

GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

Octubre 2023

BORRADOR

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETO DE LA GUÍA	1
2.	MARCO LEGAL Y ANTECEDENTES	2
3.	METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO DE PRESAS. MARCO INTERNACIONAL.....	9
3.1.	<i>EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LOS CRITERIOS REFERENTES A AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS</i>	<i>9</i>
3.2.	<i>CRITERIOS Y METODOLOGÍAS EMPLEADOS EN DISTINTOS PAÍSES.....</i>	<i>14</i>
3.2.1.	<i>ESTADOS UNIDOS</i>	<i>14</i>
3.2.2.	<i>PAÍSES ESCANDINAVOS</i>	<i>22</i>
3.2.2.1.	<i>SUECIA</i>	<i>22</i>
3.2.2.2.	<i>FINLANDIA.....</i>	<i>24</i>
3.2.2.3.	<i>NORUEGA</i>	<i>26</i>
3.2.3.	<i>REINO UNIDO</i>	<i>28</i>
3.2.4.	<i>ITALIA.....</i>	<i>30</i>
3.2.5.	<i>ALEMANIA</i>	<i>31</i>
3.2.6.	<i>PORTUGAL.....</i>	<i>32</i>
3.2.7.	<i>AUSTRALIA.....</i>	<i>33</i>
3.2.8.	<i>SUIZA.....</i>	<i>35</i>
3.2.9.	<i>REPÚBLICA CHECA</i>	<i>37</i>
3.2.10.	<i>CHINA.....</i>	<i>39</i>
3.2.11.	<i>JAPÓN.....</i>	<i>40</i>
3.2.12.	<i>FRANCIA.....</i>	<i>41</i>
3.3.	<i>ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS CRITERIOS Y METODOLOGÍAS EMPLEADOS INTERNACIONALMENTE</i>	<i>43</i>
4.	ASPECTOS A TENER EN CUENTA EN LA SELECCIÓN DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA DE CÁLCULO.....	45
4.1.	<i>CARACTERÍSTICAS DEL PARQUE DE PRESAS EXISTENTE EN ESPAÑA</i>	<i>45</i>
4.1.1.	<i>IDENTIFICACIÓN DE GRANDES Y PEQUEÑAS PRESAS SEGÚN EL CRITERIO DE LAS NORMAS TÉCNICAS DE SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES.....</i>	<i>46</i>
4.1.2.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN SU TIPO DE MATERIAL</i>	<i>46</i>
4.1.3.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN LAS CARACTERÍSTICAS Y TIPOLOGÍA DE LOS ALIVIADEROS</i>	<i>47</i>
4.1.4.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN SU ALTURA.....</i>	<i>49</i>
4.1.5.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN SU TITULAR</i>	<i>50</i>
4.1.6.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN LA SUPERFICIE DE SU CUENCA VERTIENTE</i>	<i>51</i>
4.1.7.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN SU VOLUMEN DE EMBALSE</i>	<i>52</i>
4.1.8.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN SU VOLUMEN DE EMBALSE PARA LAMINACIÓN DE AVENIDAS</i>	<i>53</i>
4.1.9.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN LA INFORMACIÓN FORONÓMICA DISPONIBLE EN LA PRESA Y EN LA CUENCA VERTIENTE</i>	<i>54</i>
4.1.10.	<i>NÚMERO DE PRESAS SEGÚN SU UBICACIÓN GEOGRÁFICA</i>	<i>58</i>
4.2.	<i>INFORMACIÓN DE PARTIDA.....</i>	<i>59</i>
4.3.	<i>TAMAÑO Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA VERTIENTE</i>	<i>59</i>
4.4.	<i>CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA Y DEL EMBALSE</i>	<i>59</i>
4.5.	<i>EXTRAPOLACIÓN A ALTOS PERIODOS DE RETORNO</i>	<i>59</i>
4.6.	<i>LA RELACIÓN ENTRE EL CAUDAL PUNTA Y EL VOLUMEN DEL HIDROGRAMA EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LAS PRESAS.....</i>	<i>76</i>
4.7.	<i>AVENIDAS ESTACIONALES Y NIVELES PREVIOS EN EL EMBALSE.....</i>	<i>82</i>
5.	RECOMENDACIONES METODOLÓGICAS PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS.....	89
5.1.	<i>INFORMACIÓN DE PARTIDA.....</i>	<i>89</i>
5.1.1.	<i>INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....</i>	<i>89</i>
5.1.1.1.	<i>INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA.....</i>	<i>91</i>
5.1.1.1.1.	<i>Fuentes de información pluviométrica</i>	<i>91</i>
5.1.1.1.2.	<i>Confeción de las series de datos</i>	<i>91</i>
5.1.1.1.3.	<i>Revisión de la calidad de la información.....</i>	<i>91</i>
5.1.1.2.	<i>INFORMACIÓN FORONÓMICA</i>	<i>96</i>
5.1.1.2.1.	<i>Fuentes de información foronómica.....</i>	<i>96</i>
5.1.1.2.2.	<i>Análisis del grado de alteración de los puntos de medida</i>	<i>96</i>
5.1.1.2.3.	<i>Confeción de las series de datos</i>	<i>99</i>
5.1.1.2.4.	<i>Revisión de la calidad de la información.....</i>	<i>99</i>



5.1.2.	<u>INFORMACIÓN SOBRE LA PRESA Y EL EMBALSE</u>	109
5.1.3.	<u>INFORMACIÓN SOBRE LA CUENCA VERTIENTE</u>	109
5.1.4.	<u>OTRO TIPO DE INFORMACIÓN</u>	109
5.2.	<u>ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS LEYES DE FRECUENCIA DE CAUDALES MÁXIMOS Y VOLÚMENES DE AVENIDA</u>	110
5.2.1.	<u>ESTIMACIÓN DE LA LEY DE FRECUENCIA DE CAUDALES MÁXIMOS</u>	110
5.2.1.1.	<u>TRANSFORMACIÓN DE DATOS DE CAUDALES MEDIOS DIARIOS EN INSTANTÁNEOS</u>	112
5.2.1.2.	<u>AJUSTE DE LA LEY DE FRECUENCIA DE CAUDALES MÁXIMOS MEDIANTE TÉCNICAS DE REGIONALIZACIÓN</u>	124
5.2.1.3.	<u>SELECCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN Y EL PROCEDIMIENTO DE AJUSTE</u>	135
5.2.1.4.	<u>REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA LEY DE FRECUENCIA Y CONTRASTE CON LOS DATOS OBSERVADOS</u>	145
5.2.1.5.	<u>INTRODUCCIÓN DE INFORMACIÓN HISTÓRICA EN EL AJUSTE DE LA LEY DE FRECUENCIA</u>	148
5.2.1.5.1.	<u>Utilidad de la información histórica en la extrapolación a altos periodos de retorno</u>	148
5.2.1.5.2.	<u>Fuentes de información no sistemática</u>	153
5.2.1.5.3.	<u>Introducción de información no sistemática en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos</u>	170
5.2.1.5.3.1.	<u>Tipos de información no sistemática</u>	170
5.2.1.5.3.2.	<u>Procedimientos de ajuste de la ley de frecuencia con información no sistemática</u>	174
5.2.1.5.3.3.	<u>Representación gráfica de la ley de frecuencia y contraste con los datos históricos</u>	184
5.2.1.6.	<u>CÁLCULO APROXIMADO DE LOS CUANTILES DE ALTO PERIODO DE RETORNO A PARTIR DEL CUANTIL DE 100 AÑOS</u>	187
5.2.1.7.	<u>ESTIMACIÓN DE LA INCERTIDUMBRE. CÁLCULO DE LOS INTERVALOS DE CONFIANZA</u>	191
5.2.2.	<u>ESTIMACIÓN DE LA LEY DE FRECUENCIA DE VOLÚMENES DE AVENIDA</u>	205
5.2.2.1.	<u>OBTENCIÓN DE LAS SERIES TEMPORALES DE VOLÚMENES DE AVENIDA</u>	207
5.2.2.2.	<u>AJUSTE DE LA LEY DE FRECUENCIA DE VOLÚMENES DE AVENIDA</u>	221
5.2.2.3.	<u>CÁLCULO APROXIMADO DE LOS CUANTILES DE ALTO PERIODO DE RETORNO A PARTIR DEL CUANTIL DE 100 AÑOS</u>	227
5.2.2.4.	<u>ESTIMACIÓN DE LOS INTERVALOS DE CONFIANZA</u>	230
5.2.3.	<u>ESTIMACIÓN DE LAS LEYES DE FRECUENCIA ESTACIONALES</u>	232
5.2.3.1.	<u>LEYES DE FRECUENCIA ESTACIONALES DE CAUDAL MÁXIMO. CASO DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN GEV Y GUMBEL</u>	233
5.2.3.1.1.	<u>Metodología general de cálculo</u>	233
5.2.3.1.2.	<u>Selección del umbral</u>	238
5.2.3.1.3.	<u>Análisis de la homogeneidad del comportamiento estacional</u>	248
5.2.3.1.4.	<u>Definición de los periodos estacionales</u>	253
5.2.3.1.5.	<u>Propuesta de interpretación del concepto de periodo de retorno para su aplicación estacional. Criterio de selección de los periodos de retorno estacionales para el cálculo de resguardos</u>	265
5.2.3.1.6.	<u>Representación gráfica de las leyes de frecuencia estacionales</u>	270
5.2.3.2.	<u>LEYES DE FRECUENCIA ESTACIONALES DE CAUDAL MÁXIMO. CASO DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN TCEV</u>	284
5.2.3.3.	<u>LEYES DE FRECUENCIA ESTACIONALES DE VOLUMEN DE AVENIDA</u>	291
5.3.	<u>ESTIMACIÓN PRELIMINAR DEL GRADO DE LAMINACIÓN EN EL EMBALSE</u>	293
5.4.	<u>APLICACIÓN DE MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS AL CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE CRECIDA EN RÉGIMEN NATURAL. CUENCAS DE PEQUEÑO Y MEDIANO TAMAÑO</u>	301
5.4.1.	<u>CONSTRUCCIÓN DEL MODELO</u>	306
5.4.1.1.	<u>DIVISIÓN EN SUBCUENCAS</u>	306
5.4.1.2.	<u>TORMENTAS DE CÁLCULO</u>	312
5.4.1.2.1.	<u>Interpolación de la precipitación y cálculo de la lluvia areal</u>	326
5.4.1.2.1.1.	<u>Métodos directos de cálculo de la lluvia areal</u>	326
5.4.1.2.1.2.	<u>Métodos de ajuste de una superficie de precipitación</u>	330
5.4.1.2.1.3.	<u>Comparación entre métodos y ejemplo de aplicación</u>	337
5.4.1.2.2.	<u>Construcción del hietograma de cálculo</u>	343
5.4.1.3.	<u>MODELACIÓN DE LA INFILTRACIÓN Y OTRAS DETRACCIONES. FUNCIÓN PRODUCCIÓN</u>	359
5.4.1.4.	<u>CÁLCULO DEL CAUDAL DE ESCORRENTÍA DIRECTA. FUNCIÓN DISTRIBUCIÓN</u>	366
5.4.1.5.	<u>PROPAGACIÓN EN CAUCE</u>	373
5.4.2.	<u>CALIBRACIÓN DEL MODELO</u>	384
5.4.2.1.	<u>CALIBRACIÓN DE LA FUNCIÓN PRODUCCIÓN</u>	387
5.4.2.2.	<u>CALIBRACIÓN DE LA FUNCIÓN DISTRIBUCIÓN</u>	397
5.4.3.	<u>ASIGNACIÓN DE INTERVALOS DE CONFIANZA A LAS LEYES DE FRECUENCIA OBTENIDAS A PARTIR DEL MODELO HIDROMETEOROLÓGICO</u>	405



5.4.4.	CONTRASTE DE LOS RESULTADOS DEL MODELO HIDROMETEOROLÓGICO CON LOS DEL ANÁLISIS ESTADÍSTICO.....	412
5.4.5.	CÁLCULO DE LAS LEYES DE FRECUENCIA ESTACIONALES DE CAUDALES PUNTA Y DE VOLÚMENES DE AVENIDA A PARTIR DE LOS RESULTADOS DEL MODELO HIDROMETEOROLÓGICO.....	417
5.4.6.	CÁLCULO EN CUENCAS CON FUSIÓN DE NIEVE	423
5.5.	CÁLCULO EN CUENCAS ALTERADAS.....	457
5.5.1.	ANÁLISIS DEL GRADO DE ALTERACIÓN HIDROLÓGICA DE LA CUENCA	460
5.5.2.	CÁLCULO DE LEYES DE FRECUENCIA E HIDROGRAMAS DE CRECIDA EN CUENCAS ALTERADAS	465
5.6.	CÁLCULO DE LEYES DE FRECUENCIA E HIDROGRAMAS DE CRECIDA EN CUENCAS GRANDES	470
5.7.	CÁLCULO DE LOS NIVELES MÁXIMOS EN EL EMBALSE	470
5.7.1.	ASPECTOS A TENER EN CUENTA PARA EL CÁLCULO DE LOS NIVELES MÁXIMOS EN EL EMBALSE.....	470
5.7.2.	PROCEDIMIENTOS DE CARACTERIZACIÓN DE LA DEPENDENCIA ESTADÍSTICA ENTRE CAUDALES PUNTA Y VOLÚMENES DE AVENIDA.....	486
5.7.2.1.	CARACTERIZACIÓN A PARTIR DE LA REGRESIÓN LINEAL REGIONAL ENTRE LOS LOGARITMOS DE LAS VARIABLES.....	487
5.7.2.2.	CARACTERIZACIÓN MEDIANTE UNA CÓPULA REGIONAL.....	496
5.7.2.3.	INTERPRETACIÓN DEL CONCEPTO DE PERIODO DE RETORNO PARA VARIABLES HIDROLÓGICAS BIVARIADAS.....	501
5.7.3.	ANÁLISIS DE LAS DISTINTAS APROXIMACIONES DE CÁLCULO RESPECTO A LA SOLICITACIÓN HIDROLÓGICA	510
5.7.4.	PROPUESTA DE CÁLCULO DE LOS NIVELES MÁXIMOS EN EL EMBALSE	525
5.7.4.1.	SIMPLIFICACIÓN DE LA SOLICITACIÓN HIDROLÓGICA CONSIDERANDO SOLO EL CAUDAL PUNTA	526
5.7.4.2.	SIMPLIFICACIÓN DE LA SOLICITACIÓN HIDROLÓGICA CONSIDERANDO UN HIDROGRAMA ENVOLVENTE	527
5.7.4.3.	CONSIDERACIÓN DE LA DEPENDENCIA ESTADÍSTICA DEL CAUDAL Y EL VOLUMEN Y APLICACIÓN DE UN PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PROBABILÍSTICO.....	532
5.7.4.3.1.	Consideración de un nivel previo en el embalse fijo, anual o estacional	534
5.7.4.3.2.	Consideración de un nivel previo en el embalse aleatorio	545
5.7.4.3.3.	Cálculo probabilístico en cuencas alteradas.....	549
5.8.	CONSIDERACIÓN DEL IMPACTO DEL CAMBIO CLIMÁTICO.....	559
5.9.	RECOMENDACIONES PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS EN LAS CUENCAS COSTERAS DEL LEVANTE Y SURESTE PENINSULAR	583
6.	CASOS DE ESTUDIO	583
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	584

ANEXOS

- ANEXO I. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA APLICACIÓN DE TÉCNICAS DE REGIONALIZACIÓN
- ANEXO II. PROCEDIMIENTO DE AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN GEV Y GUMBEL MEDIANTE L-MOMENTOS
- ANEXO III. MODIFICACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN PARA SU APLICACIÓN CON INFORMACIÓN CENSURADA. TEST DE ESTACIONARIDAD PARA DATOS CENSURADOS
- ANEXO IV. TABULACIÓN DE LOS INTERVALOS DE CONFIANZA PARA DISTINTAS SITUACIONES DE AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN
- ANEXO V. EL MODELO ESTADÍSTICO DE SERIES PARCIALES O MÁXIMOS SOBRE UN UMBRAL
- ANEXO VI. AJUSTE DE LA FUNCIÓN SQRT-ET_{max} MEDIANTE MOMENTOS PONDERADOS PROBABILÍSTICAMENTE
- ANEXO VII. VALORES DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE USOS DEL SUELO DEL CLC2000
- ANEXO VIII. VALORES DE FACTOR DE FUSIÓN Y TEMPERATURA BASE PARA LAS CUENCAS NIVELES DEL PROGRAMA ERHIN



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ejemplos de criterios de riesgo asumible (Fuente: Berga, 1998).....	14
Figura 2. Diagrama de flujo para la determinación de la avenida de diseño (Diagrama 1) (Fuente: FEMA, 2004).....	19
Figura 3. Diagrama de flujo para la determinación de la avenida de diseño (Diagrama 2) (Fuente: FEMA, 2004).....	20
Figura 4. Clasificación de las presas según su tipo de material.....	47
Figura 5. Número de presas según la tipología de sus aliviaderos.....	48
Figura 6. Número de presas según la capacidad de desagüe de sus aliviaderos.....	49
Figura 7. Clasificación de las presas según su altura.....	50
Figura 8. Número de presas según su titular.....	51
Figura 9. Número de presas según la superficie de su cuenca vertiente.....	52
Figura 10. Número de presas según su volumen de embalse.....	53
Figura 11. Número de presas según su volumen de embalse para laminación de avenidas.....	54
Figura 12. Número de presas según el número de años disponible con información sobre caudales vertidos y volúmenes embalsados.....	55
Figura 13. Número de estaciones de aforos según la superficie de su cuenca vertiente.....	56
Figura 14. Comparación del número de presas y estaciones de aforos según el tamaño de su cuenca vertiente.....	57
Figura 15. Comparación del número de presas y estaciones de aforos según el tamaño de su cuenca vertiente (detalle para cuencas de hasta 2.000 km ²).....	58
Figura 16. Clasificación de las presas según su ubicación geográfica.....	59
Figura 17. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en las regiones consideradas en las cuencas del Duero (Región 21), Tajo (Región 31) y Ebro (Región 92), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	62
Figura 18. Media e intervalos de confianza del 67% y 90% de la estimación del L-CV (izquierda) y del L-CS (derecha) en función del tamaño de la muestra (Fuente: Jiménez <i>et al.</i> , 2014; CEDEX, 2009b).....	64
Figura 19. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en las regiones consideradas en las cuencas del Duero (Región 21), Tajo (Región 31) y Ebro (Región 92), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul) y para el caso de ajuste regional (rojo) (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	65
Figura 20. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región considerada en la cuenca del Tajo (Región 31), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul) y para el caso de ajuste regional considerando una diferencia respecto al L-CS regional del +10% (izquierda), +20% (centro) y +30% (derecha) (rojo) (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	66
Figura 21. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 1.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región considerada en la cuenca del Tajo (Región 31), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul), ajuste local con información sistemática e histórica (periodo histórico de 200 años) (verde) y ajuste regional (rojo) (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	68
Figura 22. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región considerada en la cuenca del Tajo (Región 31), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul) y con información sistemática e histórica (rojo) (periodo histórico de 200 años). IZQUIERDA: Información histórica sin error. CENTRO: Información histórica con error de +25%. DERECHA: Información histórica con error de +50% (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	69
Figura 23. Diferencia entre el límite superior del intervalo de confianza del 67% respecto a la mediana de las estimaciones, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 10, 100, 1.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región considerada en la cuenca del Duero (región 21) (IZQUIERDA), Tajo (Región 31) (CENTRO) y Ebro (región 92) (DERECHA) para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia mediante máximos anuales (azul) y mediante series de duración parcial (rojo).....	70

Figura 24. Contraste de cuantiles de volumen simulados y observados en el embalse de La Barca sobre el río Narcea (Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Occidental).....	77
Figura 25. Parejas de valores caudal punta y volumen de avenida, a escala logarítmica, en la estación de aforos 9062 de la Demarcación Hidrográfica del Ebro.....	79
Figura 26. Ejemplo de gráficos para el contraste de la serie temporal de un pluviómetro con la de otras estaciones cercanas. Imagen superior izquierda: gráfico de altitud-precipitación media. Imagen superior derecha: gráfico de dobles acumulaciones. Imagen inferior: gráfico con la representación temporal de las series de precipitaciones diarias máximas anuales.....	93
Figura 27. Análisis gráfico de la tendencia temporal de la serie de caudales máximos anuales de la EA 5001 en la DH del Guadalquivir en la que se aprecia la reducción de los caudales a partir del año 1945 como consecuencia de la construcción de la presa de Tranco de Beas.....	98
Figura 28. Ejemplo de representación gráfica de las parejas de valores altura-caudal, correspondiente a la estación de aforos 9091, en la que se aprecia las distintas relaciones utilizadas a lo largo del tiempo.....	101
Figura 29. Ejemplo de análisis de los datos de una estación de aforo en régimen natural. Río Arga en Echauri, DH del Ebro (Fuente: CEDEX, 2022).....	103
Figura 30. Ejemplo de análisis de los datos de un embalse en régimen natural. Embalse de Belesar, DH del Miño-Sil (Fuente: CEDEX, 2022).....	103
Figura 31. Ejemplo de análisis de cadenas entre estaciones del río Júcar (Fuente: CEDEX, 2022).....	104
Figura 32. Ejemplo de estación de aforos sin tendencia temporal (izquierda) y con tendencia temporal (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009b, MARM, 2011; Jiménez <i>et al.</i> , 2012; Jiménez <i>et al.</i> , 2013).....	105
Figura 33. Representación gráfica de una serie de datos con un valor anómalo frente a sus probabilidades muestrales (EA3172. DH del Tajo). Ajuste de la ley de frecuencia considerando el <i>outlier</i> (izquierda) y sin considerarlo (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009b, MARM, 2011; Jiménez <i>et al.</i> , 2012; Jiménez <i>et al.</i> , 2013).....	107
Figura 34. Regresión entre los caudales medios diarios e instantáneos en la estación de aforo 2076. DH del Duero.....	114
Figura 35. Regresión para ajuste de la fórmula de Fuller en la cuenca del Tajo (Fuente: CEDEX, 2009b).....	116
Figura 36. Contraste de la incertidumbre asociada al completado de los caudales instantáneos con los intervalos de confianza de la estimación para la EA 1398 de la DH del Cantábrico Occidental.....	118
Figura 37. Contraste de la ley de frecuencia de caudales máximos, y de sus intervalos de confianza, obtenida a partir del registro de caudales máximos instantáneos, con las obtenidas a partir de la transformación de los caudales máximos medios diarios en instantáneos mediante tres procedimientos distintos (coeficiente obtenido a partir de los diez últimos años de la serie, coeficiente procedente de una estación cercana y fórmula de Fuller). Izquierda: estación 2057 de la DH del Duero. Derecha: estación 1196 de la DH del Cantábrico Oriental.....	119
Figura 38. Gráficas ilustrando el proceso para estimar los datos de caudal instantáneo y su ley de frecuencia asociada, mediante la utilización de un modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente.....	122
Figura 39. Diferencia entre el límite superior del intervalo de confianza del 50, 67 y 90% y la mediana de las estimaciones (expresada en %), para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en las regiones consideradas en las cuencas del Duero (Región 21), Tajo (Región 31) y Ebro (Región 92), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	126
Figura 40. División en regiones con comportamiento estadístico homogéneo respecto a los caudales máximos anuales (Fuente: modificado a partir de CEDEX, 2009a y Jiménez <i>et al.</i> , 2014).....	129
Figura 41. Comparación del error de estimación de los cuantiles de caudal máximo en función del número de datos de la muestra para un esquema de regionalización basado en índice de avenida y en la regionalización del L-CS. Región 81. (Fuente: CEDEX, 2009a; Jiménez <i>et al.</i> , 2014).....	131
Figura 42. Diagrama de L-momentos.....	137
Figura 43. Representación de los L-momentos muestrales en el diagrama de L-momentos para las regiones 21 (izquierda) y 92 (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009a).....	140
Figura 44. Representación gráfica del error en el ajuste a los datos observados de distintos modelos estadísticos, para las estaciones de aforos con más de 50 datos de las regiones 21 (izquierda) y 92 (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009a).....	141
Figura 45. Resultados del análisis de la capacidad predictiva de los distintos modelos estadísticos para las regiones 21 (izquierda) y 92 (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009a).....	142
Figura 46. Representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel de una función de distribución tipo Gumbel junto a la serie de datos con sus probabilidades muestrales.....	146
Figura 47. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región estadística 31 (cuenca del Tajo), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul) y con información sistemática e histórica (rojo) (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	149



Figura 48. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, en función del tamaño de la muestra, en la región 31 de la cuenca del Tajo para los casos de ajuste local (negro), regional (azul) y regional con información histórica considerando una longitud del periodo histórico de 200 años (rojo) y periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	151
Figura 49. Evolución temporal de las grandes inundaciones documentadas en el río Segre en Lleida. La líneas azules representan los caudales pico reconstruidos en cada caso. La línea roja indica el umbral mínimo de caudal escogido en esta ciudad para delimitar los grandes episodios. La serie en rojo corresponde a la serie sistemática medida en el aforo (Fuente: Balasch, 2021). ...	156
Figura 50. Ejemplo de ficha de inundación histórica procedente del “ <i>Estudio de Inundaciones Históricas. Mapas de Riesgos Potenciales. Cuenca del Pirineo Oriental</i> ” de la Comisión Nacional de Protección Civil (Fuente: CNPC, 1983).	157
Figura 51. Aplicación informática para consulta de la información del Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Imagen superior izquierda: pantalla principal de la aplicación correspondiente a la versión de año 2005. Imagen superior derecha: pantalla principal de la aplicación correspondiente a la versión de año 2013. Imágenes inferiores: ejemplos de consulta y visualización de datos en la versión del año 2013 (Fuente: Presentaciones realizadas por la DGPCE durante las Jornadas técnicas sobre aspectos clave en la reducción del riesgo de inundación, 2017 y Taller de Actualización sobre gestión de riesgos hidrometeorológicos, 2015).....	159
Figura 52. Ejemplos de consulta y visualización de datos del <i>Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas</i> de forma <i>online</i> (Fuente: Presentación realizada por la DGPCE durante las Jornadas técnicas sobre aspectos clave en la reducción del riesgo de inundación, 2017).....	160
Figura 53. Escala limnimétrica de la fachada de la iglesia de Sant Martí en Xerta. Reúne las cotas máximas del agua de las inundaciones del río Ebro entre 1.617 y 1.961. El límite superior alcanza los 10 m de calado sobre el fondo del cauce del Ebro (Fuente: Balasch, 2021).	163
Figura 54. Principales tipos de evidencias dendrogeomorfológicas a escala de árbol completo utilizadas para datar avenidas del pasado y estimar su magnitud: 1. inclinado y con rebrotes verticales; 2. inclinado; 3. decapitado; 4. con herida en la corteza del tronco (descortezado); 5. con arranque de ramas; 6. con pérdida parcial de la copa; 7. con bruñido de la corteza del tronco; 8. con un codo brusco en el tronco; 9. con un estrechamiento brusco del tronco; 10. con un tronco bifurcado; 11. con ramas en candelabro; 12. con enterramiento de ramas; 13. con descalce del cepellón en pedestal; 14. con raíces expuestas por descalce y 15. con raíces adventicias tras enterramiento. (Fuente: Díez-Herrero, 2021. Modificada de Díez-Herrero <i>et al.</i> , 2007).....	164
Figura 55. Izquierda: Abrigo rocoso en el río Segre mostrando múltiples niveles de inundación (Rico, 2004). Derecha: Parte superior de una cata efectuada en la cabecera del río Guadalentín con evidencia de 24 niveles de inundación acumulados durante los últimos 1.000 años (Benito <i>et al.</i> , 2010) (Fuente: Tomado de Benito, 2021).....	165
Figura 56. Representación gráfica de los distintos tipos de información censurada. Imagen superior izquierda: Información Tipo Ia. Imagen superior derecha: Información Tipo Ib. Imagen inferior: Información Tipo II.....	172
Figura 57. Representación gráfica de la ley de frecuencia de caudales instantáneos máximos anuales obtenida en la EA 1005, junto a los datos sistemáticos y no sistemáticos empleados en su obtención.	183
Figura 58. Ejemplo de representación gráfica de una ley de frecuencia de caudales máximos anuales junto a los datos sistemáticos e históricos con sus probabilidades muestrales. Río Ebro en Tortosa.....	186
Figura 59. Contraste de los caudales de alto periodo de retorno estimados a partir del caudal de 100 años con la ley de frecuencia de caudales máximos y sus intervalos de confianza, para dos estaciones representativas de las regiones 21 y 92.....	189
Figura 60. Ejemplo de estimación de una ley de frecuencia de caudales máximos anuales a partir de distintas muestras de escasa longitud. (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	192
Figura 61. Esquema de la caracterización de la incertidumbre de las estimaciones. (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	193
Figura 62. Contraste entre la ley de frecuencia real y el promedio de 50.000 estimaciones, obtenidas a partir de muestras estocásticas de 50 datos, para diferentes situaciones de ajuste: local (izquierda), local con la mayor avenida histórica en un periodo de 200 años (centro) y con L-CS regional (derecha). (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	194
Figura 63. Esquema de la información sistemática e histórica generada en las simulaciones numéricas, para el caso de considerar una única avenida histórica en el ajuste ($K=1$). (Fuente: Jiménez y García, 2021).....	198



Figura 64. Límite superior e inferior del intervalo de confianza del 67% y 90% (expresado como diferencia respecto a la mediana de las estimaciones en % - eje de ordenadas), para un periodo de retorno de 1.000 años, en función del tamaño de la muestra (eje de abcisas), para dos procedimientos de cálculo: simulaciones de Monte Carlo (líneas azules) y fórmulas teóricas (líneas rojas).	199
Figura 65. Ejemplo de mayoración de una ley de frecuencia, ajustada a partir de una muestra de 59 datos y un valor de L-CS regional de 0,254, mediante los intervalos de confianza incluidos en el Anexo IV, para un nivel de confianza del 67, 80 y 90%. Se muestran los resultados para el rango de periodos de retorno comprendido entre 100 y 1.000 años.	204
Figura 66. Comparación de un hidrograma de avenida registrado a escala diaria en la ROEA y a escala quinceminutal por el SAIH (estación 9068 de la DH del Ebro), junto con el volumen de avenida obtenido a partir de cada registro.	209
Figura 67. Componentes del hidrograma (Fuente: XXX).	210
Figura 68. Ejemplo de identificación del inicio del hidrograma de la avenida con información SAIH quinceminutal.	211
Figura 69. Ejemplo de identificación del inicio del hidrograma de la avenida con información diaria de la ROEA.	212
Figura 70. Ejemplo de identificación del punto final del hidrograma a partir de información quinceminutal de una estación SAIH.	213
Figura 71. Ejemplo de identificación del punto final del hidrograma a partir de información diaria de una estación de la ROEA.	214
Figura 72. Ejemplo de limnigrama registrado en una EA de la ROEA (arriba) y de histograma elaborado a partir de los tiempos de base (abajo).	216
Figura 73. Ejemplo de hidrograma con diferente número de puntas según la resolución temporal del registro, quinceminutal (azul) o diario (verde).	217
Figura 74. Ejemplo de combinación de información foronómica y pluviométrica para identificar el hidrograma de una crecida.	217
Figura 75. Procedimientos de separación de la componente subterránea del hidrograma (Fuente: Chow <i>et al.</i> , 1988).	219
Figura 76. Representación esquemática de la separación del volumen total del hidrograma de avenida en su componente base y de escorrentía directa.	219
Figura 77. Representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel de la ley de frecuencia de volúmenes de avenida de la estación 3268 de la DH del Tajo junto a los datos de la muestra.	225
Figura 78. Selección de caudales pico mediante la técnica de máximos sobre un umbral a lo largo de un año hidrológico en la EA 3182. DH del Tajo.	234
Figura 79. Leyes de frecuencia anual y estacionales correspondientes a la EA 3182 de la DH del Tajo.	236
Figura 80. Distribuciones de probabilidad por mes, anual y estacionales, correspondientes a la EA 3182 de la DH del Tajo.	237
Figura 81. Magnitudes empleadas en los criterios de independencia. Fuente: Lang <i>et al.</i> , 1999.	239
Figura 82. Relación entre el número de eventos por año (μ) y la magnitud del umbral (S). Fuente: Lang <i>et al.</i> , 1999.	241
Figura 83. Gráficas resultantes de la aplicación de los test estadísticos para la selección del umbral en dos estaciones de la región 31 (DH del Tajo). Se ha marcado con una línea roja el tramo de la curva umbral-excedencia media con un comportamiento aproximadamente lineal. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.	243
Figura 84. Gráficas resultantes de la aplicación de los test estadísticos para la selección del umbral en dos estaciones de la región 22 (DH del Duero). Se ha marcado con una línea roja el tramo de la curva umbral-excedencia media con un comportamiento aproximadamente lineal. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.	244
Figura 85. Gráficos con los resultados del test de homogeneidad de la distribución de probabilidad de la magnitud de los caudales punta superiores al umbral. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.	250
Figura 86. Gráfico con los resultados del test de homogeneidad de la distribución de probabilidad de la magnitud de los caudales punta superiores al umbral para la EA 3182. DH del Tajo. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.	252
Figura 87. Gráficas obtenidas en el análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en la EA 3182. Izquierda: número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y los percentiles del 5% y 95%). Derecha: Test de Ouarda <i>et al.</i> [1993]. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.	254
Figura 88. Análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en cada región estadística. Izquierda: número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y los percentiles del 5% y 95%). Derecha: Test de Ouarda <i>et al.</i> [1993] (Fuente: CEDEX, 2009a).	261



Figura 89. Gráficas obtenidas en el análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en la EA 9040 de la DH del Ebro. Izquierda: número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y los percentiles del 5% y 95%). Derecha: Test de Ouarda et al. [1993].	272
Figura 90. Resultado de aplicar el test de homogeneidad de la distribución de caudales punta superiores al umbral a la EA 9040 de la DH del Ebro.	273
Figura 91. Representación gráfica de las leyes de frecuencia anual y estacionales de la EA 9040 de la DH del Ebro, junto a las series de caudales estacionales sobre el umbral y máximos anuales.	278
Figura 92. Ejemplos de contraste gráfico de las leyes de frecuencia estacionales con las series de datos. Izquierda: Ejemplo de periodo de estiaje con muy pocos datos. Derecha: Ejemplo de discrepancia en pendiente y curvatura en el caso de periodos estacionales con pocos datos.	279
Figura 93. Diferencia en la representación gráfica de una serie de caudales medios diarios máximos anuales y de caudales medios diarios sobre un umbral, correspondientes a la EA 2034 de la DH del Duero. Junto a los datos se ha representado también la ley de frecuencia de caudales máximos anuales.	279
Figura 94. Representación gráfica de las leyes de frecuencia anual y estacionales de la EA 9040 de la DH del Ebro, junto a las series de caudales máximos estacionales y máximos anuales.	281
Figura 95. Ley de frecuencia de caudales máximos en la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas.	287
Figura 96. Resultado de aplicar el test de homogeneidad estacional a la serie de caudales punta sobre el umbral de la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas.	287
Figura 97. Gráficas obtenidas en el análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas. Izquierda: número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y los percentiles del 5% y 95%). Derecha: Test de Ouarda et al. [1993].	288
Figura 98. Descomposición en funciones estacionales de la función Gumbel correspondiente a la primera rama de la TCEV ajustada a la serie de datos de la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas.	289
Figura 99. Funciones estacionales y anual de la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas.	290
Figura 100. Leyes de frecuencia estacionales de volumen de avenida en la presa de Huesna (DH del Guadalquivir).	292
Figura 101. Comparación de leyes de frecuencia de caudales de entrada y salida en una presa con una capacidad de laminación grande, superior a la incertidumbre de los caudales (izquierda), y una capacidad de laminación pequeña, inferior a la incertidumbre (derecha).	294
Figura 102. Relación geométrica entre el hidrograma de entrada y el hidrograma de salida para aliviadero de labio fijo.	295
Figura 103. Aproximación lineal de la curva de embalse entre el Nivel Máximo Normal (NMN) y el Nivel de Avenida de Proyecto (NAP).	296
Figura 104. Obtención gráfica del grado de laminación esperable en el embalse. Presa de Yesa. DH del Ebro.	297
Figura 105. Ubicación geográfica de los 21 sitios de estudio seleccionados (Fuente: Sordo <i>et al.</i> , 2012).	298
Figura 106. Curvas de ajuste de la relación CVV vs. CC para presas con aliviaderos de labio fijo (izquierda) y RRC vs. CC para presas con aliviaderos con compuertas (derecha) (Fuente: Sordo <i>et al.</i> , 2012).	299
Figura 107. Esquema de cálculo en la modelación hidrometeorológica de crecidas.	304
Figura 108. Distribución de la precipitación (derecha) y del umbral de escorrentía (izquierda) en la cuenca del río Albaida (DH del Júcar).	307
Figura 109. Leyes de frecuencia de caudales máximos en la cuenca del río Albaida (DH del Júcar) obtenidas mediante un modelo distribuido y agregado.	307
Figura 110. Comparación de hidrogramas unitarios para la cuenca del río Magro (DH del Júcar) obtenidos mediante la aplicación del hidrograma unitario adimensional del SCS y del hidrograma unitario distribuido de Clark.	308
Figura 111. Desagregación de una cuenca en tres subcuencas y esquema de cálculo asociado (Fuente: Ferrer, 1992).	309
Figura 112. MDT (imagen superior izquierda) de la cuenca del río Narcea (DH del Cantábrico Occidental), y delimitación (imagen superior derecha) y caracterización (tabla inferior) de subcuencas obtenida mediante el modelo HEC-HMS.	311
Figura 113. Propuesta de regiones con comportamiento estadístico homogéneo respecto a las precipitaciones diarias máximas anuales, identificadas en los trabajos de actualización del mapa de precipitaciones máximas (Fuente: CEDEX).	315
Figura 114. Coordenadas del pluviómetro 04257 y región estadística en la que se encuentra ubicado.	316
Figura 115. Ley de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257, obtenida mediante el ajuste regional de una función GEV.	319



Figura 116. Ley de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257, obtenida mediante el ajuste regional de una función $SQRT-ET_{max}$	321
Figura 117. Contraste de las dos leyes de frecuencia ajustadas a la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257.	323
Figura 118. Esquema del proceso de obtención de la ley de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales areales en la cuenca.....	324
Figura 119. Construcción de los polígonos de Thiessen (Fuente: Lawrence, 2002).	327
Figura 120. Construcción de los ejes y los ángulos del método de los dos ejes (Fuente: Lawrence, 2002).....	328
Figura 121. Proceso de cálculo del método hipsométrico (Fuente: XXX).	329
Figura 122. Construcción de la superficie de precipitación mediante el método de la isoyetas (Fuente: Lawrence, 2002).....	331
Figura 123. Componentes del semivariograma: rango, meseta y pepita (Fuente: Manual de ayuda de ARCGIS).	334
Figura 124. Modelo esférico de semivariograma (Fuente: Manual de ayuda de ARCGIS).	335
Figura 125. Modelo exponencial de semivariograma (Fuente: Manual de ayuda de ARCGIS).	336
Figura 126. Cuenca del río Palancia y situación de los pluviómetros existentes en la zona.	340
Figura 127. Precipitaciones correspondientes a 500 años de periodo de retorno obtenidas mediante distintos procedimientos de cálculo. Cuenca del río Palancia.	341
Figura 128. Factor corrector por área (Fuente: Témez, 1991).....	344
Figura 129. Aplicación del factor corrector por área en distintos puntos de cálculo en un modelo de cuenca del HEC-HMS: EA 1353 y punto de ubicación de presa de La Barca en el río Narcea.	344
Figura 130. Ejemplo de determinación de la duración de un evento de precipitación a partir de la información registrada en dos pluviómetros (figura superior) o a través de la duración del hidrograma de avenida generado en una determinada cuenca (figura inferior).....	346
Figura 131. Histograma con la distribución de duraciones de lluvia neta en la región 12 (Fuente: MARM, 2011).....	346
Figura 132. Mapa de factor de torrencialidad (Fuente: MF, 2019).	348
Figura 133. Representación gráfica de curvas IDF (Fuente: Ferrer, 1992).	349
Figura 134. Curvas IDF del pluviógrafo 4452 (izquierda) y detalle de estas para duraciones menores de 24h (derecha).....	353
Figura 135. Comparación de las curvas IDF adimensionales (izquierda) y detalle de estas para duraciones menores de 24h (derecha). En rojo las correspondientes al pluviógrafo 4452 y en azul la procedente de la expresión algebraica de la Norma 5.2. IC para un factor de torrencialidad $I1Id = 10$	353
Figura 136. Ejemplos de hietogramas sintéticos de tipo simétrico (izquierda) y asimétrico (derecha).....	354
Figura 137. Hietograma sintético con distribución simétrica de las intensidades de precipitación utilizado en el estudio hidrológico del río Narcea (Fuente: MARM, 2011).....	355
Figura 138. Hietogramas sintéticos simétricos adimensionales contruidos considerando una duración de tormenta de 6 días y diferentes intervalos de discretización temporales: 3 horas (izquierda), 4 horas (centro) y 6 horas (derecha), a partir de las curvas IDF calculadas para el pluviógrafo 4452 (los diferentes colores indican distintos periodos de retorno).	356
Figura 139. Ejemplo de capas <i>raster</i> de precipitación para distintos intervalos de una tormenta de cálculo (Fuente: MARM, 2011).	356
Figura 140. Mapa de umbral de escorrentía (mm) para la España peninsular (ULE, 2009; CEDEX, 2009b).....	364
Figura 141. Generación del fichero .dss a partir del <i>grid</i> de número de curva en formato <i>ascii</i> gracias a las utilidades de HEC-GeoRAS (izquierda) y generación del <i>grid</i> de número de curva y asignación del mismo en la entrada de parámetros del método del número de curva distribuido para el cálculo de las pérdidas en HEC-HMS (derecha).	365
Figura 142. Comparación de diversos hidrogramas unitarios de Clark para diferentes valores de la relación entre T_v y K (Fuente: Ferrer, 1992).	368
Figura 143. Fichero de texto o <i>Grid Cell File</i> con los valores de longitudes de drenaje para el modelo HEC-HMS.	370
Figura 144. Generación del fichero <i>Grid Cell File</i> dentro de las herramientas SIG del modelo HEC-HMS.	370
Figura 145. Selección del método de discretización y asignación del fichero <i>Grid Cell File</i> para una subcuenca en el modelo de cuenca de HEC-HMS.	371
Figura 146. Asignación del fichero <i>Grid Cell File</i> y selección del <i>grid</i> regional para el modelo de cuenca de HEC-HMS.	371
Figura 147. Menú de entrada de parámetros del método de la onda cinemática en el modelo HEC-HMS.	378
Figura 148. Menú de entrada de parámetros del método de Muskingum en el modelo HEC-HMS.....	378
Figura 149. Menú de entrada de parámetros del método de Muskingum-Cunge en el modelo HEC-HMS.....	379
Figura 150. Menú de entrada de parámetros del método de Puls modificado en el modelo HEC-HMS.....	379
Figura 151. Menú de entrada de parámetros del método del calado normal en el modelo HEC-HMS.....	380
Figura 152. Menús de entrada de parámetros de los métodos de Tiempo de traslación (izquierda) y Tiempo de traslación y laminación (derecha) en el modelo HEC-HMS.	380



Figura 153. Menú de entrada de parámetros del método del tiempo de traslación y laminación en el modelo HEC-HMS.....	381
Figura 154. MDT disponibles para su descarga en la web del IGN del proyecto PNOA-LiDAR.....	382
Figura 155. Hidrogramas obtenidos mediante el modelo HEC-HMS, para distintos tiempos de cálculo, en diferentes modelos de cuenca.....	386
Figura 156. Menú de entrada de parámetros para el método del número de curva del SCS distribuido en el modelo HEC-HMS.....	388
Figura 157. Subcuencas seleccionadas para la calibración en el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental).....	389
Figura 158. Datos de volumen total con sus probabilidades muestrales en los puntos de calibración del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.....	390
Figura 159. Cuantiles de volumen obtenidos con el modelo HEC-HMS para condiciones medias de humedad antecedente en los puntos de calibración (en azul) junto a los datos de volumen con sus probabilidades muestrales (en rojo). Modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.....	390
Figura 160. Cuantiles de volumen obtenidos mediante el modelo HEC-HMS calibrado (en azul) en los puntos de calibración junto a los datos de volumen con sus probabilidades muestrales (en rojo). Modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.....	392
Figura 161. Fila superior: Obtención de la ley de frecuencia de volúmenes totales (en azul a la derecha) añadiendo los volúmenes base a la ley de frecuencia de volúmenes de escorrentía directa proporcionada por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca (en azul a la izquierda), en la EA1353, y su contraste con la obtenida a partir del análisis estadístico de los datos de volumen (en rojo en ambas gráficas). Fila inferior izquierda: Contraste de la ley de frecuencia de caudales punta proporcionada por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca (en verde), en la EA1353, con los datos de caudal registrados en la estación y con la ley de frecuencia obtenida a partir del análisis estadístico de los datos (en rojo), teniendo en cuenta los caudales base asociados a los volúmenes base. Fila inferior derecha: Hidrograma de 1.000 años de periodo de retorno obtenido a partir del modelo hidrometeorológico al que se le ha añadido el caudal base.....	394
Figura 162. Menú de entrada de parámetros para el método <i>ModClark</i> en el modelo HEC-HMS en el que se puede especificar el valor de los parámetros T_r y K	398
Figura 163. Datos de caudal instantáneo máximo anual con sus probabilidades muestrales en los puntos de calibración del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.....	399
Figura 164. Cuantiles de caudal punta obtenidos con el modelo HEC-HMS para $\alpha = 0,25$ en los puntos de calibración (en azul) junto a los datos de caudal instantáneo máximo anual con sus probabilidades muestrales (en rojo). Modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.....	400
Figura 165. Cuantiles de caudal punta obtenidos mediante el modelo HEC-HMS calibrado (en azul) en los puntos de calibración junto a los datos de caudal instantáneo máximo anual con sus probabilidades muestrales (en rojo). Modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.....	401
Figura 166. Modificación del hidrograma simulado por el modelo HEC-HMS de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental) durante las diferentes etapas del proceso de calibración. Los resultados corresponden al punto donde se encuentra ubicado el embalse de La Barca. La parte superior de las gráficas muestra el hietograma de cálculo y el hietograma neto (resultado de la función producción) y la parte inferior el hidrograma resultante de la función distribución.....	402

Figura 167. Ejemplo de leyes de frecuencia de caudales punta proporcionadas por un modelo hidrometeorológico elaborado con HEC-HMS para $\alpha=0,25$, para una tormenta de 6 días de duración y distintos intervalos de discretización del hietograma: 1, 2, 3, 4 y 6 h (en azul). Se muestran también los datos de caudal instantáneo máximo anual en el punto de calibración, así como la ley de frecuencia ajustada a los mismos (en rojo).....	403
Figura 168. Ejemplo de identificación del volumen máximo en 24 horas en un hidrograma simulado.....	404
Figura 169. Selección de pluviómetros y longitudes de sus series (N) para el cálculo de las precipitaciones en una cuenca tomada como ejemplo, valores regionales de L-CS y L-CV y contraste de los resultados de cuantil de caudal máximo obtenidos mediante el modelo con los datos de la calibración en el punto de cálculo y la ley de frecuencia obtenida mediante análisis estadístico.....	409
Figura 170. Mapas resultantes de la interpolación de los cuantiles de precipitación diaria máxima anual mayorados según los intervalos de confianza para los periodos de retorno de 100, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años y el intervalo de confianza del 90%, y resultados obtenidos mediante el modelo hidrometeorológico para los tres intervalos de confianza considerados.....	411
Figura 171. Contraste entre las leyes de frecuencia de volúmenes totales de avenida obtenidas a partir del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental) y a partir del análisis estadístico de la serie temporal de volúmenes registrada en la presa. Izquierda: Valores originales de los cuantiles. Derecha: Valores de los cuantiles mayorados a partir del intervalo de confianza del 67%.....	414
Figura 172. Contraste entre las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos obtenidas a partir del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental) y a partir del análisis estadístico de la serie temporal de caudales instantáneos máximos anuales registrada en la presa. Izquierda: Valores originales de los cuantiles. Derecha: Valores de los cuantiles mayorados a partir del intervalo de confianza del 67%.....	414
Figura 173. Representación gráfica de las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos derivadas del análisis estadístico de los datos (en rojo) y simulada por el modelo hidrometeorológico (en azul) en el punto de calibración del modelo. Las líneas de trazos indican el cálculo de los periodos de retorno equivalentes.....	416
Figura 174. Representación gráfica de la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos simulada por el modelo hidrometeorológico en el punto de la presa (en azul) y la ley de frecuencia corregida (en verde) a partir de los periodos de retorno equivalentes (líneas de trazos).....	416
Figura 175. Ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos proporcionados por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental) (en azul), junto a la representación gráfica del registro de datos disponible y la ley de frecuencia obtenida mediante su análisis estadístico (en rojo). En la tabla se detalla el valor de los cuantiles proporcionados por el modelo para distintos periodos de retorno entre 2 y 10.000 años.....	421
Figura 176. Ajuste de una función GEV a los cuantiles de caudal máximo instantáneo proporcionados por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). En la tabla se indica el valor obtenido para los parámetros mediante la técnica de los mínimos cuadrados.....	421
Figura 177. Representación gráfica de las leyes de frecuencia anual y estacionales de caudales máximos instantáneos obtenidas a partir de los resultados proporcionados por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental).....	422
Figura 178. Representación gráfica de las cuencas incluidas en el programa ERHIN y su distribución por Confederaciones Hidrográficas (Fuente: web del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico).....	426
Figura 179. Distintas versiones del Anuario “ <i>La nieve en las cordilleras españolas</i> ” publicados dentro del programa ERHIN. Fila superior de izquierda a derecha: publicaciones en papel de los periodos 1989/90 a 1990/91, 1991/92 a 1992/93 y 1993/94 a 1994/95. Fila inferior: publicación digital en CD-ROM del periodo 1995/96 a 2002/03.....	427
Figura 180. Perfiles de innivación para distintas cuencas de la Cordillera Cantábrica correspondientes a la tercera campaña de campo del año hidrológico 1993/94 (Fuente: MMA, 1997).....	427
Figura 181. Ficha con datos nivales de la subcuenca del Carrión correspondientes al año hidrológico 1993/94 (Fuente: MMA, 1997).....	428
Figura 182. Ejemplo de informe de evolución de la reserva de nieve y aportaciones en el ámbito territorial de la Confederación Hidrográfica del Duero (Fuente: web del MITERD).....	429
Figura 183. Ejemplo de ficha con información sobre hipsometría nival y cuantificación del volumen de agua en forma de nieve, correspondiente a la cuenca del Carrión, procedente de un “ <i>Informe de mediciones de campo. ERHIN</i> ” de la Confederación Hidrográfica del Duero (Fuente: web del MITERD).....	430



Figura 184. Gráficas obtenidas en el análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero). Izquierda: número medio de eventos mensual. Derecha: Test de Ouarda <i>et al.</i> [1993].	434
Figura 185. Porcentajes de ocurrencia de máximos anuales en cada mes del año en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero). En azul los meses coincidentes con el periodo nival.	435
Figura 186. Porcentajes de ocurrencia de máximos sobre un umbral en cada mes del año en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero). En azul los meses coincidentes con el periodo nival.	436
Figura 187. Leyes de frecuencia anual y estacionales en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero).	437
Figura 188. Información disponible sobre el VAFN, para cada cordillera, procedente de las campañas de medición del programa ERHIN hasta el año 2021 (Fuente: web del MITERD).	438
Figura 189. Ejemplo de curva con el porcentaje de superficie innivada según la altitud (Fuente: elaboración propia a partir de información de la web del MITERD).	440
Figura 190. Mapa <i>ráster</i> de temperatura media mensual correspondiente al mes de enero elaborado por el CEDEX a partir de los resultados de la evaluación de recursos hídricos.	443
Figura 191. Comparación de un hietograma de precipitación con un hietograma conjunto obtenido mediante combinación de la precipitación y la fusión nival.	445
Figura 192. Porcentajes de superficie innivada en función de la altitud para los distintos subperiodos nivales considerados en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (DH del Duero). Las líneas negras punteadas indican el rango de variación de la cota a partir de la cual toda la superficie está cubierta de nieve. La línea roja de trazos indica la mediana del conjunto de valores de dicha cota (Fuente: elaboración propia a partir de información del programa ERHIN).	450
Figura 193. Modelo digital del terreno de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (figura de la izquierda) e identificación de la superficie de cuenca por encima de la cota 2.000 msnm (línea discontinua en la figura central y figura de la derecha).	450
Figura 194. Perfiles de innivación correspondientes a la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo, para el subperiodo final del periodo nival, procedentes de los Anuarios del programa ERHIN. La línea roja discontinua indica el perfil de innivación promedio.	451
Figura 195. Distribución del VAFN en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero) para el último subperiodo nival.	452
Figura 196. Evolución temporal de los volúmenes de agua entrantes al modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (DH del Duero), procedentes tanto de la precipitación como de la fusión de nieve.	453
Figura 197. Resultados obtenidos en las diferentes etapas del proceso de calibración del modelo HEC-HMS de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero) considerando solo la precipitación.	453
Figura 198. Resultados obtenidos en las diferentes etapas del proceso de calibración del modelo HEC-HMS de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero) considerando la fusión nival conjuntamente con la precipitación.	454
Figura 199. Mapa de situación de las presas identificadas en la cuenca del río Nalón (Fuente: MARM, 2011).	462
Figura 200. Evolución del nivel máximo en un embalse debido a la llegada de distintos hidrogramas con igual caudal punta y volumen y distinto tiempo de punta. De arriba a abajo y de izquierda a derecha: tiempos de punta de 1/5, 1/3, 1/2 y 3/4 del tiempo de base.	476
Figura 201. Parejas de valores caudal punta y volumen de avenida, a escala logarítmica, en la estación de aforos 3148 de la cuenca del río Tajo.	477
Figura 202. Curvas caudal-volumen con las parejas de valores que producen un mismo cuantil de nivel en el embalse. El punto rojo indica la pareja de caudal y volumen que combina los cuantiles de ambas variables para el periodo de retorno de 1.000 años.	479
Figura 203. Distribución estadística de niveles correspondiente al embalse de Camporredondo.	482
Figura 204. Representación esquemática de una función de probabilidad bivariada de caudal y volumen, $f(Q,V)$, y su descomposición en la función marginal del caudal (negro), $f(Q)$, y la función condicionada del volumen respecto al caudal (rojo), $f(V/Q)$.	488
Figura 205. Relación caudal-volumen para el conjunto de todos los datos de la región 31 en la DH del Tajo (se muestran en distintos colores las parejas de valores correspondientes a cada una de las estaciones que componen de la región).	489
Figura 206. Relación entre los logaritmos de caudal punta y volumen de avenida adimensionales en la región 23 (en trazo continuo se indica la recta de regresión y en trazo discontinuo la desviación estándar del ajuste).	490
Figura 207. 100.000 parejas caudal-volumen generadas de forma aleatoria mediante el procedimiento desarrollado por el CEDEX (Jiménez y Mediero, 2014b) (izquierda) e hidrogramas asociados (derecha).	494



Figura 208. Ejemplos de ajuste de la muestra estocástica de volúmenes a la ley de frecuencia de volúmenes de avenida. Izquierda: volúmenes simulados situados dentro de los límites del intervalo de confianza del 67%. Derecha: volúmenes simulados situados fuera de dichos límites.	495
Figura 209. Generación de parejas caudal–volumen mediante una cópula regional para un embalse ubicado en la región 91 (DH del Ebro). Superior izquierda: ajuste regional de la distribución GEV para el caudal mostrando valores observados y simulados. Superior derecha: ajuste de la cópula regional mostrando parejas caudal–volumen adimensionales observadas y simuladas en escala cópula. Inferior izquierda: parejas caudal–volumen observadas y simuladas en escala original. Inferior derecha: ajuste regional de la distribución GEV para el volumen mostrando valores observados y simulados.	500
Figura 210. Subdivisiones del plano caudal-volumen en dos subplanos con probabilidades 1T y 1-1T (Fuente: Jiménez y Mediero, 2014b).	503
Figura 211. Influencia del volumen de embalse en las curvas caudal-volumen. Superior izquierda: Volumen de embalse de 20 hm ³ . Superior derecha: Volumen de embalse de 60 hm ³ . Inferior izquierda: Volumen de embalse de 120 hm ³ . Inferior derecha: Volumen de embalse de 200 hm ³ (Fuente: Jiménez y Mediero, 2014b).	504
Figura 212. Influencia de la longitud de aliviadero en las curvas caudal-volumen. Izquierda: Longitud de aliviadero de 15 m. Derecha: Longitud de aliviadero de 20 m (Fuente: Jiménez y Mediero, 2014b).	505
Figura 213. Izquierda: Ejemplo de curvas caudal-volumen, indicando su periodo de retorno y la pareja caudal-volumen seleccionada como representativa del hidrograma de Avenida de proyecto (punto rojo). Derecha: Hidrograma de Avenida de proyecto obtenido mediante reescalado del hidrograma tipo.	506
Figura 214. Embalse de Yesa (región 91): (a) curva de embalse; y (b) curva de desagüe del aliviadero.	512
Figura 215. Función de densidad gamma tomada como hidrograma tipo.	513
Figura 216. Parejas caudal – volumen observadas y simuladas (fila superior) e hidrogramas asociados a las parejas simuladas (fila inferior) para el embalse del Ebro (región 91), obtenidas mediante los métodos probabilísticos: (a) regresión local, (b) regresión regional, y (c) cópula regional. (El valor seguido de “[0,0]” indica el número de parejas con este valor).	514
Figura 217. Función de distribución empírica del nivel máximo alcanzado en el embalse, indicando el valor asociado al periodo de retorno de proyecto, para la laminación con compuertas de los hidrogramas obtenidos a través del método de la cópula regional en el embalse del Ebro (región 91).	515
Figura 218. Niveles máximos de embalse obtenidos mediante los distintos métodos de cálculo analizados para el embalse de Yesa (región 91), considerando aliviadero sin compuertas, y mostrando también los resultados para los límites del intervalo de confianza del 67%.	517
Figura 219. Niveles máximos de embalse obtenidos mediante los distintos métodos de cálculo analizados para el embalse del Ebro (región 91), considerando aliviadero sin compuertas, y mostrando también los resultados para los límites del intervalo de confianza del 67%.	517
Figura 220. Niveles máximos de embalse obtenidos mediante los distintos métodos de cálculo analizados para el embalse del Ebro (región 91), considerando aliviadero con compuertas, y mostrando también los resultados para los límites del intervalo de confianza del 67%.	518
Figura 221. Niveles máximos obtenidos mediante los distintos métodos analizados para las distintas configuraciones de embalse. Embalse del Ebro (región 91). Figura superior: caso de aliviaderos con compuertas. Figura inferior: caso de aliviaderos sin compuertas.	519
Figura 222. Niveles máximos relativos obtenidos mediante los distintos métodos de cálculo analizados para las distintas configuraciones de embalse en relación con el grado de laminación. Embalse de Entrepeñas (región 32). Figura superior: caso de aliviaderos con compuertas. Figura inferior: caso de aliviaderos sin compuertas. Las líneas discontinuas representan los valores asociados a los límites del intervalo de confianza del 67% y los corchetes la variabilidad de los métodos probabilísticos al realizar tres simulaciones numéricas.	521
Figura 223. Amplitud del rango del nivel máximo obtenido por los métodos probabilísticos (al realizar tres ejecuciones del procedimiento) con respecto al grado de laminación, para todas las configuraciones de los embalses de estudio, distinguiendo la región estadística a la que pertenecen.	523
Figura 224. Ejemplo de aproximación de la solicitud hidrológica en una presa con compuertas y un elevado grado de laminación mediante el caudal punta (imagen superior izquierda) o mediante un hidrograma envolvente (imagen inferior izquierda), y niveles en el embalse obtenidos en ambas aproximaciones (derecha).	529
Figura 225. Ejemplo de cálculo de las leyes de frecuencia de niveles máximos en el embalse en periodos estacionales y su combinación para obtener la ley de frecuencia anual.	531



Figura 226. Ejemplos de muestras con 50.000 parejas de valores caudal-volumen generados de forma aleatoria (columna izquierda), mostrando una representación más deficiente (fila de arriba) de las leyes de frecuencia de caudales (columna central) y volúmenes (columna derecha) y una buena representación (fila de abajo).....	536
Figura 227. Muestra de 50.000 parejas caudal-volumen generadas de forma estocástica (izquierda), indicando en azul las parejas de valores registradas en el embalse en estudio, e hidrogramas asociados obtenidos por reescalado de uno tipo (derecha).....	537
Figura 228. Leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos en el embalse (izquierda) y de caudales máximos vertidos (derecha), para un aliviadero con (arriba) o sin (abajo) compuertas, caracterizando la dependencia entre caudales y volúmenes mediante el procedimiento basado en una regresión lineal regional.....	538
Figura 229. Leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos en el embalse (izquierda) y de caudales máximos vertidos (derecha), para un aliviadero con (arriba) o sin (abajo) compuertas, caracterizando la dependencia entre caudales y volúmenes mediante una cópula regional.....	539
Figura 230. Curvas caudal-volumen para distintas longitudes de aliviadero: 35 m, 40 m, 45 m y 55 m. En color rojo se indica la curva correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014b.....	540
Figura 231. Ejemplo de leyes de frecuencia empíricas estacionales de niveles máximos en un embalse, y su combinación para obtener la ley de frecuencia anual.....	541
Figura 232. Ejemplo de regresión lineal local entre los logaritmos del caudal y el volumen en una estación de aforos.....	543
Figura 233. Curvas caudal-volumen estacionales calculadas en una presa.....	545
Figura 234. Gráfico mostrando la distribución media de niveles en el embalse a nivel mensual (izquierda) y diario (derecha), correspondiente a una presa.....	546
Figura 235. Distribución de niveles en un embalse en el que nunca se ha llegado a alcanzar el NMN.....	547
Figura 236. Ejemplo de leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos en el embalse para distintos periodos temporales de cálculo, y su combinación para obtener la ley de frecuencia anual.....	548
Figura 237. Contraste de parejas caudal-volumen en régimen alterado (color gris) con las simuladas asumiendo la relación de dependencia entre caudal y volumen del régimen natural (color azul) en el punto de ubicación de una presa, para distintos grados de alteración comprendidos entre un 7% (fila superior) y un 91% (fila inferior), utilizando el método de la regresión lineal regional (izquierda) y una cópula regional BB1 (derecha).....	551
Figura 238. Tasas de cambio en cuantil medias en la Península y Baleares para precipitación diaria máxima anual, indicando significancia para $\alpha = 0.10$, para el modelo SQRT-R en RCP 8.5, para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años (Fuente: adenda al estudio CEDEX, 2021).....	564
Figura 239. Tasas de cambio en cuantil asociadas al percentil 10 en la Península y Baleares para precipitación diaria máxima anual para el modelo SQRT-R en RCP 8.5., para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años (Fuente: adenda al estudio CEDEX, 2021).....	565
Figura 240. Tasas de cambio en cuantil asociadas al percentil 90 en la Península y Baleares para precipitación diaria máxima anual para el modelo SQRT-R en RCP 8.5., para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años (Fuente: adenda al estudio CEDEX, 2021).....	566
Figura 241. Cambios relativos regionales en el factor de torrencialidad en la Península y Baleares para RCP 8.5, asociados con cambios en cuantil medios significativos (para $\alpha = 0.10$) para precipitación diaria y/o horaria máxima anual, para el modelo SQRT-R en base a los modelos climáticos comunes a ambas variables. Se muestran los resultados para los periodos de retorno de 100, 500 y 1000 años. (El signo entre paréntesis indica que el valor con decimales es mayor "(+)" o menor "(-)" que el valor tras el redondeo) (Fuente: adenda al estudio CEDEX, 2021).....	567
Figura 242. Tasas de cambio en cuantil de precipitación diaria máxima anual acumulada en la Península para el periodo de impacto 2041-2070 en relación al modelo SQRT-R (para $\alpha = 0.10$) para RCP 8.5 y T = 500 años (Fuente: CEDEX, 2021).....	569
Figura 243. Contraste de la estacionalidad de la precipitación diaria máxima anual, obtenida como media del conjunto de modelos climáticos de estudio, para los distintos periodos de impacto y el escenario RCP 8.5., respecto al periodo de control en la región "0101" (Fuente: CEDEX, 2021).....	570
Figura 244. Ejemplo de análisis del impacto del cambio climático en una pequeña subcuenca del río Alagón (DH del Tajo) para el horizonte 2071-2100 y RCP 4.5. Superior izquierda: Leyes de frecuencia de precipitación diaria máxima anual areal en situación actual y con cambio climático. Superior derecha: Hietograma adimensional de cálculo en situación actual y con cambio climático. Inferior izquierda: Leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos en situación actual y con cambio climático. Inferior derecha: Hidrogramas de avenida en situación actual y con cambio climático para 1.000 años de periodo de retorno.....	575
Figura 245. Porcentajes de cambio de la humedad del suelo relativa anual, para el periodo de impacto 2070-2100 y el escenario RCP 8.5, según seis modelos climáticos (Fuente: CEDEX, 2017).....	577

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Períodos de retorno para las avenidas de proyecto y extrema recomendados en la “Guía Técnica nº4. Avenida de Proyecto” (Fuente: CNEGP, 1997).	5
Tabla 2. Períodos de retorno a considerar para los niveles de las avenidas de proyecto y extrema (en años) según la “Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses”.	8
Tabla 3. Criterio del USACE [1979] para la clasificación de las presas en función del tamaño.	15
Tabla 4. Criterio del USACE [1979] para la clasificación de las presas en función de su riesgo potencial.	15
Tabla 5. Avenidas de diseño recomendadas por el USACE [1979].	15
Tabla 6. Criterio del USACE [1997] para la clasificación de las presas en función de su riesgo potencial.	17
Tabla 7. Criterio de clasificación de las presas en función de su riesgo potencial propuesto por la FEMA [2004].	18
Tabla 8. Clasificación de presas y avenidas de diseño en Finlandia.	25
Tabla 9. Avenidas de diseño habitualmente empleadas en el Reino Unido.	28
Tabla 10. Avenidas de diseño empleadas en Alemania (estado de Renania del Norte-Westphalia).	32
Tabla 11. Avenidas de proyecto empleadas en Portugal.	33
Tabla 12. Clasificación de las presas en Australia según la población en riesgo y la severidad de los daños provocados aguas abajo.	34
Tabla 13. Avenidas de diseño recomendadas en Australia.	34
Tabla 14. Clasificación de presas en la República Checa según su riesgo potencial aguas abajo.	38
Tabla 15. Avenidas de diseño empleadas en la República Checa.	38
Tabla 16. Identificación de grandes presas y pequeñas presas según el criterio establecido en las Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses.	46
Tabla 17. Número de presas según su tipo de material.	46
Tabla 18. Número de presas según la tipología de sus aliviaderos.	47
Tabla 19. Número de presas según la capacidad de desagüe de sus aliviaderos.	48
Tabla 20. Número de presas según su altura.	49
Tabla 21. Número de presas según su titular.	50
Tabla 22. Número de presas según la superficie de su cuenca vertiente.	51
Tabla 23. Número de presas según su volumen de embalse.	52
Tabla 24. Número de presas según su volumen de embalse para laminación de avenidas.	53
Tabla 25. Número de presas según el número de años disponible con información sobre caudales vertidos y volúmenes embalsados.	54
Tabla 26. Número de estaciones de aforos según la superficie de su cuenca vertiente.	56
Tabla 27. Número de estaciones de aforos según el número de años disponible con información.	57
Tabla 28. Número de presas según su ubicación geográfica.	58
Tabla 29. Valores regionales actualizados de L-CS y L-CV, número de estaciones y número medio de datos por estación para las distintas regiones consideradas. XXX Pendiente de revisión de las regiones 61, 101 y 102 XXX.	132
Tabla 30. Expresiones algebraicas y parámetros de las funciones de distribución recomendadas.	143
Tabla 31. Fascículos de la publicación en formato electrónico del Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas publicados.	158
Tabla 32. Contenido de los bloques en los que se estructura la información de cada episodio de inundación histórica almacenado en el <i>Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas</i> .	161
Tabla 33. Información contenida en el <i>Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas</i> hasta diciembre de 2010 (Fuente: Presentación realizada por la DGPCE durante las Jornadas técnicas sobre aspectos clave en la reducción del riesgo de inundación, 2017).	161
Tabla 34. Serie de caudales instantáneos máximos anuales registrada en la EA1005 (periodo 1955/56 – 1993/94). Río Llobregat en Martorell.	179
Tabla 35. Información sobre inundaciones históricas en la población de Martorell (Fuente: CNPC, 1983).	180
Tabla 36. Cálculo de los momentos ponderados probabilísticamente muestrales en la EA 1005 en el río Llobregat, incluyendo las tres mayores avenidas históricas registradas en la población de Martorell, mediante el método de la ponderación de las series de datos.	182
Tabla 37. Cálculo de los L-momentos en la EA 1005 en el río Llobregat, incluyendo las tres mayores avenidas históricas registradas en la población de Martorell, mediante el método de la ponderación de las series de datos.	182
Tabla 38. Estimación de los parámetros de una función de distribución GEV en la EA 1005 en el río Llobregat, mediante el método de los L-momentos, incluyendo las tres mayores avenidas históricas registradas en la población de Martorell.	182
Tabla 39. Factores de cálculo de los cuantiles de caudal a partir del Q_{100} (media y desviación típica regional) para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años en las distintas regiones estadísticas consideradas.	190



Tabla 40. Ejemplo de tabla con el límite inferior del intervalo de confianza del 50, 67, 80 y 90% (expresados en % del cuantil) para una función GEV, ajustada adoptando un valor regional para el L-CS, en función del periodo de retorno (T), del L-CS regional (se muestra el intervalo 0,29-0,34) y del número de datos de la muestra (n).	201
Tabla 41. Valor de L-CV adoptado en función del valor de L-CS.	202
Tabla 42. Valores regionales de L-CS y L-CV para el volumen de avenida en las regiones consideradas.	224
Tabla 43. Factores de cálculo de los cuantiles de volumen de avenida a partir del V_{100} (media y desviación típica regional) para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años en las distintas regiones estadísticas consideradas.	228
Tabla 44. Factores de frecuencia (K) promedio para selección del umbral en las distintas regiones estadísticas consideradas, y desviación típica del conjunto de valores utilizado en cada región. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.	245
Tabla 45. Periodos estacionales identificados para la EA 3182. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.	254
Tabla 46. Periodos del año con frecuencia similar de ocurrencia de avenidas en cada una de las regiones estadísticas (Fuente: CEDEX, 2009a).	261
Tabla 47. Caudales y periodos de retorno estacionales en la EA 3182 de la DH del Tajo, para un periodo de retorno anual de 500 años.	269
Tabla 48. Caudales sobre el umbral seleccionados en la EA 9040 de la DH del Ebro.	273
Tabla 49. Caudales sobre el umbral seleccionados en la EA 9040 de la DH del Ebro, agrupados por periodos estacionales y ordenados de menor a mayor, y cálculo de sus probabilidades muestrales.	277
Tabla 50. Caudales máximos estacionales de la EA 9040 de la DH del Ebro, agrupados por periodos estacionales y ordenados de menor a mayor, y cálculo de sus probabilidades muestrales.	281
Tabla 51. Parámetros de las funciones de distribución Gumbel obtenidas por descomposición de la primera rama de la función TCEV ajustada a la serie de caudales máximos anuales de la EA 6070 de la DH de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas.	288
Tabla 52. Tipo y parámetros de las funciones de distribución estacionales obtenidas a partir de la función TCEV de la EA 6070 de la DH de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas.	289
Tabla 53. Funciones de distribución recomendadas para el análisis estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales.	314
Tabla 54. Valores regionales de los estadísticos CV, CS, L-CV y L-CS en las regiones estadísticas propuestas (Fuente: CEDEX).	315
Tabla 55. Serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257.	317
Tabla 56. Principales características de la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257 y valores regionales de L-CV y L-CS correspondientes a la región donde se localiza.	317
Tabla 57. L-momentos y L-coeficientes del pluviómetro 04257.	318
Tabla 58. Ajuste regional de los parámetros u , α y k de la función de distribución GEV a la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257.	318
Tabla 59. Cuantiles de precipitación diaria máxima anual del pluviómetro 04257 obtenidos mediante el ajuste regional de una función GEV.	320
Tabla 60. Ajuste regional de los parámetros α y k de la función de distribución SQRT-ET _{max} a la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257.	320
Tabla 61. Resultados obtenidos, para distintos periodos de retorno, para la variable auxiliar Z_F en el pluviómetro 04257.	322
Tabla 62. Cuantiles de precipitación diaria máxima anual obtenidos mediante el ajuste regional de la función SQRT-ET _{max} para el pluviómetro 04257.	322
Tabla 63. Cuantiles de precipitación máxima de 500 años de periodo de retorno y altitud de los pluviómetros. Cuenca del río Palancia.	340
Tabla 64. Precipitación areal de 500 años de periodo de retorno obtenida por distintos procedimientos. Cuenca del río Palancia.	342
Tabla 65. Series de precipitación máxima anual correspondientes a intervalos temporales comprendidos entre 10 minutos y 7 días del pluviógrafo 4452.	350
Tabla 66. Estadísticos y parámetros de ajuste local de la función SQRT-ET _{máx} , mediante el método de los L-momentos, a las series de precipitaciones máximas anuales correspondientes a intervalos temporales comprendidos entre 10 minutos y 7 días del pluviógrafo 4452.	352
Tabla 67. Cuantiles obtenidos mediante el ajuste local de la función SQRT-ET _{máx} , por el método de los L-momentos, a las series de precipitación máxima anual correspondientes a intervalos temporales comprendidos entre 10 minutos y 7 días del pluviógrafo 4452.	352
Tabla 68. Criterios para la elección del modelo de propagación según Ponce y Yevjevich [1978] en la fila superior y Moussa y Bocquillon [2000] en la fila inferior.	375
Tabla 69. Estimación de volúmenes base a partir de las leyes de frecuencia de volúmenes totales y de escorrentía directa ajustadas a los registros de la EA1353.	393
Tabla 70. Coeficientes de calibración de las funciones producción y distribución obtenidos para el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental).	401



Tabla 71. Ejemplo de tabla con el límite inferior del intervalo de confianza del 50, 67, 80 y 90% (expresados en % del cuantil) para una función GEV ajustada adoptando un valor regional para el L-CS y el L-CV, en función del periodo de retorno (T), del L-CS regional y del número de datos de la muestra (n). L-CV regional=0,20	407
Tabla 72. Cuantiles de precipitación diaria máxima anual obtenidos mediante ajuste regional de una función de distribución SQRT-ETmax a las series de los pluviómetros seleccionados.....	409
Tabla 73. Porcentajes correspondientes a los intervalos de confianza del 67, 80 y 90%, para un valor de L-CV de 0,166, en función del número de datos disponible en cada pluviómetro (N).	410
Tabla 74. Cuantiles de precipitación diaria máxima anual mayorados a partir de los intervalos de confianza del 67, 80 y 90%, para cada uno de los pluviómetros seleccionados.....	410
Tabla 75. Periodos estacionales con comportamiento homogéneo respecto a la ocurrencia de avenidas proporcionados como referencia para la región estadística 12 (apartado 5.2.3.1.4.), indicando su duración en meses y el número medio de excedencias estacionales.....	422
Tabla 76. Parámetros de las funciones de distribución GEV estacionales de caudales máximos instantáneos para cada uno de los periodos estacionales considerados.....	422
Tabla 77. Fechas de las campañas de medición llevadas a cabo dentro del programa ERHIN en la zona de estudio, para cada año hidrológico, en los tres subperiodos nivales considerados (Fuente: MOPT, 1992a; MOPT, 1992b; MOPTMA, 1994; MOPTMA, 1995; MMA, 1997; MMA, 1998; MMA, 2006).	432
Tabla 78. Fechas de los informes de teledetección y de los informes de mediciones de campo del programa ERHIN para la zona de estudio en cada año hidrológico (Fuente: web del MITERD).....	433
Tabla 79. Periodos estacionales identificados en la presa de Camporredondo en el río Carrión (DH del Duero).....	434
Tabla 80. Porcentaje de caudales máximos anuales registrados en la presa de Camporredondo (DH del Duero) ocurridos dentro del periodo nival.	434
Tabla 81. Porcentaje de caudales máximos sobre el umbral registrados en la presa de Camporredondo (DH del Duero) ocurridos dentro del periodo nival.	436
Tabla 82. Frecuencias de ocurrencia de la serie anual de caudales máximos y de la serie POT considerando los periodos estacionales del análisis de avenidas estacionales en la cuenca de estudio.....	436
Tabla 83. Parámetros de localización y escala de las funciones de distribución GEV, anual y estacionales, en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero).....	437
Tabla 84. Información disponible sobre el VAFN procedente de las campañas de medición del programa ERHIN hasta el año 2021 (Fuente: web del MITERD).	438
Tabla 85. Ejemplo de información sobre la hipsometría nival de una cuenca (Fuente: elaboración propia a partir de la web del MITERD).....	440
Tabla 86. Valores de temperatura media mensual, procedentes de la evaluación de recursos hídricos en régimen natural elaborada por el CEDEX [2022], para la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero) y temperaturas promedio para los tres subperiodos nivales considerados.	446
Tabla 87. Comparación de las temperaturas promedio en los subperiodos nivales con la temperatura base. Cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero).....	447
Tabla 88. Valores de VAFN en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (DH del Duero) para el último subperiodo del periodo nival, procedentes de la información del programa ERHIN.	448
Tabla 89. Reparto del VAFN, correspondiente al subperiodo final de la época nival, por intervalos de cotas, en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (DH del Duero).....	451
Tabla 90. Embalses de la cuenca del Nalón (Fuente: MARM, 2011).	462
Tabla 91. Relación entre los volúmenes útiles de los embalses identificados en la cuenca del río Nalón (o en su defecto, el volumen total de embalse) y el cuantil de volumen de 10 años de periodo de retorno en el punto de estudio.	463
Tabla 92. Relación entre la superficie de cuenca vertiente a las presas de Tanes y La Barca y la vertiente a los puntos de estudio.....	464
Tabla 93. Ecuaciones de la recta de regresión entre los logaritmos de caudal punta y volumen de avenida adimensionales, y su desviación estándar, para las distintas regiones estadísticas consideradas.....	491
Tabla 94. Ajuste de la cópula BB1 regional para tres de las regiones estadísticas.	499
Tabla 95. Valor medio sobre la Península y Baleares de las tasas de cambio en cuantil medias y asociadas a los percentiles 10 y 90 (expresadas en %), resultantes del ajuste de los modelos SQRT-R para precipitación diaria máxima anual (Fuente: CEDEX, 2021).	571



CEDEX

ACRÓNIMOS

AEMET	Agencia Estatal de Meteorología
ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (<i>American Society of Civil Engineers</i>)
CNEG	Comité Nacional Español de Grandes Presas
DH	Demarcación Hidrográfica
EA	Estación de aforos
FEMA	Agencia Federal de Gestión de Emergencias de los EE.UU. (<i>Federal Emergency Management Agency</i>)
ICOLD	Comité Internacional de Grandes Presas (<i>International Commission on Large Dams</i>)
IDF	Intensidad-Duración-Frecuencia
MDT	Modelo Digital del Terreno
MITERD	Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico
NAE	Nivel de Avenida Extrema
NAP	Nivel de Avenida de Proyecto
NMN	Nivel Máximo Normal
NTS-1	Norma técnica de seguridad para la clasificación de las presas y para la elaboración e implantación de los planes de emergencia de presas y embalses
NTS-2	Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses
NTS-3	Norma técnica de seguridad para la explotación, revisiones de seguridad y puesta fuera de servicio de presas
PMF	Avenida Máxima Probable (<i>Probable Maximum Flood</i>)
PMP	Precipitación Máxima Probable (<i>Probable Maximum Precipitation</i>)
QDF	Caudal-Duración-Frecuencia
ROEA	Red Oficial de Estaciones de Aforos
SCS	Servicio de Conservación del Suelo de EE.UU. (<i>Soil Conservation Service</i>)
SIG	Sistema de Información Geográfica
USACE	Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU. (<i>U.S. Army Corps of Engineers</i>)
USNRC	Consejo Nacional de Investigación de los EE.UU. (<i>U.S. National Research Council</i>)
VAFN	Volumen de agua en forma de nieve

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO DE LA GUÍA

El objeto de esta Guía es proporcionar recomendaciones y metodologías para llevar a cabo el estudio hidrológico de las crecidas que pueden llegar a una determinada presa, y que constituirá la base para analizar su seguridad hidrológica, ya sea en el contexto del diseño de una nueva presa como en el de la preceptiva revisión de la seguridad hidrológica de una presa existente.

Esta Guía responde a la solicitud de la Dirección General del Agua del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico de contar con unos criterios y recomendaciones que, tras la reciente aprobación de las Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses (Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses), y teniendo en cuenta el elevado número de estudios que será necesario llevar a cabo para la revisión de la seguridad del parque de presas existente, proporcionen una base común para el cálculo de la avenida de proyecto y extrema, en los términos que establece la normativa. La realización de los estudios hidrológicos en base a criterios y metodologías comunes permitirá, sin menoscabo del juicio ingenieril del responsable del estudio que pueda ser necesario aplicar para tener en cuenta las singularidades de cada caso, dotar de homogeneidad a los estudios realizados para las distintas presas facilitando su comparación y la consistencia de resultados entre unos y otros, lo que podría facilitar, por ejemplo, la priorización de las inversiones en seguridad hidrológica de las presas por parte de la Administración.

Las recomendaciones proporcionadas en esta Guía tratan de dar respuesta por una parte, a la luz de la técnica hidrológica actual, a las singularidades a las que se enfrentan los estudios hidrológicos de las presas, entre las que cabría citar: la necesidad de extrapolar los cuantiles a periodos de retorno muy elevados; la necesidad de considerar el volumen de la avenida junto con el caudal punta y, en algunos casos, incluso la dependencia estadística de ambas variables; y la necesidad de determinar las avenidas estacionales, lo que debe hacerse de forma consistente con los resultados anuales. A estos aspectos se podrían añadir otros como la consideración del posible futuro impacto del cambio climático que establece la actual normativa, o la posible reducción de las avenidas como consecuencia de su laminación en las presas existentes en la cuenca vertiente al embalse, y que puede estar condicionada por las estrategias de gestión concretas que se lleven a cabo en las mismas. Asimismo, las metodologías propuestas tratan de tener en cuenta las circunstancias concretas de cada presa que pueden condicionarlas, como la existencia de un registro de caudales en la propia presa (cuya longitud dependerá de la antigüedad de la misma), el tamaño de la cuenca vertiente, la posible alteración del régimen hidrológico de la cuenca por la existencia de otras presas situadas aguas arriba, la importancia de la laminación en el embalse (lo que dependerá de su curva de embalse, de las características de sus órganos de desagüe y de las características hidrológicas de las crecidas), la variabilidad del nivel en el embalse a lo largo del año, en el caso de las presas existentes, y su relación con la estacionalidad de las avenidas, etc.



El contenido de la Guía se ha estructurado de la siguiente forma. En primer lugar, en el apartado 2, se presenta el marco legal actual de la seguridad hidrológica de las presas y los distintos aspectos que dicho marco establece. A continuación, en el apartado 3 se lleva a cabo una recopilación y análisis de las metodologías empleadas en otros países, que permite establecer el marco internacional y que constituirá una referencia para determinar las metodologías a aplicar en España. En el apartado 4 se exponen los distintos aspectos de la presa que habrá que tener en cuenta a la hora de seleccionar las metodologías a utilizar, tales como la información hidrológica disponible, el tamaño y características de la cuenca vertiente o las características de la presa y del embalse. En el apartado 5 se proporcionan recomendaciones para la elaboración de los estudios hidrológicos de avenidas en función de las características concretas de cada presa. Por último, en el apartado 6 se ilustran las propuestas metodológicas realizadas mediante su aplicación a una serie de casos de estudio.

Para finalizar, las recomendaciones y propuestas incluidas en esta Guía constituyen una referencia que puede facilitar la selección de las técnicas hidrológicas a aplicar a la hora de llevar a cabo el estudio hidrológico de las presas, así como contribuir a resolver algunos de los problemas y singularidades que se puedan presentar. No obstante, dada la amplia casuística que puede encontrarse a la hora de estudiar la seguridad hidrológica del extenso parque de presas existente en España, las recomendaciones incluidas en esta Guía no pueden contemplar todas las situaciones ni problemas posibles, por lo que el juicio y criterio ingenieril de los responsables de los estudios será esencial a la hora de considerar circunstancias no previstas en la Guía, las cuales podrían requerir en algunos casos la utilización de criterios o metodologías alternativas a las aquí expuestas.

2. MARCO LEGAL Y ANTECEDENTES

Las especiales características hidrológicas de los ríos españoles, con una gran irregularidad en la distribución del recurso hídrico en el espacio y en el tiempo, ha propiciado la construcción de un gran número de presas durante el último siglo, la mayoría de ellas entre los años cincuenta y setenta. De esta manera, España cuenta actualmente con más de 1.300 grandes presas, siendo el primer país de Europa y el cuarto del mundo con más obras de este tipo. Es claro, por lo tanto, que garantizar la seguridad de este tipo de infraestructura tiene una importancia capital en nuestro país.

Desde el año 1967 la Reglamentación básica en materia de presas en España la constituyó la conocida "*Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas*" (Orden de 31 de marzo de 1967 por la que se aprueba la instrucción para proyecto, construcción y explotación de grandes presas), la cual ha estado cincuenta y cuatro años en vigor, que proporcionó los criterios básicos de seguridad de las presas durante el periodo de construcción de la mayoría de las presas existentes en el país.

Posteriormente, como consecuencia de la rotura de la presa de Tous en el año 1982, se puso en marcha un Programa de Seguridad de Presas, dentro del cual se desarrollaron distintas iniciativas encaminadas a mejorar la seguridad de las presas, como la implantación de los Sistemas Automáticos de Información Hidrológica (SAIH), o la aprobación en el año 1996 de una nueva normativa de presas, el "*Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y*

Embalses” (Orden de 12 de marzo de 1996 por la que se aprueba el reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses), basada en planteamientos más modernos. Esta normativa, de aplicación únicamente a las presas de titularidad estatal y a las presas objeto de nueva concesión administrativa y que, por tanto, no derogó la Instrucción del año 1967, recogió en su articulado las disposiciones establecidas el año anterior en la “*Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones*” (Resolución de 31 de enero de 1995, de la Secretaría de Estado de Interior, por la que se dispone la publicación del Acuerdo del Consejo de Ministros por el que se aprueba la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones), respecto a la clasificación de las presas en función de su riesgo potencial y a la obligatoriedad de contar con un Plan de Emergencia en el caso de las presas clasificadas como A o B.

A este Reglamento Técnico, que supuso un salto cualitativo importante en cuanto a los planteamientos básicos de la seguridad de las presas en España, se le puede achacar el haber propiciado la coexistencia durante veinticinco años de dos normativas sobre seguridad de presas con planteamientos muy diferentes, y su excesiva ambigüedad en algunas cuestiones clave, como la avenida de diseño a utilizar en el proyecto, lo que dio lugar a importantes controversias.

En cualquier caso, ambas normativas, Instrucción y Reglamento Técnico, han regido la actividad en materia de seguridad de presas en los últimos años, que ha girado en torno al desarrollo de los siguientes documentos, los cuales constituyen los instrumentos de gestión básicos de la explotación y de la seguridad de las presas, proceso que todavía, a día de hoy, no está por completo finalizado:

- Clasificación en Función del Riesgo Potencial: Esta clasificación, que deriva del Reglamento Técnico y de la Directriz Básica de Protección Civil, consiste en evaluar los daños inducidos por una eventual rotura de la presa, según los cuales las presas se pueden clasificar en tres categorías: A, B o C.
- Plan de Emergencia de la Presa: La obligatoriedad de realizar Planes de Emergencia, para aquellas presas clasificadas en las categorías A o B, según la clasificación anterior, deriva también del Reglamento Técnico y de la Directriz Básica de Protección Civil, y tiene como objeto determinar los procedimientos a seguir y los medios a desplegar en caso de riesgo de rotura o avería grave de la presa, y los protocolos de comunicación de las situaciones de riesgo a las autoridades de Protección Civil.
- Normas de Explotación de la Presa: La necesidad de elaborar unas Normas de Explotación, como instrumento básico de gestión de la presa tanto en situación normal de explotación como en situaciones extraordinarias, ya la establecía la Instrucción de Grandes Presas del año 1967, figurando también en el Reglamento Técnico, el cual fijó su contenido mínimo.
- Revisiones de Seguridad de la Presa: El Reglamento Técnico estableció la necesidad de realizar de forma periódica, y siempre después de situaciones extraordinarias, tales como grandes avenidas o sismos, una inspección detallada de la presa para evaluar



su situación de seguridad, proponiendo las actuaciones que se consideren necesarias para mantener el nivel de seguridad de la presa.

Debido a la mencionada ambigüedad y falta de concreción del Reglamento, la entonces Dirección General de Obras Hidráulicas encargó al Comité Nacional Español de Grandes Presas la redacción de una serie de Guías Técnicas y, en concreto, una relativa a la Avenida de Proyecto (CNEGP, 1997). Esta Guía, que salió a la luz en el año 1997, estructuró sus recomendaciones en tres apartados: criterios para la evaluación de la avenida de proyecto, métodos de estimación de avenidas, recomendaciones para la determinación de la avenida de proyecto y de la avenida extrema. En el primero de ellos se expone una panorámica de los criterios seguidos en el ámbito internacional para determinar la avenida de proyecto, aportando distintos argumentos que apoyan la utilización en España de los criterios probabilísticos (avenida de un determinado periodo de retorno) frente a los determinísticos (avenida máxima probable (PMF)).

En el segundo se abordan las recomendaciones sobre los métodos de estimación y cálculo de avenidas. Se recomienda la utilización combinada y complementaria de los métodos estadísticos e hidrometeorológicos, lo que permite disponer de dos aproximaciones al cálculo de las avenidas y, por lo tanto, un mejor conocimiento del fenómeno para tomar la decisión del valor a utilizar. Asimismo, los métodos hidrometeorológicos proporcionarán un hidrograma de la avenida, complementando la información sobre caudales punta procedente de los métodos estadísticos. Adicionalmente, se proporcionan algunas recomendaciones concretas relativas a la aplicación práctica de ambos grupos de métodos. Se incide en la necesaria revisión de la calidad y fiabilidad de las series de datos de partida, tanto de caudales como de precipitaciones. Se destaca la elevada incertidumbre en la extrapolación de las leyes de frecuencia a los periodos de retorno tan altos utilizados en el diseño de presas, recomendando la utilización, en la medida de lo posible, de información histórica y de métodos de ajuste regionales para reducirla, así como la determinación de los intervalos de confianza para disponer de una estimación de su magnitud. En cuanto a los métodos hidrometeorológicos, se proporcionan recomendaciones para seleccionar los métodos más apropiados para la interpolación espacial de las precipitaciones, así como los criterios para determinar su distribución espacial y temporal, el cálculo de las pérdidas por infiltración, el cálculo de la propagación de los caudales, etc.

En cuanto al tercer apartado, se complementan las disposiciones incluidas en los artículos 10 a 13 del Reglamento Técnico, aportando algunos criterios adicionales para facilitar su aplicación práctica. Es especialmente destacable la inclusión en la Guía de una tabla con los periodos de retorno recomendados para las avenidas de proyecto y extrema en función de la categoría de la presa (tabla 1), admitiendo también su determinación, en el caso de las presas de categorías B y C y para la avenida extrema, a partir de un análisis económico del riesgo. Asimismo, se recomiendan valores para los resguardos mínimos a considerar en las presas de fábrica y materiales sueltos, se recomienda partir del nivel máximo normal (NMN) para llevar a cabo el cálculo de la laminación en el embalse en el caso de que no se hayan definido resguardos de explotación, se recomienda considerar distintas estrategias de explotación de los embalses situados aguas arriba de la presa, etc.

Tabla 1. Períodos de retorno para las avenidas de proyecto y extrema recomendados en la “Guía Técnica nº4. Avenida de Proyecto” (Fuente: CNEGP, 1997).

DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE PROYECTO		
PERÍODOS DE RETORNO EN AÑOS		
CATEGORÍA DE LA PRESA	AVENIDA DE PROYECTO	AVENIDA EXTREMA
A	1000	5000 - 10000
B	500	1000 - 5000
C	100	100 - 500

Posteriormente, se dio un paso más en la normativa sobre seguridad de presas al incluir en la modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico (aprobada mediante el Real Decreto 9/2008 de 11 de enero) un nuevo título: “*Título VII. De la seguridad de presas, embalses y balsas*”, en cumplimiento de lo establecido en el artículo 123 bis del Texto Refundido de la Ley de Aguas, según el cual el Gobierno regulará mediante Real Decreto las condiciones esenciales de seguridad que deben cumplir las presas y embalses. Tal como se indica en la exposición de motivos del Real Decreto, este nuevo título se incluye con el objetivo de “*mejorar e incrementar el control de la seguridad de las presas y embalses*” dada “*la creciente sensibilidad social y ambiental frente a este problema*”, y debido al “*progresivo envejecimiento técnico y estructural de nuestras grandes presas*”. Asimismo, tiene como objetivo la regulación de la seguridad de las balsas de agua, cuya construcción por iniciativa privada se da cada vez con más frecuencia, y que “*tradicionalmente han quedado excluidas del ámbito de la seguridad de presas*”.

Por otra parte, la modificación del Reglamento pretendía resolver los problemas derivados de la coexistencia de la Instrucción de 1967 y del Reglamento Técnico de 1996, estableciendo la obligatoriedad de desarrollar las tres *Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses* siguientes, que debían aprobarse mediante Real Decreto, y que establecerían las condiciones mínimas de seguridad que debían cumplir las presas en las distintas fases de su vida útil:

- Norma técnica de seguridad para la clasificación de las presas y para la elaboración e implantación de los planes de emergencia de presas y embalses (NTS-1).
- Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses (NTS-2).
- Norma técnica de seguridad para la explotación, revisiones de seguridad y puesta fuera de servicio de presas (NTS-3).

La aprobación de estas Normas Técnicas (Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses) ha supuesto la derogación tanto de la Instrucción como del Reglamento Técnico, constituyendo el conjunto de estas tres Normas en la actualidad la única normativa a aplicar en materia de seguridad de presas, las cuales establecen las exigencias mínimas de seguridad de las presas y sus embalses con la finalidad de proteger a las personas, al medio ambiente y a las propiedades,



siendo de obligado cumplimiento en las distintas fases de la vida de las presas. Las mencionadas Normas Técnicas no abordan los aspectos referentes a la seguridad de las balsas, los cuales serán objeto de una o varias Normas posteriores, cuya aprobación se realizará en una segunda fase.

Las Normas Técnicas mantienen los cuatro documentos citados anteriormente (clasificación de la presa en función del riesgo potencial, plan de emergencia de la presa, normas de explotación y revisiones de seguridad), ya contemplados en la Instrucción de 1967 y en el Reglamento Técnico de 1996, como instrumentos básicos de la seguridad de la presa. En concreto, la *“Norma técnica de seguridad para la explotación, revisiones de seguridad y puesta fuera de servicio de presas”* indica en su artículo 32.1. b), en lo referente a las revisiones de seguridad generales, que debe abordarse el análisis de la seguridad de la presa y el embalse y, en concreto, la evaluación de la seguridad hidrológica, *“que se basará, fundamentalmente, en el análisis de los niveles alcanzados en situaciones de avenida, de los resguardos y del comportamiento hidráulico de los órganos de desagüe y estructuras de restitución, teniendo en cuenta los registros hidrológicos actualizados y la forma de explotación del sistema presa-embalse. Se analizará también esa seguridad según lo establecido en la Norma Técnica de Seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses”*.

Asimismo, se establece que *“..., en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita, se tendrá en cuenta la posible variación futura de la distribución estacional de las avenidas como consecuencia del cambio climático, con objeto de prever la posibilidad de revisar los niveles a alcanzar y los resguardos a mantener en el embalse”*.

De esta forma, la *“Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses”* constituye la referencia, no solo para el diseño de los órganos de desagüe de presas nuevas, sino también para la revisión de la seguridad hidrológica de las presas existentes, cuya idoneidad se valorará en primera instancia según los criterios establecidos en dicha Norma para las presas de nueva construcción. No obstante, el artículo 32.2 aclara que los criterios de dicha Norma Técnica *“... son obligatorios para la redacción de los nuevos proyectos de presas. Sin embargo, para las presas existentes constituyen un marco de referencia a tener en cuenta por parte del titular, junto con la historia del comportamiento de la presa y las condiciones en las que a lo largo de su existencia se haya efectuado la explotación del embalse”*, por lo que, si bien una presa existente se considerará segura si cumple los criterios establecidos en la *“Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses”*, el incumplimiento de alguno de los aspectos recogidos en dicha Norma no tiene por qué implicar forzosamente que la presa deba considerarse insegura, siempre y cuando dicha circunstancia se justifique a partir del comportamiento histórico de la presa y la forma en que se lleva a cabo su explotación.

En concreto, en lo referente a la seguridad hidrológica, se podrán tener en cuenta *“... los niveles máximos de explotación en el embalse en los distintos periodos estacionales establecidos en las Normas de Explotación, la posibilidad de verter de forma segura por coronación en el caso de presas de fábrica, así como cualquier otra circunstancia*

debidamente justificada que pueda suponer un margen de seguridad adicional para la presa” (artículo 32.3).

En definitiva, la revisión de la seguridad hidrológica de las presas existentes se basará en la evaluación de los niveles máximos y resguardos alcanzados en el embalse en situación de avenida, tomando como referencia el marco normativo de la “*Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses*”. Sin embargo, la valoración de la seguridad de la presa podrá apartarse de los criterios establecidos en dicha Norma para considerar posibles márgenes de seguridad adicionales existentes en la presa, así como su comportamiento histórico y la realidad de su explotación.

En lo que se refiere al marco normativo, relativo a la seguridad hidrológica, contenido en la “*Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses*” cabe destacar lo siguiente:

- La Norma considera dos situaciones de cálculo, ya contempladas en el antiguo Reglamento Técnico: una situación denominada de proyecto y otra denominada extrema.
- Los niveles máximos alcanzados en el embalse en situación de proyecto (nivel de avenida de proyecto (NAP)) y en situación extrema (nivel de avenida extrema (NAE)) deben mantener los siguientes resguardos mínimos respecto a la coronación de la presa, si ésta es de fábrica, o de su elemento impermeable, si ésta es de materiales sueltos (artículo 7):
 - Situación de proyecto: máxima sobreelevación del oleaje originada por la acción del viento.
 - Situación extrema:
 - Presas de materiales sueltos: no se admitirán vertidos sobre la coronación, teniendo en cuenta la máxima sobreelevación del oleaje originada por la acción del viento.
 - Presas de fábrica: se admitirán vertidos accidentales sobre la coronación debido a las sobreelevaciones del oleaje producidas por la acción del viento, si no comprometen la seguridad de la presa.
- Los niveles de avenida de proyecto y extrema se determinarán partiendo de un nivel en el embalse correspondiente al NMN y teniendo en cuenta la acción laminadora del embalse¹. En este cálculo se tendrá en cuenta la capacidad de todos los elementos de desagüe, pero no se considerarán las tomas de explotación, salvo que se justifique su fiabilidad y correcto funcionamiento en situaciones de avenida (artículo 6.1).

¹ Como se ha indicado anteriormente, la hipótesis de que el nivel inicial en el embalse corresponde al NMN no tiene por qué asumirse en el caso de las presas existentes, ya que la normativa considera expresamente la posibilidad de tener en cuenta los niveles de explotación.



- Los niveles de avenida de proyecto y de avenida extrema corresponderán a unos periodos de retorno iguales o superiores a los de la siguiente tabla, en función del tipo y de la categoría de la presa (artículo 8.1)²:

Tabla 2. Períodos de retorno a considerar para los niveles de las avenidas de proyecto y extrema (en años) según la "Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses".

Categoría de la presa	Nivel avenida de proyecto	Nivel avenida extrema	
		Presas de fábrica	Presas de materiales sueltos
A	1.000	5.000	10.000
B	500	1.000	5.000
C	100	500	1.000

- Las avenidas entrantes al embalse que llevan al mismo al nivel de avenida de proyecto y al de avenida extrema, se denominan respectivamente avenida de proyecto y avenida extrema. La primera es la que se debe tener en cuenta para el dimensionamiento de los órganos de desagüe y las estructuras de disipación de energía. La segunda es la mayor que debe soportar la presa sin que llegue a producirse su desbordamiento (salvo los casos indicados anteriormente). Supone un escenario límite en el que se pueden admitir márgenes de seguridad más reducidos (artículo 5.2).
- Para seleccionar las avenidas anteriores, será necesario llevar a cabo un estudio hidrológico que permita determinar los hidrogramas de las previsible avenidas afluentes al embalse, junto con la caracterización estadística de sus probabilidades de ocurrencia. En la realización de este estudio se deben tener en cuenta la información disponible sobre avenidas históricas. Las metodologías empleadas en el estudio hidrológico serán las adecuadas a las características de la cuenca vertiente al embalse, y se deberá analizar en cada caso su grado de fiabilidad (artículos 4.1 y 4.4).
- Asimismo, a la hora de realizar el estudio de avenidas se analizará la incidencia de los caudales desaguados por los embalses situados aguas arriba (artículo 4.3).
- El estudio hidrológico de las avenidas, junto con el análisis de su laminación y la determinación de los niveles máximos en el embalse, constituirá uno de los documentos que deben formar parte de manera preceptiva del proyecto de la presa (artículo 3.3).

² Las nuevas Normas Técnicas asocian los periodos de retorno de diseño al nivel en el embalse, en lugar de a los hidrogramas de avenida como se hacía de forma tradicional. Esto, como se expondrá más adelante, puede suponer un cambio en el enfoque con el que se aborde el estudio hidrológico y el análisis de la seguridad hidrológica de la presa, así como en las técnicas hidrológicas a aplicar. Por otro lado, los periodos de retorno incluidos en la normativa son, en general, los mismos que los propuestos en la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 4 "Avenida de Proyecto" elaborada por el Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP, 1997), aunque con unos valores algo más exigentes para la avenida extrema en el caso de las presas de categoría C.

- Por último, el estudio hidrológico deberá considerar los posibles cambios a largo plazo en las condiciones hidrológicas de la cuenca que puedan suponer un cambio en los caudales y, en particular, al igual que se indicó anteriormente para el caso de la revisión de seguridad, en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita, las posibles repercusiones del Cambio Climático (artículo 4.2). De hecho, el estudio del impacto del cambio climático en la climatología e hidrología de la cuenca es, asimismo, uno de los estudios que de manera preceptiva debe formar parte del proyecto (artículo 3.3).

Adicionalmente, la “*Norma técnica de seguridad para la explotación, revisiones de seguridad y puesta fuera de servicio de presas*”, establece que para la elaboración de las Normas de Explotación de la presa y la determinación de los resguardos que se deberá mantener en el embalse, se llevará a cabo un estudio hidrológico que permita determinar la distribución estacional de las avenidas afluentes al embalse, con objeto de tener en cuenta su eventual coincidencia con los niveles de explotación del mismo en las distintas épocas del año (artículo 17.2).

Las especificaciones expuestas anteriormente, constituyen algunos de los aspectos del marco normativo actual sobre la seguridad hidrológica de las presas que pueden condicionar en mayor medida el contenido y alcance de los estudios hidrológicos de crecidas.

La aplicación de las disposiciones contenidas en las Normas Técnicas de Seguridad y, en particular, las revisiones generales de seguridad que deberán llevarse a cabo en los próximos años, y en las que tendrán una especial relevancia las cuestiones relativas a la seguridad hidrológica, supondrá la realización de un gran número de estudios hidrológicos y puede conducir en algunos casos a la adaptación de los órganos de desagüe de algunas de las presas existentes. Parece conveniente que el desarrollo de ese proceso, que puede suponer la realización de un gran número de estudios y actuaciones complejas y de coste muy elevado, se base en metodologías y criterios claros y homogéneos. Con ese objetivo, podría ser oportuna la redacción de guías técnicas que proporcionen dichas metodologías y criterios, y que faciliten su aplicación práctica, lo que constituye precisamente el objeto de la presente Guía.

3. METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO DE PRESAS. MARCO INTERNACIONAL³

3.1. EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LOS CRITERIOS REFERENTES A AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS

Los criterios y técnicas empleados en la seguridad hidrológica de las presas han ido evolucionando con el transcurso del tiempo. Las primeras normativas, recomendaciones, etc.

³ El contenido de este apartado procede de un informe anterior del CEDEX del año 2009 (CEDEX, 2009a). Algunas de las referencias citadas son ya antiguas, aunque es posible que sigan siendo válidas. Puesto que contar con una panorámica de los criterios y metodologías utilizados en el contexto internacional puede tener interés para establecer



que fueron apareciendo en los distintos países tuvieron su origen en el incremento, tanto en el número como en el tamaño, de las presas a partir de la segunda mitad del siglo XIX. También a partir de esa fecha comienza a desarrollarse la tecnología de presas sobre bases científicas.

Como ya se ha indicado, la primera normativa aparecida en España referente a la construcción de presas fue la “*Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas*” del año 1.967.

El incremento de la construcción de presas en todo el mundo junto con la toma de conciencia de los problemas técnicos, económicos y sociales que conllevan condujo a la creación en 1.928 de un organismo internacional con la misión de servir de foro para el intercambio de experiencias y la de hacer llegar a todos los países las conclusiones obtenidas, el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD).

El primer trabajo realizado por el ICOLD referente a la seguridad hidrológica de las presas tuvo lugar en 1.969 a través de una encuesta. Los resultados se presentaron en el 11º Congreso Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1973). En todos los países la avenida de proyecto se fijaba mediante un periodo de retorno y la metodología de cálculo en la mayoría de los países estaba basada en métodos estadísticos. Los periodos de retorno empleados estaban comprendidos entre los 1.000 y los 10.000 años de acuerdo con la alta seguridad exigible a una obra de la responsabilidad de una presa (el exigido por la normativa española era, como mínimo, 500 años). Algunos países (Austria, Polonia, Méjico, Suecia, ...) empleaban ya periodos de retorno distintos según la importancia de la obra.

De esta forma, se empezaba ya a tener en cuenta que no se podía exigir la misma seguridad a todas las presas, sino que ésta debía ser mayor para las presas cuya rotura implicase mayores pérdidas (por pérdida de la propia presa o por daños a terceros) y que, de forma simplificada, se podían identificar con las presas más importantes.

Una segunda encuesta desarrollada por el ICOLD se inició en 1.979 para conocer los “*Criterios Básicos para el Proyecto de Presas*”, incluyendo los criterios de tipo hidrológico. Los resultados se presentaron en 1.982 (ICOLD, 1982). Como novedad respecto al estudio anterior, en Estados Unidos se empleaba el criterio de la avenida máxima probable (PMF) para las presas más grandes. En el resto de países se seguía empleando los criterios probabilísticos con periodos de retorno iguales o superiores a los 500 años en la mayoría.

En la misma línea indicada anteriormente de considerar distintos niveles de seguridad según la presa, se encontró que algunos países como Japón, Filipinas o Portugal consideraban distintos periodos de retorno según la tipología de la obra, siendo mayores para las de materiales sueltos dado el mayor riesgo de rotura de este tipo de presas por vertido sobre coronación.

De estos primeros estudios realizados por el ICOLD se desprende que los criterios empleados inicialmente estaban basados en el concepto de probabilidad (avenidas de diseño definidas

un marco de referencia en la elaboración de la Guía, convendría actualizarlo, en la medida de lo posible, mediante la recopilación de referencias más modernas o la comprobación de la vigencia de las utilizadas.

mediante un periodo de retorno). Los periodos de retorno eran, en general, bastante altos dadas las graves consecuencias que se pueden derivar de la rotura de estas obras e iguales para todas las presas. Estos criterios, denominados hoy en día de primera generación, asumen una probabilidad constante para la avenida que puede romper la presa, pero no tiene en cuenta los distintos daños que se pueden derivar de ese hecho. De esta forma, se exige el mismo nivel de seguridad a presas pequeñas de bajo coste y que pueden causar escasos daños aguas abajo, que a presas grandes de gran coste y que puedan causar daños muy importantes.

Es claro que los criterios de primera generación son excesivamente simplistas pues no se puede exigir el mismo nivel de seguridad a todas las presas sino que debe depender de los posibles daños derivados de la rotura de la presa.

Estos daños son de tres tipos:

- Coste de la presa (que se pierde en caso de rotura) o coste de la reparación si el daño es parcial.
- Pérdidas derivadas de la desaparición de la presa. Los daños derivados de este hecho no son solo económicos sino también sociales.
- Daños a terceros debidos a la onda provocada por el vaciado brusco de la presa. Estos daños son en la mayoría de las ocasiones los más importantes y pueden ser materiales, medioambientales e incluso pérdida de vidas humanas.

En función de la importancia de los tres tipos de daños mencionados habrá que adoptar una avenida de diseño de probabilidad mayor o menor, de tal forma que lo que se fija, en realidad, es la probabilidad de que ocurran determinados daños. Es decir, el daño potencial.

Los criterios basados en este concepto de riesgo o daño potencial son los empleados actualmente en la mayoría de los países y se denominan criterios de segunda generación.

En los resultados de las encuestas del ICOLD mencionados anteriormente, se aprecia cómo inicialmente se intentó tener en cuenta el riesgo potencial generado por la presa de forma simplificada variando el periodo de retorno de la avenida de proyecto con el tamaño o tipología de la presa. Esa era la única forma posible de abordar dicha cuestión en aquella época dadas las limitaciones existentes para analizar los daños provocados por la onda de rotura en caso de que se produjese el colapso de la presa.

A partir de mediados de los años setenta y, principalmente, debido a las nuevas facilidades de cálculo aportadas por los ordenadores se empezó a plasmar la filosofía anterior de una forma más concreta en los criterios de diseño.

El primer paso en ese sentido lo dio el U.S. Army Corps of Engineers (USACE) en 1.974 con la publicación de sus *“Recommended Guidelines for the Safety Inspection of Dams”* (USACE, 1974). En estas recomendaciones se introducía también por primera vez el uso de la PMF como avenida de diseño en aquellas presas de mayor riesgo potencial y para las cuales se suponía había que intentar anular la probabilidad de su rotura.



Las recomendaciones del USACE clasifican las presas en tres clases en función de su tamaño y del riesgo potencial aguas abajo teniendo en cuenta que los daños considerados al clasificar la presa deben ser incrementales, es decir, la diferencia entre los provocados por la rotura de la presa y los provocados por la avenida en el caso de que no hubiese existido la presa. Para cada clase se define una avenida de proyecto.

El uso de los criterios de segunda generación se generalizó en todo el mundo a partir de comienzos de los años ochenta y actualmente es la filosofía empleada en la mayor parte de los países. Con este tipo de criterios no se define la probabilidad de rotura de la presa sino un determinado riesgo que la sociedad está dispuesta a asumir al construir la misma. Cada país define ese riesgo asumible en función de sus circunstancias culturales, sociales, económicas, políticas, etc.

De esta forma, los criterios para la selección de la avenida de diseño han evolucionado históricamente desde aquellos que definían una única avenida a emplear en cualquier presa, sin atender a su tamaño, situación, riesgo potencial, tipología, etc. (criterios de primera generación); hasta los actuales, basados en la clasificación de las presas por su riesgo potencial (criterios de segunda generación).

La evolución de un tipo de criterio a otro fue paulatina, existiendo en muchos países, antes de la aparición de los criterios de segunda generación, criterios que fijaban diferentes avenidas de diseño para aquellas presas que de alguna forma se consideraban de mayor riesgo (presas de gran tamaño, presas de materiales sueltos, ...). Incluso hoy en día existen algunos países que no clasifican las presas según su riesgo potencial debido a que todas o casi todas sus presas son de alto riesgo, empleando únicamente criterios de clasificación sencillos como los expuestos (en función de la tipología, tamaño, ...) para fijar la avenida de diseño.

Sin embargo, aunque los criterios de segunda generación supusieron un enorme avance en la seguridad hidrológica de las presas, tienen ciertos aspectos criticables, destacando principalmente los siguientes:

- Las clasificaciones según el riesgo potencial dividen las presas generalmente en tres grupos (alto, medio y bajo riesgo) siendo el paso de un grupo a otro discontinuo.
- Los criterios empleados para clasificar las presas en uno u otro grupo son, en general, arbitrarios y están basados en aspectos cualitativos, aspecto este último que aporta cierta subjetividad al clasificar la presa.
- El factor más crítico a la hora de clasificar las presas es la posible pérdida de vidas humanas. Las presas suelen clasificarse como de alto riesgo si el número de posibles pérdidas de vidas es superior a una cantidad que suele fijarse entre 1 y 10. De esta forma, se incluyen en un mismo grupo presas que podrían provocar desde 1-10 hasta varios miles de víctimas tras su rotura.
- Las avenidas de diseño exigidas para las presas de alto riesgo son, en general, muy altas (PMF, 10.000 años, ...). Exigen, por tanto, grandes inversiones en la construcción de las presas.

Quizá el problema más importante sea la escasa o nula clasificación de las presas de alto riesgo, incluyendo en esa categoría presas que podrían provocar muy diferentes órdenes de magnitud en los daños a las personas; exigiéndose además a todas ellas avenidas de diseño muy altas y, por tanto, elevados costes de construcción.

Esta deficiencia se pone de manifiesto principalmente al intentar adaptar las presas ya construidas. Las inversiones necesarias son muy importantes, por lo que es conveniente optimizar la avenida a emplear, así como fijar algún criterio que permita priorizar las inversiones, es decir, decidir qué presas necesitan dicha adaptación con mayor urgencia.

Para solucionar este problema se plantea un nuevo tipo de criterio (criterio de tercera generación) basado en el análisis del riesgo. Se denomina riesgo al producto del daño producido por la probabilidad de que ese daño se produzca. De esta forma, si se fija un determinado riesgo que la sociedad está dispuesta a asumir se podría determinar de una forma continua aquellos diseños que son o no admisibles.

Si se mide el daño producido por el número de vidas que podrían perderse (dado que interesa aplicar el criterio principalmente a las presas de alto riesgo y en éstas el daño más importante que puede producirse es la pérdida de vidas), se tendría:

$$N \cdot P = R = cte. \quad [1]$$

Siendo:

- N: Número de vidas que potencialmente se perderían.
- P: Probabilidad de que se produzca el daño.
- R: Riesgo asumido por la sociedad.

A escala logarítmica se tendría, por tanto, una recta que definiría dos zonas, de riesgo asumible y no asumible. En la figura 1 se muestran algunos criterios de este tipo propuestos en Holanda y Australia.

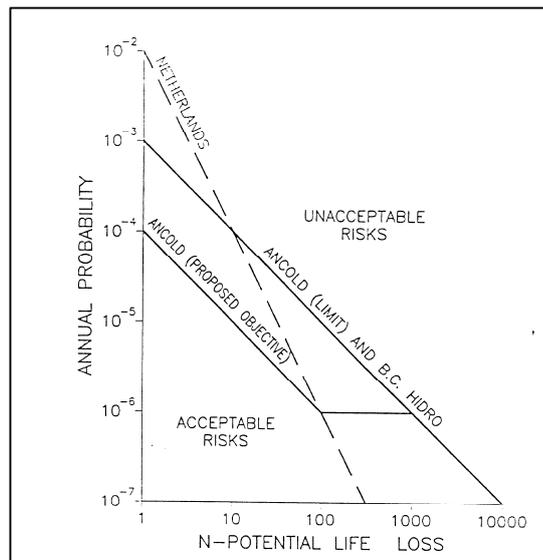


Figura 1. Ejemplos de criterios de riesgo asumible (Fuente: Berga, 1998).

De esta forma, los criterios basados en el análisis del riesgo permiten fijar la probabilidad de la avenida de diseño de forma continua, por lo que se consigue optimizar las avenidas empleadas así como priorizar las actuaciones a realizar. Tienen, no obstante, el inconveniente de requerir la asignación de un periodo de retorno a la PMF para que pueda ser aplicado en los países que emplean este tipo de avenida.

Este tipo de criterio de diseño está pensado para ser empleado únicamente en las presas existentes, ya que su aplicación a las presas de nueva construcción significaría rebajar los criterios exigidos actualmente.

3.2. CRITERIOS Y METODOLOGÍAS EMPLEADOS EN DISTINTOS PAÍSES

3.2.1. Estados Unidos

En los Estados Unidos no existe un único criterio para fijar la avenida de diseño de las presas, no existiendo acuerdo entre las distintas administraciones y propietarios implicados salvo para el diseño de presas nuevas de gran tamaño y que puedan causar pérdida de vidas humanas o tener consecuencias sociales o económicas catastróficas, para las cuales se emplea siempre la PMF (Wang, 1988). No obstante, desde hace algunos años han aparecido opiniones en contra del uso generalizado de la PMF para este tipo de presas.

En dicho país han sido propuestos varios criterios por distintas instituciones con el carácter de meras recomendaciones. Entre dichas propuestas destacan las realizadas por el *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE, 1979; USACE, 1991), las de la *American Society of Civil Engineers* (ASCE, 1973; ASCE, 1987), las del *U.S. National Research Council* (USNRC, 1985) y la elaborada por el *Interagency Committee on Dam Safety* y publicada por la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) en el año 1998 y reimpressa en el 2004 (FEMA, 1998).

Quizá el criterio de uso más extendido en los EE.UU. sea el propuesto en 1979 por el USACE, que fue el primero en fijar la magnitud de la avenida de diseño en función del riesgo potencial creado por la presa aguas abajo, dando una nueva orientación a la filosofía de los criterios de diseño en todo el mundo. El criterio del USACE consiste en clasificar las presas por su tamaño (grandes, medianas y pequeñas) y por su riesgo potencial (alto, significativo y bajo), fijando una avenida de diseño para cada una de las categorías (tablas 3 a 5). En particular, recomienda el empleo de la PMF para todas las presas de alto riesgo y para las grandes y medianas de riesgo significativo. Para el resto de categorías se fija en función de un determinado periodo de retorno o de una fracción de la PMF.

El criterio del USACE tiene la ventaja de ser muy sencillo de aplicar, aunque se le ha criticado el ser demasiado simplificado y el fijar la avenida de diseño para cada categoría de forma arbitraria.

Tabla 3. Criterio del USACE [1979] para la clasificación de las presas en función del tamaño.

CATEGORÍA	CAPACIDAD (hm ³)	ALTURA (m)
Pequeña	0,6 – 1,2	7,6 – 12,2
Mediana	1,2 – 61,5	12,2 - 30,5
Grande	> 61,5	> 30,5

Tabla 4. Criterio del USACE [1979] para la clasificación de las presas en función de su riesgo potencial.

CATEGORÍA	PÉRDIDAS DE VIDAS HUMANAS	PÉRDIDAS ECONÓMICAS
BAJO	No esperables (no existen viviendas permanentes)	Mínima (zonas de bajo desarrollo y agricultura)
SIGNIFICATIVO	Pocas (sin desarrollo urbano y sólo con un pequeño número de edificios no habitables)	Apreciable (zonas de desarrollo industrial y/o agrícola de tipo medio)
ALTO	Numerosas	Excesiva (zonas de gran desarrollo industrial y/o agrícola)

Tabla 5. Avenidas de diseño recomendadas por el USACE [1979].

RIESGO	TAMAÑO	AVENIDA DE PROYECTO
Bajo	Pequeña	de 50 a 100 años
	Mediana	de 100 años a ½ PMF
	Grande	de ½ PMF a PMF
Significativo	Pequeña	de 100 años a ½ PMF
	Mediana	de ½ PMF a PMF
	Grande	PMF
Alto	Pequeña	De ½ PMF a PMF
	Mediana	PMF
	Grande	PMF

En 1991 el USACE elabora un nuevo documento (USACE, 1991) donde indica cómo seleccionar el caudal de diseño de presas. Para ello se proponen cuatro estándares, uno de los cuales será aplicable a cada caso de estudio:

- Estándar 1: Se aplica a aquellas obras susceptibles de generar impactos muy graves, con pérdida de vidas humanas y provocando una catástrofe (entendiendo por tal un repentino y gran desastre que causa pérdidas materiales, destrucción, daños irreparables de forma generalizada y una paralización de las actividades en el área afectada). En estos casos la presa será diseñada de forma que sea segura ante los



caudales derivados de considerar la precipitación máxima probable (PMP) sobre la cuenca vertiente a la presa.

- Estándar 2: Se aplica a estructuras donde existen pequeñas diferencias entre los niveles de aguas arriba y aguas abajo (presas para recreo, navegación, hidroeléctricas, entre otras) en situación de grandes crecidas. Aquí no se propone un valor de referencia pero se indica que las obras se diseñen ante las mayores crecidas típicas de la región sin que se produzca un daño estructural importante y que continúen siendo operables. Además debe probarse que no se producirían daños incrementales aguas abajo de la presa.
- Estándar 3: Se aplica a presas en las que se puede demostrar claramente que los daños producidos aguas abajo por causa de un fallo en la presa no aumentan el número de vidas en riesgo o los daños materiales en comparación con la situación de no rotura de la presa. A este valor se le denomina estándar básico de seguridad, esto es, las obras se diseñarán para avenidas de diseño iguales o mayores al estándar mencionado. El valor máximo que podría alcanzar el estándar de seguridad básico será la PMF y en ningún caso podrá ser inferior a 0,5 PMF.
- Estándar 4: Se aplica a la mayoría de pequeñas presas cuyo embalse se utilice para uso recreativo donde en general la capacidad de su embalse no supera los 20 acres x pies. No obstante se debe probar que no se producirían daños importantes aguas abajo ante una situación de crecida.

El documento indica también algunos elementos que deben ser tenidos en cuenta a la hora de diseñar las obras, como por ejemplo: los hidrogramas serán estimados teniendo en cuenta la situación de embalse lleno; los órganos de desagüe se considerarán en estado de no operación (a menos que hubieran sido diseñados para tal propósito, para lo cual también existen ciertas condiciones y restricciones) ante la avenida de diseño; se asumirá una crecida como situación antecedente a la crecida de diseño, se considerarán condiciones de viento y oleaje adversas (fetch crítico); se fijan condiciones mínimas de resguardo (3 a 5 pies); en algunos casos podrá aceptarse el vertido de agua sobre la presa siempre que se demuestre que su magnitud y duración no compromete la estabilidad de la presa; entre otros.

Por otra parte, en 1997 la USACE elaboró un programa (USACE, 1997) tendente a mejorar la seguridad de las presas, y donde se estableció que las modificaciones de obras existentes o nuevas obras estarán de acuerdo a los caudales de diseño estipulados en la ER 1110-8-2(FR) mencionada anteriormente. Adicionalmente se presenta un sistema de clasificación de presas según su riesgo potencial. Dicho sistema establece cuatro categorías de daños como base para la clasificación: a) Pérdidas de vidas, b) Pérdida de servicios esenciales, c) Pérdidas materiales y d) Daños ambientales (tabla 6).

Tabla 6. Criterio del USACE [1997] para la clasificación de las presas en función de su riesgo potencial.

CATEGORÍA	PÉRDIDAS DE VIDAS HUMANAS	PÉRDIDA DE SERVICIOS	PÉRDIDAS MATERIALES	DAÑOS AMBIENTALES
BAJO	No esperables (no existen viviendas permanentes)	No hay interrupción de servicios (daños fácilmente reparables)	Pérdidas en terrenos agrícolas, equipamientos y edificios aislados	Daños mínimos
SIGNIFICATIVO	Incierto (zona rural con pocos edificios residenciales o zona industrial)	Interrupción de servicios esenciales y del acceso	Daños en instalaciones públicas y privadas importantes	Se requieren actuaciones de mitigación importantes
ALTO	Seguras (zonas con extenso desarrollo residencial, comercial o industrial)	Interrupción de servicios críticos y del acceso	Daños extensos en instalaciones públicas y privadas	Daños imposibles de mitigar o que requieren costes importantes

Posteriormente, el USNRC propuso en el año 1985 unas recomendaciones para el caso de presas de alto riesgo con el objetivo de uniformizar los criterios aplicados para este tipo de presas (USNRC, 1985). Su propuesta consistía en el empleo sistemático de la PMF en el caso del diseño de presas nuevas, salvo que a partir de un estudio del riesgo se demostrase que los daños provocados por la avenida fuesen tan altos que no se ganase nada adoptando una avenida de diseño tan grande. Para el caso de la adecuación de presas existentes recomienda fijar la avenida de proyecto en función de los resultados de un análisis de riesgo.

Las recomendaciones del USNRC no tuvieron, sin embargo, una gran aceptación debido a la dificultad de llevar a cabo un análisis de riesgo detallado.

La propuesta de la ASCE de 1987 se realizó con el objetivo de mejorar los inconvenientes del criterio recomendado por el USACE (ASCE, 1987). La metodología propuesta consiste en la realización de un estudio del riesgo detallado tanto en la situación actual como en la previsible para un futuro cercano. A partir de los resultados de ese análisis, la presa se clasifica en tres categorías fijando para cada una de ellas un procedimiento específico mediante el cual determinar la avenida de diseño.

El criterio de la ASCE soslaya los inconvenientes de la metodología del USACE, aunque es considerablemente más difícil de aplicar e incluso inviable en aquellos casos en los que no se dispone de suficiente información.

La normativa más reciente son las “*Federal Guidelines for Dam Safety. Hazard Potential Classification System for Dams*”, elaborada por la *Interagency Committee on Dam Safety* y publicada por la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) en el año 1998 y reimpresa en el 2004 (FEMA, 1998). Esta normativa tiene por objeto realizar un nuevo intento para unificar los diversos criterios de clasificación existentes. Propone un criterio muy similar al utilizado por el USACE (USACE, 1997), agrupa varias categorías y mantiene el criterio de clasificar en función del riesgo potencial aguas abajo ante una situación de fallo (tabla 7).

Se adoptaron tres niveles de clasificación: Bajo, Significativo y Alto, en función del aumento de las consecuencias adversas incrementales, es decir, la diferencia entre los impactos que pudieran ocurrir aguas abajo de la presa debido a un fallo o mal funcionamiento de ésta y aquellos daños sin fallo y con correcto funcionamiento de la presa (para similares condiciones de la avenida).



Tabla 7. Criterio de clasificación de las presas en función de su riesgo potencial propuesto por la FEMA [2004].

CATEGORÍA	PÉRDIDAS DE VIDAS HUMANAS	DAÑOS ECONÓMICOS, AMBIENTALES Y EN SERVICIOS
BAJO	No esperables	Bajos y generalmente limitados a la propia obra
SIGNIFICATIVO	No esperables	Sí
ALTO	Probables (al menos una)	Sí (no imprescindibles)

Este sistema considera improbable la pérdida de vidas humanas debido a la presencia temporal de personas en el área potencial de inundación. Además, la clasificación debe basarse en el peor escenario probable, con el mayor riesgo potencial de cada uno de los elementos intervinientes. Se debe estudiar el riesgo de cada elemento pero la clasificación será única para cada presa.

En cuanto a las metodologías para el cálculo de las avenidas de diseño, como se ha dicho, en los EE.UU. ha sido habitual el empleo como avenida de diseño de la PMF o una fracción de ésta, o una avenida de un determinado periodo de retorno para las presas más pequeñas y de menor riesgo. No obstante, no se han empleado avenidas definidas mediante periodos de retorno altos (mayores de 100 años), debido a la incertidumbre existente en su determinación, prefiriéndose en esos casos la utilización de fracciones de la PMF.

En el año 2004 se publicó la "*Federal Guideline for Dam Safety. Selecting and Accommodating Inflow Design Floods for Dams*" (FEMA, 2004), donde se presenta un procedimiento para la estimación de la avenida máxima de proyecto y para determinar las necesidades de actuación (figuras 2 y 3).

En el caso de presas existentes, los daños incrementales debidos al fallo de la presa se deben estimar comparando los impactos con y sin fallo de la infraestructura, teniendo en cuenta además los futuros desarrollos. De esta manera, se aumenta la avenida que llega al embalse (como máximo la que determina la PMF) hasta que los daños incrementales no resulten inaceptables (esto dependen de cada agencia o Estado), lo que permite determinar la avenida de diseño. En todos los casos deberá calcularse la PMF (que será un límite superior a ser adoptado para la avenida de diseño).

El procedimiento puede ser largo y costoso. Si no es posible llevar a cabo este análisis, se deberá seleccionar un valor conservador de avenida de diseño igual a la PMF.

La guía en general sugiere que podría considerarse como un incremento "aceptable" en el nivel del agua aguas abajo como consecuencia de la rotura de la presa aproximadamente 2 pies o menos. No obstante, el valor final a adoptar debe basarse en estudios de sensibilidad y en la experiencia del proyectista.

La mayoría de las agencias gubernamentales (federales y estatales) realizan una distinción entre los criterios de diseño que son aplicados a presas existentes y a nuevas presas. En esta guía, sin embargo, se indica que es "deseable" o "conveniente" que tanto las presas nuevas como las existentes compartan los criterios de diseño.

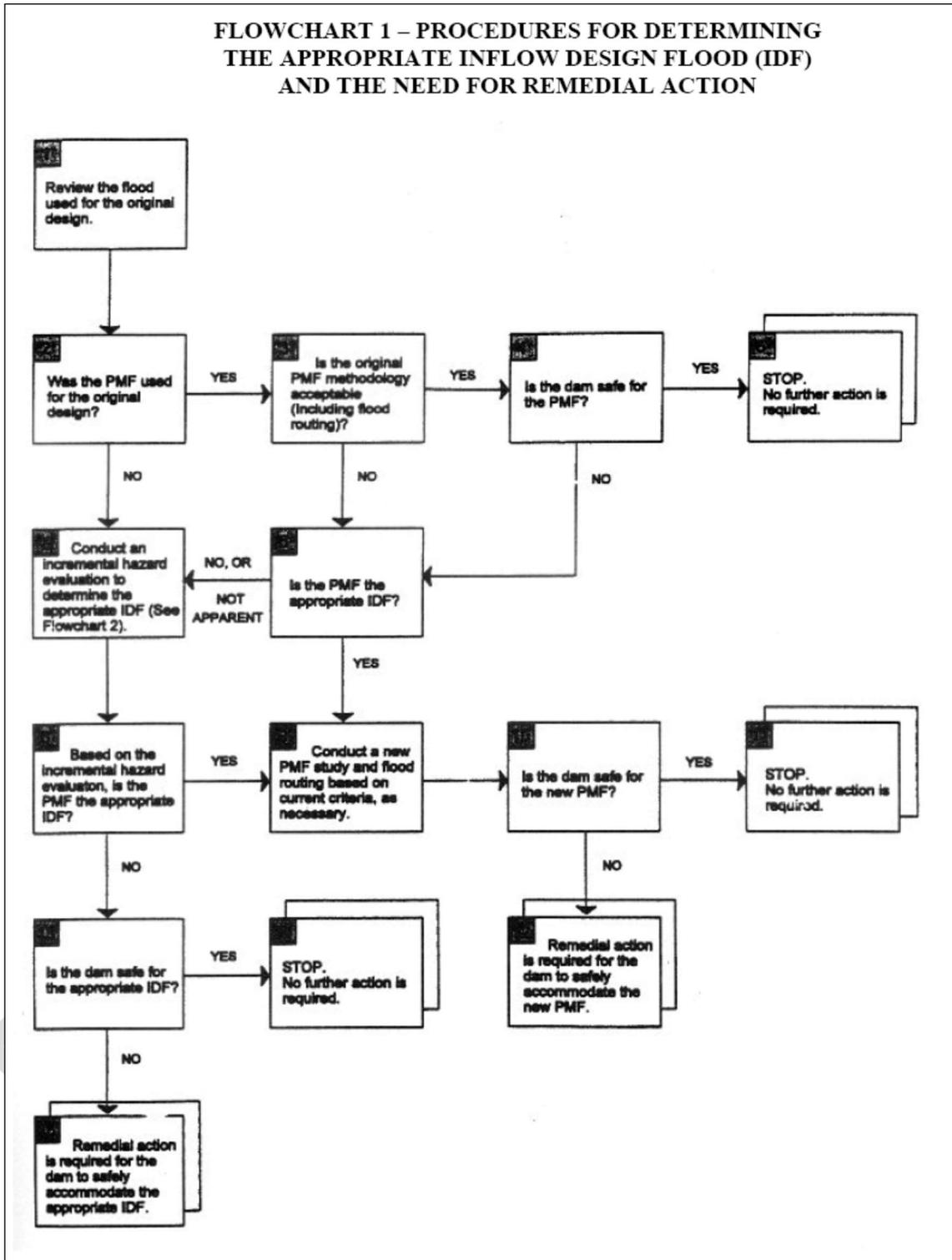


Figura 2. Diagrama de flujo para la determinación de la avenida de diseño (Diagrama 1) (Fuente: FEMA, 2004).

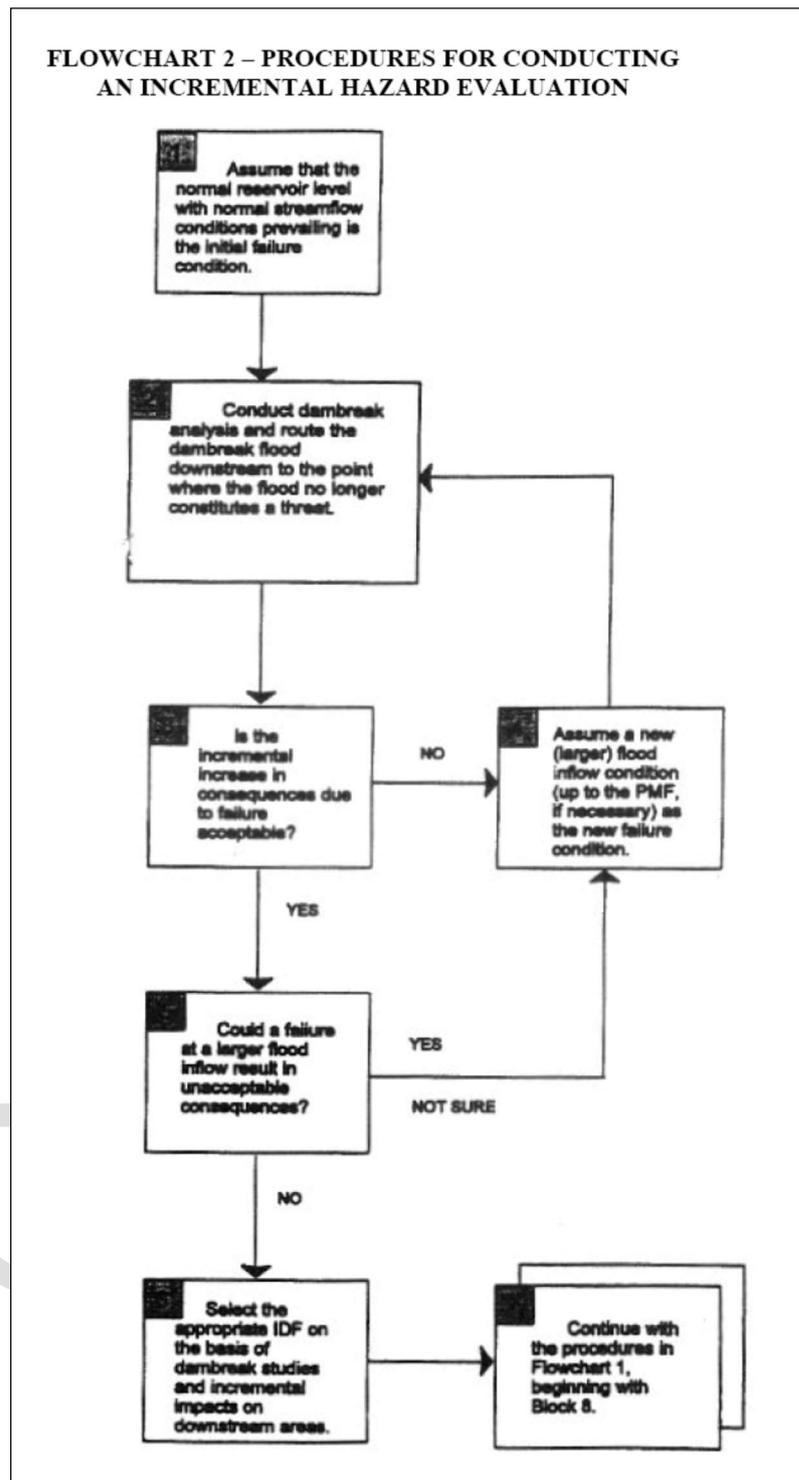


Figura 3. Diagrama de flujo para la determinación de la avenida de diseño (Diagrama 2) (Fuente: FEMA, 2004).

El cálculo de la PMF requiere el conocimiento previo del valor de la PMP en la cuenca de estudio. La determinación de dicha precipitación es muy compleja y laboriosa, y requiere disponer de una amplia información meteorológica y la intervención de un meteorólogo

experto. No obstante, el *U.S. National Weather Service* realizó una estimación de dicha precipitación para la mayor parte del territorio de los EE.UU. en el HMR nº 51 (Schreiner y Riedel, 1978) que es aplicable en la gran mayoría de las situaciones.

En cuanto a la transformación de la PMP en la PMF no existe una única metodología aceptada, existiendo discrepancias en cuanto a:

- Distribución areal y temporal de la PMP.
- Combinación de lluvia y fusión de nieve.
- Determinación de las pérdidas por infiltración y método de transformación precipitación-escorrentía.

Esta parte del cálculo suele realizarse habitualmente mediante la utilización del programa de simulación hidrológica HEC-HMS, desarrollado por el USACE.

Para la determinación de avenidas de un periodo de retorno dado se suele emplear la metodología recomendada por el *U.S. Water Resources Council* en su Boletín nº17 “*Guidelines for determining flood flow frequency*” basada en el análisis estadístico de caudales (USWRC, 1981). La metodología propuesta consiste en el ajuste de una función de distribución Log-Pearson tipo III a las series de caudales máximos anuales mediante el método del factor de frecuencia, imponiendo a la función un coeficiente de sesgo determinado en función de la zona geográfica en que esté situada, obtenido a partir de un estudio estadístico regional. La guía recomienda que se introduzca en el ajuste la información sobre avenidas históricas si ésta se encuentra disponible, utilizando para ello la técnica de la ponderación de las series de datos.

No obstante, como ya se ha apuntado anteriormente, desde hace unos años se está cuestionando la conveniencia del emplear de forma sistemática la PMF para el diseño de las presas. Esta oposición, encabezada por el *U.S. Bureau of Reclamation*, se basa en el contraste de los caudales de la PMF con el registro geológico de las avenidas ocurridas en los últimos miles de años. Según ese análisis, en la gran mayoría de los lugares estudiados no se han encontrados evidencias de que hayan ocurrido avenidas de magnitud siquiera parecida a la de la PMF. Además, el diseño con la PMF presenta el inconveniente de dificultar cualquier análisis de riesgo en la presa, al no poder asignar probabilidad al caudal de diseño.

Desde hace años se han realizado estudios para determinar la probabilidad de fallo de presas diseñadas con la PMF (USBR, 1996; USBR, 1997). Estos estudios se han basado en el análisis estadístico de caudales al que se incorpora toda la información disponible sobre referencias históricas y la información obtenida a partir de un estudio específico de paleocrecidas en la zona. El ajuste de la función de distribución con toda esa información se basa en la utilización de un estimador bayesiano que permite considerar la incertidumbre en la estimación de los parámetros de la función y en el método de máxima verosimilitud a partir de la modificación de la función de verosimilitud realizada por Stedinger y Cohn [1986] para permitir la introducción de datos censurados.



3.2.2. Países Escandinavos

3.2.2.1. Suecia

Los criterios de diseño empleados en Suecia (Bergström y Ohlsson, 1988; Minor, 1998) para la determinación de la avenida de diseño son los incluidos en la “*Guía para el cálculo de la avenida de diseño para presas*” elaborada por el Comité Sueco para la Determinación de la Avenida de Diseño en el que están representados la industria hidroeléctrica y agencias gubernamentales (a través del Instituto Sueco de Meteorología e Hidrología). Los criterios expuestos en esta guía tienen el carácter de meras recomendaciones aunque dado que cuentan con el respaldo de la industria hidroeléctrica y del Instituto Sueco de Meteorología e Hidrología, el seguimiento de sus recomendaciones es muy alto.

La guía sugiere la clasificación de las presas en dos categorías, de alto riesgo y de bajo riesgo, dependiendo de las consecuencias de su rotura:

- Presa de alto riesgo: si como consecuencia de su rotura se crea un gran riesgo para las vidas humanas, daños importantes en infraestructura y medioambiente, y pérdidas económicas considerables.
- Presa de bajo riesgo: si como consecuencia de su rotura se ocasionarían únicamente pérdidas materiales y medioambientales.

Para el diseño de presas de alto riesgo recomienda emplear una especie de avenida máxima probable, obtenida mediante la combinación crítica de sucesos poco usuales pero observados. Del análisis estadístico de estas avenidas se puede deducir que sus periodos de retorno son, en general, mayores de 10.000 años.

Para las de bajo riesgo recomienda el empleo de una avenida de, al menos, 100 años de periodo de retorno o de una magnitud igual a la mitad de la avenida definida para presas de alto riesgo.

La filosofía de las avenidas de diseño empleadas en Suecia es similar a la planteada en los EE.UU. por el USACE. Se evita el empleo de avenidas definidas en función de su periodo de retorno para las presas de alto riesgo (para las cuales se requerirían periodos de retorno muy elevados) sustituyéndolas por una avenida máxima, de esta forma se evita la extrapolación mediante cálculos estadísticos de avenidas de muy pequeña probabilidad y cuya incertidumbre es muy elevada.

Las avenidas definidas en función de su periodo de retorno se emplean únicamente para presas de bajo riesgo, para las cuales se pueden adoptar periodos de retorno bajos. Se limita, por tanto, la extrapolación estadística a periodos de retorno de 100 años o poco mayores, que son fácilmente calculables con los datos habitualmente disponibles y con las metodologías usuales del análisis frecuencial de caudales máximos. En aquellos casos en que pueda ser necesario el empleo de avenidas de periodo de retorno mayor se prefiere diseñar con fracciones de la avenida máxima empleada para presas de alto riesgo.

En este sentido, la diferencia fundamental con la metodología americana consiste en que en Suecia no se emplea la PMF sino una avenida máxima obtenida a partir de la combinación de sucesos poco usuales pero observados. Esta metodología presenta ciertas ventajas en el caso de la hidrología sueca:

- Al combinar sucesos observados se garantiza que la avenida obtenida es físicamente posible. Sin embargo, dado que el régimen hidrológico en Suecia es muy poco extremo, la combinación de sucesos pésimos observados conduce a la determinación de eventos muy extremos, de gran periodo de retorno (en general mayores de 10.000 años), y esto se consigue sin necesidad de realizar extrapolaciones estadísticas.
- Dado que en Suecia (y, en general, en todos los países escandinavos) los caudales generados por fusión de nieve tienen gran importancia, no es posible la utilización de avenidas máximas basadas en la PMP, pues las lluvias por sí solas no tienen por qué producir las mayores avenidas. Es necesaria una metodología que permita tener en cuenta las aportaciones por fusión de nieve.

La metodología propuesta para obtener la avenida máxima es la siguiente. En primer lugar, se obtiene la avenida máxima mediante un modelo que reproduce los fenómenos hidrológicos a partir de datos básicos hidrológicos y climatológicos. La utilización de un modelo tiene la ventaja de proporcionar como resultado el hidrograma completo, y no solo el caudal punta, lo que es muy importante para tener en cuenta la laminación en el embalse. Por otra parte, permite considerar explícitamente la gestión realizada en los distintos embalses que puedan existir en la cuenca, lo que es muy importante en Suecia donde existe un complejo sistema de embalses hidroeléctricos.

El modelo recomendado es el HBV aunque se admiten otros modelos de igual o superior rendimiento. El modelo puede considerar las aportaciones por lluvia y fusión de nieve, el cálculo de las pérdidas por evapotranspiración e infiltración y la transformación de la precipitación efectiva en escorrentía mediante un modelo que considera tanto la escorrentía superficial como aportaciones de flujos subsuperficiales.

Para obtener la precipitación máxima se emplea el trabajo realizado por el Comité en toda la superficie del país, el cual proporciona las precipitaciones areales extremas de 24 horas de duración a partir de los datos de las mayores precipitaciones registradas en un periodo de más de 100 años. Estos valores de precipitación se escalan para tener en cuenta la época del año que se considere en los cálculos (primavera u otoño), la superficie de la cuenca considerada y su altitud.

Este trabajo se completa con la obtención de unas curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) para duraciones entre 24 horas y 14 días, a partir de las cuales se construye un hietograma sintético con el máximo de precipitación situado en el noveno día.

En cuanto a la aportación por fusión de nieve, se considera que el espesor de nieve acumulado al comienzo de la simulación es el correspondiente a un periodo de retorno de 30 años y con una distribución espacial en la cuenca igual a la registrada en el año más extremo de los considerados en la simulación.



Como estrategia de gestión en los embalses se considera la que esté especificada para cada uno de ellos. Para fijar el nivel inicial en los mismos se considera que están prácticamente vacíos al comienzo de la primavera y totalmente llenos al final del verano o comienzos del otoño.

La simulación se realiza considerando los datos climatológicos reales de un periodo de, al menos, 10 años. El periodo de cálculo se va desplazando sucesivamente a lo largo de esos 10 años hasta identificar el periodo con datos climatológicos que produce la avenida pésima.

El cálculo comienza en primavera con el máximo espesor de nieve, con el suelo saturado y con los embalses en el nivel más bajo correspondiente a esa época del año. La lluvia considerada varía según la época del año y se obtiene escalando los valores de precipitación máxima mencionados anteriormente, de esa forma se consideran diferentes combinaciones de nieve y lluvia a lo largo del año.

3.2.2.2. Finlandia

Finlandia (Saelthun, 1992; Loukola y Maijala, 1998; Reiter, 1988) dispone de una ley y un reglamento sobre Seguridad de Presas, establecidos por la Oficina Nacional Finlandesa de las Aguas, que fueron promulgados en 1984 y comenzaron a aplicarse en marzo de 1.985. Como complemento de estas normas se desarrolló una guía (*Dam Safety Code of Practice*) que fue publicada en 1.985 por el Ministerio de Agricultura y Silvicultura, y cuya tercera revisión data del año 1.997. El objetivo de esta guía es dar recomendaciones para facilitar el cumplimiento de la regulación establecida por la ley y el reglamento.

Las presas que están incluidas en el ámbito de la ley son aquellas cuya altura es como mínimo de 3 m, entendiéndose por tal la comprendida entre el punto más alto de la superficie destinada a embalsar agua y el más bajo del contorno externo de la presa.

Las presas se clasifican en tres categorías (P, N y O) en función de su riesgo potencial:

- Presas P: aquellas de cuyo fallo se derive un daño evidente a la salud o a la vida humana, o un daño grave evidente a la propiedad o al medioambiente. Pueden ser clasificadas como P presas de menos de 3 m de altura.
- Presas N: son presas de menor riesgo que las P pero que no pueden ser clasificadas como O.
- Presas O: aquellas cuyo fallo solo causaría daños menores.

Para cada una de las categorías se fija una avenida de diseño mínima, definida en función de su periodo de retorno, y que es de 10.000 años para las presas tipo P, de 1.000 años para las tipo N y de 500 años para las tipo O (tabla 8).

Tabla 8. Clasificación de presas y avenidas de diseño en Finlandia.

TIPO DE PRESA	DEFINICION	AVENIDA DE DISEÑO
P	Presas de cuyo fallo se derive un daño evidente a la salud o a la vida humana, o un daño grave evidente a la propiedad o al medioambiente.	T= 10.000 años
N	Presas de menor riesgo que las P pero que no pueden ser clasificadas como O.	T= 1.000 años
O	Presas cuyo fallo solo causaría daños menores.	T= 500 años

En cuanto a las metodologías para el cálculo de las avenidas de diseño, la hidrología finlandesa está caracterizada por un clima continental, precipitaciones mayoritariamente en forma de nieve y cuencas relativamente grandes con abundancia de lagos. Dichas características configuran una hidrología muy estable y muy poco extrema.

Debido al régimen hidrológico existente en Finlandia, se puede diseñar las presas para periodos de retorno muy altos (mínimo 10.000 años para las tipo P) sin que esto suponga un gran incremento de coste. Por el mismo motivo, las curvas de frecuencia de caudales máximos son muy tendidas y, por tanto, la incertidumbre asociada a la extrapolación a muy altos periodos de retorno es mucho menor que en otros países de hidrología más extrema.

La metodología de cálculo mayoritariamente empleada en Finlandia está basada en el análisis estadístico de caudales máximos, para el cual se suele emplear la función de distribución Gumbel. Para minimizar la incertidumbre asociada a la estimación de caudales de muy alto periodo de retorno la metodología empleada consiste en calcular la avenida de 100 años de periodo de retorno (estimable con muy poca incertidumbre dado que se dispone de series de caudales máximos de más de 100 años), para luego obtener los caudales de periodos de retorno mayores multiplicando el de 100 años por unos coeficientes. En concreto, se tiene:

$$Q_{1.000} = 1,3 Q_{100} \quad [2]$$

$$Q_{10.000} = 1,6 Q_{100} \quad [3]$$

Estas técnicas estadísticas no proporcionan información sobre otras características importantes para el diseño de las presas como el volumen o la forma del hidrograma de avenida. Es necesario, por tanto, completar la información proporcionada por los métodos estadísticos.

Para el caso de cuencas complejas, principalmente en el caso de presencia de presas o lagos, es necesaria la utilización de modelos de simulación tipo HEC-HMS, teniendo en cuenta las aportaciones por deshielo y lluvia en primavera y por lluvia en otoño.

Puesto que tanto los métodos estadísticos como los modelos hidrometeorológicos tienen incertidumbre, se recomienda, siempre que sea posible, la utilización de ambos métodos y el contraste de sus resultados.



3.2.2.3. Noruega

En Noruega (Saelthun, 1992; Saelthun, 1988; Ljogodt, 1998; Pettersson, 1998) existe una normativa con carácter legal ("*Regulación Noruega para la Planificación, Construcción y Explotación de Presas*") que regula los distintos aspectos relacionados con las presas y que ha sido desarrollada por la Administración Noruega de los Recursos Hídricos y la Energía (NEV). La última revisión de la citada normativa entró en vigor en 1.999 y consta de dos partes.

La primera parte regula con carácter obligatorio distintos aspectos como los criterios de diseño, construcción, explotación, supervisión, distribución de responsabilidades, procedimientos de autorización, etc. La segunda tiene el carácter de recomendación y proporciona diversos criterios y metodologías para el cálculo y diseño de las presas.

En el aspecto relacionado con la hidrología la mencionada normativa se complementa con la "*Guía para el Cálculo de la Avenida de Diseño y la Avenida Máxima Probable*" redactada por el Departamento de Hidrología del NEV.

La normativa noruega se aplica sobre todas las presas que tengan una altura (entre el nivel de embalse normal y el punto más bajo de los cimientos) mayor de 4 m, o que tengan un volumen de embalse mayor de 0,5 hm³.

En lo que respecta a los criterios hidrológicos de diseño la normativa fija dos avenidas para el cálculo de las presas. La avenida de diseño, a la que corresponde un periodo de retorno de 1.000 años y que se emplea para el dimensionamiento de los órganos de desagüe, y la avenida máxima probable (PMF) que se emplea para la comprobación estructural de la presa.

Las presas son clasificadas en tres tipos en función de las consecuencias que pueda tener aguas abajo su rotura. Según la clasificación de la presa se exige su comprobación frente a la avenida de diseño (T = 1.000 años) o también frente a la PMF. Para el diseño de las presas de hormigón se admite el vertido sobre coronación durante periodos cortos de tiempo, pero esa posibilidad no se admite en las presas de materiales sueltos por lo que, en la práctica, los aliviaderos de muchas de estas presas se dimensionan para la PMF.

La metodología noruega presenta la particularidad de que las avenidas consideradas en los cálculos son aquellas cuya duración es igual a un determinado tiempo crítico de la presa que es función del volumen de embalse, dimensiones del aliviadero, etc. Las avenidas de esa duración son las que generarán un mayor caudal punta de salida y un mayor nivel de embalse.

Avenida de diseño

La metodología de cálculo de la avenida de diseño se basa en la aplicación de procedimientos estadísticos. En primer lugar se determina la avenida media anual y posteriormente se multiplica ésta por un factor para obtener la avenida de 1.000 años. Dicho factor se obtiene mediante un análisis frecuencial de los caudales de avenida. La guía da recomendaciones sobre cómo realizar dicho análisis (distribuciones estadísticas a emplear, métodos de ajuste, etc.) que son el resultado de diversos estudios sobre el tema realizados en Noruega. En el caso de que no se disponga de suficientes datos hidrológicos como para llevar a cabo este análisis, la guía proporciona unas fórmulas que permiten estimar la avenida media anual en función de diversos parámetros de la cuenca, así como unas curvas regionales que

proporcionan el factor para transformar la avenida media anual en la de 1.000 años de periodo de retorno. Estos factores varían entre 2 y 3,5, para avenidas generadas por fusión de nieve, y entre 3,5 y 5 para avenidas generadas por lluvias.

Otro aspecto a destacar dentro del cálculo de la avenida de diseño es que la guía noruega recomienda, al realizar el análisis estadístico, considerar por separado las avenidas de primavera (originadas principalmente por la fusión de la nieve y, en menor medida, por lluvias) y las avenidas de otoño (generadas fundamentalmente por lluvias) en aquellos casos en los que se perciba la existencia de dos poblaciones claramente diferenciadas.

El hidrograma de diseño se obtiene modificando un hidrograma histórico de tal forma que tenga un caudal punta igual al estimado para 1.000 años y una duración igual a la crítica de la presa.

En aquellos casos en que existan otros embalses aguas arriba, el cálculo de la avenida de diseño no se realiza mediante procedimientos estadísticos sino que deberá realizarse mediante el empleo de modelos de simulación. No obstante, la guía recomienda la utilización de ambos tipos de métodos siempre que sea posible, contrastando sus resultados.

Avenida máxima probable (PMF)

La determinación de la PMF se basa en el cálculo de la escorrentía generada por la precipitación máxima probable (PMP) mediante un modelo de simulación hidrológica.

El valor de la PMP para todo el país ha sido determinado por el Instituto Meteorológico Noruego basándose en la metodología británica (NERC, 1975) adaptada a Noruega. Esta extrapolación es posible dado que el régimen meteorológico noruego no es muy diferente al existente en el Reino Unido. El valor de la PMP se especifica para cada una de las estaciones en que las que se producen las avenidas (primavera y otoño).

También se basa en la metodología británica el coeficiente reductor por área y la distribución temporal de la lluvia. Ésta se toma simétrica para duraciones de hasta dos días y se basa en series observadas para duraciones mayores.

En el cálculo de la PMF se tiene también en cuenta las posibles aportaciones por fusión de nieve. Las hipótesis que se asumen son diferentes si se está estudiando las avenidas de primavera o las de otoño:

- Primavera: Se simula todo el periodo de fusión de la nieve, considerando que la superficie cubierta por la nieve es la correspondiente a un periodo de retorno de 30 años y la serie de temperaturas la mayor observada en un periodo de 30 años.
- Otoño: Se simula solo el periodo que dura la precipitación, considerando la misma superficie cubierta por la nieve que en el caso anterior y una temperatura igual a la mayor observada durante las lluvias.

Como modelo hidrológico de simulación se emplea una simplificación del HBV-3 sueco en la que se ha reducido el número de parámetros que contempla el modelo. Dichos parámetros se calibran en el caso de disponer de datos o se estiman mediante unas fórmulas que



proporciona la guía y que son función de las características topográficas de la cuenca. Se asume que el suelo se encuentra totalmente saturado al comienzo de la simulación.

3.2.3. Reino Unido

En el Reino Unido (Fives, 1992; Kennard y Bass, 1988) existen normas jurídicas con rango legal (*Reservoir Acts*), que regulan distintos aspectos relacionados con las presas y su seguridad. Dicha ley, sin embargo, no da ningún criterio de carácter técnico limitándose a exigir una probada experiencia y capacidad a los ingenieros que realizan la construcción y explotación de las presas. Las presas incluidas en esta regulación son aquellas cuya capacidad de embalse es mayor que 25.000 m³.

Para ayudar a los ingenieros en su labor, la “*Institution of Civil Engineers*” realizó la “*Flood and Reservoir Safety – An Engineering Guide*” (FRS) cuya última actualización data del año 1996. Dicha guía da criterios de carácter técnico destacando entre ellos la avenida que debe utilizarse para el diseño de la presa, la cual se fija teniendo en cuenta la clasificación de las presas en función de los daños que pueda causar su rotura aguas abajo. La FRS no es de obligado cumplimiento, aunque en la práctica es seguida por todos los ingenieros.

La guía recomienda la clasificación de las presas en cuatro categorías según los daños que pueda provocar su rotura:

- Categoría A: Presas cuya rotura pondría en peligro vidas en una comunidad (entendiéndose por tal una con no menos de diez personas).
- Categoría B: Presas cuya rotura podría poner en peligro vidas, pero no en una comunidad, o causar grandes daños materiales.
- Categoría C: Presas cuya rotura conllevaría un riesgo despreciable para la vida humana y causaría daños materiales limitados.
- Categoría D: Presas cuya rotura no provocaría pérdidas de vidas humanas y causaría daños materiales muy limitados.

En función de la clasificación anterior, la guía recomienda adoptar una determinada avenida de diseño que puede variar según se admitan o no vertidos sobre la coronación de la presa (tabla 9). En este sentido la guía admite la posibilidad de que cualquier tipo de presa vierta sobre coronación siempre y cuando se garantice la seguridad de la presa en dicha circunstancia.

Tabla 9. Avenidas de diseño habitualmente empleadas en el Reino Unido.

Categoría	AVENIDA DE DISEÑO	
	Caso general	Con vertido sobre coronación
A	PMF	T=10.000 años
B	T=10.000 años	T=1.000 años
C	T=1.000 años	T=150 años
D	T=150 años	No aplicable

Para calcular la avenida de diseño la FRS recomienda aplicar la metodología expuesta en el “*Flood Studies Report*” (NERC, 1975), proporcionando alguna recomendación adicional sobre su aplicación.

El FSR propone dos métodos de cálculo:

- Método del hidrograma unitario:

Para estimar la PMF, la avenida de 10.000 años de periodo de retorno y avenidas de periodo de retorno inferior si se necesita un hidrograma completo además del caudal punta. Este método se basa en la utilización de datos de lluvia de los que existen series más largas que para los de caudal, por lo que se considera que es más adecuado para el cálculo de periodos de retorno altos.

El método consta de las siguientes fases:

- Construcción del hidrograma unitario: Se calcula a partir de los datos de lluvia y escorrentía de las cinco mayores avenidas registradas. Si no se dispone de datos suficientes, el FSR proporciona fórmulas para construirlo.
- Estimación de la tormenta de diseño: Se calcula a partir de los datos de precipitaciones diarias del periodo de retorno considerado y de datos de precipitaciones máximas de distintas duraciones. Si no se dispone de estos datos se pueden obtener de distintas tablas y mapas incluidos en el FSR.
- Estimación del coeficiente de escorrentía: Se calcula a partir de fórmulas proporcionadas en el FSR.
- Cálculo de la avenida.

- Método estadístico:

Para avenidas con periodo de retorno de 1.000 años o inferior en aquellos casos en que sea suficiente con conocer el caudal punta.

Consta de los siguientes pasos:

- Estimación de la avenida media anual: Cuando hay datos se calcula como la media de las máximas avenidas anuales. Si no se dispone de datos se puede calcular a partir de una fórmula que proporciona el FSR y que es función de distintas características de la cuenca.
- Cálculo del caudal punta de un determinado periodo de retorno: Se obtiene multiplicando la avenida media anual por un coeficiente que es función del periodo de retorno y de la zona del país en que esté situada la cuenca. Este coeficiente se obtiene de una tabla que proporciona el FSR.

En realidad, esta metodología utilizada consiste en una regionalización de caudales mediante “índice de avenida” empleando una distribución GEV (Valores Extremos Generalizada).



Posteriormente, en el año 2000, el Instituto de Ecología e Hidrología del Reino Unido (CEH) publicó el “*Flood Estimation Handbook*” (FEH), el cual modifica algunas de las recomendaciones proporcionadas por el FSR.

En la mayor parte del territorio del Reino Unido, se da el caso que la avenida de proyecto PMF estimada según la metodología del FSR proporciona valores inferiores a los estimados para el periodo de retorno de 10.000 años según el procedimiento del FEH. Esta situación está actualmente en revisión, con numerosos estudios sobre el tema.

Las obras existentes diseñadas para la PMF según el FSR, estarían infradimensionadas si se aplicase el procedimiento del FEH para un período de retorno de 10.000 años (DEFRA, 2002).

El FEH estima precipitaciones de diseño mayores que el FSR, y la diferencia se acentúa, en general, en las tormentas de corta duración (1 hora) y para el período de retorno más alto (10.000 años).

Cabe señalar que el FEH no presenta un nuevo método de cálculo para la estimación de avenidas de diseño, ni para la PMP, respecto al propuesto por el FSR, sino que introduce nuevos procedimientos para el análisis frecuencial de precipitaciones, revisa ciertos aspectos de la estimación del tiempo de punta, el coeficiente de escorrentía (ratio entre la precipitación efectiva y total) y el flujo base en el cálculo mediante el hidrograma unitario; genera información digitalizada para la descripción de las cuencas, etc.

La causa principal de las diferencias entre ambas publicaciones deriva del uso por parte del FEH de información digital y herramientas informáticas (por ejemplo, modelos digitales de terreno), y la mayor información y grado de detalle espacial en la estimación de las precipitaciones.

3.2.4. Italia

Las presas están reguladas en Italia mediante un decreto del Ministerio de Obras Públicas del año 1.994 que se aplica sobre todas las presas con un altura sobre cimientos mayor que 15 m o con un volumen de embalse mayor que 1 hm³ (Castorani y Moramarco, 1995; Visentini, 1992; Ferrari, 1995). No obstante, el citado decreto contempla muy poco los distintos aspectos relacionados con la seguridad hidrológica.

La práctica habitual en Italia es emplear la avenida de 1.000 años de periodo de retorno como avenida de diseño para todo tipo de presa. Además, es también habitual no tener en cuenta la laminación en el embalse lo que significa una seguridad adicional al dimensionar los órganos de desagüe, y permite trabajar solo con el caudal punta sin necesidad de emplear todo el hidrograma.

Actualmente está en discusión una nueva legislación que propondría emplear como avenida de diseño la de 1.000 años de periodo de retorno y como avenida extrema una igual a 1,4 o 1,7 veces la de diseño, según que la presa sea de hormigón o de materiales sueltos. El diseño de la presa debería ser tal que pudiese desaguar la avenida extrema con resguardo cero en el caso de las presas de hormigón y con resguardo igual a un tercio del total en el caso de las de materiales sueltos.

Actualmente la metodología de cálculo de avenidas empleada en Italia está basada en los resultados del proyecto VAPI (*Valutazione delle Piene* - Evaluación de Avenidas). El desarrollo de este trabajo fue promovido por el Consejo Nacional de Investigación y se ha llevado a cabo mediante la colaboración de dicho Consejo con doce universidades.

La metodología empleada consiste en el análisis estadístico regional de los caudales máximos mediante una versión modificada del método del “índice de avenida”. Se estima una función de distribución regional para la cantidad adimensional Q'_T :

$$Q'_T = \frac{Q_T}{\mu(Q)} \quad [4]$$

Donde $\mu(Q)$ es la media de la distribución local (avenida media anual).

En aquellos lugares donde se dispone de datos suficientes, la avenida media anual se supone igual a la media aritmética de la serie de caudales. Si no se dispone de datos es necesario determinar una relación regional que permita estimar $\mu(Q)$ en función de parámetros morfológicos y climáticos.

Dado que los datos hidrométricos en Italia son bastante escasos, el trabajo se ha apoyado también en datos pluviométricos tanto para definir las regiones homogéneas como para estimar la avenida media anual en aquellos lugares donde no hay datos disponibles o éstos son muy escasos.

La función de distribución empleada es la TCEV (*Two Components Extreme Value*) que representa muy bien las propiedades estadísticas de las series de caudales de Italia. Este tipo de función de distribución permite tener en cuenta la existencia de dos poblaciones dentro de las series, correspondientes a dos mecanismos de formación de avenidas diferentes, uno ordinario y otro extraordinario.

La regionalización se realiza de forma jerárquica en tres niveles. En un primer nivel se definen zonas homogéneas respecto al coeficiente de sesgo, considerándose en estas zonas la forma de la función de distribución. En un segundo nivel se definen unas subzonas dentro de las zonas anteriores con características homogéneas respecto al coeficiente de variación. En estas zonas se considera la escala de la función de distribución. Es en este segundo nivel donde se emplean los datos pluviométricos para apoyar la definición de las regiones homogéneas, dado que el número de datos hidrométricos disponible dentro de cada una de las zonas es muy escaso. En un tercer nivel se establecen relaciones regionales, mediante modelos de regresión, para estimar la avenida media anual en función de parámetros morfológicos y climáticos en aquellos lugares donde no se dispone de ningún dato. También en este tercer nivel se emplean datos pluviométricos.

3.2.5. Alemania

La República Federal de Alemania está formada por quince estados federales teniendo cada uno de ellos su propia legislación de aguas. Podría tomarse como representativa la Ley de Aguas del estado de Renania del Norte-Westphalia, que es uno de los mayores en extensión y población (Rettemeier y Königeter, 1998; Plate *et al.*, 1988).



La legislación de dicho estado se aplica sobre todas las presas con más de 5 m de altura y con una capacidad de embalse mayor de 100.000 m³, en los otros estados las presas incluidas en la legislación se definen también en función de su altura y volumen. Además define seis tipos de presa fijando especificaciones distintas para cada una de ellas.

En cuanto a los criterios técnicos, no vienen especificados en la propia ley sino que ésta exige la aplicación de los contenidos en las normas DIN 19700 y DIN 19702. La avenida de diseño se fija en la norma DIN 19700 que considera cinco tipos distintos de presa. La avenida de diseño es distinta para cada uno de estos tipos, variando entre 100 y 1.000 años de periodo de retorno (tabla 10).

Tabla 10. Avenidas de diseño empleadas en Alemania (estado de Renania del Norte-Westphalia).

TIPO DE PRESA	AVENIDA DE DISEÑO
Presas de embalse	T=1.000 años
Presas de laminación	Hasta T=1.000 años
Presas de derivación (azudes)	T=100 años
Presas de embalse por bombeo	T=100-1.000 años
Presas de residuos	T=1.000 años

Además se considera como avenida extrema la PMF, fijando el resguardo de la presa en función de esta avenida.

3.2.6. Portugal

En Portugal (Alvares Ribeiro, 1992) los distintos aspectos relacionados con la seguridad de las presas están regulados por una ley del año 1990 (*Regulamento de Segurança de Barragens*) que es de aplicación a todas las presas que cumplan alguna de las siguientes condiciones:

- Altura desde cimientos a coronación mayor de 15 m.
- Altura menor de 15 m pero volumen de embalse mayor de 100.000 m³.
- Altura menor de 15 m y volumen menor de 100.000 m³ pero su riesgo potencial es elevado o significativo.

La mencionada normativa clasifica las presas en tres categorías según su riesgo potencial asociado:

- Riesgo bajo: no hay riesgo de pérdida de vidas humanas y los daños materiales esperados son reducidos.
- Riesgo significativo: hay riesgo de pérdida de alguna vida humana y los daños materiales esperables son relativamente importantes.
- Riesgo alto: hay riesgo de que se produzca la pérdida de un número apreciable de vidas humanas y daños materiales altos.

El objetivo de la ley es fijar las responsabilidades de los distintos agentes implicados así como la forma de controlar la seguridad de la presa en sus distintas fases: proyecto, construcción, primer llenado, explotación, ...

En cuanto a las especificaciones de tipo técnico la ley ordena la redacción de una norma relativa al proyecto, construcción, explotación y auscultación de las presas para que se pueda cumplir de forma adecuada el contenido de la ley.

En 1.993 se publicaron las “*Normas de Proyecto de Presas*” (*Normas de Proyecto de Barragens*) en las que se fijan los criterios de tipo técnico. Según estas normas la avenida de proyecto debe fijarse teniendo en cuenta el riesgo potencial inducido por la presa, así como la existencia de otras presas aguas arriba o aguas abajo. Las normas proporcionan una tabla (tabla 11) en la que se da un rango de periodos de retorno entre los que elegir la avenida de proyecto, variando entre 500 y 10.000 años según su riesgo potencial, su altura y su tipología (hormigón o materiales sueltos).

Tabla 11. Avenidas de proyecto empleadas en Portugal.

TIPO DE PRESA		PERIODO DE RETORNO (años)	
Hormigón	Materiales sueltos	Riesgo Alto	Riesgo Significativo
H* > 100 m	H > 50 m	10.000-5.000	5.000-1.000
50 m < H < 100 m	15 m < H < 50 m	5.000-1.000	1.000
15 m < H < 50 m	H < 15 m	1.000	1.000
H < 15 m	-	1.000	500

*H=Altura de la presa desde cimientos a coronación.

Si la avenida de diseño adoptada es superior a 1.000 años de periodo de retorno, se recomienda que dicha avenida sea comparada con la avenida máxima probable (PMF).

En cuanto a las metodologías de cálculo, las *Normas de Proyecto de Presas* establecen que la avenida de proyecto debe calcularse mediante tres metodologías diferentes:

- Análisis estadístico de caudales. Teniendo en cuenta tanto los registros sistemáticos como la información histórica.
- Modelos precipitación-escorrentía.
- Fórmulas empíricas.

Finalmente, la avenida de proyecto se determinará a partir de un análisis crítico de los resultados obtenidos mediante los tres métodos anteriores.

3.2.7. Australia

En Australia el proyecto, construcción, explotación, etc. de las presas no está regulado mediante normas legales. Existen, no obstante, unas guías elaboradas por el Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD) que contienen recomendaciones sobre distintos aspectos relacionados con las presas y que, aunque no son de obligado cumplimiento, son seguidas por la gran mayoría de los ingenieros en Australia (Cantwell y Murley, 1988).

Una de dichas guías proporciona recomendaciones sobre la avenida a emplear en el diseño de las presas (ANCOLD, 2000a). Se definen siete categorías dependiendo del número de vidas humanas en riesgo y la severidad de los daños y pérdidas (tabla 12).

En esta clasificación se puede apreciar que, a diferencia de otras, se realiza una mayor discretización en lo relativo al número de población en riesgo, corrigiendo en parte uno de los



inconvenientes señalados en otros casos donde la clasificación de la presa era casi la misma independientemente del número de personas en riesgo (10 a 10.000). Las recomendaciones de la guía no son de aplicación a las pequeñas presas.

Tabla 12. Clasificación de las presas en Australia según la población en riesgo y la severidad de los daños provocados aguas abajo.

POBLACIÓN EN RIESGO	SEVERIDAD DE LOS DAÑOS Y PÉRDIDAS			
	Despreciable	Menor	Media	Mayor
0	Muy bajo	Muy bajo	Bajo	Significativo
1 - 10	Bajo ^{1, 4}	Bajo ^{4, 5}	Significativo ⁵	Alto C
11 - 100	Nota 1	Significativo ^{2, 5}	Alto C	Alto B
101 - 1000		Nota 2	Alto A	Alto A
>1000			Nota 3	Extremo

¹ Con una población en riesgo de 5 o más es improbable que la severidad de los daños y pérdidas sea "Despreciable".

² Un daño y pérdidas "Menor" es improbable cuando la población en riesgo exceda de 10.

³ Un daño y pérdidas "Medio" es improbable cuando la población en riesgo exceda de 1.000.

⁴ Cambia a "Significativo" donde se reconozca la posibilidad de que se pueda perder una vida.

⁵ Cambia a "Alto" donde existe la posibilidad de que se pierdan una o más vidas.

Para la estimación de las avenidas de diseño, se utilizan las "Guidelines on Selection of Acceptable Flood Capacity for Dams" (ANCOLD, 2000b). Esta guía propone que el período de retorno de la avenida de proyecto se obtenga a través de un análisis de riesgo. No obstante, de manera alternativa, la guía indica también unos valores conservadores por defecto para cada categoría ("deterministic fallback alternative") (tabla 13).

Las avenidas de diseño recomendadas varían entre la de 100 años de periodo de retorno y la PMF, según la categoría a la que pertenezca la presa. No obstante, dicha avenida no se fija de forma rígida sino que se proporciona un rango dentro del cual el proyectista debe elegir la más conveniente teniendo en cuenta las circunstancias concretas de la presa en proyecto.

Tabla 13. Avenidas de diseño recomendadas en Australia.

RIESGO	AVENIDA DE DISEÑO
Extremo	PMF
Alto A	PMF
Alto B	T=10.000 años-PMF o T=1.000.000 años
Alto C	T=10.000 años-PMF o T=100.000 años
Significativo	T=1.000-10.000 años
Bajo/Muy bajo	T=100-1.000 años

La guía redactada por el ANCOLD recomienda aplicar la metodología de cálculo expuesta en el "Australian Rainfall and Runoff (ARR)" (ICE, 1986) desarrollada por el Colegio de Ingenieros Civiles Australiano. El ARR dedica un tomo a exponer las metodologías que se deben emplear para estimar las avenidas de gran periodo de retorno (este tomo ha sido revisado en el año 1.998).

Las avenidas de diseño son clasificadas según la metodología que es necesario emplear para su cálculo:

- Avenidas Grandes: Aquellas cuyo periodo de retorno está dentro del periodo de observación, es decir, aquellas que se pueden calcular por interpolación de los datos

disponibles. En general el límite de este tipo de avenidas corresponde a un periodo de retorno del orden de 100 años.

- **Avenidas Excepcionales:** Aquellas cuyo periodo de retorno está comprendido entre el límite de las avenidas grandes y el límite de extrapolación creíble. Estas avenidas se calculan mediante extrapolación y se podrán extender hasta un periodo de retorno u otro en función de la información disponible. Para su cálculo se aplican técnicas de regionalización y, si hay datos disponibles, paleocrecidas.

El periodo de retorno correspondiente al límite de extrapolación creíble es muy variable, pudiendo oscilar desde 100 años, en el caso de que no haya información disponible para realizar un análisis regional, hasta 10.000 años, si se dispone de información fiable sobre paleocrecidas.

- **Avenidas Extremas:** Aquellas avenidas con un periodo de retorno mayor que el límite de extrapolación creíble. La incertidumbre en la estimación de estas avenidas es muy alta. Su estudio se basa en el cálculo de la precipitación máxima probable (PMP) y la asignación a la misma de un periodo de retorno aproximado. Posteriormente se interpola mediante una determinada función entre el límite de extrapolación y la PMP para estimar las avenidas intermedias. A la PMP se le asigna un periodo de retorno que varía entre 10^4 y 10^7 años, y que se considera función únicamente del área de la cuenca.

Las avenidas de diseño recomendadas para presas estarán generalmente, por tanto, dentro del rango de las avenidas excepcionales o extremas.

Dado que la cantidad de datos de caudales disponible es muy inferior al de datos de precipitaciones, el cálculo de las avenidas se basa en la realización de modelos precipitación-escorrentía. No obstante, es necesaria la utilización de los datos sobre caudales máximos para calibrar el modelo hidrometeorológico.

La utilización de modelos precipitación-escorrentía presenta además la ventaja de que proporciona un hidrograma completo y no únicamente un caudal máximo, lo que, en general, es de gran importancia en el diseño de presas.

3.2.8. Suiza

En Suiza (Biedermann *et al.*, 1988) la legislación sobre ríos y embalses data del año 1.877. Posteriormente, en el año 1.957, se elaboró, sobre la base de dicha ley, un decreto que regula los aspectos relacionados con la seguridad de las presas, aunque únicamente trata sobre la explotación y el mantenimiento. No obstante, el mencionado decreto faculta a la Oficina Federal Suiza de Economía del Agua a controlar la realización de determinadas estructuras que son importantes para la seguridad de la presa.

Por tanto, en Suiza los criterios sobre seguridad hidrológica de las presas no están regulados mediante normas jurídicas. La práctica habitual en este país consiste en emplear como avenida de diseño la de 1.000 años de periodo de retorno, igual para todas las presas, que se emplea para el dimensionamiento de los órganos de desagüe. Por otra parte, se emplea



también una avenida extrema, habitualmente la avenida máxima probable (PMF), que debe poder ser manejada por la presa sin llegar a producir vertidos sobre coronación en el caso de que la presa sea de materiales sueltos, o con pequeños vertidos que no pongan en peligro la integridad de la presa en el caso de las de hormigón.

Como metodología de cálculo para estimar el caudal punta de 1.000 años de periodo de retorno se pueden emplear dos enfoques distintos:

- **Análisis estadístico de caudales:** Es el que se emplea preferentemente cuando se dispone de suficientes datos de caudales. En Suiza es frecuente disponer de series homogéneas de más de 80 años de registro.

El análisis que se lleva a cabo habitualmente en Suiza no es el estándar dado que se considera que las series disponibles normalmente no pueden reflejar el comportamiento de la ley de frecuencia para valores altos de los periodos de retorno, debido a la existencia de los siguientes límites físicos:

- Capacidad limitada de infiltración en el suelo.
- Capacidad limitada de transporte por el cauce del río.
- Valor limitado de la magnitud de la precipitación.

Para tener en cuenta estos efectos se acude al siguiente análisis regional. Se representa gráficamente la relación caudal específico-área, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, en todas las estaciones de aforo de la cuenca de estudio. A partir de este gráfico se deduce la ecuación de la envolvente, que es de la forma:

$$q_{100} = \alpha A^{-\beta} \quad [5]$$

Donde q_{100} es el caudal específico correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, α y β parámetros y A el área de la cuenca.

Por tanto, el caudal máximo correspondiente a un periodo de retorno de 100 años en cualquier punto de la cuenca se podrá escribir como:

$$Q_{100} = q_{100} \cdot A = \alpha A^{1-\beta} \quad [6]$$

El caudal $Q_{1.000}$ se obtiene a partir del Q_{100} mediante la siguiente relación:

$$Q_{1.000} = \varphi_{1.000} Q_{100} \quad [7]$$

Debiendo estimarse el valor de $\varphi_{1.000}$ a partir de un análisis regional de las distribuciones de probabilidad de las estaciones de la zona.

- **Modelos precipitación-escorrentía:** Se emplean cuando no se dispone de suficiente información como para llevar a cabo un análisis estadístico de caudales o cuando es necesario conocer el hidrograma de avenida completo para poder diseñar la presa, es decir, cuando la presa tiene una capacidad importante de laminación.

Las precipitaciones de diseño se obtienen a partir de mapas ya elaborados que proporcionan las isomáximas de 2,33 y 100 años de periodo de retorno para duraciones de 1 hora y 24 horas. Estos mapas se han obtenido mediante un estudio regional de precipitaciones máximas. A partir de esta información se pueden obtener las curvas IDF.

Para determinar la avenida pésima es necesario realizar varios tanteos variando la duración de la tormenta y el valor del coeficiente de escorrentía. Para simplificar estos tanteos se suelen emplear modelos precipitación-escorrentía sencillos como el método de las isocronas o un hidrograma unitario triangular.

La avenida máxima probable (PMF) se obtiene a partir de la de 1.000 años de periodo de retorno siguiendo las recomendaciones de estudios realizados en Noruega. De esta forma, se supone que el caudal punta de la PMF es igual a 1,5 veces el $Q_{1.000}$. Si fuese necesario considerar todo el hidrograma, se obtiene el correspondiente a la PMF a partir del de 1.000 años de periodo de retorno haciendo el caudal punta igual a 1,5 veces el $Q_{1.000}$ y aumentando la duración del hidrograma entre $T_{1.000}$ y 1,5 veces $T_{1.000}$ para tener en cuenta el aumento del volumen de la avenida (siendo $T_{1.000}$ la duración del hidrograma de 1.000 años de periodo de retorno).

3.2.9. República Checa

Los criterios relativos a la seguridad hidrológica de las presas habitualmente empleados en la República Checa son los contenidos en una guía elaborada por el “*Dam Safety Surveillance and Supervision*” que es el organismo encargado de controlar la seguridad de las presas (Macháček, 1998; Broza, 1988).

La citada guía fue publicada en el año 1.997 con el objetivo de establecer metodologías y criterios para evaluar la seguridad frente a avenidas tanto de las presas nuevas como de las existentes. La guía da las pautas para seleccionar la avenida de diseño así como para evaluar todos los factores que puedan afectar a la seguridad hidrológica de las presas.

Las recomendaciones incluidas en la guía no son obligatorias aunque son habitualmente seguidas en la práctica profesional, y son de aplicación tanto a grandes como a pequeñas presas.

Para seleccionar la avenida de diseño la guía sugiere la clasificación de las presas en tres categorías (riesgo extremadamente alto (A), riesgo alto (B) y riesgo bajo (C)) dependiendo del riesgo potencial generado aguas abajo. Al realizar esta clasificación se tiene en cuenta la posible pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas, daños medioambientales y sociales, etc. que podría provocar la rotura de la presa (tabla 14).

En función de la clasificación de la presa y de la importancia concreta que tenga el riesgo potencial de determinado tipo de daños (fundamentalmente la pérdida de vidas humanas) se asigna una avenida de diseño. Las avenidas recomendadas se definen mediante su periodo de retorno, el cual oscila entre 50 y 10.000 años (tabla 15).



Tabla 14. Clasificación de presas en la República Checa según su riesgo potencial aguas abajo.

TIPO DE DAÑO		CATEGORÍA		
		A Riesgo Extremadamente Alto	B Riesgo Alto	C Riesgo Bajo
PÉRDIDA DE VIDAS HUMANAS		Posible pérdida de 10 o más vidas	Posible pérdida de alguna vida aislada	No es probable la pérdida de vidas humanas
PÉRDIDAS ECONÓMICAS	Daño directo sobre la presa	Daño irreparable sobre una presa importante	Daños altos pero reparables	Daños sobre la presa reparables
	Daños directos aguas abajo	Extremos (núcleos urbanos, industrias, vías de comunicación principales, ...)	Daños a viviendas aisladas, agricultura, vías de comunicación locales, ...	Daños sobre construcciones temporales, pequeños daños a la agricultura o a carreteras locales, ...
	Pérdidas por cese de operación de la presa	Irrecuperables	Altas pero recuperables	Insignificantes
	Pérdidas indirectas aguas abajo	Extremadamente altas e irrecuperables	Existen medidas alternativas para reducir los daños indirectos	Recuperables
DAÑO AL MEDIOAMBIENTE		Alto	Alto	Escaso
CONSECUENCIAS ECONÓMICAS Y SOCIALES		Consecuencias económicas y sociales a escala nacional	Consecuencias económicas y sociales a escala regional	No hay consecuencias sociales y las económicas son de escala local

Tabla 15. Avenidas de diseño empleadas en la República Checa.

CATEGORÍA	CRITERIO	AVENIDA DE DISEÑO
A	Posible pérdida de 10 o más vidas	T=10.000 años
	No es probable la pérdida de vidas	T=2.000 años
B	Posible pérdida de alguna vida aislada	T=1.000 años
	No es probable la pérdida de vidas	T=200 años
C	Predominan los daños sobre terceros	T=100 años
	Los daños sobre terceros son escasos	T=50-20 años*

*Los T<50 años se deben justificar.

En el año 1.997 el DSSS y el Instituto Checo de Hidrometeorología iniciaron un proyecto de cuatro años de duración para establecer una metodología de cálculo de las avenidas de diseño de alto periodo de retorno. En dicho proyecto se contempló el desarrollo de técnicas tanto estadísticas (análisis estadístico multivariado) como modelos de simulación determinísticos (TOPMODEL).

Entre las recomendaciones adoptadas actualmente para el cálculo de las avenidas de diseño se encuentra el empleo de dos o más métodos de cálculo en el caso de presas tipo A (por ejemplo, análisis estadístico de caudales y modelos precipitación-escorrentía) o la combinación de lluvias y fusión de nieve para el cálculo del hidrograma de avenida cuando su volumen es el factor más importante.

3.2.10. China

No se dispone de información completa sobre los criterios de diseño de presas en China aunque parece que para presas grandes e importantes (por ejemplo, la de las Tres Gargantas) se suele emplear la PMF (Pan y Teng, 1988).

La metodología mayoritariamente empleada en China para calcular las avenidas de diseño consiste en el análisis estadístico de caudales máximos y de volúmenes máximos (Cheng-Zheng, 1987; Wang Jiaqi, 1987; Hua Shi-Qian, 1987). No dispone de series sistemáticas excesivamente largas pero en cambio se tiene gran cantidad de referencias históricas (en algunos casos se remontan a varios miles de años) que permiten reducir en gran medida la incertidumbre en la estimación de avenidas de alto periodo de retorno.

La práctica habitual consiste en el ajuste de una función de distribución Pearson III mediante el método de los momentos. Una vez realizado este ajuste el valor obtenido para el coeficiente de variación y de sesgo se corrige, admitiendo como válido únicamente el valor de la media. El coeficiente de variación se corrige a partir de un análisis visual de los datos y la función de distribución, representados en papel probabilístico. El coeficiente de sesgo se obtiene a partir del de variación por medio de una relación entre ambos parámetros obtenida a partir de un análisis regional de los caudales. Finalmente, la ley de frecuencia resultante se mayorita mediante un coeficiente de seguridad que suele ser inferior a un 1,2.

En aquellos casos en que se necesita el hidrograma de avenida completo, se obtiene modificando uno histórico que se considere representativo para ajustarlo a los valores de caudal y volumen calculados. Se suele tantear con varios hidrogramas.

En las cuencas medianas y pequeñas suele ser más habitual la utilización de modelos precipitación-escorrentía, pues en estas cuencas no suele disponerse de datos de caudal y en cambio sí suele haberlos de precipitación. Para determinar la ley de frecuencia a partir de estos modelos se asume que la probabilidad de la precipitación es la misma que la del caudal resultante.

El primer paso en estos estudios es la realización de un análisis estadístico de los datos de precipitación muy similar al expuesto para caudales, así como la transposición de determinadas tormentas. Para fijar las distribuciones espaciales y temporales se parte de tormentas reales y se modifican para ajustarlas a los valores de precipitación calculados.

Como modelo precipitación-escorrentía se emplea el hidrograma unitario (habitualmente se usa el hidrograma unitario sintético Huai, desarrollado en China), en el caso de que sea necesario conocer todo el hidrograma, o el método racional, si basta con conocer el caudal punta. Para ayudar a ajustar el modelo se han elaborado manuales con los valores típicos de los distintos parámetros en distintas regiones del país.

En cuanto al cálculo de la PMP, se emplean dos tipos de métodos:

- Para cuencas medianas y pequeñas se emplea el método de maximización de tormentas locales hasta su límite físico o el de transposición de tormentas.
- Para cuencas grandes se suele emplear el método de composición de tormentas.



Dado que existe bastante incertidumbre en la determinación de la PMF, debe compararse su valor con el obtenido para la avenida de 10.000 años de periodo de retorno mediante el análisis frecuencial.

3.2.11. Japón

En Japón la avenida de diseño que se debe emplear para el proyecto de presas viene definida mediante un Reglamento denominado “*Estándares Estructurales para Medios de Protección de Ríos*” que está basado en la Ley de Aguas (Takebayashi *et al.*, 1992).

El mencionado Reglamento define un único criterio para determinar la avenida de diseño que es independiente del riesgo potencial creado por la presa. El motivo de esto es que en Japón todas las presas están situadas aguas arriba de áreas densamente pobladas, el terreno tiene gran pendiente (por lo que las avenidas se generan con gran rapidez) y las avenidas pueden ocurrir en cualquier río, por lo que todas las presas son consideradas como de alto riesgo.

Sí se consideran, no obstante, criterios distintos según cual sea la tipología de la presa, siendo mayor la avenida exigida para las presas de materiales sueltos que para las de hormigón.

La legislación japonesa define la avenida de diseño para presas de hormigón como la mayor resultante de aplicar los siguientes tres criterios:

- Avenida correspondiente a un periodo de retorno de 200 años en el lugar de la presa.
- Avenida máxima conocida en el lugar de la presa.
- Avenida máxima esperable en el lugar de la presa, basándose en las avenidas máximas ocurridas en otras cuencas con características hidrológicas y meteorológicas similares.

Para las presas de materiales sueltos, la avenida de diseño viene definida por la aplicación del mismo criterio pero aumentando el resultado en un 20%.

La metodología de cálculo habitualmente empleada en Japón es la siguiente:

- Avenida de 200 años de periodo de retorno

Pueden aplicarse métodos basados en el análisis frecuencial de caudales máximos o aplicar modelos de transformación precipitación-escorrentía basados en datos de precipitaciones. Dado que las series de caudales máximos disponibles habitualmente en Japón son muy limitadas, es más frecuente basar el cálculo en la aplicación del segundo tipo de métodos.

En el caso de realizar un análisis frecuencial de caudales suele ser habitual aplicar modelos estocásticos para aumentar el número de datos de caudal disponibles.

Los modelos precipitación-escorrentía suelen basarse en datos de precipitación diaria o de precipitación en dos días consecutivos, dependiendo del tamaño de la cuenca en estudio.

- Caudal máximo observado

Es muy importante verificar que el caudal máximo observado está exento de errores, por lo que debe compararse con datos hidrometeorológicos, marcas de avenidas, datos registrados aguas arriba o aguas abajo, etc.

- Caudal máximo basado en registros de cuencas similares

En el caso de que las cuencas tengan condiciones hidrológicas similares se supone que pueden extrapolarse los datos hidrológicos obtenidos en las cuencas vecinas. Para facilitar esta extrapolación, en el año 1.974 se elaboraron unas curvas que proporcionan la envolvente de los caudales máximos específicos en función del área de la cuenca mediante la siguiente relación:

$$q = CA^{-0,05} - 1 \quad [8]$$

Donde q es el caudal específico en $m^3/s/km^2$, A el área de la cuenca en km^2 y C un parámetro función de las características geográficas y geológicas de la cuenca. Este último parámetro se ha determinado para once regiones distintas en todo Japón y su valor varía desde 17 a 56.

Si lo que son similares son las condiciones meteorológicas, se realiza un cálculo mediante un modelo precipitación-escorrentía asumiendo precipitaciones similares a aquellas que provocaron las máximas avenidas en las cuencas vecinas.

Como caudal máximo extrapolado se toma el mayor obtenido de aplicar los métodos anteriores.

3.2.12. Francia

La legislación francesa que regula las presas y los embalses no determina la avenida de diseño que se debe considerar, tampoco existen recomendaciones escritas de instituciones u organismos. No obstante, existe una práctica de diseño aceptada que, aunque no escrita, es seguida habitualmente por los proyectistas (Duband *et al.*, 1988; Duffaut *et al.*, 1973; Minor, 1998).

La avenida de proyecto empleada habitualmente en Francia es la de 1.000 años de periodo de retorno para las presas de hormigón y la de 10.000 años para las de materiales sueltos, por el mayor riesgo de rotura por vertido sobre coronación de este último tipo de presa. No se tiene en cuenta, por tanto, de una forma explícita, en estos criterios generales, la mayor o menor vulnerabilidad de la zona existente aguas abajo de la presa (por ejemplo, su densidad de población). No obstante, dicha circunstancia y otras deben ser tenidas en cuenta por el proyectista al fijar los parámetros de diseño (tales como la avenida de diseño o el resguardo), modificando a su juicio los criterios generales aceptados.

Los proyectos de las presas de más de 20 m de altura sobre cimientos son revisados por el “Comité Técnico Permanente de Presas”.



La metodología de cálculo habitualmente empleada en Francia se basa en el método GRADEX (Guillot y Dubant, 1967). Este método fue desarrollado en 1.967 y supone una mejora respecto a otros métodos de cálculo estadístico de avenidas, dado que emplea también las series de precipitaciones que generalmente son más largas y más fiables.

Es aplicable a cuencas con superficies que pueden variar de varias decenas a varios miles de kilómetros cuadrados, y para el cálculo de avenidas de entre 100 y 10.000 años de periodo de retorno.

El método está basado en tres hipótesis:

- Existe una determinada lluvia total para la cual la infiltración (y el resto de pérdidas) deja de crecer.
- La precipitación de una determinada duración genera caudales en el mismo periodo de tiempo.
- El comportamiento asintótico de la ley de frecuencia de las precipitaciones es exponencial.

Bajo dichas hipótesis las leyes de frecuencia de precipitaciones y caudales son paralelas. El límite de infiltración se calcula como diferencia entre la precipitación y la escorrentía de 10 años de periodo de retorno, para el cual existen datos bastante fiables.

Posteriormente, el *Centre d'Étude du Machinisme Agricole et du Génie Rural des Eaux et Forêts* (CEMAGREF) desarrolló una extensión del método GRADEX denominado método AGREGEE, cuyo objetivo es proporcionar toda la ley de frecuencia de caudales hasta periodos de retorno de 10.000 años. Este método divide la ley de frecuencia en tres intervalos:

- Dominio de observación: Incluye aquellos periodos de retorno que pueden calcularse mediante interpolación a partir de las series de caudales sistemáticos y de las referencias históricas (generalmente inferior a 100 años).
- Dominio de avenidas raras: Incluye los periodos de retorno intermedios entre el dominio de observación y el de las avenidas extremas.
- Dominio de las avenidas extremas: Incluye aquellos periodos de retorno que pueden calcularse directamente a partir de los datos de precipitación, mediante el método GRADEX, y corresponde generalmente a los superiores a 1.000 años y hasta los 10.000 años.

El método AGREGEE propone calcular las avenidas del “dominio de observación” a partir del cálculo estadístico de caudales máximos empleando el método de series parciales. El “dominio de avenidas extremas” se calcula, como se ha dicho, mediante la aplicación del método GRADEX. Para obtener los caudales correspondientes al “dominio de avenidas raras” se ajusta una función matemática arbitraria que da continuidad a ambas zonas.

En cuanto a la definición del hidrograma de proyecto, la metodología francesa se basa en el cálculo de uno sintético a partir de las curvas QDF (caudal-duración-frecuencia), cuyas expresiones se pueden obtener a partir de determinados datos estadísticos de las series de

caudales (Galea y Prudhomme, 1994; Galea y Prudhomme, 1997; Prudhomme y Galea, 1997). Este hidrograma sintético presenta en cada intervalo en torno al caudal punta el máximo volumen posible para un periodo de retorno dado y, por tanto, es una envolvente de todos los hidrogramas posibles correspondientes a ese periodo de retorno.

3.3. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS CRITERIOS Y METODOLOGÍAS EMPLEADOS INTERNACIONALMENTE

A partir del análisis expuesto en los apartados anteriores se concluye que al menos en la mitad de los países estudiados se fija la avenida de diseño en función del riesgo potencial que crea la posible rotura de la presa. Incluso, en alguno de los países en los que no se considera de forma explícita el riesgo potencial, como en Francia, se permite que dicha circunstancia sea valorada por el proyectista de tal forma que se pueda adaptar el periodo de retorno de diseño a las características propias de la presa a diseñar. En otros países como Japón, el riesgo potencial no se considera a la hora de fijar el criterio de diseño dado que todas las presas existentes se consideran de alto riesgo.

También son numerosos los países en los que se toman avenidas diferentes para el diseño de las presas de hormigón y de materiales sueltos, teniendo en cuenta así de forma explícita el mayor riesgo de este último tipo de presa a sufrir una rotura por vertido sobre coronación. Incluso en alguno de los que no consideran avenidas diferentes en función del tipo de presa, sí se exige al menos tener en cuenta dicha circunstancia en el diseño, exigiendo mayores resguardos a las presas de materiales sueltos.

En cuanto a los periodos de retorno de diseño, en general se suelen exigir valores más o menos bajos para las presas de bajo riesgo (entorno a los 100 años) y periodos de retorno entre los 1.000 y 10.000 años para las presas de mayor riesgo, dependiendo del nivel de riesgo, tamaño, tipología, etc. Incluso en varios países se exige diseñar para los casos de mayor riesgo o mayor vulnerabilidad de la presa (presas de materiales sueltos) para la PMF o alguna definición similar de la avenida máxima probable (avenida obtenida mediante la combinación de valores máximos registrados de determinadas variables, como en Suecia, o la envolvente de las máximas avenidas conocidas en la zona, como en Japón).

Es muy significativo que en algunos países (EE.UU., Suecia, etc.) se prefiera definir la avenida de diseño para periodos de retorno mayores que 100 años mediante una fracción de la PMF (o de una avenida asimilable) en lugar de emplear mayores periodos de retorno. Esta circunstancia está directamente relacionada con las metodologías de cálculo disponibles, constatando la dificultad existente para determinar de forma fiable las avenidas de alto periodo de retorno, prefiriendo en la práctica definir los caudales mayores mediante fracciones de la PMF, la cual presenta menores incertidumbres en su cálculo. No obstante, esta postura contrasta con la corriente de opinión abierta en EE.UU. desde hace unos años, que considera que el empleo de la PMF conduce a la utilización de caudales extremadamente altos en el diseño, cuya posibilidad de ocurrencia no se considera realista.

Queda claro, por tanto, que es generalizado el uso de avenidas de muy alto periodo de retorno, e incluso de la PMF, para el diseño de las presas de mayor riesgo. Las metodologías



empleadas para estimar los caudales de dichos periodos de retorno son diversas, pero es necesario destacar que en muchos de los países estudiados se emplean las técnicas estadísticas habituales para estimar las avenidas de 100 años o inferiores, no considerándose creíble la extrapolación a periodos de retorno mayores. En estos casos las avenidas de mayor periodo de retorno se estiman, bien como fracciones de la PMF (EE.UU., Suecia), como se ha comentado anteriormente, bien multiplicando el caudal de 100 años por un determinado factor (Finlandia, Suiza), o bien estudiando el comportamiento límite de la ley de frecuencia (haciéndola asintótica a la PMP en el caso de Australia o considerando la misma tendencia que en la ley de frecuencia de precipitaciones en Francia) y conectando ambas zonas de la ley de frecuencia mediante una determinada función.

Son de uso casi generalizado los métodos de regionalización incluso para el estudio de la ley de frecuencia para periodos de retorno menores de 100 años, predominando aquellos basados en la técnica del índice de avenida.

En algunos casos (Australia, EE.UU., China) se incorporan datos históricos o paleocrecidas para estudiar la parte alta de las leyes de frecuencia.

En aquellos países en los que se emplea de forma habitual la PMF, normalmente existen estudios a nivel nacional sobre la PMP para evitar a los proyectistas realizar ese cálculo que es complejo y requiere bastante especialización. Normalmente los cálculos de la PMP se han basado en la maximización de la cantidad de agua precipitable y la transposición de tormentas. En algún caso (Suiza) se simplifica la estimación de la PMP calculándola como un determinado factor que multiplica a la avenida de 1000 años de periodo de retorno, y en otros (Japón, Suecia) lo que se calcula es una especie de envolvente de las avenidas históricas o una avenida en la que se combinan determinados valores máximos, ocurridos en el pasado, de ciertas variables.

En cuanto a las avenidas estacionales, no es demasiado frecuente su cálculo. Prácticamente solo abordan este tema aquellos países (países escandinavos) en que existen dos mecanismos muy claramente diferenciados de generación de las avenidas. Habitualmente se distingue entre la primavera y el otoño, predominando en el primer caso la nieve como elemento generador de la avenida y la precipitación en el segundo. El cálculo estacional se realiza, bien mediante métodos estadísticos tomando una serie de datos diferente para cada tipo de fenómeno cuando existen dos poblaciones claramente diferenciadas (Noruega) bien, de forma más habitual, mediante métodos hidrometeorológicos tomando distintas hipótesis respecto a la cantidad y distribución de la lluvia y la nieve.

El cálculo del hidrograma se realiza casi de forma generalizada mediante la utilización de modelos hidrometeorológicos (HMS, HBV, ...), aunque casi todos los países utilizan únicamente el caudal punta cuando la laminación esperable es pequeña. Otros países basan el cálculo del hidrograma en los datos de caudal, como China que realiza un cálculo estadístico no solo del caudal punta sino también del volumen de la avenida, modificando un hidrograma histórico al que se le impone el caudal punta y el volumen del periodo de retorno considerado, o Francia que lo basa en la utilización de las curvas QDF. Destaca también el caso de Italia que no calcula dicho hidrograma, al no considerar la laminación de la avenida en el diseño de los órganos de desagüe.

Por último, no hay mención en las referencias analizadas al cálculo de la incertidumbre asociada a la estimación de la avenida de diseño y su incorporación al diseño de la presa. Como excepción, en EE.UU. el *US Bureau of Reclamation* realiza el ajuste de las leyes de frecuencia de caudales máximos mediante la aplicación de técnicas de ajuste bayesianas incorporando información sobre paleocrecidas, lo que permite considerar la incertidumbre asociada a estos datos, así como conocer la incertidumbre asociada a los parámetros de la función de distribución y, por tanto, la incertidumbre asociada a los cuantiles.

4. ASPECTOS A TENER EN CUENTA EN LA SELECCIÓN DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA DE CÁLCULO

4.1. CARACTERÍSTICAS DEL PARQUE DE PRESAS EXISTENTE EN ESPAÑA

Para definir una propuesta metodológica de cálculo de las avenidas de proyecto y extrema, es conveniente previamente catalogar y caracterizar el parque de presas existente en España. Para realizar esta caracterización se han tenido en consideración, fundamentalmente, los siguientes elementos⁴:

- Identificación de grandes y pequeñas presas según el criterio de las Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses aprobadas por el Real Decreto 264/2021, de 13 de abril.
- Tipo de material de la presa: fábrica, materiales sueltos, etc.
- Características y tipología de los aliviaderos (caudal máximo y tipo: compuertas o lámina libre).
- Altura de la presa.
- Propietario de la presa.
- Superficie de la cuenca vertiente al embalse.
- Volumen del embalse.
- Volumen del embalse disponible para laminación de avenidas.
- Información disponible en la presa y cuenca vertiente (caudal vertido diario, volumen diario del embalse, estaciones de aforo).
- Ubicación geográfica.

La información utilizada para realizar este análisis procede de la base de datos del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX que recoge información de 1240 presas. A continuación se

⁴ Lo expuesto en este apartado corresponde a una actualización, en base a información más reciente y a la definición de gran presa contenida en las NTS, de lo incluido en el Informe "Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materia de gestión del dominio público hidráulico y explotación de obras. Ficha 2: Cálculo de la avenida de proyecto y extrema para el diseño de presas" (CEDEX, 2009a), en el que se recogen algunos de los resultados del Convenio de Colaboración entre la Universidad Politécnica de Madrid y el CEDEX para el "Análisis de metodologías para mejorar la estimación de caudales de alto periodo de retorno" (UPM, 2009).



presenta el análisis realizado, en el que se han obtenido histogramas de frecuencia para cada variable analizada.

4.1.1. Identificación de grandes y pequeñas presas según el criterio de las Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses

De acuerdo con el criterio establecido en las Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses aprobadas por el Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, se desprende que un 75% (930 presas) del total de presas recogido en la base de datos estarían clasificadas como Grandes Presas y un 25% (310 presas) como Pequeñas Presas (tabla 16). En lo que sigue, la caracterización se referirá a las grandes presas, es decir, a un conjunto de 930 obras.

Tabla 16. Identificación de grandes presas y pequeñas presas según el criterio establecido en las Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses.

Identificación según Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses	Nº de presas	%
$H > 15 \text{ m}$	905	73,0
$10 \leq H \leq 15 \text{ m}$ y $\text{Volemb} > 1 \text{ Hm}^3$	25	2,0
Total Grandes Presas	930	75,0
$10 \leq H \leq 15 \text{ m}$ y $\text{Volemb} < 1 \text{ Hm}^3$	139	11,2
$H < 10 \text{ m}$	171	13,8
Total Pequeñas Presas	310	25,0
Total Nº presas	1240	100,0

4.1.2. Número de presas según su tipo de material

Son claramente predominantes las obras de fábrica (en sus diferentes tipologías), aunque existe también un número importante de presas de materiales sueltos (tierra y escollera con núcleo) (24,5% del total) (tabla 17 y figura 4). Esta circunstancia es importante debido a la existencia de criterios de diseño diferenciados para ambos tipos de presas según las NTS (periodos de retorno y resguardos mínimos permitidos), siendo más restrictivos en presas de materiales sueltos en las que el sobrevertido implica un riesgo muy alto para la estabilidad de la obra.

Tabla 17. Número de presas según su tipo de material.

Tipo de material de la presa	Nº de presas	%
Fábrica	662	71,2
Materiales sueltos	228	24,5
Compuertas móviles	7	0,8
Mixtas	33	3,5
Total Nº presas	930	100,0

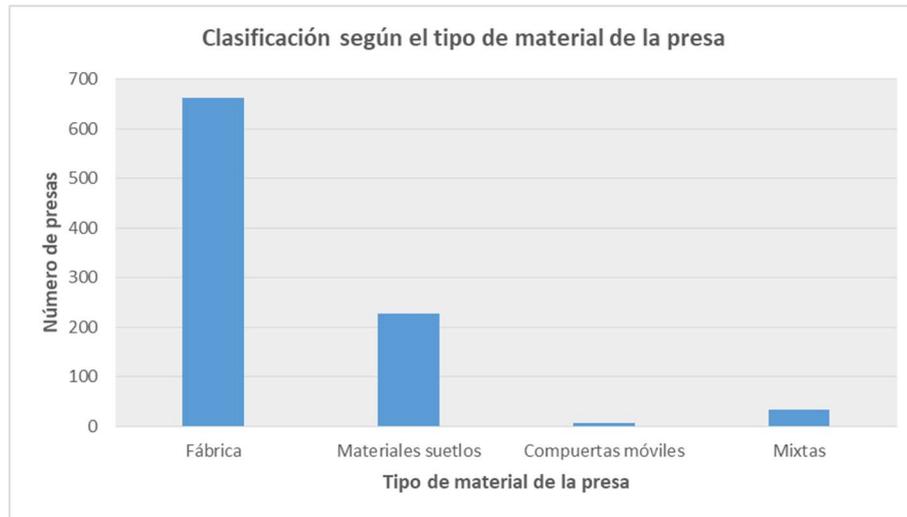


Figura 4. Clasificación de las presas según su tipo de material.

4.1.3. Número de presas según las características y tipología de los aliviaderos

Existe un mayor número de obras con aliviadero en lámina libre que con compuertas (tabla 18 y figura 5). La tipología de los aliviaderos es importante ya que, en el caso de las presas con compuertas existe la posibilidad de un mal funcionamiento de las mismas, disminuyendo su capacidad de vertido, pudiendo poner en riesgo la estabilidad estructural de la presa. La NTS-2 establece que en el caso de las presas con aliviaderos con compuertas “... se analizará la situación de que un 25% de ellas se encuentre fuera de servicio, o una, como mínimo, cuando se presente la avenida de proyecto” (artículo 10.7). Además, en el caso de aliviaderos con compuertas se requerirá adoptar algún tipo de estrategia de operación de éstas a la hora de llevar a cabo el cálculo de los niveles máximos en el embalse.

Tabla 18. Número de presas según la tipología de sus aliviaderos.

Tipo de Aliviadero	Nº presas	%
Lámina libre	599	64,4
Compuertas	279	30,0
Mixto: Compuertas/Lámina libre	23	2,5
Sin definir	29	3,1
Total Nº presas	930	100,0

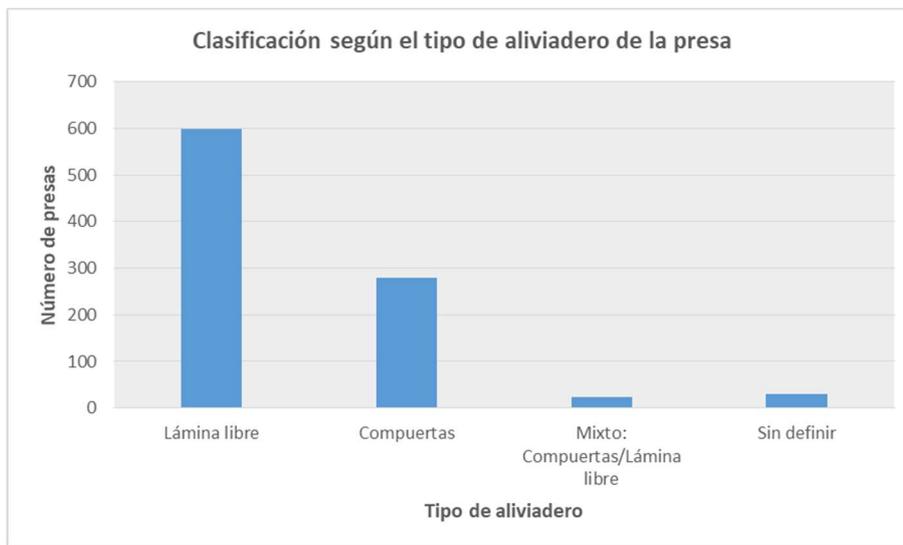


Figura 5. Número de presas según la tipología de sus aliviaderos.

Asimismo, se aprecia un reparto bastante uniforme de la capacidad del aliviadero en el conjunto de presas analizado (tabla 19 y figura 6), aunque destaca que un porcentaje importante de presas (casi un 30%) tiene una capacidad reducida (inferior a 50 m³/s). Por otra parte, el porcentaje de presas con una capacidad de aliviadero superior a los 5.000 m³/s es muy pequeño. La metodología de cálculo deberá, por tanto, contemplar todo el rango de caudales. No obstante, en las obras menores puede ser adecuado establecer criterios de cálculo más sencillos, por ejemplo, empleando únicamente el caudal punta, sin necesidad de estudiar el hidrograma completo de las avenidas.

Tabla 19. Número de presas según la capacidad de desagüe de sus aliviaderos.

Capacidad aliviadero (m ³ /s)	Nº presas	%
< 50	277	29,8
50 a 100	94	10,1
100 a 200	104	11,2
200 a 400	106	11,4
400 a 600	85	9,1
600 a 1.000	85	9,1
1.000 a 2.000	93	10,0
2.000 a 5.000	57	6,1
5.000 a 20.000	23	2,5
Sin información	6	0,6
Total Nº presas	930	100,0



Figura 6. Número de presas según la capacidad de desagüe de sus aliviaderos.

4.1.4. Número de presas según su altura

El número de presas en función de su altura se encuentra bastante repartido entre los 15 m y los 100 m. El mayor número de presas se registra para una altura de entre 20 m y 30 m, siendo muy reducido el número de presas con una altura superior a los 150 m (tabla 20 y figura 7).

Tabla 20. Número de presas según su altura.

Altura de la presa (m)	Nº presas	%
10 a 15	22	2,4
15 a 20	156	16,8
20 a 30	228	24,5
30 a 40	169	18,2
40 a 50	98	10,5
50 a 70	118	12,7
70 a 100	100	10,8
100 a 150	36	3,9
150 a 250	3	0,3
Total Nº presas	930	100,0

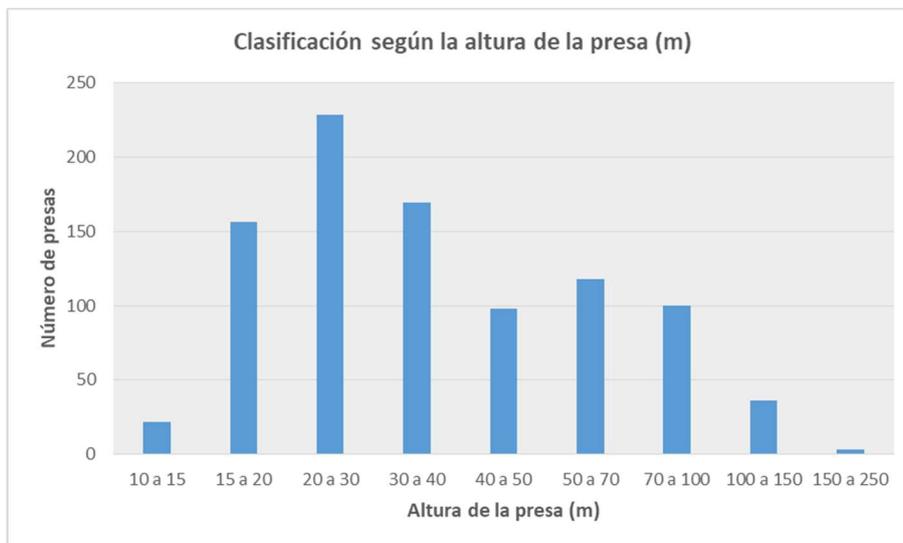


Figura 7. Clasificación de las presas según su altura.

4.1.5. Número de presas según su titular

Se observa que las presas de titularidad pública representan el 50% del conjunto de presas analizado (tabla 21 y figura 8). Es importante conocer esta distribución desde el punto de vista de la aplicación de la propuesta metodológica.

Tabla 21. Número de presas según su titular.

Propietario de la presa	Nº presas	%
Particular	367	39,5
Estado	340	36,6
Ayuntamiento	88	9,5
Comunidad Autónoma	40	4,3
Comunidad de Usuarios	89	9,6
Sin definir	6	0,6
Total Nº presas	930	100,0

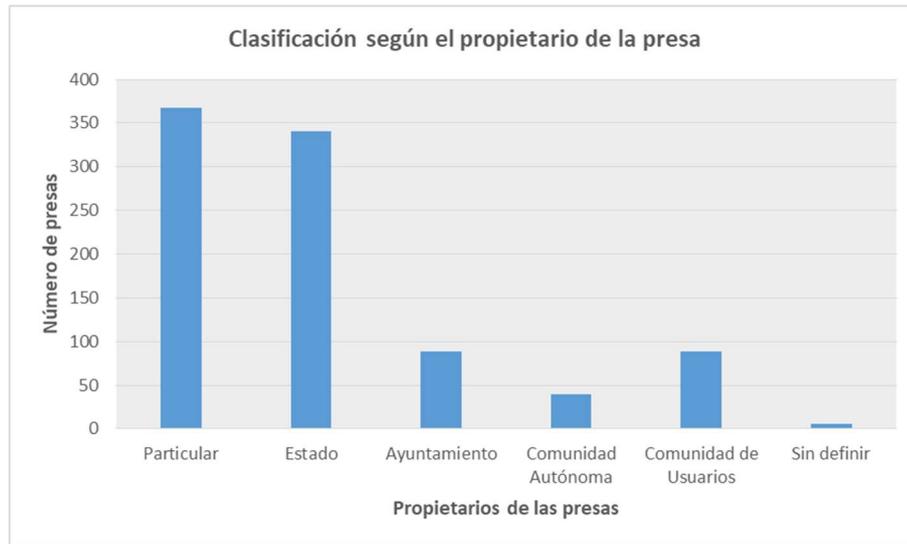


Figura 8. Número de presas según su titular.

4.1.6. Número de presas según la superficie de su cuenca vertiente

Se aprecia un porcentaje muy elevado de presas con superficies de cuenca menores que 500 km² (70,5%), teniendo más de un 40% cuencas menores que 50 km² (tabla 22 y figura 9). Asimismo, es muy escaso el número de presas con una cuenca vertiente de más de 5.000 km² (6,1%). Esta circunstancia tiene importancia a la hora de aplicar modelos hidrometeorológicos para el cálculo de las avenidas, así como en la disponibilidad de datos de estaciones de aforos en la cuenca vertiente al embalse.

Tabla 22. Número de presas según la superficie de su cuenca vertiente.

Superficie cuenca vertiente (Km ²)	Nº presas	%
0 a 10	224	24,1
10 a 50	177	19,0
50 a 100	64	6,9
100 a 500	191	20,5
500 a 1.000	67	7,2
1.000 a 5.000	117	12,6
5.000 a 50.000	47	5,1
50.000 a 120.000	9	1,0
Sin información	34	3,7
Total Nº presas	930	100,0

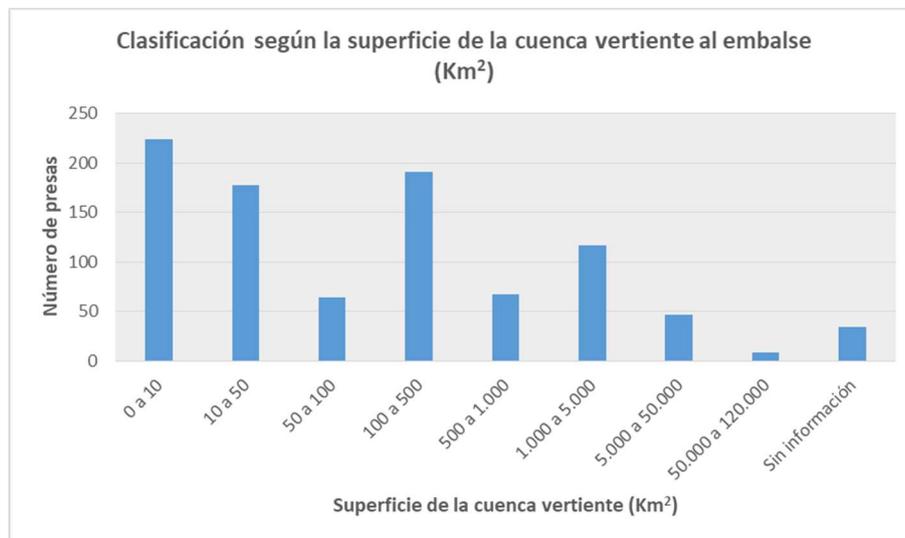


Figura 9. Número de presas según la superficie de su cuenca vertiente.

4.1.7. Número de presas según su volumen de embalse

La mayor parte de las presas analizadas dispone de un volumen de embalse muy reducido, inferior a los 5 hm³ (más del 50%). El resto de presas se encuentra muy repartido en la franja de volúmenes de embalse comprendida entre los 5 hm³ y los 1.000 hm³. Solo nueve presas disponen de un volumen de embalse superior a los 1.000 hm³ (tabla 23 y figura 10).

Tabla 23. Número de presas según su volumen de embalse.

Volumen embalse (Hm ³)	Nº presas	%
0 a 1	283	30,4
1 a 5	210	22,6
5 a 10	81	8,7
10 a 20	71	7,6
20 a 50	99	10,6
50 a 100	67	7,2
100 a 200	50	5,4
200 a 1.000	60	6,5
1.000 a 3.300	9	1,0
Total Nº presas	930	100,0

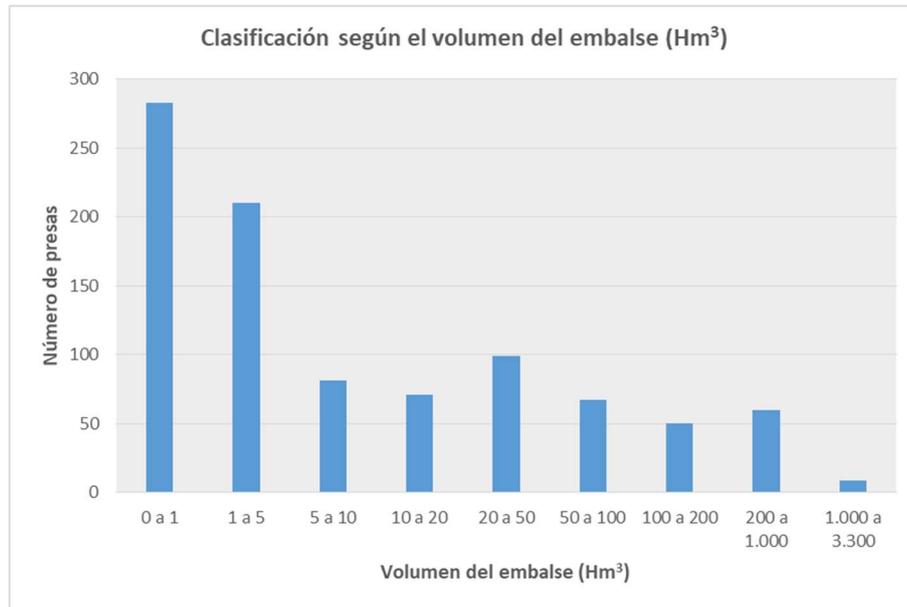


Figura 10. Número de presas según su volumen de embalse.

4.1.8. Número de presas según su volumen de embalse para laminación de avenidas

El volumen de laminación se ha estimado en una primera aproximación multiplicando la superficie del embalse a la cota del umbral del aliviadero por la diferencia entre el nivel de avenida de proyecto y el nivel máximo normal. Como puede apreciarse en la figura y tabla adjuntas, existe poca información en la base de datos sobre los mencionados niveles, por lo que los resultados obtenidos para esta variable son poco representativos.

Tabla 24. Número de presas según su volumen de embalse para laminación de avenidas.

Volumen para laminación (Hm ³)	Nº presas	%
Sin información	568	61,1
0 a 1	198	21,3
1 a 5	77	8,3
5 a 10	34	3,7
10 a 50	40	4,3
50 a 600	13	1,4
Total Nº presas	930	100,0

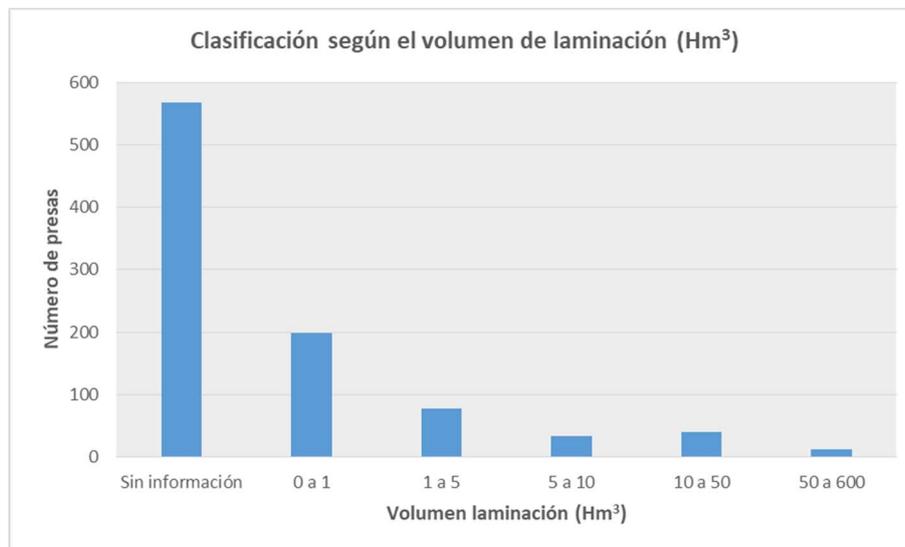


Figura 11. Número de presas según su volumen de embalse para laminación de avenidas.

4.1.9. Número de presas según la información foronómica disponible en la presa y en la cuenca vertiente

En este apartado se ha analizado el número de presas que cuentan con datos sobre caudales vertidos y volúmenes embalsados, a partir de los cuales se podrán inferir los caudales entrantes al embalse, en base a la información proporcionada por el Anuario de Aforos⁵. Se observa cómo la mayor parte de las presas analizadas (60,3%) no cuentan con información en el Anuario. No obstante, una parte importante de las presas no incluidas en el Anuario de Aforos contará con información, aunque ésta no esté publicada. Esta información estará en poder del titular de la presa. El 39,7% restante dispone de información publicada con series de datos de hasta más de 60 años, predominando las series con una longitud de entre 50 y 60 años.

Tabla 25. Número de presas según el número de años disponible con información sobre caudales vertidos y volúmenes embalsados.

Nº años datos diarios (Q y Vol)	Nº presas	%
1 a 10	19	2,0
10 a 20	41	4,4
20 a 30	52	5,6
30 a 40	59	6,3
40 a 50	57	6,1
50 a 60	113	12,2
60 a 80	28	3,0
Sin información	561	60,3
Total Nº presas	930	100,0

⁵ <https://ceh.cedex.es/anuarioaforos/default.asp>

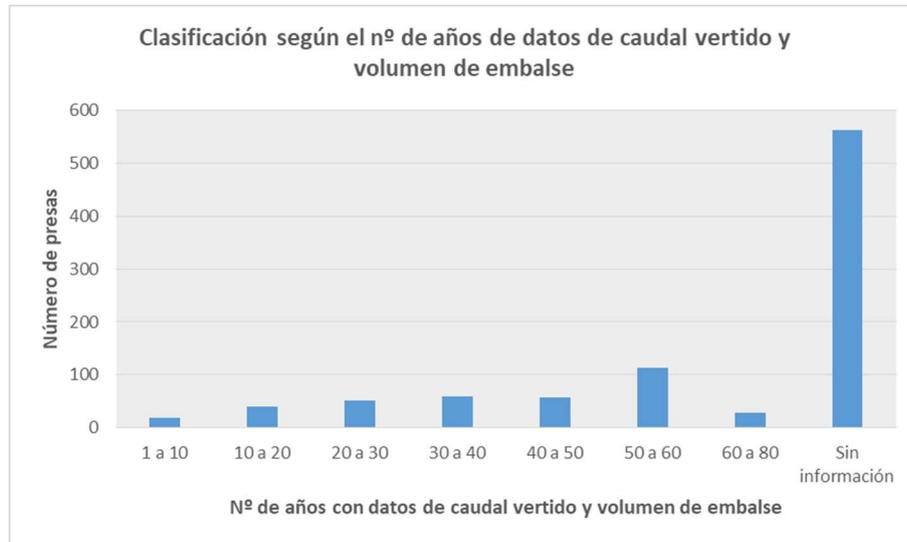


Figura 12. Número de presas según el número de años disponible con información sobre caudales vertidos y volúmenes embalsados.

En lo que se refiere a la información procedente de las estaciones de aforos, aproximadamente la mitad de las estaciones mide los caudales de cuencas mayores que 500 km² (46,9%) y la otra mitad de cuencas menores (53,1%). Asimismo, menos del 10% de las estaciones aforan cuencas con superficie inferior a 50 km² (tabla 26 y figura 13), por lo que será más difícil disponer de estaciones de aforos próximas a la presa o en su cuenca vertiente si la superficie de ésta es reducida. En este sentido, se recuerda que más del 40% de las presas analizadas cuentan con una cuenca vertiente inferior a 50 km². Por otra parte, un 40% de las estaciones dispone de un número reducido de datos (menos de 20 años) y poco más del 20% cuenta con más de 50 años de información (tabla 27)⁶.

⁶ En la elaboración de este estudio solo se ha considerado la Red Oficial de Estaciones de Aforos (ROEA), por lo que no se ha tenido en cuenta la información procedente de otro tipo de redes de medida como, por ejemplo, del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH).



Tabla 26. Número de estaciones de aforos según la superficie de su cuenca vertiente.

Superficie aforada (Km ²)	Nº estaciones aforo	%
De 0 a 20	41	2,6
20 a 50	98	6,3
50 a 100	140	9,0
100 a 200	205	13,2
200 a 300	142	9,1
300 a 400	112	7,2
400 a 500	89	5,7
500 a 1.000	225	14,5
1.000 a 2.000	142	9,1
2.000 a 4.000	114	7,3
4.000 a 8.000	78	5,0
8.000 a 15.000	65	4,2
15.000 a 50.000	94	6,0
50.000 a 75.000	4	0,3
75.000 a 100.000	6	0,4
Total Nº estaciones aforo	1555	100,0

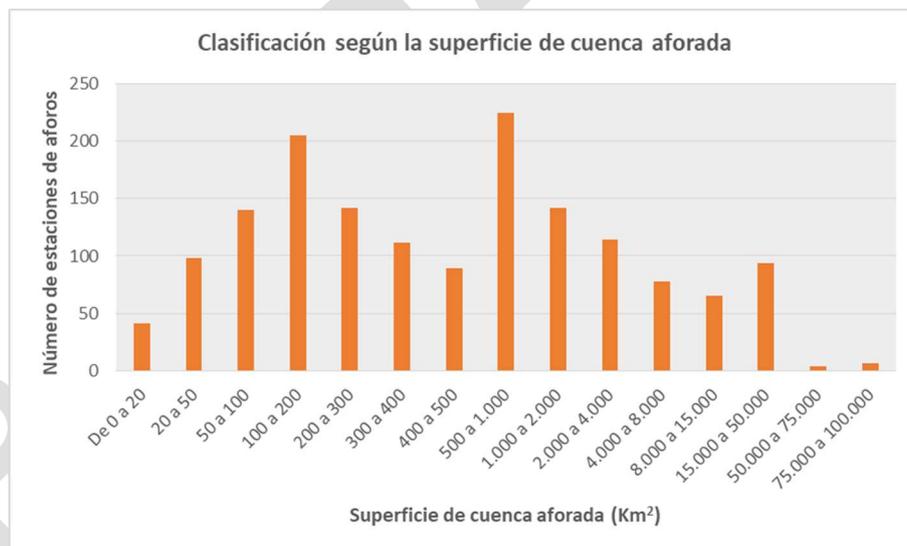


Figura 13. Número de estaciones de aforos según la superficie de su cuenca vertiente.

Tabla 27. Número de estaciones de aforos según el número de años disponible con información.

Nº años datos diarios (Q)	Nº estaciones aforo	%
1 a 10	359	22,7
10 a 20	276	17,5
20 a 30	221	14,0
30 a 40	178	11,3
40 a 50	206	13,0
50 a 60	88	5,6
60 a 80	141	8,9
80 a 100	100	6,3
100 a 110	11	0,7
Total Nº estaciones aforo	1580	100,0

En las figuras 14 y 15 se muestra una comparación entre el número de estaciones de aforos y de presas en función del tamaño de su cuenca vertiente. Se aprecia cómo para superficies de cuenca pequeñas (menores que 300 km²) el número de estaciones de aforo es sustancialmente menor que el número de presas, por lo que existirá un número importante de obras que no dispondrán de estaciones de aforo en su cuenca. No obstante, hay que tener en cuenta que algunas de estas presas contarán con un registro de caudales vertidos y volúmenes embalsados de los que, como se ha indicado anteriormente, se podrán inferir los caudales entrantes al embalse. Sin embargo, para grandes tamaños de cuenca vertiente el número de presas es mucho menor que el de estaciones de aforos.

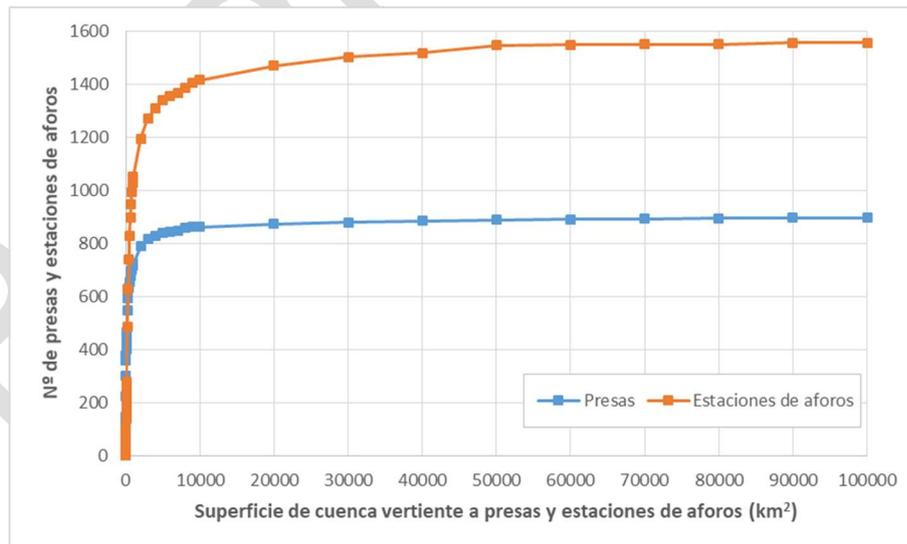


Figura 14. Comparación del número de presas y estaciones de aforos según el tamaño de su cuenca vertiente.

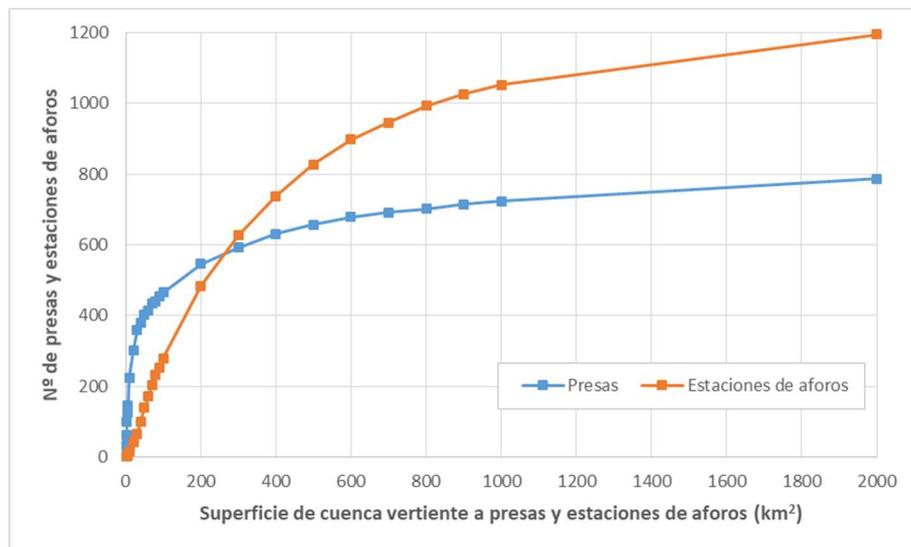


Figura 15. Comparación del número de presas y estaciones de aforos según el tamaño de su cuenca vertiente (detalle para cuencas de hasta 2.000 km²).

4.1.10. Número de presas según su ubicación geográfica

En la tabla 28 y la figura 16 se muestra cómo se distribuyen las presas en las distintas demarcaciones hidrográficas. Destacan, con un mayor número de presas, las demarcaciones de Tajo y del Ebro, con más de un 15% de las presas cada una.

Tabla 28. Número de presas según su ubicación geográfica.

Demarcación Hidrográfica	Nº presas	%
Galicia Costa	22	2,4
Miño-Sil	51	5,5
Cantábrico occidental	27	2,9
Cantábrico oriental	31	3,3
Duero	69	7,4
Tajo	145	15,6
Guadiana	79	8,5
Guadalquivir	95	10,2
Tinto, Odiel y Piedras	30	3,2
Guadalete y Barbate	10	1,1
C.M. Andaluzas	41	4,4
Segura	32	3,4
Júcar	42	4,5
Ebro	146	15,7
C.I. Cataluña	14	1,5
Baleares	2	0,2
Canarias	94	10,1
Total Nº presas	930	100

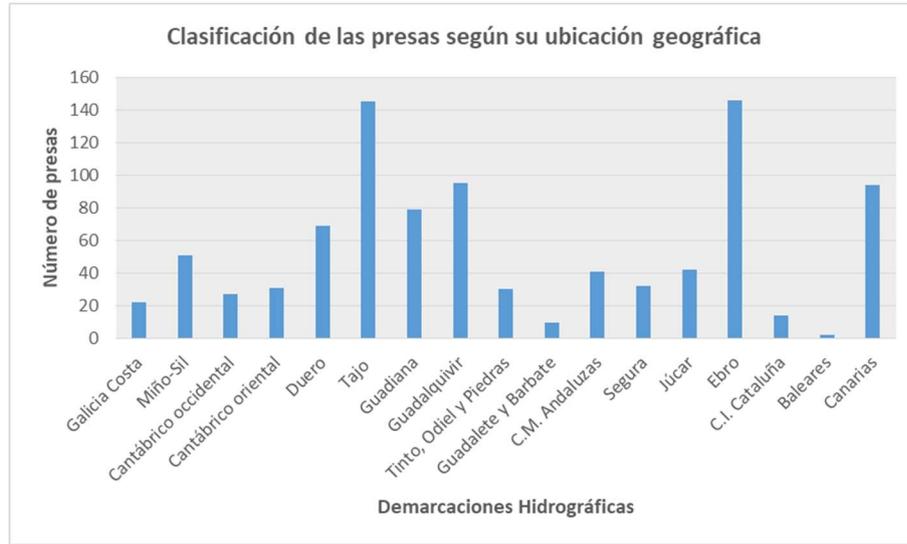


Figura 16. Clasificación de las presas según su ubicación geográfica.

4.2. INFORMACIÓN DE PARTIDA

XXX Pendiente XXX

4.3. TAMAÑO Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA VERTIENTE

XXX Pendiente XXX

4.4. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA Y DEL EMBALSE

XXX Pendiente XXX

4.5. EXTRAPOLACIÓN A ALTOS PERIODOS DE RETORNO

Las presas son muy probablemente la infraestructura hidráulica de mayor responsabilidad y cuyo fallo puede causar mayores daños. Es clara, por tanto, la importancia de adoptar criterios de diseño exigentes que impliquen un riesgo de fallo muy pequeño. Dentro de las posibles causas de fallo de las presas, aquellas de origen hidrológico figuran entre las más importantes (CNEGP, 2005). De esta forma, es lógico, tal como se indicó anteriormente, que las NTS establezcan periodos de retorno muy altos para minimizar ese riesgo.

En general, tal como se expuso en el apartado 3, en la mayoría de los países se suelen exigir periodos de retorno entre 1.000 y 10.000 años para las presas de mayor riesgo potencial, dependiendo del nivel de riesgo, tamaño, tipología, etc. (ICOLD, 1988; ICOLD, 1992a; ICOLD, 1992b). Incluso en varios países se exige diseñar para los casos de mayor riesgo o mayor vulnerabilidad de la presa (por ejemplo, presas de materiales sueltos) para la avenida máxima probable (PMF) o alguna definición similar de la avenida máxima esperable (USACE, 1979;



USACE, 1991; USACE, 1997; ANCOLD, 2000a; DEFRA, 2002). En España, la Guía Técnica nº 4 "Avenida de Proyecto" del Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP, 1997) propuso unos periodos de retorno en función de la categoría de la presa (A, B o C) y de su tipología (fábrica o materiales sueltos), que en el caso de las presas de mayor riesgo potencial alcanzaban un valor 1.000 años de periodo de retorno para la avenida de proyecto, y de 5.000 o 10.000 años para la avenida extrema (según cual sea la tipología de la presa), similares a los utilizados en la mayoría de los países. Como ya se indicó, esta propuesta ha sido recogida con pequeñas modificaciones en la NTS-2, aprobada recientemente.

Aunque los periodos de retorno habitualmente empleados puedan parecer elevados y que, por tanto, implicarían probabilidades de que se superen los niveles máximos admisibles en el embalse insignificantes, hay que tener en cuenta que las probabilidades por las que se definen las avenidas son anuales y que, dada la gran vida útil de las presas, dicha probabilidad de superación del nivel máximo admisible a lo largo de toda su vida útil no es tan baja como parecería a primera vista. El riesgo de superación del nivel máximo admisible vendría dado por la siguiente expresión:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad [9]$$

Siendo R la probabilidad de que se produzca dicha superación durante la vida útil, T el periodo de retorno de diseño y N la vida útil de la presa en años. Por tanto, si consideramos, por ejemplo, un periodo de retorno de diseño de 1.000 años y una vida útil de 200 años, el riesgo total sería de casi un 20%. Un riesgo bastante considerable. No obstante, las hipótesis utilizadas en el diseño hidrológico de las presas suelen ser conservadoras, por lo que existirán factores que contribuirán a aumentar la seguridad de la presa y que no estarían considerados en el cálculo anterior. Por tanto, la utilización de muy altos periodos de retorno en presas de elevado riesgo potencial es una necesidad, aunque crea importantes problemas a la hora de llevar a cabo su estimación.

Dado que en España las NTS basan la seguridad hidrológica de las presas en el periodo de retorno para el que se superarían unas determinadas condiciones de diseño, es decir, en un criterio probabilístico (en lugar de recurrir a conceptos deterministas como la PMF o fracciones de la misma, como se hace en algunos países), el cálculo de la avenida de proyecto deberá basarse en un estudio estadístico, realizado bien directamente sobre los caudales bien sobre las precipitaciones si se emplea un modelo hidrometeorológico. En ambos casos, la estimación del caudal debe tener la mayor precisión posible, con el objeto de evitar tanto un gasto excesivo, en caso de sobredimensionamiento, como un riesgo elevado, en caso contrario.

Si se dispone de datos observados en el embalse en estudio (o en otro embalse o estación de aforos cercana), el caudal de avenida para un determinado periodo de retorno puede estimarse mediante el ajuste de una ley de frecuencia a dichos datos. No obstante, es muy frecuente, tanto en la práctica profesional española como en la de muchos otros países (apartado 3), obtener los cuantiles de caudal máximo mediante modelos hidrológicos que permiten calcular la respuesta de la cuenca ante una determinada lluvia sintética, asignando

al resultado obtenido el mismo período de retorno que el correspondiente a la precipitación empleada en los cálculos. Este procedimiento, en el caso de los modelos de uso más habitual, adolece de ciertas limitaciones ya que el cálculo se realiza partiendo de determinadas hipótesis simplificadoras en cuanto a la distribución espacial y temporal de la precipitación que sólo son representativas de la realidad en determinadas situaciones, generalmente en cuencas de tamaño moderado. De esta forma, los parámetros de cálculo de los modelos deben calibrarse de tal manera que los resultados proporcionados por éstos sean representativos de la realidad. Se hace necesario entonces, tal como se expone con detalle más adelante en el apartado 5.4, comprobar la coincidencia entre el modelo y la realidad a nivel estadístico, de tal forma que los cuantiles proporcionados por el modelo reproduzcan lo mejor posible el comportamiento estadístico de la muestra. En consecuencia, incluso en los casos en que los cálculos se aborden mediante modelos hidrometeorológicos, es conveniente contar con estudios estadísticos de los caudales máximos registrados en los puntos de medida disponibles que sirvan de base para la calibración de los modelos. En este sentido, se destaca que la Guía Técnica nº 4 del Comité Español de Grandes Presas sobre Avenida de Proyecto (CNEGP, 1997) recomienda la utilización combinada y complementaria de los métodos de cálculo estadísticos e hidrometeorológicos.

Aunque las técnicas estadísticas para el análisis de máximos están suficientemente desarrolladas hoy en día, el cálculo preciso de los cuantiles correspondientes a periodos de retorno muy elevados no es una tarea sencilla.

Las técnicas de inferencia estadística se basan en el análisis de muestras de datos del fenómeno aleatorio en estudio (por ejemplo, los caudales máximos), intentando, a partir del conocimiento de esa muestra, definir un modelo que permita realizar predicciones. La mayor o menor precisión del modelo dependerá de la información que se haya podido utilizar en su ajuste. Es claro que cuanto mayor sea el tamaño de la muestra mayor será la cantidad de información disponible sobre el comportamiento estadístico del fenómeno, y también lo es que en muestras de reducido tamaño la información relativa al comportamiento del fenómeno en los rangos de las pequeñas probabilidades de ocurrencia será casi inexistente.

La técnica más habitual para el estudio de los máximos se basa en la utilización de las series de máximos anuales. Si tenemos en cuenta que, tal como se expuso anteriormente, sólo en raras ocasiones se dispone en las estaciones o en los embalses de más de 50 – 60 años de datos y que sólo es posible estimar con cierta precisión periodos de retorno iguales a unas pocas veces la longitud de la muestra, se ve claramente que, en general, se está muy lejos de poder realizar estimaciones fiables de los cuantiles de los periodos de retorno exigidos para el diseño de las presas.

Los cuantiles estimados mediante un modelo estadístico siempre están sometidos a un determinado nivel de incertidumbre. Una forma de cuantificar esa incertidumbre es mediante la raíz del error cuadrático medio que proporciona una estimación global de la incertidumbre, combinando la dispersión de distintas estimaciones realizadas con muestras de un mismo tamaño (a través de su desviación típica (σ)) y el sesgo (o desviación del promedio de las distintas estimaciones respecto al valor real), mediante la siguiente expresión:

$$RECM = \sqrt{\sigma^2 + sesgo^2} \quad [10]$$

Este error aumenta al aumentar el periodo de retorno, y se reduce al aumentar el tamaño de la muestra (figura 17). También es mayor en el caso de poblaciones estadísticas más sesgadas (Jiménez y García, 2021).

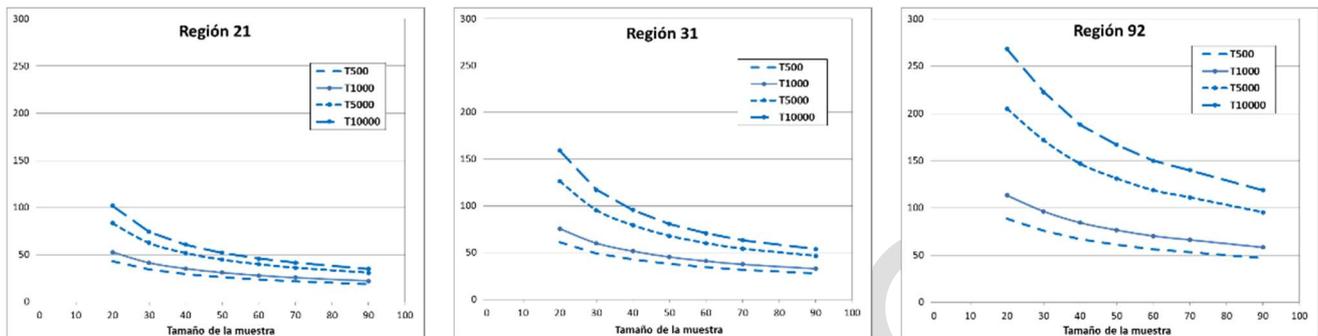


Figura 17. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en las regiones consideradas en las cuencas del Duero (Región 21), Tajo (Región 31) y Ebro (Región 92)⁷, para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Se puede concluir, por tanto, y como es lógico, que la incertidumbre de la estimación está relacionada con la cantidad de información disponible para construir el modelo estadístico. De esta forma, los métodos para mejorar la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno consisten esencialmente en introducir información adicional en el ajuste de las funciones de distribución, que complemente la información sobre máximos anuales registrada en el punto de medida.

No obstante, y adicionalmente a la introducción en el modelo estadístico de toda la información complementaria de que se disponga, es importante tener en cuenta que lo que realmente interesa es garantizar la capacidad predictiva del modelo y no su capacidad descriptiva. Se denomina capacidad descriptiva de un modelo a su capacidad para reproducir las propiedades estadísticas de los datos, es decir, el grado de ajuste entre el modelo y los datos. Para medir ese grado de ajuste se han propuesto diversos test estadísticos de bondad de ajuste, como el de Kolmogórov-Smirnov o el de χ^2 . Es una práctica habitual en los estudios de avenidas seleccionar la función de distribución que se empleará en el modelo mediante un test de bondad de ajuste. Esa práctica, sin embargo, no es del todo correcta puesto que lo que interesa en un estudio de crecidas no es solo que el modelo sea capaz de describir la información de la muestra, sino que sea capaz de predecir con poco error y de forma robusta los cuantiles de alto periodo de retorno, siendo poco sensible a las variaciones aleatorias en las características de la muestra y a las hipótesis del modelo, es decir, su capacidad predictiva.

⁷ Las regiones estadísticas consideradas presentan distintos valores del coeficiente de sesgo o de asimetría, correspondiendo la región de la cuenca del Duero (región 21) a un valor bajo del sesgo, la de la cuenca del Ebro (región 92) a un valor alto, y la del Tajo (región 31) a un valor intermedio. Estas regiones estadísticas se pueden consultar en el apartado 5.2.1.2.

La selección de la función de distribución mediante únicamente la aplicación de un test de bondad de ajuste lleva casi siempre a elegir las funciones con mayor número de parámetros (tres o cuatro) por ser más flexibles (Ferrer, 1992), aunque estas funciones (precisamente por ser más flexibles) son poco robustas y muy sensibles a las variaciones en los datos de la muestra, lo que repercute evidentemente en la precisión de la extrapolación a altos periodos de retorno.

La selección de la función de distribución más apropiada debe realizarse analizando, tanto la capacidad descriptiva de la función para el tipo de población de que se trate, como su robustez y precisión en la extrapolación a altos periodos de retorno (mediante técnicas de Monte Carlo), eligiendo la función más adecuada a partir de un compromiso entre ambas propiedades. En algunos países (USWRC, 1981; NERC, 1975; IH, 1999) se dispone de estudios a escala nacional, proporcionando recomendaciones para seleccionar las funciones y procedimientos de ajuste más apropiados para cada zona geográfica, ya que excede de lo habitualmente abordable en un estudio hidrológico particular. En el caso de España, como se expondrá con un mayor detalle en los siguientes apartados, el CEDEX analizó los modelos estadísticos (función de distribución y procedimiento de ajuste) de caudales máximos anuales con un mejor comportamiento en las distintas zonas de la España peninsular (asumiendo la regionalización del coeficiente de sesgo o asimetría), tanto por su capacidad de representar adecuadamente el comportamiento estadístico de las muestras en el rango de los bajos periodos de retorno, como por su robustez al extrapolar a altos periodos de retorno, reduciendo la sensibilidad del modelo a la variabilidad aleatoria en el valor de los estadísticos proporcionados por una determinada muestra (Jiménez *et al.*, 2014; CEDEX, 2009b; MARM, 2011).

En muchas ocasiones, el ajuste de la ley de frecuencia se realiza a partir de los datos observados en un único punto de medida. Sin embargo, esta práctica conlleva una gran incertidumbre, tal como se ha mostrado en la figura 17, dependiendo principalmente de la longitud de la serie observada y de las características del régimen hidrológico de la zona (principalmente del sesgo o asimetría de la población estadística).

Como se ha mostrado, el error en la estimación aumenta al aumentar el periodo de retorno del cuantil estimado, siendo también mayor cuanto menor es la longitud de la serie temporal disponible. Dicha incertidumbre es especialmente importante en aquellos casos en los que es necesario emplear funciones de distribución de tres o más parámetros, puesto que en esos casos la forma de la ley de frecuencia viene determinada por el valor de los momentos estadísticos de tercer o cuarto orden (relacionados con los coeficientes de sesgo y de curtosis) que deben estimarse a partir de la muestra. Como puede observarse en la figura 18, obtenida a partir del análisis de unas 1.000 series temporales de diferentes longitudes generadas mediante simulaciones de Monte Carlo, asumiendo una función de distribución de Valores Extremos Generalizada (GEV) de media unidad y unos valores de L-coeficiente de variación (L-CV) y L-coeficiente de sesgo (L-CS) de 0.40 y 0.25 respectivamente (valores típicos en la cuenca del Tajo, seleccionada para elaborar este ejemplo), la incertidumbre asociada a la estimación de los momentos estadísticos está relacionada con la longitud de la muestra disponible y, para una misma longitud de muestra, es mayor cuanto mayor es el orden del momento a estimar. De esta forma, se requiere disponer de menos datos para estimar con

cierta precisión la media o el coeficiente de variación de la población, que para estimar el coeficiente de sesgo o la curtosis.

Se puede observar que en el caso del L-CV, el intervalo de confianza del 67 % corresponde a 0.37–0.43 para una muestra de 90 datos, lo que significa un precisión considerable y a 0.35–0.43 en el caso de 50 datos. En el caso del L-CS se tienen incertidumbres mayores. Para una muestra de 90 años y un nivel de confianza del 67%, el intervalo es 0.19–0.31 y 0.17–0.31 para una muestra de 50 años. Por otra parte, se puede observar cómo el valor medio de todas las simulaciones se encuentra muy cercano al valor real para cualquier tamaño de muestra.

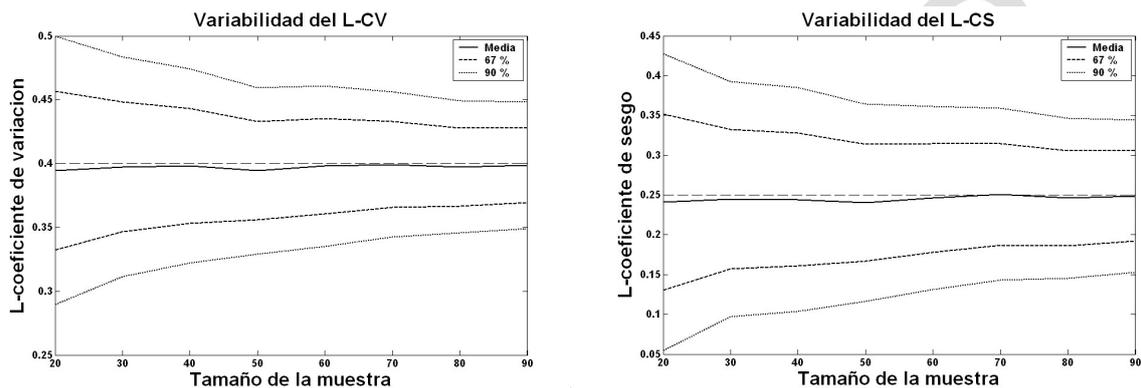


Figura 18. Media e intervalos de confianza del 67% y 90% de la estimación del L-CV (izquierda) y del L-CS (derecha) en función del tamaño de la muestra (Fuente: Jiménez *et al.*, 2014; CEDEX, 2009b).

Las conclusiones extraídas de este ejemplo ilustran el marco teórico en el que surge el uso de las técnicas estadísticas de regionalización, las cuales tratan de mejorar el ajuste de las funciones de distribución (fundamentalmente en aquellos casos en que se dispone de series temporales de escasa longitud) obteniendo una estimación más precisa de los momentos estadísticos de mayor orden al emplear conjuntamente la información existente en todos los puntos de medida de una determinada región con comportamiento estadístico homogéneo. De esta manera, se compensa la falta de disponibilidad de datos en el tiempo con la mayor disponibilidad de información en el espacio (principio de ergodicidad).

Existen diferentes métodos de regionalización, desarrollados en las últimas décadas. El más extendido es el método del “índice de avenida” (Dalrymple, 1960). Este método utiliza los valores regionales tanto del coeficiente de variación (CV) como del coeficiente de sesgo (CS), estimando localmente únicamente la media. En consecuencia, la región se representa mediante el ajuste de una única función de distribución adimensional, que se reescala en cada estación de medida mediante el valor medio de los caudales observados, único estadístico estimado a partir de la información local (Bocchiola *et al.*, 2003; Rosbjerg, 2007; Saf, 2009). Por otra parte, el método de regionalización del parámetro de forma utiliza únicamente el valor regional del CS, y estima localmente el CV y la media, con lo que no se tiene una única función de distribución regional (Lettenmaier *et al.*, 1987).

Otros métodos consideran la hipótesis de estación-año, que consiste en agrupar las observaciones estandarizadas en las estaciones de una región en una sola muestra, a la que se ajusta una función de distribución adimensional (Rossi *et al.*, 1984); así como análisis no

paramétricos, que permiten evitar las restricciones de utilizar funciones de distribución teóricas (Adamowski, 2000). Una revisión más exhaustiva de los métodos de regionalización se puede encontrar en Cunnane [1988] y GREHYS [1996].

Es importante señalar que, tal como se ha comentado anteriormente, los métodos de regionalización son de uso casi generalizado en el análisis estadístico de los caudales máximos en la práctica profesional de muchos de los países en el ámbito del diseño hidrológico de presas, predominando aquellos basados en la técnica del índice de avenida. En este sentido, diversos países han realizado análisis de regionalización de caudales máximos a escala nacional para determinar la distribución de caudales máximos anuales en su territorio, proporcionando recomendaciones concretas de cómo llevarla a cabo, como es el caso de las metodologías expuestas en el Boletín 17B de Estados Unidos (USWRC, 1981) o en el *Flood Studies Report* y el *Flood Estimation Handbook* del Reino Unido (NERC, 1975; Robson y Reed, 1999). En el caso de España, como se expone posteriormente, el CEDEX llevó a cabo la identificación y delimitación de las regiones con homogeneidad estadística, respecto al comportamiento de los caudales máximos anuales, en el territorio de la España peninsular, y analizó el esquema de regionalización más adecuado a las características de las cuencas de dicha zona (Jiménez *et al.*, 2014; CEDEX, 2009b; MARM, 2011). Asimismo, el CNEGP [1997], en su Guía Técnica nº 4, destaca la elevada incertidumbre en la extrapolación de las leyes de frecuencia a altos periodos de retorno, recomendando, entre otros procedimientos, la utilización de métodos de ajuste regionales para reducirla.

La reducción de la incertidumbre que se consigue al aplicar técnicas de regionalización en la estimación de los caudales de alto periodo de retorno es muy importante, tal como se aprecia en la figura adjunta en la que se muestra la raíz del error cuadrático medio obtenido al utilizar en el ajuste un L-CS regional frente al mostrado anteriormente en la figura 17 para el caso de ajuste local. Se observa cómo al imponer un L-CS regional en el ajuste el error disminuye radicalmente para todos los periodos de retorno y en las tres regiones consideradas, en mayor medida cuanto mayor es el periodo de retorno, mayor el L-CS de la región y menor el número de datos de la muestra, llegando prácticamente a superponerse todas las curvas (Jiménez y García, 2021).

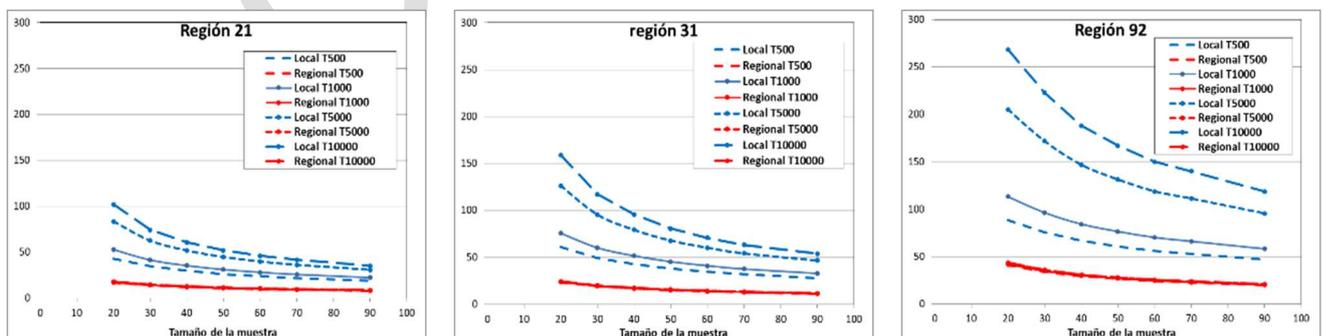
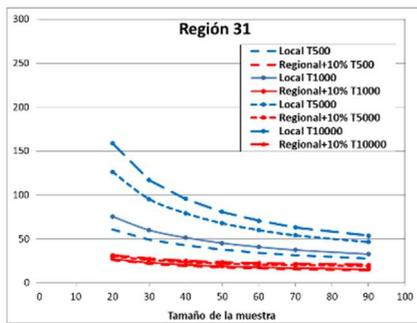


Figura 19. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en las regiones consideradas en las cuencas del Duero (Región 21), Tajo (Región 31) y Ebro (Región 92), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul) y para el caso de ajuste regional (rojo) (Fuente: Jiménez y García, 2021).

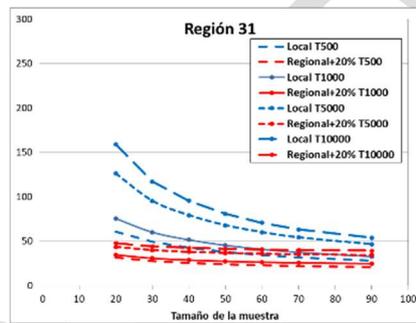


Los cálculos realizados para obtener la figura 19 asumen que existe una homogeneidad estadística perfecta dentro de cada región respecto al L-CS, es decir, se ha supuesto que dentro de cada región todas las muestras de datos de caudales máximos proceden de poblaciones estadísticas que comparten exactamente el mismo L-CS. Sin embargo, esta situación teórica no tiene por qué corresponder a lo que sucede en la práctica en una situación real, ya que, aunque el resultado de los test estadísticos permita asumir la homogeneidad de la región, en la práctica, pueden existir ciertas diferencias en el valor de los estadísticos de las distintas poblaciones asociadas a las estaciones de medida que componen la región. La figura 20 presenta de nuevo la comparación entre la raíz del error cuadrático medio correspondiente al ajuste local y al ajuste regional (adoptando un valor regional para el L-CS), pero suponiendo en este caso que el L-CS de la estación objeto del estudio difiere en un determinado porcentaje (± 10 , ± 20 y $\pm 30\%$) del valor correspondiente al resto de estaciones de la región. Los resultados se presentan únicamente para la región estadística considerada en la cuenca del Tajo (región 31) y para los porcentajes positivos.

Diferencia del L-CS del +10%



Diferencia del L-CS del +20%



Diferencia del L-CS del +30%

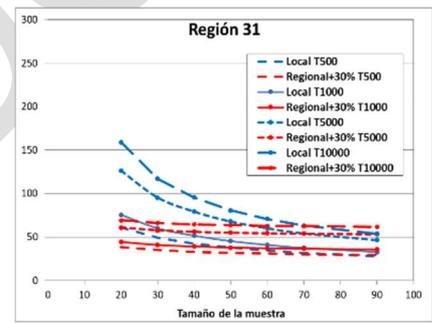


Figura 20. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región considerada en la cuenca del Tajo (Región 31), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul) y para el caso de ajuste regional considerando una diferencia respecto al L-CS regional del +10% (izquierda) y +20% (centro) y +30% (derecha) (rojo) (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Se observa cómo se produce un incremento en la raíz del error cuadrático medio que afecta en mayor medida a los mayores periodos de retorno y es mayor cuanto mayor es el porcentaje de diferencia respecto al L-CS regional. No obstante, el error sigue siendo considerablemente inferior al correspondiente al ajuste local en la mayoría de los casos, aunque puede llegar a superar, para una diferencia de un +30%, al correspondiente al ajuste local en el caso de disponer de un número importante de datos en la muestra (más de 70 datos). El incremento en el error cuadrático medio se produce en mayor medida en aquellas zonas geográficas con un mayor valor del L-CS (Jiménez y García, 2021).

En definitiva, para aplicar un procedimiento de regionalización en el ajuste de una ley de frecuencia y obtener reducciones en la incertidumbre de los cuantiles de mayor periodo de retorno, no es necesario que el conjunto de estaciones que componen la región estadística tenga una homogeneidad perfecta, basta con que el valor de sus estadísticos sea suficientemente parecido para que se obtengan reducciones notables de la incertidumbre respecto a la estimación mediante un ajuste local. No obstante, hay que tener en cuenta, tal

como se ha indicado anteriormente, que, si las diferencias entre el valor de los estadísticos dentro de la región tienen cierta importancia y se dispone en la muestra de un número importante de datos, podría no obtenerse ninguna ventaja mediante la regionalización.

Otra posible forma de mejorar la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno introduciendo información adicional en el ajuste de las funciones de distribución, es emplear información sobre grandes avenidas ocurridas en el pasado mucho antes de que se iniciase la medida sistemática de los caudales y, por tanto, no registrada en las estaciones de medida. Esta información tiene el inconveniente de ser incompleta y requerirá de técnicas especiales para ser introducida en el análisis (USWRC, 1981; Stedinger y Cohn, 1986; Cohn y Stedinger, 1987), pero tendrá un gran valor para mejorar la estimación de la cola derecha de la distribución al aportar datos directos sobre el comportamiento de la población en ese rango de probabilidades. La información se referirá solo a los grandes eventos que por sus características o magnitud han dejado alguna huella, bien en la memoria histórica (información documental existente en archivos históricos) bien en la naturaleza (datos de paleocrecidas consistentes en evidencias de tipo botánico o geológico (Baker, 1987)).

La información documental presenta, en general, antigüedades de unos pocos cientos de años (aunque en determinados casos se conoce información documental de avenidas ocurridas hace varios miles de años), mientras que la de origen geológico puede tener una antigüedad de hasta miles o decenas de miles de años. De esta forma, un inconveniente de este último tipo de información es su posible falta de homogeneidad respecto al comportamiento estadístico actual de los datos ya que, al corresponder a avenidas ocurridas hace mucho tiempo, las condiciones climáticas del momento en el que ocurrieron podrían no ser idénticas a las actuales. Se requerirá, por tanto, el análisis de la homogeneidad estadística de la información histórica que se utilice a la hora de llevar a cabo el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos, especialmente de aquellas de mayor antigüedad.

Asimismo, la estimación del caudal de las crecidas históricas puede ir acompañada de un cierto error debido a que las referencias de niveles suelen ser poco precisas y se desconoce la morfología del cauce en el momento que ocurrió la crecida. No obstante, a pesar de la incertidumbre asociada a los datos históricos, diversos estudios han demostrado que su consideración aumenta en gran medida la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno.

La siguiente figura muestra la comparación de la raíz del error cuadrático medio entre un ajuste local, un ajuste regional y un ajuste local considerando la mayor avenida histórica en 200 años, para los periodos de retorno de 1.000 y 10.000 años en la región de la cuenca del Tajo mostrada en las figuras anteriores. Se observa cómo el ajuste con información histórica supone una reducción relevante de la incertidumbre, aunque ocupa una posición intermedia entre la que proporciona el ajuste local y el regional, el cual conduce a una reducción de la incertidumbre considerablemente mayor. No obstante, los errores de ambos procedimientos (ajuste regional y con información histórica) serían más similares si se considera que la homogeneidad estadística de la región, tal como se ha comentado anteriormente, no es perfecta.

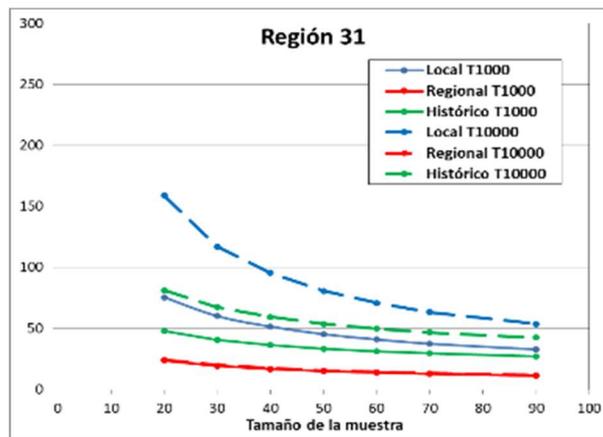


Figura 21. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 1.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región considerada en la cuenca del Tajo (Región 31), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul), ajuste local con información sistemática e histórica (periodo histórico de 200 años) (verde) y ajuste regional (rojo) (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Por otra parte, la figura 22 muestra la raíz del error cuadrático medio en el caso de que el dato histórico tenga un cierto error respecto al valor real (de un 25% y de un 50%). Se observa cómo se produce un incremento del error en ambos casos, consecuencia principalmente del incremento del sesgo de la estimación. Es decir, la existencia de un error en el dato histórico en un determinado sentido, positivo o negativo, desplaza sistemáticamente todas las estimaciones, hacia valores más altos o más bajos, lo que tiene como consecuencia un aumento de la incertidumbre de la estimación respecto al caso en el que se conoce el dato histórico con total precisión. El incremento es mayor cuanto menor es el periodo histórico considerado, pudiendo llegar a ser el error con el dato histórico, para el caso de disponer de un número importante de datos en la muestra y de un periodo histórico de 100 años (poco mayor que la propia longitud de la muestra), similar, e incluso mayor, que el correspondiente al ajuste local. No obstante, en zonas con valores de CS o L-CS elevados, en las que se producen las mayores incertidumbres al extrapolar a altos periodos de retorno, el error asociado al ajuste con un dato histórico es siempre inferior al correspondiente a un ajuste local, incluso para el caso de un error en el dato histórico del 50%, de un periodo histórico de 100 años y de disponer de un número elevado de datos en la muestra (Jiménez y García, 2021).

Es decir, el conocimiento de la mayor avenida en, por ejemplo, 200 años, incluso aunque estuviera afectada por un error del 50%, mejoraría la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno y, por tanto, reduciría la incertidumbre de la estimación, en todas las regiones, incluso aunque se disponga de series de datos sistemáticos de 80 o 90 datos. Este incremento de precisión es mayor cuanto mayor sea el sesgo de la población estadística, por lo que, dado que la incertidumbre en la extrapolación a altos periodos de retorno es mayor cuanto mayor es el sesgo de la población, el uso de información histórica será especialmente interesante en esas zonas.

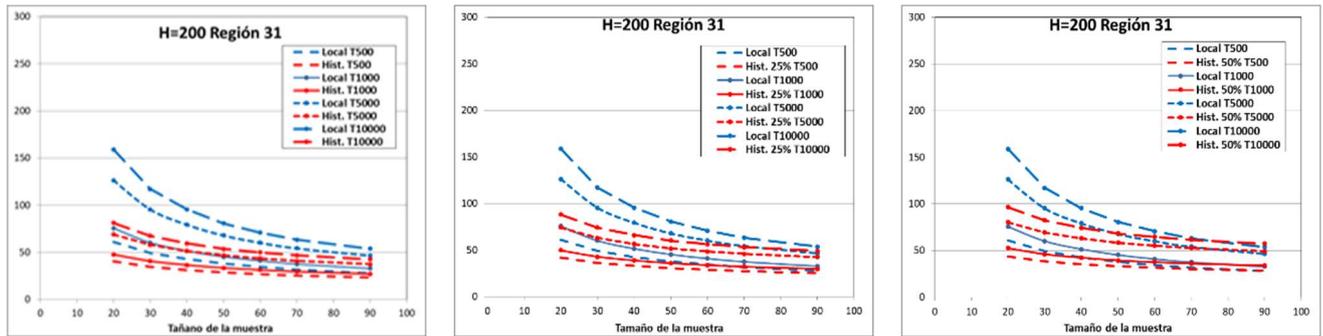


Figura 22. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región considerada en la cuenca del Tajo (Región 31), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul) y con información sistemática e histórica (rojo) (periodo histórico de 200 años). IZQUIERDA: Información histórica sin error. CENTRO: Información histórica con error de +25%. DERECHA: Información histórica con error de +50% (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Como se ha indicado en el apartado 3, este tipo de técnicas se utilizan de manera habitual en la práctica profesional de la hidrología de presas de algunos países. Por ejemplo, en EE.UU. el USBR [1996; 1997] ha llevado a cabo estudios en los últimos años incorporando toda la información disponible sobre referencias históricas y la información obtenida a partir de un estudio específico de paleocrecidas, para revisar la seguridad hidrológica de algunas presas. En Australia, el ANCOLD [2000b] recomienda utilizar información sobre avenidas históricas y paleocrecidas para determinar caudales por encima de 100 años de periodo de retorno. Asimismo, en China es habitual utilizar la abundante información documental disponible sobre avenidas históricas que, en algunos casos, se remontan a varios miles de años (Cheng-Zheng, 1987; Hua Shi-Qian, 1987). En España, el CNEGP [1997] recomienda en su Guía Técnica sobre Avenida de Proyecto la utilización de información sobre avenidas históricas como un procedimiento para reducir la elevada incertidumbre asociada a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. Gran parte del registro histórico de avenidas en España está recopilado por la Dirección General de Protección Civil y Emergencias (DGPCE, 2014).

Tradicionalmente el análisis estadístico de los caudales de avenida se ha realizado mediante modelos de máximos anuales basados en seleccionar un único caudal de avenida dentro de cada año hidrológico correspondiente al máximo caudal producido durante ese año. Se dispondrá, por lo tanto, de una serie de datos cuya longitud será igual al número de años que se lleve aforando el río. Una alternativa a este modelo tradicional son los modelos de series de duración parcial, también llamados modelos de máximos sobre un umbral (*peaks over threshold* (POT)). Este tipo de modelo realiza una selección más flexible de los caudales de avenida, y consiste en fijar un determinado caudal mínimo (denominado nivel base o umbral) seleccionando todos los caudales correspondientes a puntas de hidrogramas que superan ese umbral. Por lo tanto, no se selecciona un número fijo de eventos, sino que depende del número de crecidas que se hayan producido ese año, pudiéndose seleccionar varios caudales dentro de un año y ninguno en otro.

El análisis estadístico mediante series parciales presenta indudables ventajas respecto al modelo tradicional de máximos anuales. Por una parte, se aprovecha mejor la información disponible empleándose en el análisis todos los eventos de crecida ocurridos, aunque haya



varios dentro de un mismo año. Por otra, no se obliga a emplear datos de caudal correspondientes a años muy secos en los cuales puede que no se haya producido ningún evento de crecida. Esta circunstancia es especialmente importante cuando se estudia ríos de zonas áridas o semiáridas. El resultado es que, en general, los modelos de series parciales, al utilizar un mayor número de datos, son más precisos que los de máximos anuales, permitiendo extrapolar a periodos de retorno más altos. Según Cunnane este hecho es claro cuando se utiliza un número medio de más de 1,65 eventos por año.

La figura 23 muestra la comparación entre el intervalo de confianza del 67%, para las tres regiones consideradas anteriormente, en el caso de realizar el ajuste de la ley de frecuencia mediante la técnica de máximos anuales o de series de duración parcial, para los periodos de retorno de 10, 100, 1.000 y 10.000 años. Se observa cómo el ajuste mediante series parciales supone una cierta reducción del error para el caso de muestras con más de 20 o 25 datos, aunque inferior al que se obtiene mediante las técnicas de regionalización o con la utilización de información histórica. La reducción de la incertidumbre es similar en el caso de las tres regiones consideradas, aunque ligeramente mayor en el caso de la región de la cuenca del Ebro (la de mayor sesgo poblacional), y solo es apreciable para los mayores periodos de retorno (1.000 y 10.000 años), siendo irrelevante para el de 100 años o menores.

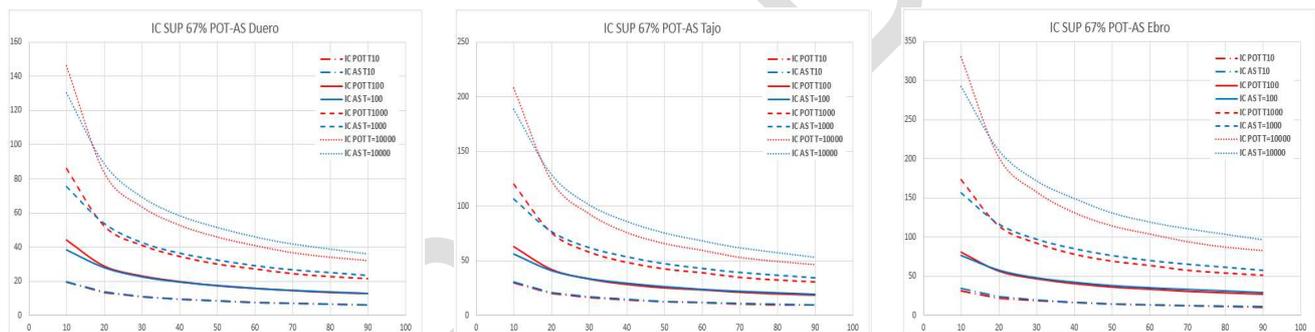


Figura 23. Diferencia entre el límite superior del intervalo de confianza del 67% respecto a la mediana de las estimaciones, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 10, 100, 1.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región considerada en la cuenca del Duero (región 21) (IZQUIERDA), Tajo (Región 31) (CENTRO) y Ebro (región 92) (DERECHA) para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia mediante máximos anuales (azul) y mediante series de duración parcial (rojo).

Otra ventaja importante de este método, como se expondrá más adelante, es que permite el estudio de las leyes de frecuencia estacionales mediante la utilización de parámetros distintos en cada estación del año para la función de distribución que describe el proceso de llegada de eventos (función de Poisson).

No obstante, no todo son ventajas, encontrándose entre los inconvenientes su mayor complejidad analítica, la necesidad de disponer del registro completo de caudales y la dificultad para garantizar la independencia de los datos seleccionados. La cuestión de la independencia estadística de los datos es de gran relevancia pues se encuentra entre las hipótesis básicas del modelo. En los modelos de series de máximos anuales la independencia de los datos está prácticamente garantizada pues, al tratarse las crecidas de fenómenos habitualmente estacionales, se seleccionará un dato dentro de una determinada estación y no se seleccionará ningún otro hasta el año siguiente por lo que la existencia de algún tipo de

relación entre ambos es muy improbable. Por el contrario, en los modelos de series parciales, al seleccionarse más de un caudal dentro de determinados años, podría darse la circunstancia de que se seleccionen caudales muy próximos en el tiempo, quizá unos pocos días, por lo que podría existir relación entre ambos. En caso de utilizar esta técnica será necesario, por tanto, disponer de algún tipo de criterio para realizar la selección de forma que se garantice lo máximo posible la independencia de los datos.

Por otra parte, la aplicación de series parciales dificulta la utilización de técnicas de regionalización, así como la consideración de avenidas históricas, técnicas con las que, como se ha visto, se pueden obtener reducciones de la incertidumbre mayores. La reducción adicional de incertidumbre obtenida al utilizar series parciales en un contexto de ajuste regional es muy escasa.

En cuanto a la disponibilidad de un registro continuo de caudales, en España no es fácil disponer de esa información para intervalos temporales menores de un día, con la excepción de la registrada por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) pero que, en muchos casos, no cuenta con un registro suficientemente largo como para realizar un análisis estadístico fiable, suele presentar muchas lagunas y, en general, no se encuentra depurada ni validada para su uso en estudios hidrológicos. Sí se dispone, sin embargo, del registro de caudales medios diarios por lo que el análisis de caudales máximos mediante la metodología de las series de duración parcial deberá basarse, con frecuencia, en ese tipo de información⁸.

En cualquier caso, como se expondrá más adelante, la utilización de la técnica de las series de duración parcial resulta adecuada para estimar las leyes de frecuencia estacionales y asegurar su coherencia con la ley de frecuencia anual.

Es posible también incorporar otro tipo de información al estudio con el objetivo de reducir la incertidumbre. Este es el caso, por ejemplo, de Francia donde es habitual utilizar el método Gradex (Guillot y Dubant, 1967) para estimar los cuantiles de alto periodo de retorno para el diseño de presas. Este método se basa en utilizar de forma complementaria, en la construcción del modelo estadístico de caudales, las series de precipitaciones, que generalmente son más largas que las de caudales, de tal forma que, bajo el establecimiento de una serie de hipótesis, se puede asumir que las leyes de frecuencia de precipitaciones y caudales son paralelas.

Otra posibilidad para reducir la incertidumbre en la extrapolación de la ley de frecuencia a altos periodos de retorno es introducir la PMF como asíntota, utilizando el conocimiento previo de la PMF para imponer un límite superior a la variable y mejorar así el ajuste de la función de distribución, mejorando también por consiguiente la estimación de los cuantiles. Estas metodologías se basan, por lo tanto, en asumir la existencia de un cierto límite superior o máximo físico para el caudal que puede llegar a ocurrir. Las funciones de distribución habitualmente empleadas en los análisis estadísticos suponen que el rango de variación de la variable estadística (por ejemplo, el caudal máximo anual) no está acotado superiormente (a veces tampoco inferiormente) por lo que, al menos desde un punto de vista matemático, la

⁸ En algunas estaciones de aforos y, principalmente, en los años más recientes, se dispone de los caudales máximos mensuales que cubren en parte esa información, aunque el registro de caudales punta sigue siendo incompleto.



variable podría tomar un valor infinito. Esa suposición obviamente no es cierta, siendo razonable asumir la existencia de un límite físico para el caudal de avenida, consecuencia a su vez de la existencia de límites físicos en la magnitud de la precipitación, la capacidad de infiltración y retención de agua en la cuenca, y la capacidad de transporte de la red de drenaje. Algunos países como Australia (ANCOLD, 2000b) han incorporado esta circunstancia a sus metodologías de cálculo de caudales de diseño para presas a través de la precipitación máxima probable (PMP). Por otra parte, Francés y Botero [2002] utilizaron funciones con cota superior para estimar la PMF.

La no consideración de un límite físico en la ley de frecuencia no tiene mayor importancia cuando se trabaja con periodos de retorno bajos o moderados, pero cuando se quiere estimar los caudales de alto o muy alto periodo de retorno la cuestión puede tener importancia ya que en ese rango de probabilidades la ley de frecuencia cambiará su tendencia haciéndose asintótica al límite físico. Por consiguiente, la utilización de leyes de frecuencia no acotadas superiormente puede conducir a sobreestimar de forma importante los cuantiles. No obstante, estas técnicas cuentan hoy en día con algunos inconvenientes, como la falta de experiencia en la aplicación práctica de las funciones de distribución acotadas superiormente, o la dificultad para interpretar estadísticamente un concepto determinista como la PMP o la PMF.

No obstante, tal como se expondrá posteriormente, en las zonas con poblaciones estadísticas muy sesgadas, especialmente en los ríos costeros del levante y sureste peninsular, donde puede ser necesario utilizar distribuciones mixtas como la función de Valores Extremos de Dos Componentes (TCEV), y en las que los caudales máximos pueden aumentar muy rápidamente con el periodo de retorno, puede ser conveniente contrastar los cuantiles obtenidos al extrapolar la ley de frecuencia con una estimación de la PMF, con el objeto de detectar aquellos casos en los que la extrapolación puramente matemática a muy altos periodos de retorno pueda conducir a valores de caudal superiores a los físicamente posibles. En aquellos casos en que esa circunstancia pueda darse, la utilización de la PMF en el diseño de una presa nueva o, al menos, en el análisis de la seguridad hidrológica de una presa existente, puede constituir una opción razonable.

Por otra parte, y con independencia de que se apliquen en la estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos todas las técnicas estadísticas e hidrológicas disponibles para reducir la incertidumbre en la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno, el importante error que puede llevar asociado la estimación de las avenidas de diseño de presas, y la gran responsabilidad de este tipo de infraestructura, hace que sea especialmente importante la estimación de la incertidumbre involucrada en los cálculos. En este sentido, el CNEGP [1997] recomienda en su Guía nº 4 sobre Avenida de Proyecto determinar los intervalos de confianza asociados al ajuste de las leyes de frecuencia con objeto de disponer de una estimación de la magnitud del error. Dicha incertidumbre deberá ser tenida en cuenta al proyectar presas nuevas, así como al analizar la seguridad hidrológica de las existentes, de tal forma que el riesgo hidrológico real asumido sea homogéneo entre todas ellas. El riesgo hidrológico real no es únicamente el derivado de la probabilidad de que se incumplan los resguardos fijados, sino que depende también de la incertidumbre con que se estima dicha avenida de diseño. De esta forma, parece conveniente incorporar a la práctica hidrológica habitual el cálculo del

error asociado a la estimación de los cuantiles con objeto de ser conscientes de la incertidumbre con la que se está trabajando, e incluso de incorporarlo de forma sistemática en la determinación de los caudales y volúmenes a utilizar en los cálculos, definiendo éstos no sólo por su periodo de retorno sino también por corresponder a un determinado nivel de confianza (del 67%, del 80%, del 90%, ...). De esta manera se podría mejorar la homogeneidad en el riesgo real de las distintas presas en función, por ejemplo, de la diferente disponibilidad de información hidrológica en cada una de ellas.

Por otra parte, es muy significativo que en algunos países (EE.UU., Reino Unido, Australia, Suecia, etc.) se prefiera definir la avenida de diseño para periodos de retorno mayores de 100 años mediante una fracción de la PMF en lugar de emplear mayores periodos de retorno. Esta circunstancia está directamente relacionada con las metodologías de cálculo disponibles, constatando la dificultad existente para determinar de forma fiable las avenidas de alto periodo de retorno, prefiriendo en la práctica definir los caudales mayores mediante fracciones de la PMF, lo que presenta menores incertidumbres en su cálculo. En España, como se ha dicho, este enfoque no es posible ya que la normativa vigente y, en concreto, las NTS aprobadas recientemente establecen un criterio probabilístico, asociado a la utilización de determinados periodos de retorno, para garantizar la seguridad hidrológica de las presas.

Asimismo, y con un planteamiento similar, en algunos países se calculan los cuantiles de alto periodo de retorno multiplicando el caudal de 100 años por un determinado factor. Así, por ejemplo, en Finlandia (Reiter, 1988) la metodología habitualmente empleada consiste en calcular la avenida de 100 años de periodo de retorno, para lo cual se suele emplear una función de distribución Gumbel, para luego obtener los caudales de periodos de retorno mayores multiplicando el de 100 años por unos determinados coeficientes (1,3 para 1.000 años y 1,6 para 10.000). Asimismo, en Suiza (Biedermann *et al.*, 1988) se calcula el caudal de diseño, de 1.000 años de periodo de retorno, multiplicando el de 100 años por un coeficiente que debe estimarse a partir de un análisis regional de las distribuciones de probabilidad de las estaciones de la zona.

Este procedimiento que, como se ha dicho, evidencia la preocupación por la elevada incertidumbre asociada al cálculo de los cuantiles de alto periodo de retorno, consigue simplificar notablemente el cálculo de los caudales de diseño, evitando cometer errores importantes en su estimación. No obstante, para que sea verdaderamente útil debe suponer una estimación razonable del cuantil del periodo de retorno de diseño, y los coeficientes no deben interpretarse como un coeficiente de seguridad en el cálculo. En caso contrario, podrían suponer la adopción de criterios de diseño heterogéneos, al conducir a probabilidades de fallo diferentes entre unas presas y otras.

En España, dada la gran variabilidad hidrológica entre unas zonas y otras, no parece posible fijar un único coeficiente para todo el territorio, a diferencia de lo que se hace en otros países, por lo que, en el caso de aplicar este procedimiento de cálculo, el valor de los coeficientes diferiría sustancialmente entre unas regiones y otras. No obstante, algunos análisis realizados en este sentido (Jiménez *et al.*, 2014) indican que la posible adopción de unos factores de cálculo medios por región estadísticamente homogénea respecto al coeficiente de sesgo conduciría a una estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno con una precisión



similar al propio ajuste regional de la ley de frecuencia. De esta forma, podría plantearse su utilización, al menos, para obtener una primera estimación de los cuantiles correspondientes a los periodos de retorno de diseño.

RECOMENDACIONES

Como recomendación general, la estimación de los caudales (o de otras variables hidrológicas o climáticas) de alto periodo de retorno deberá tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Se considera muy importante tener en cuenta en el estudio hidrológico la información sobre caudales registrada en el propio embalse en estudio, o en otros embalses o estaciones de aforos, tanto si éste se aborda mediante procedimientos estadísticos como hidrometeorológicos.
- Los cuantiles estimados mediante un modelo estadístico siempre están sometidos a un determinado nivel de incertidumbre que, en el caso de altos o muy altos periodos de retorno, puede llegar a ser muy importante. La incertidumbre será mayor para mayores periodos de retorno, menor número de datos en la muestra y mayor sesgo de la población estadística.
- Es importante una adecuada selección de la función de distribución utilizada. Esta selección debe realizarse analizando, tanto la capacidad descriptiva de la función (es decir, su ajuste a los datos de la muestra), como su robustez y precisión en la extrapolación a altos periodos de retorno (mediante técnicas de Monte Carlo), eligiendo la función más adecuada a partir de un compromiso entre ambas propiedades. Seleccionar la función de distribución únicamente mediante la aplicación de un test de bondad de ajuste, aunque muy habitual, no es del todo correcto. Como referencia, se dispone del análisis realizado por el CEDEX de los modelos estadísticos (función de distribución y procedimiento de ajuste) de caudales máximos anuales con un mejor comportamiento en las distintas zonas de la España peninsular.
- La utilización de técnicas de ajuste regional permite mejorar la precisión en la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno obteniendo una estimación más precisa de los momentos estadísticos de mayor orden al emplear conjuntamente la información existente en todos los puntos de medida de una determinada región con comportamiento estadístico homogéneo. Como referencia, se dispone del estudio elaborado por el CEDEX, respecto al comportamiento de los caudales máximos anuales, sobre identificación de regiones con homogeneidad estadística y análisis del esquema de regionalización más adecuado en el territorio de la España peninsular.
- Para obtener una reducción de la incertidumbre mediante la aplicación de un procedimiento de ajuste regional no es necesario que el conjunto de estaciones que componen la región estadística tenga una homogeneidad perfecta, basta con que el valor de sus estadísticos sea suficientemente parecido para que se obtengan reducciones notables de la incertidumbre respecto a la estimación mediante un ajuste local. El efecto de la reducción de la incertidumbre es mayor cuanto mayor sea el sesgo de la población estadística.
- Asimismo, tal como indica la propia NTS-2 en su artículo 4.1, se deberá recopilar toda la información disponible sobre avenidas históricas. La introducción de esta

información en el ajuste de la ley de frecuencia redundará en una mejora de la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. Las ventajas de la utilización de este tipo de información son mayores en aquellas zonas con poblaciones estadísticas más segadas, especialmente en los ríos costeros del levante y sureste peninsular, por lo que es muy importante su utilización en estas zonas, siendo recomendable incluso recurrir, siempre que sea posible, a realizar estudios de paleocrecidas.

- Aunque la información histórica suele adolecer en muchos casos de cierta falta de precisión, incluso datos con errores del orden de un 50% mejorarán, en general, la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. Únicamente en el caso de datos históricos con incertidumbres importantes, poblaciones poco sesgadas, periodos históricos poco mayores que el de registro y series de datos sistemáticos con una longitud importante, debe plantearse la posibilidad de no utilizar este tipo de información.
- Otra opción a considerar para reducir la incertidumbre introduciendo en el ajuste una mayor cantidad de información, son los modelos de series de duración parcial o de máximos sobre un umbral. No obstante, la reducción de incertidumbre proporcionada por esta técnica es inferior a la que se obtiene mediante las técnicas de regionalización o con la utilización de información histórica. Por otra parte, la utilización de series de duración parcial dificulta la utilización de las técnicas de regionalización, así como la consideración de avenidas históricas.
- Adicionalmente, al no disponer habitualmente del registro continuo de caudales instantáneos, la metodología de las series de duración parcial deberá basarse, con frecuencia, en la utilización de los caudales medios diarios. La utilización de la técnica de las series de duración parcial puede ser adecuada para facilitar la estimación de las leyes de frecuencia estacionales y garantizar su coherencia con la ley de frecuencia anual.
- Aunque la normativa española opta por un enfoque probabilístico basado en la utilización de unos determinados periodos de retorno para garantizar la seguridad hidrológica de las presas, en determinados casos, como el de los ríos costeros del levante y sureste peninsular, donde los caudales máximos pueden aumentar muy rápidamente con el periodo de retorno, puede ser conveniente contrastar los cuantiles obtenidos al extrapolar la ley de frecuencia con una estimación de la PMF. En aquellos casos en los que la extrapolación puramente matemática a muy altos periodos de retorno pueda conducir a valores de caudal superiores a los físicamente posibles, la utilización de la PMF puede constituir una opción razonable.
- Se considera especialmente importante la estimación de la incertidumbre involucrada en los cálculos, mediante la estimación de los intervalos de confianza asociados al ajuste estadístico, con objeto de ser conscientes de la incertidumbre con la que se está trabajando e incluso de incorporarla de forma sistemática en la determinación de los caudales y volúmenes a utilizar en los cálculos, definiendo éstos no sólo por su periodo de retorno sino también por corresponder a un determinado nivel de confianza.
- La opción de calcular los cuantiles de alto periodo de retorno multiplicando el caudal de 100 años por un determinado factor se considera viable en el caso de España, al menos, como procedimiento para obtener una primera estimación. Dada la gran variabilidad hidrológica entre unas zonas y otras del país, será necesario fijar factores



distintos según la zona geográfica, los cuales podrán diferir sustancialmente entre unas regiones y otras.

4.6. LA RELACIÓN ENTRE EL CAUDAL PUNTA Y EL VOLUMEN DEL HIDROGRAMA EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LAS PRESAS

Es conocida la importancia de considerar el volumen de los hidrogramas de avenida a la hora de abordar el diseño hidrológico de las presas. Esta circunstancia es especialmente relevante en el caso de las presas con grandes volúmenes de embalse disponible para laminar las avenidas. La laminación que puede producirse en el hidrograma de avenida como consecuencia de su propagación en el embalse puede originar importantes diferencias entre los caudales punta de entrada y salida de éste y, por tanto, diseños menos exigentes y más baratos.

Como consecuencia, el cálculo de los órganos de desagüe de las presas (al contrario que en otro tipo de infraestructura que se calcula únicamente en base al caudal de un periodo de retorno) se suele llevar a cabo mediante un hidrograma de diseño que permite tener en cuenta, junto al caudal punta, el volumen total que entra en el embalse durante la avenida y su distribución temporal. No obstante, hay casos en los que se aborda el cálculo en base únicamente al caudal punta, bien por considerar despreciable la laminación en el embalse, bien por adoptar una hipótesis de cálculo más conservadora (Visentini, 1992; Castorani y Moramarco, 1995).

La forma más habitual de obtener los hidrogramas de diseño, tanto en la práctica profesional española como en la de la mayoría de los países, es mediante modelos hidrológicos que permiten calcular la respuesta de la cuenca ante una determinada lluvia sintética (HMS, HBV, TETIS, etc.), asignando al hidrograma obtenido el mismo período de retorno que el correspondiente a la lluvia empleada en los cálculos (obtenida mediante el análisis estadístico de los datos de precipitación). No obstante, este procedimiento adolece de ciertas limitaciones ya que el cálculo se realiza partiendo de determinadas hipótesis simplificadoras en cuanto a la distribución espacial y temporal de la precipitación que sólo son representativas de la realidad en determinadas situaciones, generalmente en cuencas de tamaño moderado.

Asimismo, los parámetros de cálculo de los modelos deben calibrarse de tal manera que los resultados proporcionados por éstos sean representativos de la realidad. No obstante, algunos de los procedimientos seguidos habitualmente para seleccionar el valor de los parámetros no garantizan la representatividad estadística de los resultados proporcionados por el modelo ante una lluvia de cálculo sintética y que, en general, está pensada para maximizar el caudal punta resultante de la simulación. Se hace necesario entonces comprobar la coincidencia entre el modelo y la realidad a nivel estadístico, de tal forma que los cuantiles proporcionados por el modelo representen lo mejor posible el comportamiento estadístico de los datos muestrales. Pero, incluso cuando esto se lleva a cabo, el análisis suele centrarse en los caudales punta, siendo muy poco frecuente considerar el volumen del hidrograma a la hora de calibrar, asumiendo, en general, que el volumen del hidrograma proporcionado por el modelo es adecuado.

En la figura 24 se muestra una comparación, para una determinada presa, entre los volúmenes de los hidrogramas, correspondientes a distintos periodos de retorno, obtenidos mediante un modelo hidrometeorológico calibrado ajustando los caudales punta, frente a los cuantiles de volumen de hidrograma obtenidos del análisis estadístico de los propios datos registrados en el embalse. Se observa una gran discrepancia entre los resultados proporcionados por el modelo y la realidad, evidenciando las carencias de los modelos hidrometeorológicos para obtener hidrogramas realistas si no se incorpora información sobre los volúmenes de avenida en su calibración, pudiendo incluso proporcionar resultados que dejen claramente del lado de la inseguridad.

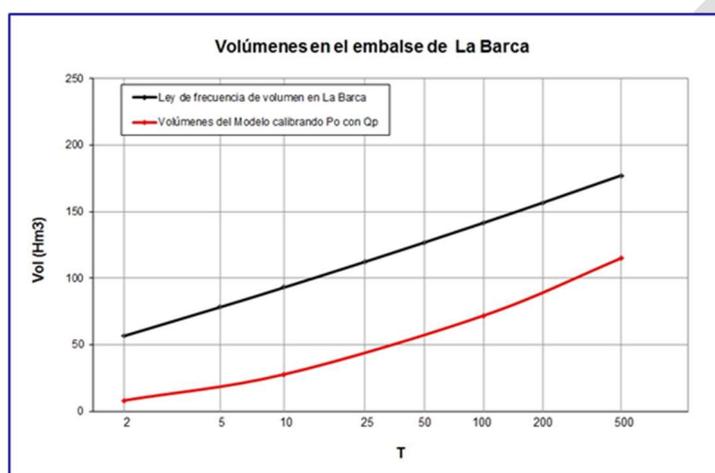


Figura 24. Contraste de cuantiles de volumen simulados y observados en el embalse de La Barca sobre el río Narcea (Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Occidental).

A esta misma conclusión se llegó en el estudio realizado por Témez [2002] en el que comparó diversos hidrogramas obtenidos como resultado de la aplicación de modelos hidrometeorológicos, con las hipótesis de cálculo habituales, y los hidrogramas de avenidas reales registrados en diversas estaciones de aforos. Como resultado de ese análisis se observó que en muchas ocasiones la duración de los hidrogramas reales era mucho mayor que la proporcionada por el modelo siendo, por tanto, también mayores los volúmenes de las avenidas. Como recomendación, Témez propuso modificar los hidrogramas obtenidos con los modelos de tal manera que tuvieran un tiempo base de, al menos, tres veces el tiempo de concentración de la cuenca vertiente al punto de cálculo.

Una manera de mejorar la representatividad de los hidrogramas consiste en utilizar información sobre volúmenes de avenida a la hora de calibrar el modelo, de tal manera que los resultados reproduzcan adecuadamente tanto el comportamiento estadístico de las muestras de caudales punta como de las de volúmenes de avenida (totales o en intervalos de diferente duración) registradas en las estaciones de medida. De esta manera, se podrán obtener hidrogramas, para cada periodo de retorno, con un caudal punta y un volumen de avenida iguales al cuantil del periodo de retorno considerado. Se deben cumplir esas condiciones en la calibración del modelo para que el diseño con los hidrogramas resultantes garantice adecuadamente la seguridad (Beard, 1990; MARM, 2011).



En esta misma línea estarían los procedimientos utilizados para obtener los hidrogramas de diseño en algunos países como China (Cheng-Zheng, 1987; Hua Shi-Qian, 1987), en donde para el estudio de ríos con grandes cuencas vertientes es habitual llevar a cabo el análisis estadístico de caudales y volúmenes máximos obteniendo posteriormente el hidrograma de avenida modificando uno histórico que se considere representativo para ajustarlo a los valores de los cuantiles de caudal y volumen previamente calculados; o en Francia (Galea y Prudhomme, 1994; Galea y Prudhomme, 1997), en donde es habitual el cálculo de hidrogramas de diseño sintéticos contruidos de tal manera que presenten en cada intervalo en torno al caudal punta el máximo volumen posible para un periodo de retorno dado mediante el uso de curvas QDF (caudal-duración-frecuencia), cuyas expresiones se pueden obtener a partir de determinados datos estadísticos de las series de caudales; aunque en estos casos no se recurre a la utilización de modelos hidrometeorológicos. Un planteamiento similar al de Francia se utiliza también habitualmente en Méjico (Domínguez *et al.*, 1981; Domínguez *et al.*, 2000), aunque en este caso no se emplea información sobre volúmenes en intervalos inferiores al día.

En estos casos, al ser el caudal punta y el volumen del hidrograma iguales al cuantil del periodo de retorno que se considere, el hidrograma resultante dejará del lado de la seguridad a la hora de calcular el nivel máximo en el embalse correspondiente al periodo de retorno de diseño. Este planteamiento es adecuado para obtener hidrogramas de cálculo conservadores y representativos de la realidad, suficientes para realizar los cálculos en la mayoría de los casos. No obstante, puede ser excesivamente conservador en algunas situaciones, ya que el mencionado planteamiento no tiene en cuenta la dependencia estadística existente entre las variables caudal punta y volumen del hidrograma.

En la figura 25 se muestra un ejemplo de caudales punta y volúmenes de avenida registrados en una estación de aforos de la cuenca del río Ebro. Se puede observar que, aunque lógicamente las combinaciones habituales de valores de caudal punta y volumen se mantienen dentro de unos determinados rangos, para un determinado valor de caudal pueden darse valores de volumen considerablemente diferentes, y viceversa. Esta variabilidad, y su representación estadística, no está recogida en el procedimiento de cálculo expuesto anteriormente.

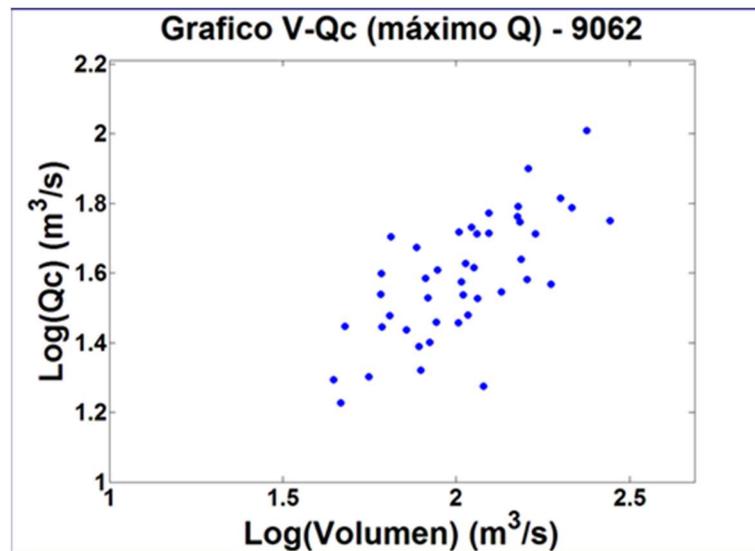


Figura 25. Parejas de valores caudal punta y volumen de avenida, a escala logarítmica, en la estación de aforos 9062 de la Demarcación Hidrográfica del Ebro.

La caracterización de la dependencia estadística existente entre los caudales punta y los volúmenes de avenida es una cuestión que se lleva estudiando desde hace varias décadas en la hidrología, y que aún hoy en día no está completamente resuelta, constituyendo un campo activo de investigación. De esta manera, la dependencia estadística de ambas variables se describe a través de una función de distribución conjunta bivariada del caudal punta y el volumen.

Los primeros intentos para obtener estas distribuciones conjuntas se llevaron a cabo empleando funciones normales bivariadas por su mayor facilidad de manejo (Krstanovic y Singh, 1987; Sackl y Bergmann, 1987; Goel *et al.*, 1998). En estos casos fue necesario aplicar previamente transformaciones normalizantes a los datos ya que estas variables presentan habitualmente elevados valores del coeficiente de sesgo, lo que las hace poco adecuadas para su caracterización estadística mediante funciones normales.

Posteriormente, algunos autores emplearon funciones bivariadas más adecuadas para representar el comportamiento estadístico de las variables extremas. Entre estos trabajos se podría citar el realizado en el río Ashuapmushuan en Canadá (Yue *et al.*, 1999) en el que se estudió la distribución conjunta de los caudales punta y los volúmenes de los hidrogramas, analizando la posibilidad de aplicar una función de distribución bivariada con distribuciones marginales tipo Gumbel para ambas variables, o el realizado en Sudáfrica con las mismas variables (Pegram y Deacon, 1992) y en el que se obtuvo el mejor ajuste de la función de distribución conjunta empleando una función log-normal bivariada. No obstante, en todos estos casos se asumió como hipótesis que ambas variables, caudal y volumen, siguen un mismo tipo de función de distribución marginal, dada la dificultad que comporta el ajuste y manejo de las funciones de distribución bivariadas.



Otro trabajo es el realizado en Italia en dieciséis ríos de la Toscana (Bertoli y Moisello, 1993), en el que se emplearon cuatro variables para definir el hidrograma: caudal punta, volumen, caudal base y tiempo de punta.

Más recientemente, con objeto de poder representar más adecuadamente el comportamiento estadístico conjunto de las distintas variables hidrológicas que describen el hidrograma y, en concreto, de poder utilizar tipos de funciones de distribución marginales diferentes para las distintas variables, se ha aplicado la técnica de las cópulas (Sklar, 1959). La técnica de las cópulas constituye una firme alternativa para el estudio estadístico conjunto de las variables hidrológicas multivariadas, aunque su manejo conlleva una considerable complejidad⁹. Es de esperar que futuras investigaciones y estudios permitan proporcionar pautas para su aplicación práctica, entre ellas determinar el mejor tipo de cópula a aplicar para simular el comportamiento conjunto del caudal punta y el volumen de avenida en cada zona geográfica en función de sus características fisiográficas y climáticas.

La aplicación práctica de los resultados obtenidos con este tipo de procedimientos, una vez conocida la combinación de variables que definen el hidrograma, requiere emplear una determinada función de forma (hidrograma tipo) que se modificará para ajustar su caudal punta y volumen a los obtenidos del análisis estadístico. Como funciones de forma se pueden utilizar hidrogramas históricos registrados en los puntos de medida, hidrogramas procedentes de la aplicación de modelos hidrometeorológicos a la cuenca en estudio, o hidrogramas sintéticos. Por ejemplo, en Sudáfrica, Pegram y Deacon [1992] emplearon la función gamma como función de forma para construir el hidrograma.

Por último, hay que señalar que en los procedimientos de cálculo habituales se determina un único hidrograma correspondiente a un determinado periodo de retorno (hidrograma de diseño). Sin embargo, como se expondrá más adelante con más detalle, la utilización de un único hidrograma de diseño presenta ciertas limitaciones, como consecuencia de que éste no recoge la relación de dependencia estadística entre el caudal y el volumen. Esta dependencia puede tener influencia sobre el nivel máximo que se alcanza en el embalse. Estos hidrogramas de diseño, en el caso de tener un caudal punta y un volumen coincidentes con los cuantiles del periodo de retorno considerado, constituirán, como se dijo anteriormente, una opción de cálculo conservadora a la hora de estimar el nivel máximo en el embalse de ese periodo de retorno, pero no permitirán estimar dicho nivel con precisión. Como se expondrá más adelante, no se puede asignar *a priori* un determinado periodo de retorno a un hidrograma, de tal forma que pueda establecerse una relación directa entre la probabilidad del hidrograma de entrada al embalse y la de nivel máximo en el embalse que éste provoca.

Los hidrogramas contruidos teniendo en cuenta la dependencia estadística del caudal punta y el volumen, deberán utilizarse en el contexto de un procedimiento de cálculo probabilístico, generando de forma estocástica un número elevado de parejas caudal-volumen a partir de las

⁹ Debido a la complejidad que presenta la estimación y el manejo de la función de distribución conjunta bivariada del caudal y el volumen mediante la técnica de las cópulas, se desarrolló por el CEDEX hace unos años un procedimiento alternativo que permitiera simular las características principales de dicha dependencia de una manera más sencilla. Este procedimiento, cuyos fundamentos se exponen en el apartado 5.7.2.1., constituye una metodología aproximada para caracterizar la dependencia estadística entre los caudales y los volúmenes, sin alcanzar la precisión y el rigor matemático de la caracterización mediante cópulas.

cuales se construirán un número elevado de hidrogramas. El cálculo del nivel máximo en el embalse para cada uno de dichos hidrogramas permitirá disponer de una muestra aleatoria de niveles máximos en el embalse a partir de la cual podrá obtenerse la ley de frecuencia de niveles máximos en el mismo y, por consiguiente, el cuantil del periodo de retorno que interese. En la teoría estadística existen procedimientos para asignar un periodo de retorno a una pareja de valores de una variable estadística bivariada. Por ejemplo, se puede determinar el periodo de retorno a partir del siguiente criterio:

$$T = \frac{1}{1-F(Q,V)} \quad [11]$$

Siendo $F(Q,V)$ el valor de la función de distribución conjunta del caudal y el volumen, que representa la probabilidad de que llegue a la presa un hidrograma de avenida con valores de caudal y volumen inferiores simultáneamente a Q y a V . Asimismo, se puede relacionar el periodo de retorno con la probabilidad de excedencia de ambas variables a la vez:

$$T = \frac{1}{P_{exced}(Q,V)} \quad [12]$$

Siendo $P_{exced}(Q,V)$ la probabilidad de que llegue a la presa un hidrograma de avenida con valores de caudal y volumen superiores simultáneamente a Q y V . Sin embargo, los periodos de retorno obtenidos de esa manera no tendrán relación, en general, con el del nivel máximo en el embalse, que es la variable que controla la seguridad de la presa, y cuya probabilidad de superación se quiere limitar. De esta forma, como se ha dicho, no podrá asignarse *a priori* y de forma absoluta un periodo de retorno a cada hidrograma de tal forma que pueda anticiparse el periodo de retorno correspondiente al nivel máximo en el embalse que éste provoca. Como se expondrá más adelante, dicho periodo de retorno dependerá de las características de la propia presa y del embalse, por lo que no constituye una característica exclusivamente hidrológica que pueda asignarse de forma absoluta al hidrograma.

En definitiva, para controlar la seguridad de la estructura, el periodo de retorno de diseño no debe asociarse al hidrograma de entrada, sino al nivel máximo en el embalse, que es la variable de la que depende la seguridad hidrológica de la presa, tal como recoge la normativa actual en la NTS-2.

Por último, señalar que, como alternativa a la obtención de una distribución conjunta de caudales y volúmenes, puede llevarse a cabo también un procedimiento de cálculo probabilístico de los niveles máximos en el embalse mediante la utilización de un modelo hidrometeorológico alimentado por un número elevado de tormentas sintéticas generadas mediante métodos estocásticos. Este procedimiento permitirá también tener en cuenta la dependencia estadística entre las variables que definen el hidrograma si se elabora y calibra adecuadamente.

RECOMENDACIONES

- Es importante utilizar hidrogramas de avenida en el diseño hidrológico de las presas, especialmente en embalses con grandes volúmenes disponibles para laminar las



avenidas, con objeto de tener en cuenta, junto al caudal punta, el volumen total que entra en el embalse durante la avenida y su distribución temporal. No obstante, hay casos en los que la laminación esperable es muy reducida y puede abordarse el cálculo en base únicamente al caudal punta.

- La utilización de modelos hidrometeorológicos para obtener los hidrogramas requiere calibrarlos de tal forma que los cuantiles proporcionados por el modelo representen lo mejor posible el comportamiento estadístico de los datos muestrales, tanto de caudales máximos como de volúmenes de avenida. De esta forma, se obtendrán hidrogramas, para cada periodo de retorno, con un caudal punta y un volumen de avenida iguales al cuantil del periodo de retorno considerado, lo que dejará del lado de la seguridad a la hora de calcular el nivel máximo en el embalse.
- Este planteamiento puede ser excesivamente conservador en algunas situaciones, ya que no tiene en cuenta la dependencia estadística existente entre el caudal punta y el volumen del hidrograma. La técnica de las cópulas constituye una alternativa para caracterizar dicha dependencia, aunque su manejo conlleva una considerable complejidad.
- La dependencia estadística del caudal punta y el volumen deberá utilizarse en el contexto de un procedimiento de cálculo probabilístico, generando de forma estocástica un número elevado de parejas caudal-volumen, a partir de las cuales se construirá un número elevado de hidrogramas, lo que permitirá calcular una muestra aleatoria de niveles máximos en el embalse y, a partir de ella, su ley de frecuencia.
- Puede llevarse a cabo también un procedimiento de cálculo probabilístico mediante la utilización de un modelo hidrometeorológico alimentado por un número elevado de tormentas sintéticas generadas mediante métodos estocásticos. Este procedimiento permitirá también tener en cuenta la dependencia estadística entre las variables que definen el hidrograma si se elabora y calibra adecuadamente.
- No es posible asignar *a priori* un periodo de retorno a un hidrograma de tal forma que pueda anticiparse el periodo de retorno correspondiente al nivel máximo en el embalse que éste provocará. En consecuencia, el periodo de retorno de diseño no debe asociarse al hidrograma de entrada, sino al nivel máximo en el embalse, que es la variable de la que depende la seguridad hidrológica de la presa, tal como hace la NTS-2.

4.7. AVENIDAS ESTACIONALES Y NIVELES PREVIOS EN EL EMBALSE

Uno de los aspectos singulares que diferencia la hidrología de crecidas aplicada a las presas de la de otro tipo de infraestructuras es la necesidad de determinar la probabilidad intraanual de ocurrencia de la avenida, es decir, cómo varía la probabilidad de que llegue una determinada avenida según la época del año. En definitiva, la estimación de las avenidas estacionales. En el caso de las presas, y al contrario que en otro tipo de infraestructura hidráulica, puede ser muy importante conocer la probabilidad de que las avenidas se produzcan en determinadas épocas del año. Durante la explotación de las presas existe un conflicto entre la gestión óptima de los recursos hídricos, que exige aprovecharlos al máximo, es decir, regular al máximo los caudales de tal forma que se puedan satisfacer la mayor

cantidad posible de demandas (lo que lleva a embalsar la mayor cantidad de agua posible), y el mantenimiento de determinados resguardos (volumen de embalse no utilizado y disponible para laminar avenidas) que garanticen la seguridad de la propia presa así como la defensa frente a las avenidas de las poblaciones situadas aguas abajo. Este aspecto es especialmente importante en un país como España en el que existen numerosas zonas donde se combina la escasez de agua y, por tanto, la consiguiente necesidad de aprovecharla al máximo, con la frecuente aparición de grandes y repentinas avenidas, que permiten muy poco tiempo de reacción.

La determinación de las avenidas estacionales, que es importante para establecer las Normas de Explotación de la presa, puede serlo también para el análisis de su seguridad hidrológica. No obstante, es habitual cuando se analiza la seguridad hidrológica de las presas trabajar únicamente con una avenida de diseño anual, considerando el embalse completamente lleno. Sin embargo, como se indicó en el apartado 2, aunque la *Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses* (NTS-2) establece que para el proyecto de presas nuevas debe partirse obligatoriamente del NMN para el cálculo del nivel máximo en el embalse, en el caso de la revisión de la seguridad hidrológica de presas ya existentes, la *Norma técnica de seguridad para la explotación, revisiones de seguridad y puesta fuera de servicio de presas* (NTS-3) permite, en su artículo 32.3, considerar los niveles máximos de explotación en el embalse en los distintos periodos estacionales establecidos en las Normas de Explotación, lo que conlleva la necesidad de estimar las avenidas estacionales. Sin embargo, la metodología de cálculo de estas avenidas es compleja, siendo además el estudio de las avenidas estacionales un tema muy poco tratado en la literatura hidrológica.

Adicionalmente, hay que señalar que, junto con la consideración de los niveles máximos de explotación en el embalse fijados en las Normas de Explotación indicados en el párrafo anterior, la NTS-3 permite también tener en cuenta “...cualquier otra circunstancia debidamente justificada que pueda suponer un margen de seguridad adicional para la presa”. En este sentido, puede interpretarse que es también admisible, a la hora de analizar la seguridad hidrológica de las presas existentes, considerar como niveles previos en el embalse los niveles reales de explotación. Estos niveles serán variables a lo largo del tiempo e iguales o inferiores a los máximos estacionales fijados en las Normas de Explotación, por lo que realmente suponen un margen de seguridad adicional para la presa respecto a considerar únicamente los máximos de explotación. No obstante, como se expondrá más adelante, la utilización en los cálculos de los niveles reales de explotación debe hacerse con precaución, de tal forma que se compruebe que la serie de niveles históricos es representativa tanto de la situación actual como de la futura, sin que se prevean cambios en la forma de gestionar el embalse, o en las demandas atendidas desde el mismo, que puedan suponer una distribución de niveles futura en el embalse significativamente diferente a la histórica. En cualquier caso, si se considera un nivel inicial en el embalse variable a lo largo del año, será imprescindible llevar a cabo el análisis de las avenidas estacionales con objeto de tener en cuenta la coincidencia temporal de determinados niveles iniciales con la mayor o menor probabilidad de llegada de crecidas al embalse. Asimismo, en el contexto de la redacción de las Normas de Explotación será imprescindible calcular las avenidas estacionales para determinar los resguardos estacionales, con el objetivo, por ejemplo, de limitar el caudal vertido por la presa



para un determinado periodo de retorno. En este caso, habrá que determinar en cada periodo estacional el resguardo necesario para que no se supere el máximo caudal de vertido previsto, teniendo en cuenta las avenidas estacionales propias de cada periodo.

De esta forma, la caracterización completa y rigurosa de las avenidas que pueden llegar a un punto de un río debe tener en cuenta su comportamiento estacional, ya que la frecuencia y, en algunos casos, la magnitud de las crecidas será distinta según la época del año de que se trate. En consecuencia, el habitual tratamiento anual de la probabilidad de ocurrencia de las crecidas es realmente una simplificación, suficiente en muchas ocasiones, pero que no recoge toda la complejidad del comportamiento hidrológico real.

Como se ha dicho, la necesidad de trabajar con las avenidas estacionales en el ámbito de la seguridad hidrológica de las presas proviene del hecho de que el nivel en el que se encuentra el embalse en el momento en el que llegan las crecidas, que puede tener una influencia muy importante en el nivel máximo que se alcance en el embalse, puede ser diferente a lo largo del año. Por consiguiente, es necesario considerar en los cálculos las avenidas estacionales para tener en cuenta cómo se acoplan en el tiempo la distinta probabilidad de ocurrencia de las crecidas con el nivel previo en el embalse. No obstante, en aquellos casos en los que se pueda considerar que el nivel inicial en el embalse es el mismo a lo largo del año se podrán simplificar los cálculos utilizando solo las avenidas anuales, ya que en ese caso el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales de nivel máximo en el embalse a partir de las avenidas estacionales y su combinación posterior en una ley de frecuencia anual, conducirá al mismo resultado que si el cálculo se realiza a partir de las avenidas anuales para obtener directamente la ley de frecuencia anual de nivel máximo en el embalse.

Dentro de la práctica profesional se han aplicado distintos procedimientos para el cálculo de las avenidas estacionales. En algunos casos se han utilizado métodos de cálculo basados en la aplicación de modelos hidrometeorológicos en los que se modifican las condiciones de cálculo para adaptarlas a las circunstancias propias de cada época del año. Por ejemplo, tal como se ha indicado en el apartado 3.2, en los países escandinavos, en los que las lluvias no son muy intensas y hay grandes aportaciones por fusión de nieve, se suele considerar por separado las avenidas de primavera y de otoño, mediante modelos hidrometeorológicos que permiten tener en cuenta distintas combinaciones de lluvia, nieve, etc. (Bergström y Ohlsson, 1988; Minor, 1998; Saelthun, N.R., 1992; Loukola, E. y T. Maijala. 1998; Reiter, P.H., 1988).

En el caso concreto de Noruega es más habitual realizar el cálculo en base a procedimientos estadísticos a partir de los datos de aforos, existiendo recomendaciones que inciden en considerar por separado las avenidas de primavera (originadas principalmente por la fusión de la nieve y en menor medida por lluvias) y las avenidas de otoño (generadas fundamentalmente por lluvias) en aquellos casos en los que se perciba la existencia de dos poblaciones estadísticas claramente diferenciadas (Saelthun, 1988; Saelthun, 1992; Ljogodt, 1998; Pettersson, 1998). En los casos comentados, las avenidas de primavera y otoño están generadas por fenómenos físicos distintos y fuertemente ligados a una determinada estación, por lo que puede ser apropiado abordar su estudio estadístico por separado.

En otros casos, las leyes de frecuencia de caudales máximos correspondientes a cada estación se estiman ajustando los parámetros de un determinado procedimiento de cálculo

con las avenidas registradas en cada época. Este sería el caso de Francia (Duband *et al.*, 1988; Duffaut *et al.*, 1973; Minor, 1998), en donde se calcula en base al método *Gradex* asumiendo distintos valores del parámetro “a” de dicho método para cada estación.

En España es muy habitual calcular los cuantiles de caudal máximo para cada mes a partir de una serie de datos de caudales máximos mensuales. Sin embargo, este procedimiento puede presentar algunos problemas. Por una parte, puede conducir a leyes de frecuencia diferentes en meses del año con igual comportamiento hidrológico correspondientes a una misma estación climática, cuando realmente la probabilidad de llegada de avenidas debería ser la misma en todos ellos, así como a despreciar la utilización de datos sobre avenidas ocurridas en otros meses con un comportamiento similar o idéntico que permitirían una estimación de los cuantiles más fiable y consistente. Esto es debido a que, al seleccionar los datos de caudal por meses dentro de una misma estación climática, éstos se pueden estar agrupando de una manera artificial, cuando realmente corresponderían todos a una misma población estadística. Esta circunstancia podría conducir a obtener leyes de frecuencia distintas en diferentes meses de un mismo periodo estacional como consecuencia del azar, y no de las diferentes características estadísticas del fenómeno hidrológico subyacente. Es, por tanto, preferible realizar el cálculo por periodos estacionales con comportamiento climático e hidrológico homogéneo, en lugar de realizarlo de forma mensual. Para ello es necesario identificar, de forma previa, el número y duración de las estaciones climáticas en las que es más conveniente llevar a cabo el estudio.

Por otra parte, existen casos en los que la diferente probabilidad entre unas épocas del año y otras no es debida a que las avenidas estén generadas por fenómenos físicos diferentes, sino a la mayor frecuencia de aparición de las avenidas en una determinada época. Es decir, el fenómeno físico que genera las avenidas no cambia sustancialmente de una estación a otra, pero se presenta con una mayor frecuencia en determinados momentos del año. Desde un punto de vista estadístico existe una única población estadística de caudales máximos, variando únicamente la frecuencia de llegada de los eventos entre las distintas estaciones. En estos casos el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales de manera independiente entre sí puede no ser lo más adecuado, incluso aunque el cálculo se realice por periodos estacionales con comportamiento homogéneo y no de forma mensual. En este caso, es necesario emplear metodologías de cálculo que tengan en cuenta la diferente frecuencia de presentación de las avenidas dentro del año y que, tomando en consideración que existe una única población estadística de caudales, aproveche la información sobre caudales de avenida registrada a lo largo de todo el año para reducir la incertidumbre en la estimación de los cuantiles.

La metodología de cálculo más apropiada para estudiar las avenidas estacionales en las circunstancias expuestas en el párrafo anterior es la técnica estadística ya mencionada de las series parciales o de los máximos sobre un umbral, denominada habitualmente en la literatura como POT (*Peaks Over Threshold*). Esta metodología se estableció inicialmente para mejorar el cálculo de los caudales de muy bajo periodo de retorno, en cuyo cálculo podía tener importancia la diferente probabilidad de ocurrencia de la avenida dentro del año, pero sus fundamentos la hacen idónea para el cálculo de las avenidas estacionales.



Como se ha indicado anteriormente, tradicionalmente el análisis estadístico de los caudales de avenida se ha realizado mediante modelos de máximos anuales basados en seleccionar un único caudal de avenida dentro de cada año hidrológico correspondiente al máximo caudal producido durante ese año. Al aplicar esta técnica se dispondrá, por lo tanto, de una serie de datos cuya longitud será igual al número de años que se lleve aforando el río. Una alternativa a este modelo tradicional son los modelos de máximos sobre un umbral. Como se expuso anteriormente, este tipo de modelo realiza una selección más flexible de los caudales de avenida, consistente en fijar un determinado caudal mínimo (denominado nivel base o umbral), seleccionando todos los caudales correspondientes a puntas de hidrogramas que superen ese umbral. En consecuencia, no se selecciona un número fijo de eventos, sino que dicho número depende de la cantidad de crecidas que se hayan producido cada año, pudiéndose seleccionar varios caudales dentro de un determinado año y ninguno en otro.

Este procedimiento de cálculo requiere el manejo de dos funciones de distribución para construir el modelo estadístico, una que caracteriza la probabilidad de que los caudales punta de los hidrogramas de avenida que superan el umbral alcancen una magnitud determinada (funciones exponencial, Pareto generalizada, etc.), y otra que describe la probabilidad de que a lo largo de un año se produzca un determinado número de eventos cuyo caudal punta supere el umbral (normalmente una función de Poisson). En el Anexo V se describe con mayor detalle esta técnica.

Diversos autores (Borgman, 1963; Todorovic y Zelenhasic, 1970; Todorovic y Rousselle, 1971; North, 1980; Nachtnebel y Konecny, 1987; Rasmussen y Rosbjerg, 1991; Cunnane, 1987; Cunnane, 1989) recomiendan realizar el cálculo de los caudales de avenida estacionales en base al método de máximos sobre un umbral, tomando un proceso de Poisson no homogéneo con valores diferentes del parámetro del que depende dicho proceso para cada periodo estacional en el que se haya dividido el año, en aquellos casos en que la generación de las avenidas en las distintas estaciones se deba a un mismo tipo de evento que no puede tratarse de manera independiente para cada estación.

Ouarda *et al.* [1993] señalan que los periodos estacionales a considerar en el estudio se deben determinar a partir del análisis de los datos hidrológicos y no en base a las estaciones climáticas convencionales (invierno, primavera, verano y otoño). Cuando hay un marcado comportamiento estacional tiene claras ventajas el considerar distintas estaciones en el estudio. Sin embargo, si el comportamiento estacional es menos marcado y homogéneo la consideración de distintas estaciones en el estudio es menos interesante (Waylen y Woo, 1982; Cruise y Arora, 1990; Rasmussen y Rosbjerg, 1991). De esta forma, las ventajas de llevar a cabo un estudio estacional podrían perderse si la división en periodos estacionales que se adopte es en cierta medida artificial.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que las leyes de frecuencia estacionales y la anual deben ser consistentes entre sí, de tal manera que la distribución anual sea el resultado de combinar las estacionales. En este sentido, la obtención de las leyes de frecuencia estacionales de manera independiente puede conducir a resultados que no sean capaces de reproducir la ley de frecuencia anual al combinarse entre sí. Este problema, sin embargo,

queda resuelto al calcular las leyes de frecuencia estacionales mediante la técnica de las series parciales, por lo que sus resultados son más consistentes.

En consecuencia, según lo expuesto anteriormente, teóricamente se podrían dar tres situaciones diferentes en lo que se refiere a la distribución intraanual de la probabilidad de ocurrencia de los caudales de avenida (Jiménez y Mediero, 2014c):

- No hay diferencias en la probabilidad de ocurrencia de los caudales entre unas épocas del año y otras. Esta situación, que probablemente no se dé dentro del ámbito español, no requeriría el cálculo de avenidas estacionales, siendo suficiente con disponer de la ley de frecuencia anual.
- Se pueden distinguir dos o más estaciones en el año con distinta probabilidad de ocurrencia de los caudales debida a la existencia de fenómenos físicos de generación de las avenidas claramente diferentes en una época y en otra (sería el caso, por ejemplo, de las avenidas provocadas por lluvias en otoño y por deshielo en primavera). En este caso, se puede estudiar cada tipo de avenida y, por lo tanto, cada estación climática de forma independiente desde un punto de vista estadístico. Si, como consecuencia de los diferentes mecanismos generadores de las avenidas, las diferencias en la distribución de la probabilidad entre unas estaciones y otras es muy marcada, puede ser necesario en algunos casos recurrir a funciones de distribución mixtas para poder representar adecuadamente el comportamiento de los caudales anuales (sería el caso, por ejemplo, de algunas de las cuencas costeras mediterráneas en las que puede ser necesario recurrir a una función de distribución mixta tipo TCEV (Two Component Extreme Value) (Jiménez *et al.*, 2014a).
- Se pueden distinguir dos o más estaciones en el año con distinta probabilidad de ocurrencia de los caudales debida, no a la existencia de fenómenos físicos generadores sustancialmente diferentes, sino a la mayor frecuencia de aparición de las avenidas en una determinada época frente a otra. En este caso, no es adecuado estudiar cada periodo estacional de manera independiente. El estudio podría llevarse a cabo mediante la aplicación de los modelos de series parciales no homogéneos comentados anteriormente (Jiménez y Mediero, 2014c).

Por último, la aplicación de las leyes de frecuencia estacionales requiere interpretar correctamente el concepto de periodo de retorno. Cuando se diseñan los órganos de desagüe de una presa para un determinado periodo de retorno (T), lo que se está indicando es que la probabilidad de que se supere el nivel máximo admisible en el embalse a lo largo de un año es $\frac{1}{T}$. En el caso de que se realice el diseño en base únicamente al caudal punta, se utilizaría como caudal de diseño aquel cuya probabilidad de excedencia anual es $\frac{1}{T}$. Es decir, el periodo de retorno es un concepto anual y, por tanto, no puede aplicarse directamente a las leyes de frecuencia estacionales, ya que éstas recogen sólo la probabilidad de que se supere el caudal de diseño en una parte del año y no en su totalidad. Es necesario tener en cuenta esta circunstancia a la hora de utilizar las leyes de frecuencia estacionales, teniendo presente que



se refieren a periodos temporales inferiores al año (Jiménez y Mediero, 2014c). Esta cuestión se abordará con detalle más adelante.

RECOMENDACIONES

- Uno de los aspectos singulares de la hidrología de crecidas aplicada a las presas es la necesidad de determinar las avenidas estacionales.
- Las avenidas estacionales son importantes para establecer los resguardos estacionales que puedan fijar las Normas de Explotación. Asimismo, pueden serlo también para analizar la seguridad hidrológica de la presa, con objeto de tener en cuenta cómo se acopla en el tiempo la distinta probabilidad de ocurrencia de las crecidas con el nivel previo en el embalse, si éste es variable a lo largo del año.
- La NTS-3 permite considerar como niveles previos en el embalse a la hora de realizar los cálculos los niveles máximos de explotación en el embalse en los distintos periodos estacionales establecidos en las Normas de Explotación. Asimismo, puede interpretarse que es también admisible considerar como niveles previos en el embalse los niveles reales de explotación.
- Es preferible realizar el cálculo de las avenidas estacionales por periodos estacionales con comportamiento climático e hidrológico homogéneo, en lugar de hacerlo de forma mensual. Para ello es necesario identificar, de forma previa, el número y duración de las estaciones climáticas en las que se puede dividir el año.
- Si la distinta probabilidad de ocurrencia de los caudales en cada periodo estacional es debida a la existencia de fenómenos físicos de generación de las avenidas claramente diferentes en una época y en otra, se podrá analizar cada estación climática de forma independiente desde un punto de vista estadístico.
- Si la distinta probabilidad de ocurrencia de los caudales en cada periodo estacional no es debida a la existencia de fenómenos físicos de generación de las avenidas claramente diferentes, sino a la mayor frecuencia de aparición de las avenidas en una determinada época frente a otra, no será adecuado estudiar cada periodo estacional de manera independiente. En este caso, la aplicación de los modelos de series parciales no homogéneos son una buena alternativa.
- Las leyes de frecuencia estacionales y la anual deben ser consistentes entre sí, de tal manera que la distribución anual sea el resultado de combinar las estacionales. Los modelos de series parciales no homogéneos garantizan esta consistencia.
- La aplicación de las leyes de frecuencia estacionales requiere interpretar correctamente el concepto de periodo de retorno, teniendo en cuenta que es un concepto anual y que, por tanto, no puede aplicarse directamente a las leyes de frecuencia estacionales, ya que éstas recogen sólo la probabilidad de que se supere el caudal de diseño en una parte del año y no en su totalidad.

5. RECOMENDACIONES METODOLÓGICAS PARA LA ELABORACIÓN DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS

5.1. INFORMACIÓN DE PARTIDA

5.1.1. Información hidrológica

El fenómeno natural de la llegada de avenidas a un determinado punto de un río es muy variable en frecuencia y magnitud, estando en esencia determinado por el azar y siendo, por tanto, imposible de predecir de forma determinística. De esta forma, el objeto fundamental de los estudios hidrológicos de crecidas consiste en caracterizar estadísticamente dicho fenómeno mediante el conocimiento de las leyes de frecuencia que relacionan la magnitud de las principales variables que describen los hidrogramas (caudal punta y volumen de la avenida) con su frecuencia de presentación, expresada mediante su probabilidad anual de ocurrencia o su periodo de retorno.

La determinación de dichas leyes es un problema fundamentalmente estadístico y debe ser, por tanto, abordado mediante la aplicación de las técnicas que ofrece dicha disciplina, para lo cual es fundamental disponer de mediciones directas del fenómeno aleatorio a analizar. Puesto que el objetivo es conocer los hidrogramas de avenida a través de sus caudales y volúmenes, el estudio deberá partir del análisis detallado de la información foronómica de que se disponga en el punto de estudio o, de forma complementaria, en su cuenca vertiente o en cuencas próximas.

La metodología a aplicar deberá, por tanto, incluir la selección de estaciones de aforo y embalses con suficientes datos, el análisis de la calidad de su información, y el tratamiento estadístico de sus series temporales para determinar los cuantiles de los distintos periodos de retorno. En el caso del estudio de presas existentes, habitualmente se contará con datos en el propio punto de la presa, procedentes del registro de explotación o de estaciones de la red SAIH, que será imprescindible analizar, con independencia de que pueda utilizarse también en el estudio la información de otros puntos de medida existentes en la cuenca vertiente. La utilización de la información foronómica existente, que proporcionará el conocimiento empírico sobre el fenómeno natural en estudio, se considera en esta Guía imprescindible para que los resultados que se obtengan reflejen correctamente la realidad.

El análisis estadístico de los datos foronómicos permitirá conocer los cuantiles en aquellos puntos de la red fluvial en los que existan datos, pero no proporcionará información sobre aquellos puntos en los que no se disponga de registro. En esos puntos los cuantiles deberán estimarse forzosamente mediante extrapolación de los resultados obtenidos previamente para los puntos aforados. Como se expondrá en los próximos apartados, la mejor forma de abordar esa extrapolación es mediante la aplicación de modelos hidrometeorológicos calibrados de tal forma que reproduzcan adecuadamente el comportamiento estadístico de las series de datos disponibles en los puntos aforados. Para ello, será necesario disponer de información pluviométrica que permita caracterizar la magnitud de las precipitaciones que pueden caer sobre la cuenca, junto con su distribución espacial y temporal. Asimismo, incluso aunque se disponga de información foronómica en el propio punto de la presa, los modelos



hidrometeorológicos serán útiles también para otros aspectos, como, por ejemplo, para analizar la influencia de cambios en la cuenca natural como los derivados de la existencia de presas aguas arriba o los relacionados con el cambio climático.

De esta forma, será necesario disponer también de información sobre las precipitaciones, a partir de las estaciones pluviométricas existentes en la cuenca de estudio o su entorno. Esta información se limitará en la mayoría de los casos a los datos de precipitación diaria (los habitualmente disponibles en la mayoría de los pluviómetros), aunque, en ocasiones, puede ser también útil disponer de información en otros intervalos temporales para mejorar el conocimiento de la distribución temporal de la lluvia.

La mencionada información resulta básica para la elaboración del estudio, dependiendo los resultados de forma crítica de ella. De esta forma, se destaca la necesidad e importancia de abordar la revisión de la calidad de la información, tanto foronómica como pluviométrica, para que el estudio hidrológico proporcione resultados adecuados.

Asimismo, de manera complementaria, puede ser necesario también disponer de otro tipo de datos hidrológicos para llevar a cabo el estudio, como información sobre eventos históricos o sobre espesores y extensión del manto nival.

RECOMENDACIONES

- La utilización de la información foronómica existente, que proporcionará el conocimiento empírico sobre el fenómeno natural en estudio, se considera imprescindible para que los resultados que se obtengan reflejen correctamente la realidad.
- En el caso de presas existentes, habitualmente se contará con datos en el propio punto de la presa, que será imprescindible analizar, con independencia de que pueda utilizarse también en el estudio la información de otros puntos de medida.
- Un primer paso será, por tanto, la selección de puntos de medida (estaciones de aforo y embalses) con suficientes datos, el análisis de la calidad de su información, y el tratamiento estadístico de sus series temporales.
- En aquellos puntos en los que no se disponga de registro foronómico, los cuantiles de caudal y volumen deberán estimarse extrapolando los resultados obtenidos previamente para los puntos aforados mediante la aplicación de modelos hidrometeorológicos calibrados en dichos puntos, por lo que será necesario disponer también de información pluviométrica (a nivel diario o en otros intervalos temporales).
- Se destaca la necesidad e importancia de abordar la revisión de la calidad de la información, tanto foronómica como pluviométrica, para que el estudio hidrológico proporcione resultados adecuados.
- De manera complementaria, se podrá necesitar también otro tipo de datos hidrológicos, como información sobre eventos históricos o sobre espesores y extensión del manto nival.

5.1.1.1. Información pluviométrica

5.1.1.1.1. Fuentes de información pluviométrica

XXX Pendiente XXX

5.1.1.1.2. Confección de las series de datos

XXX Pendiente XXX

5.1.1.1.3. Revisión de la calidad de la información

Un aspecto que puede condicionar la precisión de los cuantiles obtenidos mediante el análisis estadístico, junto a la propia incertidumbre estadística relacionada con la longitud de la serie temporal, es la calidad de los datos. De esta forma, es importante realizar una revisión y contraste de la información disponible con objeto de detectar aquellos pluviómetros que pudieran tener problemas en su registro, procediendo a eliminar la totalidad o parte de los datos o, si es posible, a su corrección. A continuación se indican algunos procesos que pueden llevarse a cabo sobre las series de precipitación diaria máxima anual. Estos procesos pueden aplicarse también sobre las series de máximos correspondientes a otros intervalos temporales si se decide revisar las curvas IDF (tal como se indica en el apartado 5.4.1.2.), aunque en este caso, debido al menor número de pluviómetros existente, será más difícil disponer de suficiente información para realizar algunos de los contrastes.

- Identificación de tendencias temporales en la series

Una de las hipótesis básicas de la que parten los modelos estadísticos de máximos es suponer que cada uno de los datos de la serie corresponde a resultados independientes del fenómeno aleatorio objeto de estudio. De esta forma, los datos de las series temporales de máximos deberían ser independientes entre sí y en consecuencia, no deberían presentar ningún tipo de tendencia temporal. De hecho, el motivo fundamental de construir la serie temporal seleccionando únicamente el mayor valor de cada año tiene como objeto garantizar (o casi garantizar) la independencia de los datos, puesto que las máximas precipitaciones ocurridas en años hidrológicos diferentes, separadas generalmente por intervalos temporales importantes, muy difícilmente serán dependientes entre sí.

De esta forma, si la serie temporal presenta tendencias puede ser un síntoma de la existencia de periodos temporales marcadamente diferentes dentro de la serie, lo que podría indicar que hay algún problema en el registro. En muchas ocasiones, la existencia de periodos temporales con una magnitud media de los valores claramente diferente tiene su origen en cambios en la ubicación de las estaciones que, a pesar de cambiar su ubicación, mantienen el mismo código. Para identificar la causa de este



tipo de cambios es preciso disponer de información sobre la historia de la estación, lo que no siempre es posible. Asimismo, también podrían detectarse periodos temporales con diferente comportamiento en aquellas series temporales obtenidas mediante la unión del registro de dos o más pluviómetros próximos, tal como se ha indicado en el apartado anterior, lo que indicaría la existencia de diferencias importantes de medida entre ambos pluviómetros y la conveniencia de no unir los registros.

No obstante lo expuesto, en ocasiones pueden detectarse en las series temporales tendencias, o periodos temporales con comportamiento diferenciado, sin que esto signifique la existencia de problemas en el registro. Esto es debido a que, aunque antes se ha indicado que teóricamente los datos de las series de máximos deben ser completamente independientes, no siempre es así, apareciendo los datos por rachas temporales de mayor o menor ocurrencia de crecidas. Para verificar esta circunstancia es conveniente contrastar el registro con el de otros pluviómetros próximos (preferentemente situados en la misma vertiente y con similar altitud y orientación), con registro en el mismo periodo temporal, con objeto de comprobar si muestran un comportamiento similar. Ejemplos de este tipo de contraste se muestran en el siguiente punto. En cualquier caso, es importante destacar que el objeto de este análisis no es identificar tendencias temporales reales en la variable hidrológica, sino la existencia de problemas en el registro que pueden ponerse de manifiesto mediante ese tipo de análisis.

Para identificar las posibles tendencias temporales en las series se propone aplicar test estadísticos como el de Mann-Kendall, u otros similares, apoyados con una representación gráfica de las precipitaciones máximas acumuladas, que permite detectar de forma visual si la serie temporal presenta periodos con un comportamiento diferenciado (reflejados como cambios en la pendiente del gráfico). Ejemplos de este tipo de gráficos se muestran, para el caso de la series temporales de caudales máximos anuales, en el apartado 5.1.1.2.4.

- Contraste de la serie temporal con la de otras estaciones cercanas

Otro proceso que puede resultar conveniente realizar es el contraste de las series de datos con el registro de otras estaciones cercanas que dispongan de información en el mismo periodo. Este proceso puede llevarse a cabo, si es posible, para todos los pluviómetros seleccionados en el estudio o, al menos, sobre aquellos para los que se tenga dudas sobre la calidad de su información. En este caso se encontrarían aquellos pluviómetros en los que se haya detectado tendencias temporales, según lo comentado en el punto anterior. Asimismo, como paso previo, puede representarse en un mapa el valor de la media de la serie temporal de máximos anuales de los distintos pluviómetros, o el de algún determinado cuantil, con objeto de identificar aquellos pluviómetros con un valor notablemente distinto a los de su entorno que no tenga una justificación clara en virtud de su ubicación.

Este contraste puede llevarse a cabo mediante la elaboración de una serie de gráficos (figura 26) que permiten valorar si el comportamiento de un determinado pluviómetro

es coherente con el de sus vecinos. Se pueden emplear gráficos como el de precipitación diaria máxima anual media frente a la altitud de los pluviómetros (teniendo en cuenta a su vez la distancia entre los mismos), gráficos de dobles acumulaciones (elaborados a partir de las series de máximos anuales), o la comparación de la representación gráfica de las series temporales a lo largo del tiempo.

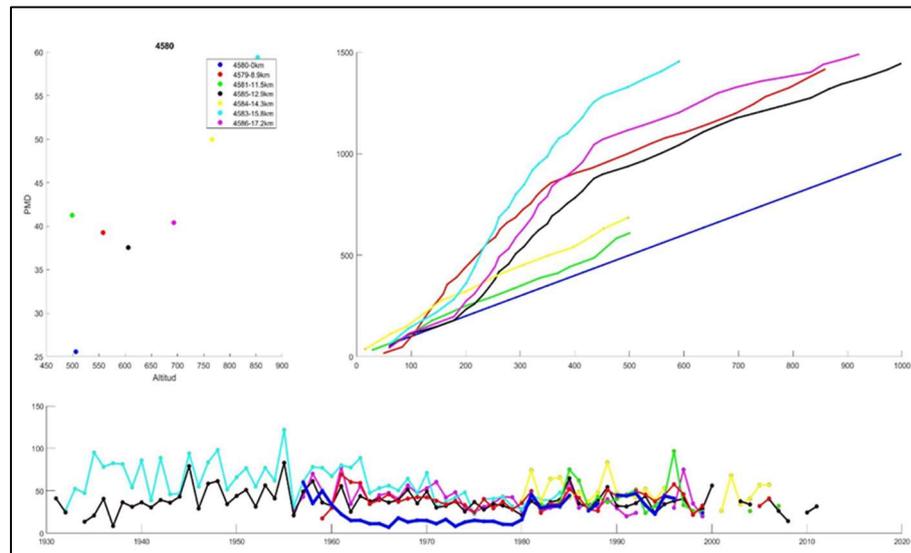


Figura 26. Ejemplo de gráficos para el contraste de la serie temporal de un pluviómetro con la de otras estaciones cercanas. Imagen superior izquierda: gráfico de altitud-precipitación media. Imagen superior derecha: gráfico de dobles acumulaciones. Imagen inferior: gráfico con la representación temporal de las series de precipitaciones diarias máximas anuales.

En el ejemplo mostrado en la figura anterior, correspondiente al contraste del pluviómetro 4580, representado en las gráficas en color azul oscuro, se pueden distinguir dos periodos temporales. Por una lado, un registro consistente con el de los pluviómetros vecinos (desde el inicio de la serie hasta el año 1960 y desde el año 1980 hasta el final), y otro (el periodo intermedio, entre los años 1960 y 1980) donde se aprecia un descenso de la precipitación diaria máxima anual a valores prácticamente constantes en torno a 20-30 mm. Este periodo de registro intermedio puede considerarse dudoso, ya que no se observa en los registros de ningún otro pluviómetro vecino (gráfica inferior de la figura). Asimismo, como consecuencia de la existencia de ese periodo, la media del pluviómetro es notablemente inferior a la del resto de pluviómetros (gráfica superior izquierda). Respecto al gráfico de dobles acumulaciones, las líneas correspondientes a los pluviómetros cercanos presentan una pendiente similar a la del pluviómetro analizado¹⁰ en el inicio y el final del periodo de registro, siendo diferentes en el periodo intermedio. En este caso, el contraste realizado apoyaría la decisión de eliminar el mencionado periodo intermedio del

¹⁰ Línea en azul oscuro, correspondiente a una recta a 45°, obtenida al representar los datos acumulados del pluviómetro respecto a sí mismos. El resto de líneas se obtienen representado los datos acumulados del pluviómetro respecto a los datos acumulados del resto de estaciones.



pluviómetro 4580, ya que es claramente distinto al de otras estaciones de medida cercanas.

- Identificación de datos anómalos (*outliers*)

Este proceso no pretende detectar deficiencias en la calidad de la información sino localizar aquellos datos singulares dentro de las series temporales, poco representativos desde un punto de vista estadístico a la hora de realizar el ajuste de la ley de frecuencia.

La frecuencia con la que se medirá en un pluviómetro un determinado valor de precipitación estará relacionada con su probabilidad de ocurrencia, no siendo probable, por tanto, registrar dentro de un periodo temporal más o menos corto precipitaciones de elevada magnitud que sólo ocurren durante tormentas de alto periodo de retorno. Sin embargo, es posible que en algún caso, por azar, se registren precipitaciones extraordinariamente altas cuya probabilidad de ocurrencia dentro del periodo temporal de registro sea pequeña. La interpretación estadística de estos datos dentro del contexto de la muestra puede suponer asignarles periodos de retorno significativamente menores de los que realmente les corresponden. Asimismo, modificarán de forma apreciable la magnitud de los estadísticos muestrales, conduciendo, por tanto, a ajustes incorrectos de las leyes de frecuencia.

Para identificar los *outliers* se pueden utilizar procedimientos como el recomendado por el USWRC [1981], que asume que la población estadística sigue una distribución log-normal (este procedimiento se describe en el apartado 5.1.1.2.4.), o el expuesto en Ferrer [1992], bajo la hipótesis de que la población sigue una distribución Gumbel.

Los *outliers* identificados deben analizarse con objeto de descartar que se trate de un error de medida. Con este objetivo puede resultar útil su comparación con los valores registrados en las mismas fechas en otros pluviómetros próximos.

Tal como se expondrá al hablar de los datos de caudal, la mejor alternativa es eliminar los *outliers* de la serie sistemática e introducirlos en el análisis estadístico considerándolos como información histórica. Sin embargo, esta alternativa no suele ser sencilla en el caso de los datos de precipitación, ya que no es habitual disponer de un registro de precipitaciones históricas. La información relativa a la avenida generada por la tormenta asociada al *outlier* y su magnitud dentro del contexto histórico, no puede utilizarse, en general, como referencia para asignar una probabilidad al *outlier* como dato histórico, ya que no se puede establecer una relación directa entre la magnitud del dato de precipitación diaria y el de caudal, dependiendo éste último también de otros factores como la precipitación en días previos y posteriores, las intensidades de precipitación en intervalos temporales distintos al día, el estado de humedad de la cuenca previo a la tormenta, etc.

En cada caso se deberá decidir sobre la conveniencia de retener o no el *outlier* dentro de la serie. Como recomendación general, dada la importante responsabilidad de las presas y el elevado grado de seguridad que les es exigible, salvo que la utilización de

los *outliers* conduzca a cuantiles claramente inconsistentes con los de las estaciones del entorno, se recomienda mantenerlos como parte de la serie de datos, lo que supondrá una hipótesis de cálculo más conservadora.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar una revisión y contraste de la información disponible con objeto de detectar aquellos pluviómetros que pudieran tener problemas en su registro, procediendo a eliminar la totalidad o parte de los datos o, si es posible, a su corrección.
- Algunos procesos que pueden llevarse a cabo sobre las series de precipitación diaria máxima anual son los siguientes:

- Identificación de tendencias temporales en la serie:

Si la serie temporal presenta tendencias puede ser un síntoma de la existencia de periodos temporales marcadamente diferentes dentro de la serie, lo que podría indicar que hay algún problema en el registro.

- Contraste de la serie temporal con la de otras estaciones cercanas:

Este proceso puede llevarse a cabo, si es posible, para todos los pluviómetros seleccionados en el estudio o, al menos, sobre aquellos para los que se tenga dudas sobre la calidad de su información: pluviómetros en los que se haya detectado tendencias temporales o que presenten valores de la media de la serie o de los cuantiles notablemente distintos a los de su entorno.

- Identificación de *outliers*:

Este proceso no pretende detectar deficiencias en la calidad de la información sino localizar aquellos datos singulares dentro de las series temporales, poco representativos desde un punto de vista estadístico a la hora de realizar el ajuste de la ley de frecuencia.

Para identificar los *outliers* se pueden utilizar procedimientos como el recomendado por el USWRC [1981] o el expuesto en Ferrer [1992]. Los *outliers* identificados deben analizarse con objeto de descartar que se trate de un error de medida.

El tratamiento de los *outliers* de precipitación como información histórica no suele ser sencillo, ya que no es habitual disponer de un registro de precipitaciones históricas. En cada caso se deberá decidir sobre la conveniencia de retener o no el *outlier* dentro de la serie. Como recomendación general, dada la importante responsabilidad de las presas y el elevado grado de seguridad que les es exigible, salvo que la utilización de los *outliers* conduzca a cuantiles claramente inconsistentes con los de las estaciones del entorno, se recomienda mantenerlos como parte de la serie de datos, lo que supondrá una hipótesis de cálculo más conservadora.



5.1.1.2. Información foronómica

5.1.1.2.1. Fuentes de información foronómica

XXX Pendiente XXX

5.1.1.2.2. Análisis del grado de alteración de los puntos de medida

Una vez seleccionados los puntos de medida que pueden utilizarse en el estudio hidrológico (estaciones de aforos o embalses), y entre los que debe figurar especialmente, en el caso de presas en explotación y siempre que se disponga de información, el propio punto de la presa, se debe analizar el grado de alteración hidrológica de las series temporales disponibles.

Como se expondrá con más detalle más adelante, salvo excepciones, la información foronómica de interés para la elaboración del estudio hidrológico es aquella que corresponde al régimen natural, es decir, a una situación de la cuenca inalterada (o muy poco alterada) por la actividad humana. Esa información en régimen natural podrá utilizarse para obtener directamente las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida, o para calibrar un modelo hidrometeorológico a partir del cual se podrán obtener. El registro alterado, si la alteración de la cuenca es relevante, no presentará homogeneidad estadística respecto al periodo de registro natural y, por tanto, no podrá utilizarse conjuntamente con éste. En definitiva, para la elaboración del estudio hidrológico deberán seleccionarse aquellos puntos de medida con un registro en régimen natural suficientemente largo.

Con este objetivo, será necesario analizar, para cada uno de los puntos de medida que puedan utilizarse en el estudio, el grado de alteración hidrológica de su cuenca vertiente y sus efectos sobre la información foronómica registrada. Aunque las cuencas pueden sufrir distintos cambios a lo largo del tiempo, habitualmente las alteraciones significativas del registro aparecerán como consecuencia de la construcción de grandes infraestructuras hidráulicas, principalmente, presas. De esta forma, puede resultar útil, al igual que se indicará en el apartado 5.5.1., la elaboración de un inventario de las presas existentes en la cuenca vertiente a cada uno de los puntos de medida identificados, que incluya información relativa a:

- Nombre de la presa.
- Situación: río sobre el que se encuentra y coordenadas.
- Fecha de construcción.
- Superficie de cuenca vertiente al embalse.
- Dimensiones: altura, superficie de embalse, volumen total de embalse y volumen útil.
- Uso o usos a los que está dedicada la presa.

Para realizar dicho inventario puede partirse de la información incluida en el Inventario de Presas y Embalses¹¹, elaborado por el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, así como de cualquier otra de que pueda disponer la administración hidráulica.

En primer lugar, será necesario cruzar la fecha de construcción de cada presa con el periodo de registro disponible en el punto de medida. Lógicamente, solo tendrán interés para determinar el grado de alteración del registro aquellas presas que se hayan construido con anterioridad al inicio del periodo de medida o durante el mismo.

Lógicamente, aquellas presas de pequeño tamaño o que controlen una parte reducida de la cuenca vertiente, previsiblemente, producirán una alteración muy reducida del régimen hidrológico y, por tanto, se podrá asumir que el registro foronómico sigue correspondiendo muy aproximadamente a la situación natural. Como criterio general, se recomienda, al igual que se indicará en el apartado 5.5.1., despreciar la alteración producida por aquellas presas que cumplan al menos una de las dos condiciones siguientes:

- El porcentaje de cuenca controlada por la presa es menor que el 10% de la cuenca vertiente al punto de medida.
- El volumen útil del embalse es menor que el 10% del volumen de avenida en el punto de medida para el periodo de retorno de 10 años.

La aplicabilidad del criterio anterior se analizará en función de las circunstancias propias de la cuenca, valorando en particular si la presencia de un número elevado de presas de pequeño tamaño (que cumplan alguna de las condiciones anteriores) puede suponer algún efecto relevante sobre las crecidas, atendiendo a los valores conjuntos de superficie controlada y volumen de embalse. Este análisis se realizará para distintos momentos temporales, teniendo en cuenta las fechas de construcción de las distintas presas existentes.

Para la aplicación del segundo de los dos criterios expuestos es necesario disponer de los cuantiles del volumen de avenida en el punto de medida. Obviamente, disponer de esta información requerirá analizar los hidrogramas de avenida asociados a los caudales máximos anuales, obtener la serie temporal de volúmenes y llevar a cabo su análisis estadístico, lo que en algunos casos puede resultar laborioso. Con objeto de simplificar este análisis, se puede utilizar, en una primera aproximación, en lugar de los volúmenes de avenida, el máximo volumen registrado cada año hidrológico en N días consecutivos (obtenido a partir de la media móvil de N días multiplicada por N), siendo N una duración típica aproximada de las crecidas en el punto de medida.

En cualquier caso, el criterio anterior es, en general, bastante conservador siendo posible que algunas presas que no cumplan ninguna de esas condiciones produzcan, asimismo, una alteración reducida del régimen de crecidas. En consecuencia, se recomienda realizar, de manera complementaria a la selección anterior, un análisis de las tendencias en la serie temporal de caudales máximos anuales registrada en el punto de medida, con objeto de identificar cambios relevantes en el comportamiento de la serie coincidentes con las fechas

¹¹ <https://sig.mapama.gob.es/snczi/>

de construcción de aquellas presas identificadas previamente como susceptibles de modificar sustancialmente el régimen de crecidas. Si, efectivamente, la presa produce una alteración hidrológica relevante, se deberá apreciar, a partir de su fecha de construcción, una modificación del comportamiento de la serie temporal, siendo la media de los caudales máximos anuales a partir de esa fecha significativamente menor a la correspondiente al periodo anterior. Esta modificación vendrá reflejada en el gráfico de caudales acumulados como un cambio de la pendiente media, siendo la pendiente menor a partir de la fecha de construcción de la presa puesto que la magnitud media de los caudales máximos anuales será menor (figura 27). Si esta modificación no se aprecia, se podrá considerar que la serie de datos corresponde muy aproximadamente al régimen natural. Para realizar este análisis se pueden aplicar los procedimientos expuestos en el apartado 5.1.1.2.4. No obstante, solo podrá llevarse a cabo si el punto de medida cuenta con un registro suficientemente extenso antes y después de la fecha de construcción de la presa cuyo efecto sobre la serie de datos se quiera analizar.

Una vez evaluada la alteración hidrológica de cada punto de medida, se seleccionarán para el estudio hidrológico aquellos puntos que dispongan de un registro inalterado de suficiente longitud.

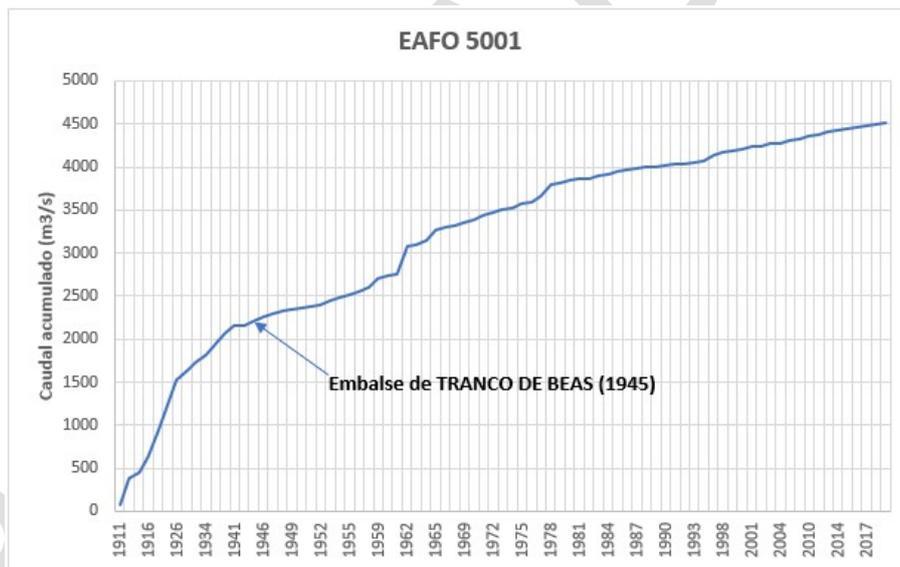


Figura 27. Análisis gráfico de la tendencia temporal de la serie de caudales máximos anuales de la EA 5001 en la DH del Guadalquivir en la que se aprecia la reducción de los caudales a partir del año 1945 como consecuencia de la construcción de la presa de Tranco de Beas.

RECOMENDACIONES

- Una vez seleccionados los puntos de medida que pueden utilizarse en el estudio hidrológico, se debe analizar el grado de alteración hidrológica de las series temporales disponibles, ya que la información foronómica de interés para la elaboración del estudio hidrológico es aquella que corresponde al régimen natural.

- Habitualmente, las alteraciones significativas aparecerán como consecuencia de la construcción de grandes infraestructuras hidráulicas, principalmente, presas.
- Puede resultar útil la elaboración de un inventario de las presas existentes en la cuenca vertiente a cada uno de los puntos de medida identificados. A partir de este inventario, se recomienda desprestigiar la alteración producida por aquellas presas que cumplan al menos una de las dos condiciones siguientes:
 - El porcentaje de cuenca controlada por la presa es menor que el 10% de la cuenca vertiente al punto de medida.
 - El volumen útil del embalse es menor que el 10% del volumen de avenida en el punto de medida para el periodo de retorno de 10 años.
- Para la aplicación del segundo de los dos criterios es necesario disponer de los cuantiles del volumen de avenida en el punto de medida. En una primera aproximación, puede utilizarse el máximo volumen registrado cada año hidrológico en N días consecutivos, siendo N una duración típica aproximada de las crecidas en el punto de medida.
- El criterio anterior es, en general, bastante conservador. En consecuencia, se recomienda realizar, de manera complementaria, un análisis de las tendencias en la serie temporal de caudales máximos anuales registrada en el punto de medida, con objeto de identificar cambios relevantes en su comportamiento coincidentes con las fechas de construcción de aquellas presas identificadas previamente como susceptibles de modificar sustancialmente el régimen de crecidas. Este análisis solo podrá llevarse a cabo si el punto de medida cuenta con un registro suficientemente extenso antes y después de la fecha de construcción de la presa.
- Una vez evaluada la alteración hidrológica de cada punto de medida, se seleccionarán para el estudio hidrológico aquellos puntos que dispongan de un registro inalterado de suficiente longitud.

5.1.1.2.3. Confeción de las series de datos

XXX Pendiente XXX

5.1.1.2.4. Revisión de la calidad de la información

Aunque toda la información hidrológica que se utilice en el estudio debe ser revisada y contrastada para evitar errores, la información foronómica, dado el papel tan relevante que juega en la elaboración del estudio hidrológico (especialmente en el caso del registro de explotación de presas existentes), bien para obtener directamente las leyes de frecuencia de caudales máximos y volúmenes de avenida, bien para calibrar el modelo hidrometeorológico, debe analizarse con especial atención.

Como es conocido, el procedimiento habitual de medida en las estaciones de aforo consiste en medir (mediante lectura en escalas, limnógrafos, etc.) el nivel alcanzado por el agua y deducir a partir de él el caudal mediante el uso de una curva de gasto, la cual representa la relación calado-caudal para esa sección del río. Lo más habitual es que la curva de gasto se obtenga mediante los denominados aforos directos, es decir, medidas directas del caudal circulante por



el río (mediante el empleo de molinetes u otros procedimientos), realizadas en distintos momentos, y que junto con las medidas del calado permiten obtener diversos puntos de la curva. Finalmente, la curva de gasto se obtiene ajustando una determinada función matemática (por ejemplo, una función potencial) a los puntos.

Puesto que los aforos directos suelen realizarse cuando circulan por el río caudales bajos o moderados, no suele disponerse de información directa sobre la parte alta de la curva, la correspondiente a los caudales de mayor magnitud, por lo que es necesario estimarla extrapolando el ajuste realizado para la parte baja. Esta circunstancia conlleva que los mayores errores en la medida de los caudales se cometan para los caudales más grandes, durante las avenidas, afectando de forma crítica a la calidad de los datos de las series de caudales máximos anuales. Por este motivo, es necesario llevar a cabo diversos procesos de revisión y contraste de la información para detectar aquellas estaciones con mayores problemas y proceder a su corrección o, de no ser posible, a eliminar la estación del análisis.

En este apartado se propone abordar el análisis de este tipo de información en dos fases, un primer análisis general del punto de medida y del conjunto de información registrada en él, y una segunda fase centrada en la revisión de los datos de caudal máximo anual.

Revisión general de la información del punto de medida

Como se ha indicado anteriormente, las series de medida de caudales, ya sean procedentes de estaciones de aforos o del registro de explotación de los embalses, no se pueden considerar libres de error y resulta conveniente revisar la calidad de los registros para asegurar la fiabilidad de los datos en la medida de lo posible. En este apartado se recogen una serie de contrastes que pueden llevarse a cabo y que, en su conjunto, pueden constituir una metodología para la revisión de la calidad general de la información recopilada en el punto de medida. La metodología propuesta consiste en el análisis de la evolución temporal de los datos anuales, mensuales y estacionales, curvas de relación nivel-caudal (curvas de gasto), curvas de caudales clasificados, y análisis de cadenas entre estaciones situadas en el mismo río o en cuencas próximas con similares características hidrológicas. Estos análisis se complementan con una serie de test estadísticos que permiten valorar si los cambios de tendencia, inconsistencias o saltos bruscos detectados en los datos son significativos (CEDEX, 2013). Este procedimiento de revisión puede aplicarse tanto a series de datos registradas en estaciones de aforos como en embalses, aunque en este último caso no podrá llevarse a cabo la revisión de las relaciones nivel-caudal:

- Evolución temporal de los datos anuales, mensuales y estacionales

La mera inspección visual de la evolución de los caudales a lo largo del periodo de funcionamiento de la estación es muy útil para observar la relevancia y la distribución de lagunas, además de para detectar y acotar tanto inconsistencias como heterogeneidades en los datos.

- Curvas de relación nivel-caudal

Teniendo en cuenta la importancia que tienen las curvas de gasto en la medición de los caudales más altos, puede ser conveniente analizarlas a la hora de estudiar la consistencia de los registros de una estación de aforos. Puesto que habitualmente no se dispondrá de estas curvas, puede llevarse a cabo su análisis de una forma indirecta mediante la representación de las parejas de valores altura-caudal registradas en la estación (figura 28). Esta representación permitirá un conocimiento aproximado de las curvas de gasto utilizadas a lo largo del tiempo para traducir las medidas de nivel en caudal. Cada relación altura-caudal que se obtenga corresponderá a un periodo en el que no ha sucedido ningún cambio de relevancia en la estación, ni tampoco en el entorno en el que ésta se sitúa, que pueda afectar a su comportamiento hidráulico. La frecuencia con la que varían esas relaciones, la variación de sus formas y pendientes, y los cambios que se puedan observar tanto en la escala de niveles como de caudales, puede ser útil para evaluar la consistencia de las mediciones a lo largo del periodo del funcionamiento de la estación, aunque, en general, se requerirá disponer de información adicional para poder interpretarlo correctamente (como los aforos directos utilizados o la historia de las modificaciones que se hayan producido en la estación, información de la que habitualmente no se dispondrá). En cualquier caso, es importante tener en cuenta que los cambios producidos en las relaciones altura-caudal a lo largo del tiempo no deben apreciarse en las series de datos. De esta forma, puede ser conveniente verificar que no se observan cambios en el comportamiento de las series registradas coincidentes con las fechas en las que se han producido modificaciones sustanciales en las curvas de gasto. En caso contrario, podría ser una señal de la existencia de inconsistencias en el registro.

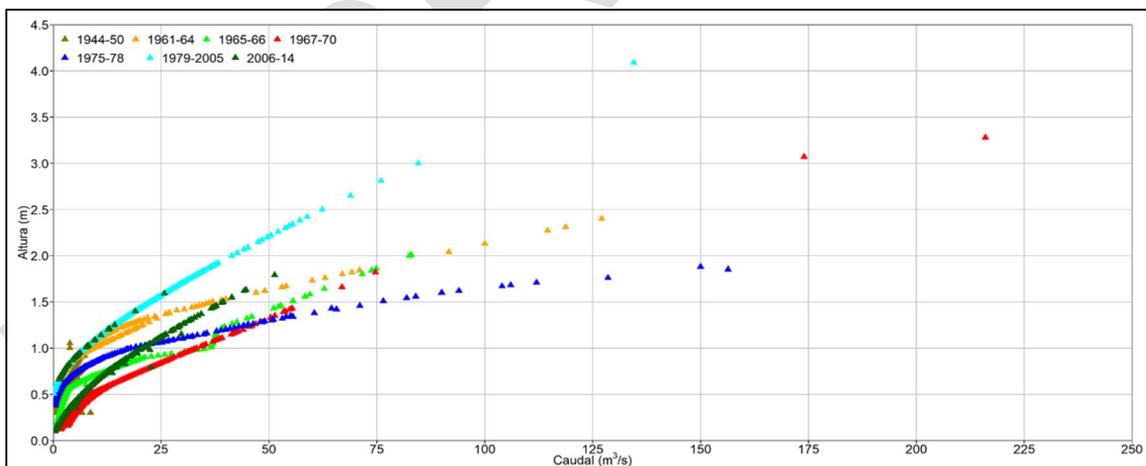


Figura 28. Ejemplo de representación gráfica de las parejas de valores altura-caudal, correspondiente a la estación de aforos 9091, en la que se aprecia las distintas relaciones utilizadas a lo largo del tiempo.

- Curvas de caudales clasificados

Representan el porcentaje de tiempo durante el cual un valor de caudal medio diario ha sido igualado o excedido en un periodo de tiempo. A partir del análisis del aspecto y variabilidad de estas curvas, para los mismos periodos correspondientes a las curvas de



gasto comentadas anteriormente, se pueden identificar problemas en la serie de registros tales como datos anómalos, o variaciones más sutiles y paulatinas, como las asociadas a cambios en las curvas de gasto (Cole *et al.*, 2003). Así, curvas que presenten unas formas similares y un aspecto suavizado serán propias de un registro de buena calidad. Por el contrario, si se observan cambios de pendiente, formas irregulares, inflexiones bruscas, descensos bruscos o escalonados, rango de valores constantes, valores excesivamente altos o bajos, o formas muy diferentes entre las curvas para los distintos periodos de análisis, puede ser indicativo de inconsistencia en los datos.

- Test estadísticos

Puede utilizarse un conjunto de test estadísticos (test de asimetría, test de rachas, test de correlación de Box y Jenkins, test de tendencias de Mann-Kendal, test de cambios bruscos de Pettitt y test de datos extremos de Chauvenet) (Adeloye *et al.*, 2002; Dahmen *et al.*, 1990; Ma *et al.*, 2008; McCuen, 2006) para contrastar las hipótesis de ausencia de sesgo, persistencia, cambios paulatinos o tendencias y cambios abruptos. En los estudios más exhaustivos, estos test pueden aplicarse a un conjunto de 15 series correspondientes al caudal medio anual, la desviación típica anual de los caudales diarios (que representa la dispersión de estos en cada año), el coeficiente de variación y los doce caudales medios mensuales.

- Análisis de cadenas o contraste relativo

Este análisis permite poner de manifiesto la presencia de rangos de caudales anómalos o inconsistencias no advertidas en el análisis individual de cada punto de medida. Consiste en la superposición de los hidrogramas de varias estaciones localizadas a lo largo de una corriente principal o en cuencas vecinas de superficie vertiente y orientación similar. También se puede utilizar la superposición de las curvas de duración de caudal medio diario para periodos de registro común, de manera que bajo un mismo régimen hidrológico estas curvas deben adoptar formas similares. Como complemento a estos análisis, principalmente cuando se observan cambios en las proporciones entre las series superpuestas, se puede llevar a cabo además un análisis de dobles masas, o dobles acumulaciones (Wigbout, 1973), consistente en la representación gráfica de las parejas de valores de los caudales acumulados de dos estaciones. Si se trata de estaciones pertenecientes a una región con comportamiento hidrológico homogéneo y las condiciones de medición para ambas estaciones no varían, el cociente entre ambos valores acumulados no debe sufrir variaciones significativas a lo largo del tiempo o, lo que es lo mismo, la recta que une los puntos sucesivos no debe variar de pendiente significativamente a lo largo de su recorrido.

En las siguientes figuras se muestran ejemplos de los análisis descritos anteriormente para una estación en régimen natural (figura 29), un embalse en régimen natural (figura 30) y un análisis de cadenas entre estaciones (figura 31).

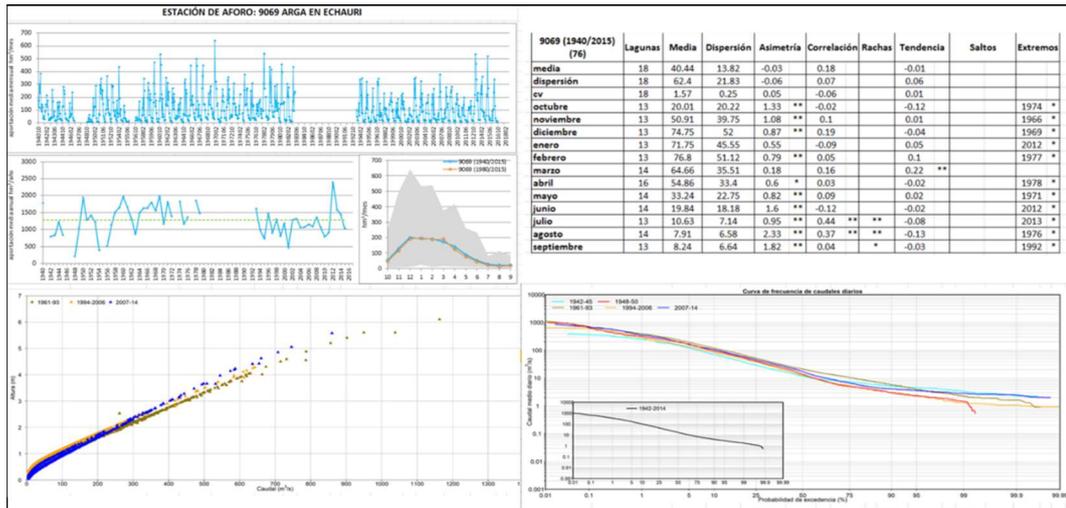


Figura 29. Ejemplo de análisis de los datos de una estación de aforo en régimen natural. Río Arga en Echauri, DH del Ebro (Fuente: CEDEX, 2022).

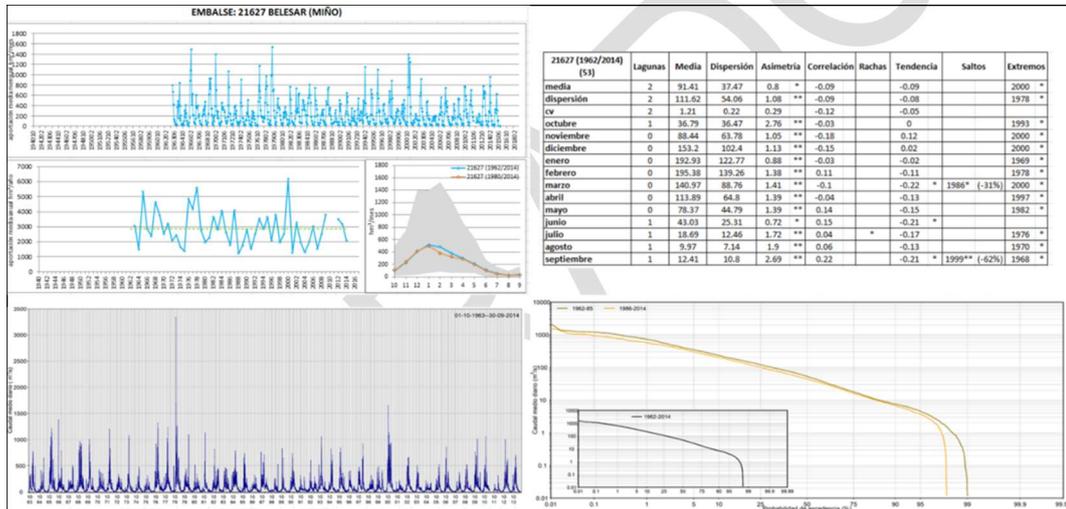


Figura 30. Ejemplo de análisis de los datos de un embalse en régimen natural. Embalse de Belesar, DH del Miño-Sil (Fuente: CEDEX, 2022).

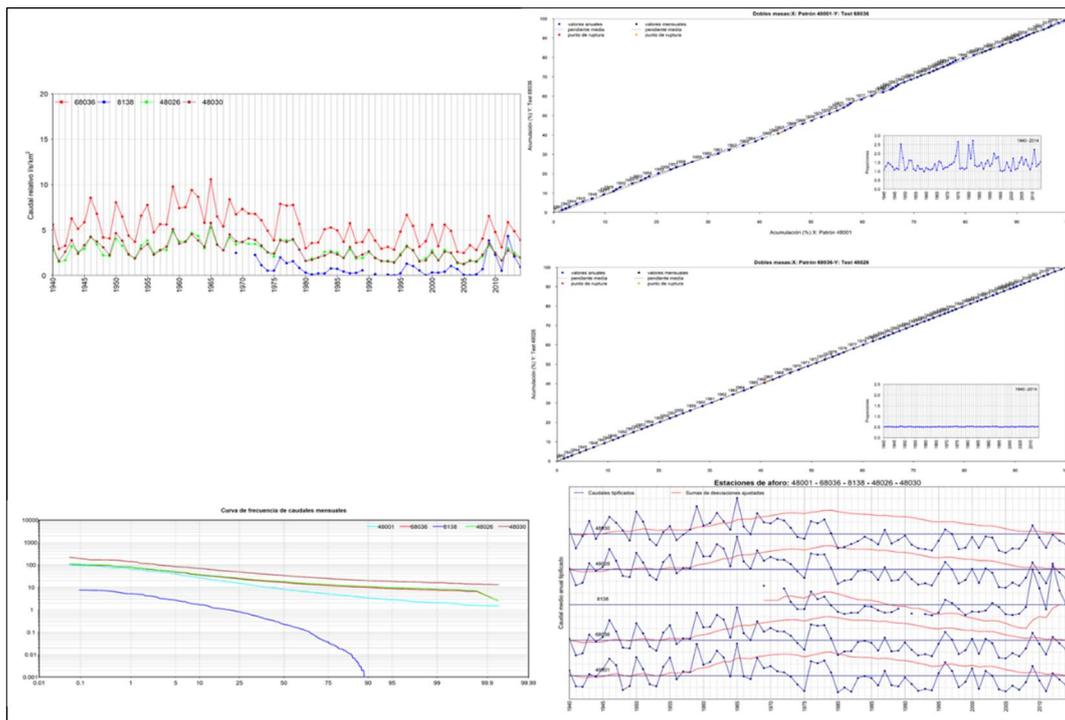


Figura 31. Ejemplo de análisis de cadenas entre estaciones del río Júcar (Fuente: CEDEX, 2022).

Revisión de las series de caudales máximos anuales

Junto a la revisión general del punto de medida y su registro expuesta anteriormente, se debe llevar a cabo un análisis de las series de caudales máximos anuales, ya que son las series de datos que realmente se van a utilizar en el estudio y las que, como se ha expuesto, suelen estar sujetas a un mayor error. A continuación, se indican algunos de los contrastes que se pueden llevar a cabo:

- Identificación de tendencias temporales en las series

Como se ha indicado anteriormente, una hipótesis básica de la que parten los modelos estadísticos de máximos anuales es suponer que los datos de la serie corresponden a resultados del fenómeno aleatorio independientes entre sí. De esta forma, los datos de las series temporales de máximos no deberían presentar ningún tipo de tendencia temporal.

La identificación de posibles tendencias temporales en las series se puede realizar mediante la aplicación de distintos test estadísticos, como el de Mann-Kendall. La aplicación de estos test permite detectar estaciones de aforo con problemas en sus datos, habitualmente motivados por la existencia dentro de la serie temporal de dos o más periodos de cierta extensión con caudales de magnitud muy diferente entre sí. La existencia de periodos temporales marcadamente diferentes dentro de las series puede tener su origen en cambios en la estación de aforos (de ubicación o de tipología) y, por tanto, de la forma en la que se miden los caudales. En particular, en algunos casos podría deberse a cambios en la curva de gasto a lo largo del tiempo, realizados con intención de ajustarla a la nueva información sobre aforos directos. Estas revisiones son

imprescindibles para adaptar las curvas a los pequeños cambios que se producen en los cauces como consecuencia de los procesos de erosión y sedimentación, pero en algunos casos esta mejora del ajuste en la parte baja de la curva provoca, al extrapolar, cambios importantes en la parte alta que pueden no estar justificados.

Por otra parte, como se ya se ha indicado anteriormente, es muy importante realizar este tipo de análisis cuando se unen las series temporales de dos puntos de medida cercanos con registro en periodos diferentes (muy habitualmente una estación de aforos y un embalse), con objeto de detectar diferencias sistemáticas de medida entre ambos puntos.

De forma complementaria a la utilización de test estadísticos como el de Mann-Kendall, suele ser útil representar en un gráfico el caudal acumulado de la serie temporal respecto al tiempo. Este tipo de gráfico permite identificar visualmente de una manera muy sencilla la existencia de tendencias temporales. En el caso de que el registro no presente tendencias, la pendiente del gráfico no varía significativamente a lo largo del tiempo; por el contrario, si se observa un cambio importante en la pendiente del gráfico será indicativo de la existencia de dos o más periodos temporales en los que la medida de caudales difiere sustancialmente.

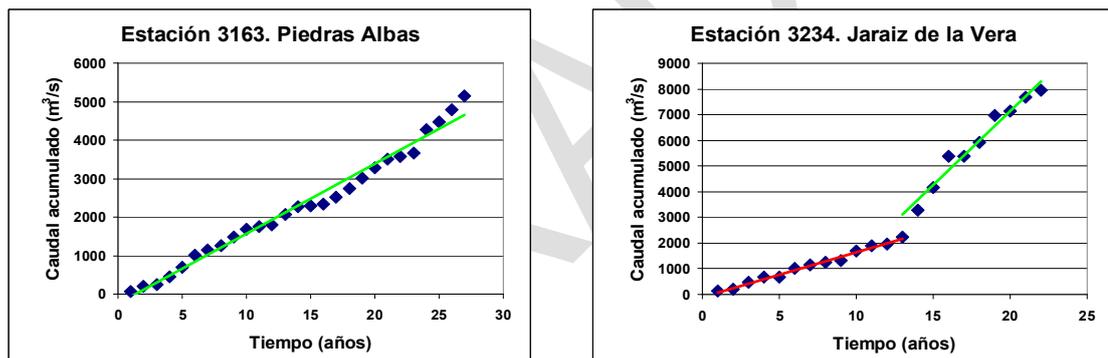


Figura 32. Ejemplo de estación de aforos sin tendencia temporal (izquierda) y con tendencia temporal (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009b, MARM, 2011; Jiménez *et al.*, 2012; Jiménez *et al.*, 2013).

En la figura 32 se ilustra lo comentado anteriormente. Se ha representado, para las estaciones de aforo 3163 y 3234 de la DH del Tajo, el caudal acumulado de la serie temporal respecto al tiempo. En el caso de la estación 3163, en cuyo registro no se detectan tendencias temporales, se observa cómo la pendiente del gráfico no varía significativamente a lo largo del tiempo; por el contrario, en la estación 3234 se observa un cambio importante en la pendiente media del gráfico que distingue claramente dos periodos temporales con unos caudales máximos anuales medios muy diferentes.

En caso de detectar la existencia de tendencias temporales en la serie, se debe analizar en detalle la causa, corrigiendo los valores en caso de ser posible, o eliminando de la serie el periodo con problemas. También hay que tener en cuenta que, en ocasiones, tal como se expuso en el apartado 5.1.1.1.3., la existencia en el registro de periodos temporales con un comportamiento diferenciado puede deberse a una causa natural, como



consecuencia de la aparición de periodos o rachas de mayor o menor frecuencia de aparición de crecidas, en cuyo caso hay que mantener el registro como está.

Para determinar si el fenómeno se debe a causas naturales o a un error de medida, se recomienda contrastar el comportamiento del punto de registro con el de otros puntos situados en el mismo río o en cuencas próximas con un comportamiento similar, con la finalidad de determinar si dicho comportamiento se verifica también, en cuyo caso se deberá a causas climáticas, o si, por el contrario, no se verifica, lo que significará la existencia de errores de medida, permitiendo en este caso decidir qué periodo temporal de registro es el que presenta problemas y, por tanto, debe ser eliminado de la serie.

Este proceso es preferible realizarlo con las series de caudales máximos medios diarios, en lugar de con las de caudales máximos instantáneos, ya que serán más largas y continuas. No obstante, si se dispone de suficiente información sobre caudales instantáneos y con suficiente continuidad temporal (por ejemplo, si se trabaja con series de datos procedentes del SAIH), también pueden ser objeto de este análisis.

- Identificación de inconsistencias entre los datos de distintas estaciones

Este proceso consiste en contrastar los datos de caudal máximo anual (tanto medio diario como instantáneo) del punto de medida con los de aquellos otros puntos situados en la misma corriente fluvial, aguas arriba o aguas abajo, para los años de registro común. Lógicamente, en circunstancias normales, los caudales registrados en los puntos de aguas abajo deben ser superiores a los registrados en los de aguas arriba. En aquellos casos en los que se detecten medidas de caudal en el punto de aguas arriba superiores a las registradas en el de aguas abajo, deberá realizarse un estudio detallado posterior para determinar las posibles causas de las inconsistencias. Sólo deben ser objeto de análisis los casos en los que el caudal de aguas arriba es considerablemente superior al de aguas abajo, teniendo en cuenta que, en algunas circunstancias, el caudal de avenida puede reducirse hacia aguas abajo por efecto de la laminación en cauce. Este proceso es similar al análisis de cadenas indicado en el apartado anterior, pero aplicado específicamente a las series de caudales máximos anuales.

Este análisis puede llevar a descartar parte del registro e, incluso, el registro completo, por considerarlo poco fiable. Al igual que se indicó en el punto anterior, la comparación de los registros con los de otros puntos situados en el mismo río o en cuencas próximas con un comportamiento similar, puede ayudar a decidir qué punto de medida es el que presenta problemas.

- Identificación de datos anómalos (*outliers*)

Al igual que en el caso de las precipitaciones, este proceso no pretende detectar deficiencias en la calidad de la información sino localizar aquellos datos singulares dentro de las series temporales poco representativos desde un punto de vista estadístico a la hora de realizar el ajuste de la ley de frecuencia.

Como ejemplo de este tipo de situaciones se ha representado en la figura 33, sobre papel de probabilidad Gumbel, los datos de la estación 3172 de la DH del Tajo frente a sus

probabilidades muestrales. Se observa como el caudal más alto, correspondiente a la avenida extraordinaria del año 1990, se aleja de la tendencia marcada por la información restante. Es claro que su inclusión en el análisis estadístico desvirtuaría el ajuste de la ley de frecuencia.

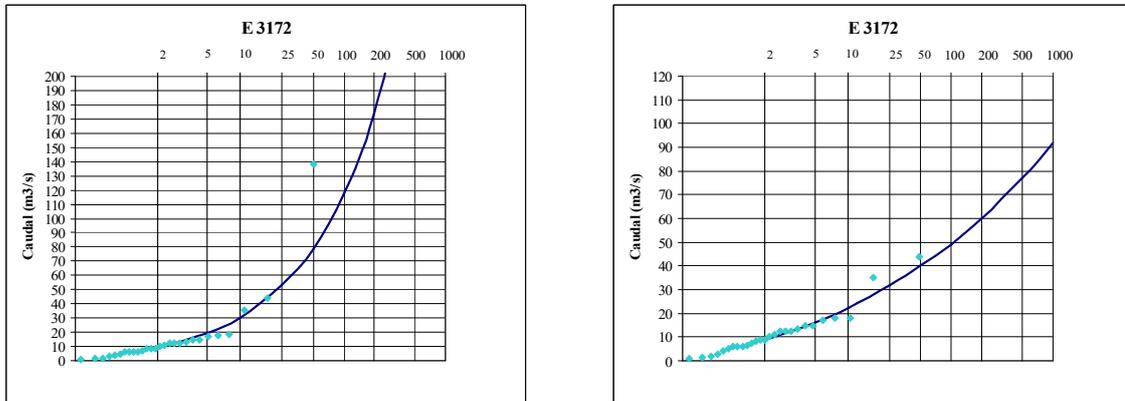


Figura 33. Representación gráfica de una serie de datos con un valor anómalo frente a sus probabilidades muestrales (EA3172. DH del Tajo). Ajuste de la ley de frecuencia considerando el *outlier* (izquierda) y sin considerarlo (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009b, MARM, 2011; Jiménez *et al.*, 2012; Jiménez *et al.*, 2013).

Para detectar los *outliers* se puede emplear el procedimiento recomendado por el *Water Resources Council* de EE.UU. (USWRC, 1981), consistente en asumir una distribución log-normal para los datos, es decir, suponer que el logaritmo de los datos sigue una distribución normal, y expresar los cuantiles de dicha distribución mediante la técnica del factor de frecuencia:

$$y = \bar{y} + Ks_y \quad [13]$$

Donde y es el logaritmo del caudal, \bar{y} y s_y la media y la desviación típica, respectivamente, de la serie de logaritmos y K el factor de frecuencia.

El USWRC facilita, en función del número de datos de la muestra, el valor del factor de frecuencia (K_n) correspondiente a un nivel de significancia del 10%, que puede obtenerse a través de una tabla o mediante la siguiente expresión aproximada función del número (n) de datos de la muestra:

$$K_n = -0,9043 + 3,345\sqrt{\log(n)} - 0,4046 \log(n) \quad [14]$$

De esta forma, aquellos caudales de la serie cuyo logaritmo sea superior al cuantil (y_H) correspondiente al factor de frecuencia K_n se deberán considerar como *outliers*.

$$y_H = \bar{y} + K_n s_y \quad [15]$$

Esta técnica permite identificar también los valores anómalamente bajos, es decir, caudales máximos anuales extremadamente bajos cuya probabilidad de ocurrencia



dentro del periodo de registro de la estación es muy pequeña, aunque la influencia de este tipo de datos en el ajuste de la ley de frecuencia es mucho menor que en el caso de los valores altos.

Como alternativa, en Ferrer [1992] se detalla un procedimiento para la detección de *outliers* basado en la realización de simulaciones numéricas suponiendo que la población sigue una distribución Gumbel.

Una vez identificados los *outliers*, deben analizarse en relación al resto de información disponible con objeto de descartar que se trate de un error de medida. En este sentido, la identificación de inconsistencias entre los datos de distintas estaciones, expuesta anteriormente, la consulta de los datos de precipitación correspondientes a la fecha del *outlier* (o de días previos) con objeto de confirmar la existencia de lluvias extraordinarias que justifiquen la ocurrencia de un caudal muy elevado, o la comparación con los caudales registrados en cuencas próximas similares con precipitaciones parecidas, puede resultar de ayuda.

La mejor opción es que los *outliers* identificados sean eliminados de la serie sistemática e introducidos en el análisis estadístico considerándolos como información histórica (tal como se expone en el apartado 5.2.1.5.), de tal forma que se les asigne una probabilidad de ocurrencia más ajustada que aquella que se derivaría de su inclusión en la muestra de datos sistemáticos. Para ello, es necesario disponer de suficiente información sobre la magnitud de las avenidas pasadas como para que sea posible identificar el *outlier* como el máximo ocurrido en un determinado periodo temporal.

En el caso de que no se disponga de esta información, se deberá decidir sobre la conveniencia de retener o no dicho dato dentro de la serie, dependiendo de las circunstancias propias de cada caso y del grado de seguridad que se quiera obtener. Conviene tener en cuenta que la utilización de los *outliers* como parte de la serie sistemática para obtener la ley de frecuencia, puede conducir, en determinados casos, a una mayoración excesiva de los cuantiles e, incluso, a resultados incoherentes con los derivados de puntos de medida situados aguas abajo en los que no se hayan registrado datos anómalos similares, o con los obtenidos en cuencas próximas con un comportamiento hidrológico similar. Sin embargo, dada la importante responsabilidad de las presas y el elevado grado de seguridad que les es exigible, si no se tiene la constancia clara de que la utilización de los *outliers* conduce a una mayoración excesiva de los cuantiles, se recomienda mantenerlos como parte de la serie de datos, utilizándolos en el análisis estadístico, lo que supondrá una hipótesis de cálculo más conservadora.

RECOMENDACIONES

- Dada la importancia que tiene en la elaboración del estudio hidrológico la información foronómica, su calidad debe revisarse con especial atención.
- Se propone abordar el análisis de este tipo de información en dos fases:
 - Revisión general de la información del punto de medida:

Se propone una metodología consistente en el análisis de la evolución temporal de los datos anuales, mensuales y estacionales, curvas de relación altura-caudal, curvas de caudales clasificados y análisis de cadenas entre estaciones situadas en el mismo río o en cuencas próximas con similares características hidrológicas. Asimismo, se recomienda la aplicación de una serie de test estadísticos que permiten valorar cambios de tendencia, inconsistencias o saltos significativos en las series de datos.

- Revisión de las series de caudales máximos anuales:

Estas series de datos son las que realmente se van a utilizar en el estudio y las que suelen estar sujetas a un mayor error. Se recomienda llevar a cabo los siguientes contrastes:

- Identificación de tendencias temporales en la series.
- Identificación de inconsistencias entre los datos de distintas estaciones.
- Adicionalmente, se recomienda analizar la posible existencia en las series de datos anómalos (*outliers*). Para detectar los posibles *outliers* se puede emplear el procedimiento recomendado por el *Water Resources Council* de EE.UU. (USWRC, 1981), o el detallado en Ferrer [1992] basado en simulaciones de Monte Carlo.
- Una vez identificados los *outliers*, deben analizarse en relación al resto de información disponible (caudales registrados en estaciones del mismo río o de cuencas próximas similares, datos de precipitación correspondientes a la fecha del *outlier* o a días previos, etc.) con objeto de descartar que se trate de un error de medida.
- La mejor alternativa es que los *outliers* identificados se eliminen de la serie y se introduzcan en el análisis estadístico como información histórica. Si esto no es posible, se deberá decidir sobre la conveniencia de retener o no dichos datos dentro de la serie, dependiendo de las circunstancias propias de cada caso y del grado de seguridad que se quiera obtener. Como recomendación general, dada la importante responsabilidad de las presas y el elevado grado de seguridad que les es exigible, si no se tiene la constancia clara de que la utilización de los *outliers* conduce a una mayoración excesiva de los cuantiles, se recomienda mantenerlos como parte de la serie de datos, lo que supondrá una hipótesis de cálculo más conservadora.

5.1.2. Información sobre la presa y el embalse

XXX Pendiente XXX

5.1.3. Información sobre la cuenca vertiente

XXX Pendiente XXX

5.1.4. Otro tipo de información

XXX Pendiente XXX



5.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS LEYES DE FRECUENCIA DE CAUDALES MÁXIMOS Y VOLÚMENES DE AVENIDA

5.2.1. Estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos

Como se ha indicado anteriormente, la utilización de la información disponible sobre caudales máximos, en la propia ubicación de la presa o en puntos cercanos a la misma, se considera esencial a la hora de llevar a cabo el estudio hidrológico de avenidas para el análisis de la seguridad hidrológica de las presas.

Si se dispone de datos en el propio punto de la presa, las series de datos de caudales permitirán obtener directamente, mediante técnicas estadísticas, los cuantiles del periodo de retorno que se requiera en base a la información real de los caudales máximos que han circulado por el río. Esto tiene una especial relevancia en el caso del estudio de presas existentes, ya que la mayoría de ellas contarán con un registro de caudales vertidos, así como de volúmenes almacenados, a partir del cual podrán estimarse por balance los caudales entrantes, lo que constituirá una información de gran valor para realizar el estudio. Este tipo de información se dispondrá habitualmente a nivel diario, circunstancia que habrá que tener en cuenta a la hora de utilizarla.

Incluso aunque no se disponga de datos en el punto de ubicación de la presa, el análisis de los datos de caudal máximo disponibles en otros puntos del mismo río, aguas arriba o aguas abajo de la presa, o en cuencas próximas, será esencial para la calibración de modelos hidrometeorológicos que permitirán estimar los cuantiles en el punto de interés. En este sentido, hay que tener en cuenta que los modelos hidrometeorológicos requieren asumir una serie de hipótesis en su elaboración y dependen de una serie de parámetros en principio desconocidos, por lo que resulta imprescindible calibrarlos en aquellos puntos en los que se dispone de información sobre caudales máximos con objeto de asegurar que sus resultados se adecúan a la realidad. De esta forma, los modelos hidrometeorológicos constituirán una herramienta que permitirá extrapolar la información sobre caudales máximos desde los puntos aforados al punto de la presa. Asimismo, hay que tener en cuenta que en cuencas de gran tamaño (muchos miles o decenas de miles de km^2) puede ser muy difícil y laborioso el llevar a cabo un modelo, por lo que la estimación de los cuantiles de caudal máximo deberá llevarse a cabo preferentemente a partir del análisis estadístico de los datos de aforos.

Por supuesto, las series de datos de caudales que se utilicen deberán contar con la suficiente calidad, por lo que será necesario realizar un análisis y contraste de éstas, tal como se indicó en el apartado 5.1.1.2.4., que permita verificarla o, en su caso, desechar o corregir determinados datos.

Adicionalmente, dado que para analizar la seguridad hidrológica de las presas se requiere manejar habitualmente muy altos periodos de retorno, en el ajuste de las leyes de frecuencia de caudales máximos se deberán considerar aquellos procedimientos que permitan reducir la incertidumbre de la estimación y, en cualquier caso, estimar su magnitud.

Como se indicó anteriormente, existen dos posibilidades para seleccionar las series de caudales máximos: series de máximos anuales (se selecciona un único caudal de avenida dentro de cada año hidrológico correspondiente al máximo caudal producido durante ese año) y series de

duración parcial o de máximos sobre un umbral (se seleccionan todos los caudales correspondientes a puntas de hidrogramas que superan un determinado umbral).

Tal como se expuso anteriormente, aunque las series parciales permiten una cierta reducción de la incertidumbre de la estimación al manejar un mayor número de datos, ésta es inferior a la que se obtiene mediante las técnicas de regionalización o con la utilización de información histórica. Asimismo, aunque la técnica cuenta con ciertas ventajas, como aprovechar mejor la información disponible y no obligar a emplear datos de caudal correspondientes a años en los cuales no se haya producido ningún evento de crecida, también presenta inconvenientes, como su mayor complejidad analítica, la necesidad de disponer del registro continuo de caudales instantáneos o la dificultad para garantizar la independencia de los datos seleccionados. Adicionalmente, la utilización de series parciales dificulta la utilización de técnicas de regionalización, así como la consideración de avenidas históricas. De esta forma, los siguientes apartados se centrarán en el análisis estadístico de caudales máximos mediante series de máximos anuales que, por otra parte, son las tradicionalmente utilizadas en la práctica profesional.

En los próximos apartados se proporcionan algunos criterios y recomendaciones para llevar a cabo el análisis estadístico de las series de datos de caudales máximos.

RECOMENDACIONES

- La utilización de la información disponible sobre caudales máximos, en el punto de ubicación de la presa o en puntos cercanos a la misma, se considera esencial a la hora de llevar a cabo el estudio hidrológico de avenidas para el análisis de la seguridad hidrológica de las presas.
- Esto tiene una especial relevancia en el caso del estudio de presas existentes, ya que la mayoría de ellas contarán con un registro de caudales vertidos, así como de volúmenes almacenados, a partir del cual podrán estimarse por balance los caudales entrantes.
- Incluso aunque no se disponga de datos en el punto de ubicación de la presa, el análisis de los datos de caudal máximo disponibles en otros puntos del mismo río, aguas arriba o aguas abajo de la presa, o en cuencas próximas, será esencial para la calibración de modelos hidrometeorológicos que permitirán estimar los cuantiles en el punto de interés.
- Las series de datos de caudales que se utilicen deberán contar con la suficiente calidad, por lo que será necesario realizar un análisis y contraste de éstas que permita verificarla o, en su caso, desechar o corregir determinados datos, según lo expuesto en el apartado 5.1.1.2.4.
- Dado que para analizar la seguridad hidrológica de las presas se requiere manejar habitualmente muy altos periodos de retorno, en el ajuste de las leyes de frecuencia de caudales máximos se deberán considerar aquellos procedimientos que permitan reducir la incertidumbre de la estimación (principalmente regionalización e introducción de información histórica) y, en cualquier caso, estimar su magnitud.



- Se recomienda, con carácter general, llevar a cabo el análisis estadístico de caudales máximos mediante series de máximos anuales, que son las tradicionalmente utilizadas en la práctica profesional.

5.2.1.1. Transformación de datos de caudales medios diarios en instantáneos

Habitualmente, los registros de explotación de los embalses proporcionarán información a nivel diario. Asimismo, es frecuente que las estaciones de aforo de la ROEA cuenten también solo con información diaria, al menos en la parte más antigua de su registro. De esta forma, en muchos casos no se dispondrá de la información relativa a los caudales máximos instantáneos de cada año, al menos en parte del registro disponible, sino tan solo de los caudales medios diarios. Dado que la magnitud que realmente interesa es el caudal punta de los hidrogramas, será necesario transformar los caudales medios diarios en sus correspondientes caudales instantáneos antes de llevar a cabo el análisis estadístico de las series de datos. Esta circunstancia es especialmente relevante en el caso de estudiar una presa existente, ya que una fuente muy importante de información, como se ha indicado en el apartado 5.1, será el registro de caudales entrantes al embalse, que puede obtenerse mediante balance entre los caudales vertidos (a través de tomas, centrales hidroeléctricas, desagües de fondo, aliviaderos, etc.) y los volúmenes embalsados. Habitualmente la información de explotación de las presas se registra a nivel diario, por lo que la serie de caudales entrantes al embalse que se obtendrá mediante balance corresponderá a los caudales medios diarios.

Como se expuso anteriormente, junto a la información de explotación de la presa y la información foronómica de la ROEA, se dispone de la información procedente de la red SAIH. Esta red proporciona también información de caudales en ríos, así como de niveles en los embalses y caudales vertidos por las presas, en intervalos temporales mucho menores al día (frecuentemente entre 5 minutos y 1 hora), lo que permite disponer de una medida de los caudales instantáneos o, al menos, de un caudal promediado en un intervalo suficientemente pequeño como para que pueda considerarse representativo del caudal instantáneo.

Esta representatividad de la información, es decir, que el caudal promediado en el intervalo temporal de medida sea suficientemente próximo al caudal instantáneo, dependerá de dicho intervalo de medida; de la torrencialidad de la zona, es decir, de que la precipitación pueda concentrarse en intervalos temporales pequeños con intensidades elevadas; y del tamaño de la cuenca. En definitiva, de lo más o menos apuntados que sean los hidrogramas de crecida. Cuenas muy pequeñas y torrenciales pueden dar lugar a hidrogramas con variaciones rápidas de caudal, por lo que se requerirá medir en intervalos temporales menores para que se pueda registrar con suficiente precisión el caudal punta del hidrograma. No obstante, se considera que un intervalo de medida de 1 hora o menor es suficiente para registrar con suficiente precisión el caudal instantáneo en la mayoría de los casos.

De cualquier forma, la utilización de la información SAIH conlleva algunas limitaciones que es necesario tener en cuenta. El periodo temporal de registro de esta red suele ser mucho menor que el disponible en los registros de explotación de las presas o en las estaciones de la red de aforos convencional, incluso en el caso de algunas DH insuficiente para llevar a cabo un

análisis estadístico fiable, por lo que si se utiliza esta información es imprescindible, como ya se indicó anteriormente, complementarla con la información de las otras redes de medida. Por otra parte, es frecuente que la información de la red SAIH presente lagunas y errores puntuales de medida, por lo que será necesario depurarla y completarla para su uso en los estudios hidrológicos. Asimismo, en el caso concreto de los embalses, la medida del nivel en intervalos temporales pequeños conlleva una considerable incertidumbre debido al oleaje, por lo que es necesario obtener medidas promediadas en intervalos temporales mayores para que los datos sean consistentes, perdiendo en cierta medida el mayor detalle temporal de esta información. En consecuencia, aunque la información SAIH puede resultar muy útil a la hora de llevar a cabo los estudios hidrológicos, en muchos casos será necesario combinarla con la información recopilada por las fuentes de información tradicionales. De esta forma, muy frecuentemente será necesario transformar los datos de caudal medio diario en caudal instantáneo.

En el caso de las estaciones de aforos, la disponibilidad de información sobre caudales instantáneos dependerá de la forma en que se haya medido, siendo muy frecuente que se disponga de información sobre caudales instantáneos máximos anuales (e incluso mensuales) en el caso del registro más reciente, correspondiendo en mayor medida las lagunas de información sobre caudales instantáneos a la información más antigua. En estos casos, si la serie de datos disponible es suficientemente larga y la falta de información sobre caudales instantáneos se concentra en la parte más antigua del registro (que también corresponderá habitualmente a la información de menor calidad o, al menos, aquella cuya calidad es más difícil de contrastar y, en su caso, corregir), una posible alternativa es prescindir de dicha información más antigua manejando en el estudio únicamente la parte más reciente del registro en la que sí se disponga de caudales instantáneos, siempre que se cuente con una serie de datos de suficiente longitud y que se prescinda de una parte reducida del registro. No obstante, si entre la información más antigua se encuentra alguna gran avenida que pueda tener una influencia importante en la estimación de la ley de frecuencia, o ésta corresponde a un periodo histórico de mayor afluencia de crecidas, prescindir de dicho registro puede dejar del lado de la inseguridad. Asimismo, hay que tener en cuenta que en el caso de muchas estaciones la información más reciente puede ser precisamente aquella que se encuentre alterada por la presencia de presas en su cuenca vertiente, siendo, por tanto, necesario en estos casos recurrir a completar y utilizar la información más antigua. De esta forma, con carácter general se recomienda utilizar en el estudio toda la información disponible para contar con una serie de datos lo más larga posible, aunque esto conlleve estimar los caudales instantáneos a partir de los medios diarios en parte del registro. En este sentido, en aquellos casos en los que se disponga de información de estaciones SAIH, se recomienda combinarla, siempre que se pueda, con la procedente de las redes de medida convencionales (registro de explotación de la presa o EA de la ROEA) con objeto de disponer de una serie temporal más extensa.

La única manera de conocer los caudales instantáneos con precisión es medirlos. Una vez que el caudal no ha sido medido o, aun habiéndolo sido, si la medida no ha sido conservada, cualquier intento de conocer el caudal instantáneo con posterioridad siempre dará un valor aproximado. No obstante, aunque la relación entre el caudal medio diario y el instantáneo es

lógicamente variable de una avenida a otra, en la mayoría de las cuencas (con excepción quizá de algunas cuencas del levante y del sureste de la península con un régimen hidrológico muy extremo) dicha relación suele ser más o menos constante o, al menos, se mueve en un rango de variación no muy amplio. Este rango suele ser más amplio cuanto menor es el tamaño de la cuenca y más extremo su régimen hidrológico. De esta forma, se podría obtener para cada estación un coeficiente (k) que, de forma aproximada, relacione los caudales medios diarios (Q_{md}) con los instantáneos (Q_i):

$$k = \frac{Q_i}{Q_{md}} \quad [16]$$

Para obtener dicho coeficiente puede haber varias opciones dependiendo de la cantidad de información disponible en cada estación. Si la estación de aforos dispone de información sobre caudales instantáneos en la mayoría de los años conteniendo solo algunas lagunas puntuales, el coeficiente se puede obtener ajustando una regresión entre los valores de caudal medio diario e instantáneo en aquellos años en que se dispone de ambos tipos de información¹², aplicando el resultado para estimar el caudal instantáneo en aquellos años en que únicamente se dispone del caudal medio diario. Para aplicar este procedimiento se recomienda disponer, al menos, de 10 o 15 años con ambos tipos de datos. La información registrada en la red SAIH puede utilizarse también con este propósito junto con la de las redes convencionales, por ejemplo, en el caso de presas que dispongan de sensores SAIH que complementen el registro de explotación, o en el caso de EA que cuenten con estaciones SAIH próximas a ellas. A modo de ejemplo, en la figura 34 se muestra la ecuación de regresión obtenida para la estación 2076 de la Demarcación Hidrográfica del Duero.

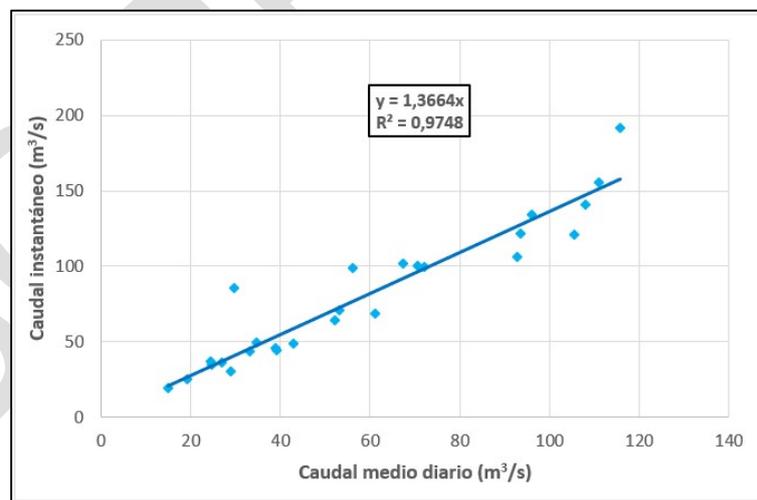


Figura 34. Regresión entre los caudales medios diarios e instantáneos en la estación de aforo 2076. DH del Duero.

En el caso del registro diario de explotación de los embalses o de las estaciones de aforo en las que los caudales instantáneos son desconocidos en su mayor parte o incluso en todo el

¹² Al calcular la recta de regresión debe imponerse que ésta pase por el punto (0,0).

registro, el coeficiente se podría obtener de forma aproximada mediante la aplicación de la fórmula de Fuller [1914]. Esta fórmula es quizá la más conocida de entre todas las expresiones matemáticas disponibles para transformar los caudales medios diarios en instantáneos, la cual hace depender la relación entre ambos caudales del área de la cuenca vertiente:

$$k = \frac{Q_i}{Q_{md}} = 1 + \frac{a}{A^b} \quad [17]$$

Donde A es el área de la cuenca vertiente en km^2 , y a y b parámetros de la fórmula. Según los trabajos realizados por Fuller [1914], el parámetro a puede variar entre 2,5 y 6, y b tiene un valor en torno a 0,3.

Aunque, como se ha dicho, Fuller aportó junto con su fórmula unos valores de referencia para los parámetros a y b , para su aplicación en una cuenca o región determinada se recomienda realizar una calibración regional de dichos parámetros a partir de los coeficientes k obtenidos mediante regresión entre los caudales medios diarios e instantáneos en aquellas estaciones (tanto de la ROEA como del SAIH) con suficiente información.

Para obtener el valor de los parámetros se puede expresar la fórmula de Fuller de la siguiente manera:

$$\log(k - 1) = \log a - b \cdot \log A \quad [18]$$

Quedando una relación lineal entre el logaritmo de $k-1$ y el logaritmo del área. Representando gráficamente las parejas de valores $\log(k-1)-\log A$ de aquellas estaciones donde se conoce el coeficiente k , y ajustando una regresión lineal se pueden determinar los parámetros a y b para la región. A modo de ejemplo, en la figura 35 se ha representado una regresión lineal obtenida para la cuenca del Tajo, de la que se ha extraído la siguiente relación regional entre los caudales medios diarios e instantáneos:

$$Q_i = \left(1 + \frac{5,01}{A^{0,38}}\right) Q_{md} \quad [19]$$

La relación regional expuesta procede de los trabajos realizados en el CEDEX para elaborar el mapa de caudales máximos (CEDEX, 2009b; Jiménez *et al.*, 2012; Jiménez *et al.*, 2013). En dicho trabajo pueden encontrarse relaciones similares para otras zonas geográficas que, aunque obtenidas con la información disponible cuando se realizó el trabajo, pueden constituir en algunos casos una referencia.

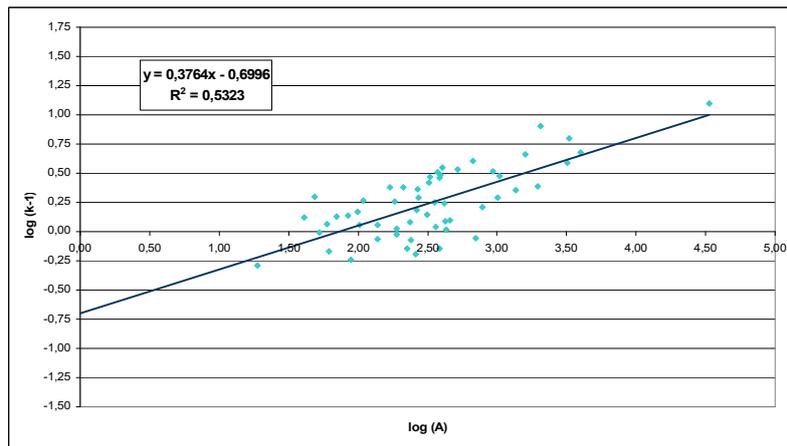


Figura 35. Regresión para ajuste de la fórmula de Fuller en la cuenca del Tajo (Fuente: CEDEX, 2009b).

Hay que tener en cuenta que la fórmula de Fuller solo proporciona una estimación aproximada del coeficiente que relaciona los datos medios diarios e instantáneos, por lo que su utilización para completar una parte importante de la serie de caudales instantáneos (caso más habitual en el que se recurre a este procedimiento) puede tener un considerable error. Esto es especialmente relevante en el caso de estaciones de aforos o embalses con cuencas vertientes pequeñas o medianas, cuyo coeficiente presenta un valor más elevado y puede ser muy variable entre cuencas del mismo tamaño dependiendo de sus características climáticas y fisiográficas concretas, así como entre unas avenidas y otras, incluso dentro de una misma región con características más o menos homogéneas. Sin embargo, el error cometido será mucho menor en aquellas estaciones y embalses con cuencas vertientes muy grandes (de varios miles o decenas de miles de km²), principalmente en zonas geográficas con un comportamiento hidrológico poco extremo, ya que en estos casos el coeficiente tendrá un valor próximo a uno y estará muy relacionado con el tamaño de la cuenca.

Con carácter general, los dos procedimientos expuestos llevarán asociado un error pequeño, a la hora de estimar la ley de frecuencia de caudales, si se trata de completar un número reducido de datos, y éste será más importante cuando el número de datos sea mayor. Asimismo, en el caso de que los caudales instantáneos a completar estén asociados a algunas de las mayores crecidas registradas, la incertidumbre del completado puede tener una mayor importancia por su mayor influencia en el ajuste de la ley de frecuencia y por el diferente comportamiento que puede tener en algunos casos la relación entre el caudal instantáneo y el medio diario en las grandes crecidas frente a las ordinarias.

Una estimación de la incertidumbre asociada al completado de los datos instantáneos, tanto en el caso de la fórmula de Fuller como en el caso de utilizar la regresión con los propios datos de la estación, puede llevarse a cabo mediante el cálculo de la raíz del error cuadrático medio de la estimación del coeficiente k . En el caso de estimar dicho coeficiente mediante una ecuación de regresión con los propios datos de la estación, se tendría la siguiente expresión:

$$RECM = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (k - k_j)^2}{n-2}} \quad [20]$$

Donde $RECM$ es la raíz del error cuadrático medio, k el coeficiente estimado para la estación mediante la regresión, k_j la relación entre el caudal instantáneo y medio diario para una determinada pareja de datos j utilizada en la regresión y n el número de parejas de caudales.

En el caso de emplear la fórmula de Fuller, la expresión sería la siguiente:

$$RECM = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (k_j^{est} - k_j^{real})^2}{n-2}} \quad [21]$$

Siendo k_j^{est} el coeficiente estimado para un determinado dato j (función de la superficie de la cuenca vertiente), k_j^{real} el coeficiente real utilizado en la regresión correspondiente al dato j y n el número de datos utilizados en la regresión para obtener los parámetros de la fórmula de Fuller. Adicionalmente, hay que tener en cuenta que, en el caso de utilizar la fórmula de Fuller, el error que se introduce en la estimación de los cuantiles puede ser mayor, ya que en este caso no se está considerando el error asociado a que la relación entre el caudal medio diario y el instantáneo variará de unas avenidas a otras.

La obtención de los cuantiles de caudal a partir de la serie completada con el valor de k estimado, así como con $k \pm RECM$, permitirá obtener una estimación del error derivado del completado de los caudales instantáneos. Como se ha indicado, en el caso de que se complete la totalidad o una parte importante de los datos de la serie, el error asociado al completado puede tener una incidencia importante en la estimación de los cuantiles de caudal máximo. Sin embargo, en el caso de que solo se lleve a cabo el completado de datos puntuales, o de un número reducido de ellos, el error asociado al completado tendrá una incidencia muy escasa en la estimación de la ley de frecuencia, salvo que éstos correspondan a algunas de las mayores crecidas registradas. Como referencia para valorar la magnitud de la incertidumbre en la estimación de los cuantiles asociada al completado, pueden compararse los resultados obtenidos con el tamaño de los intervalos de confianza (ver apartado 5.2.1.7.).

A modo de ejemplo, en la figura siguiente se muestra dicha comparación para la estación 1398 de la DH del Cantábrico Occidental. Esta estación dispone de un registro de 35 datos, todos ellos con caudal instantáneo máximo anual. Para realizar el ejemplo, se ha supuesto que la EA solo dispone de datos instantáneos en los últimos 10 años de la serie, obteniendo el resto mediante la transformación de los caudales medios diarios a través de un coeficiente obtenido mediante regresión de los datos instantáneos y medios diarios de los últimos 10 años. Se observa como en este ejemplo el error en la estimación de la ley de frecuencia es importante, comparable al intervalo de confianza del 90%. Asimismo, la ley de frecuencia obtenida a partir de la serie de caudales instantáneos original (sin completar) presenta una desviación similar respecto a la obtenida a partir de los datos completados.

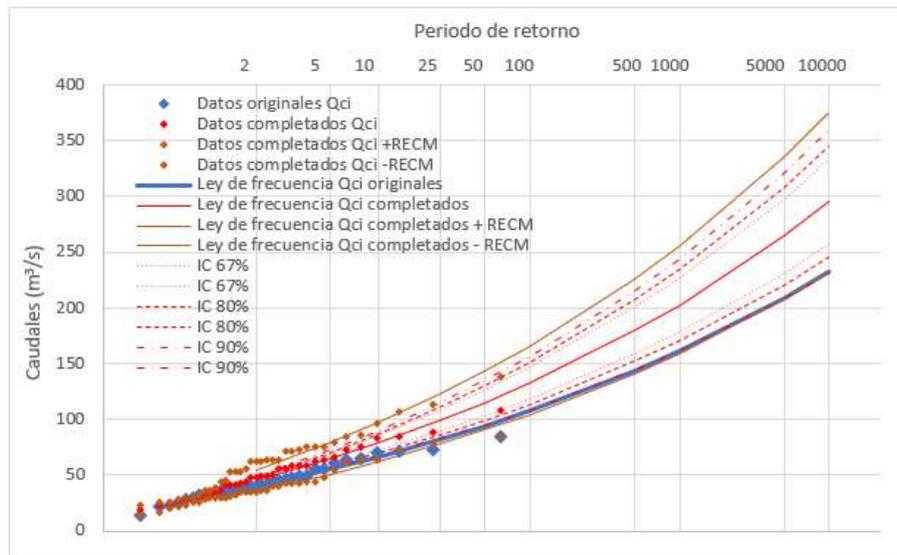


Figura 36. Contraste de la incertidumbre asociada al completado de los caudales instantáneos con los intervalos de confianza de la estimación para la EA 1398 de la DH del Cantábrico Occidental.

Una alternativa a la aplicación de la fórmula de Fuller consistiría en utilizar un factor de paso procedente de establecer una regresión entre caudales medios diarios e instantáneos en una estación próxima (ROEA o SAIH) con unas características y tamaño de cuenca similares, y que disponga de suficiente información. Esta opción puede tener como ventaja frente a la fórmula de Fuller el no requerir la realización de un análisis regional con un elevado número de estaciones y la posibilidad de recoger mejor las características de una determinada zona geográfica.

La utilización de información de estaciones cercanas puede ser más útil y precisa cuando se trata de estaciones situadas en el mismo río, aguas arriba o aguas abajo de la estación o embalse de interés y no muy alejadas entre sí, y el completado se realiza para cada caudal de manera independiente, utilizando la relación entre el caudal instantáneo y el medio diario correspondiente a la misma avenida. Este procedimiento permite tener en cuenta las características propias del río en estudio, así como de la avenida concreta cuyo caudal punta se está completando, y es preferible realizarlo empleando estaciones situadas aguas arriba, ya que la relación entre el caudal instantáneo y el medio diario suele ser mayor en cuencas más pequeñas, lo que conduce a realizar el completado de una forma conservadora. Presenta el inconveniente de que normalmente no se cuenta con suficiente información en las estaciones cercanas para realizar el completado de todos los datos, bien por no existir coincidencia entre los periodos de registro de las estaciones o por contar la estación cercana también con lagunas de información en el caso de determinadas avenidas, por lo que habitualmente solo podrá utilizarse para el completado de datos aislados.

Como ilustración del error asociado al completado de los caudales máximos instantáneos, la figura 37 muestra distintas leyes de frecuencia obtenidas en la EA 2057 de la DH del Duero y en la EA 1196 de la DH del Cantábrico Oriental. La EA 2057 cuenta con 42 datos de caudal máximo instantáneo entre los años 1977 y 2018. Por su parte, la 1196 tiene también 42 datos de caudal máximo instantáneo entre los años 1973 y 2017. A estos datos se les ha ajustado

una función de valores extremos generalizada (GEV) por L-momentos, adoptando un valor regional para el L-CS (color rojo en las figuras). Junto a la ley de frecuencia se han representado los intervalos de confianza asociados a un nivel de confianza del 67%, 80% y 90%. Con objeto de valorar el efecto del completado de los datos, se han obtenido nuevas series de datos de caudal máximo instantáneo en cada estación, a partir del registro de caudales máximos medios diarios, mediante tres procedimientos:

- Obteniendo un factor que relacione los caudales máximos medios diarios con los instantáneos a partir de los diez últimos años de registro, aplicándolo posteriormente a transformar el resto de los caudales máximos medios diarios en instantáneos (color azul en las figuras).
- Transformando todo el registro de caudales máximos medios diarios en instantáneos mediante la fórmula de Fuller calibrada de forma regional (las ecuaciones calibradas se han tomado del mencionado trabajo realizado para elaborar el mapa de caudales máximos en las cuencas intercomunitarias (CEDEX, 2009b; Jiménez *et al.*, 2012; Jiménez *et al.*, 2013)) (color verde en las figuras).
- Transformando todo el registro de caudales máximos medios diarios en instantáneos mediante un coeficiente obtenido en una estación de la misma zona con un tamaño de cuenca parecido (esto solo se ha realizado para la EA 2057 a partir de un coeficiente obtenido en la EA 2050) (color amarillo en la figura).

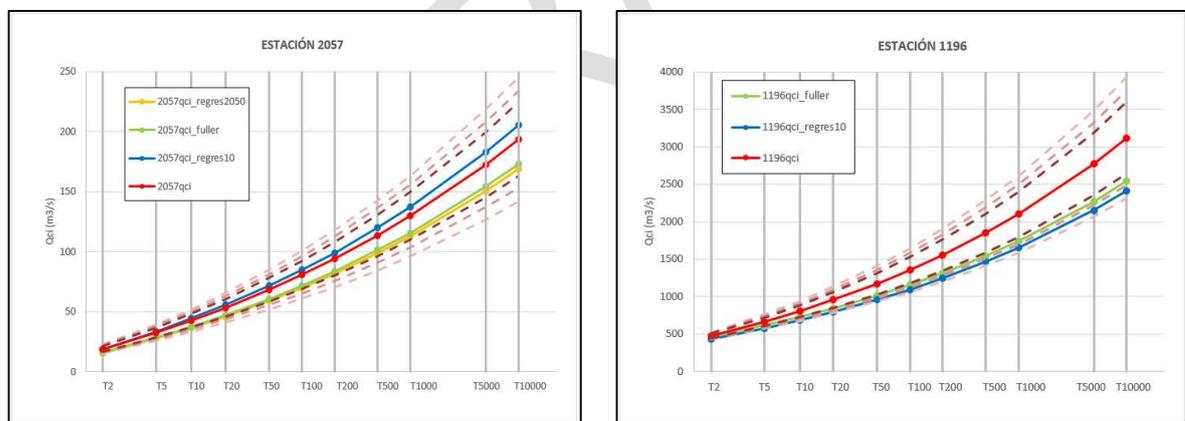


Figura 37. Contraste de la ley de frecuencia de caudales máximos, y de sus intervalos de confianza, obtenida a partir del registro de caudales máximos instantáneos, con las obtenidas a partir de la transformación de los caudales máximos medios diarios en instantáneos mediante tres procedimientos distintos (coeficiente obtenido a partir de los diez últimos años de la serie, coeficiente procedente de una estación cercana y fórmula de Fuller). Izquierda: estación 2057 de la DH del Duero. Derecha: estación 1196 de la DH del Cantábrico Oriental.

Como puede observarse en la figura, en el caso de la EA 2057 las tres series obtenidas mediante completado proporcionan leyes de frecuencia bastante similares a la obtenida a partir de los caudales instantáneos reales. La menor diferencia la proporciona el completado con el coeficiente obtenido a partir de los diez últimos años de la propia estación, pero las tres aproximaciones se encuentran dentro del intervalo de confianza del 67%. Es decir, en este



caso la propia incertidumbre estadística del ajuste es superior al error asociado al completado. Por el contrario, en el caso de la EA 1196 los dos completados realizados difieren sustancialmente del correspondiente a los caudales instantáneos reales, encontrándose fuera del intervalo de confianza del 67%, e incluso del 80% en el caso de realizar el completado con el coeficiente obtenido a partir de los diez últimos años de la propia estación.

En cualquier caso, hay que tener en cuenta que en los ejemplos expuestos se ha completado la totalidad del registro, o una parte muy importante del mismo, por lo que su incidencia sobre la ley de frecuencia final es importante. En aquellos casos en los que se complete únicamente una parte reducida del registro, o algunos datos puntuales, el efecto sobre la ley de frecuencia será mucho menor.

En aquellos casos en los que se considere que el completado de los caudales instantáneos mediante transformación de los medios diarios puede introducir un error importante en la estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos (bien porque no se disponga de caudales instantáneos en la totalidad o en una parte muy importante del registro, porque sea necesario completar algunos de los mayores caudales de la serie, porque la estimación del coeficiente de paso conlleve una gran incertidumbre debido al reducido tamaño de la cuenca o las características hidrológicas de la zona, etc.) puede recurrirse a trabajar directamente con la ley de frecuencia de caudales máximos medios diarios, utilizándola para calibrar los parámetros de un modelo hidrometeorológico, obteniendo la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos a partir de los resultados del modelo.

Esta alternativa solo será posible o, al menos, sencilla, en el caso de que la cuenca de estudio no sea muy grande, de tal forma que permita la elaboración de un modelo hidrometeorológico convencional no excesivamente complejo (ver apartado 5.4). En el caso de cuencas vertientes grandes (miles o decenas de miles de km^2), al menos en aquellas con un régimen hidrológico no muy extremo, el completado de los caudales máximos instantáneos por los procedimientos anteriores conllevará un menor error, al ser el coeficiente de paso, en general, próximo a uno.

Como se expondrá más adelante en el apartado 5.4, la confección de un modelo hidrometeorológico requiere la calibración de sus parámetros de tal forma que las leyes de frecuencia proporcionadas por el modelo, tanto para caudales punta como para volúmenes de avenida, reproduzca lo mejor posible el comportamiento estadístico de los datos en los puntos de calibración. Aquellos parámetros relativos a la función producción se calibrarán con los datos de volumen de avenida, y los correspondientes a la función distribución con los de caudal máximo.

En el caso de no poder realizar el completado de los caudales instantáneos, no se dispondrá de estos datos para llevar a cabo la calibración, pero en su lugar se podrá utilizar la información de caudales máximos medios diarios para calibrar los parámetros de la función distribución. En este caso se comparará la ley de frecuencia de caudal máximo medio en 24 horas obtenida a partir del modelo con los datos de caudal máximo medio diario, multiplicados por un determinado coeficiente para pasar de caudales diarios a caudales en 24 horas, calibrando los parámetros del modelo para que ambas coincidan lo mejor posible. Los análisis realizados parecen indicar que dicho coeficiente suele tomar un valor entre 1,10 y 1,15, con un valor medio del orden de 1,13 (similar al utilizado habitualmente para pasar los datos de

precipitación máxima diaria a precipitación máxima en 24 horas). El modelo así calibrado proporcionará una ley de frecuencia de caudales punta de la que podrán obtenerse directamente los cuantiles.

Este procedimiento constituye también una alternativa para transformar los caudales medios diarios en instantáneos, mediante el cálculo del coeficiente medio que relaciona los cuantiles de caudal en 24 horas con los de caudal punta, proporcionados por el modelo, y su aplicación a los datos de caudal medio diario (junto con el coeficiente de paso de caudales diarios a caudales en 24 horas) para obtener los caudales instantáneos, a los cuales se ajustará la función de distribución. Alternativamente, puede ajustarse primero una función de distribución a los datos de caudal en 24 horas y posteriormente multiplicar los cuantiles obtenidos por el coeficiente que relaciona los cuantiles de caudal en 24 horas con los de caudal punta del modelo. En este caso el coeficiente puede obtenerse como media de los correspondientes a cada periodo de retorno, si son suficientemente parecidos, o utilizar uno diferente para cada uno de ellos.

Las siguientes gráficas (figura 38) ilustran el proceso descrito aplicándolo a la EA 2009 de la DH del Duero. La gráfica superior izquierda muestra los datos de caudal máximo medio diario disponibles en la estación, así como máximos en 24 horas (obtenidos multiplicando los caudales medios diarios por un coeficiente, que en este caso se ha tomado igual a 1,13), a los que se ha asignado una probabilidad muestral, y la ley de frecuencia de caudales máximos en 24 horas (obtenida mediante ajuste de una función GEV por L-momentos tomando un valor regional para el L-CS).

La función distribución del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente a la estación, cuya función producción previamente se ha calibrado con los datos de volumen de avenida observados, se deberá calibrar contrastando los caudales medios correspondientes a los volúmenes máximos en 24 horas de los hidrogramas proporcionados por el modelo (línea verde de trazos en el gráfico superior derecho) con los datos de caudales máximos en 24 horas. El modelo así calibrado proporcionará una ley de frecuencia de caudales punta (línea azul claro de trazos en el gráfico superior derecho). La relación entre los cuantiles de caudal punta y de caudal máximo en 24 horas del modelo, permitirá obtener un coeficiente de paso (promedio o un valor para cada periodo de retorno).

La aplicación del coeficiente promedio a los datos de caudal máximo en 24 horas permitirá obtener la serie de caudales máximos instantáneos estimada (puntos verdes), a la cual se podrá ajustar una función de distribución. Alternativamente, la aplicación de los coeficientes por periodo de retorno a los cuantiles de caudal máximo en 24 horas, obtenidos al ajustar una función a los datos de caudal máximo en 24 horas, permitirá también obtener una estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos en la estación de aforos. El resultado obtenido se muestra en la gráfica inferior izquierda (línea azul claro).

Dado que la estación de aforos elegida para elaborar este ejemplo cuenta con datos de caudal máximo instantáneo en todo su periodo de registro, en este caso puede compararse la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos estimada por el procedimiento expuesto con la obtenida a partir de los datos de la estación. Con este objetivo, en la gráfica inferior derecha

se han representado los datos de caudal máximo instantáneo disponibles en la estación, a los que se ha asignado una probabilidad muestral y se ha ajustado una función GEV por L-momentos tomando un valor regional para el L-CS, junto a la serie de caudales instantáneos estimados y la ley de frecuencia de caudales instantáneos obtenida en el paso anterior. Se observa cómo la ley de frecuencia estimada es bastante similar (ligeramente mayor) a la ley de frecuencia derivada de los caudales instantáneos registrados, lo que pone de manifiesto que el procedimiento expuesto permite estimar de una forma bastante aproximada la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos a partir del registro de caudales medios diarios.

En definitiva, se deberán valorar las distintas opciones de completado disponibles (incluida la posibilidad de calibrar el modelo hidrometeorológico a partir de los datos de caudal medio diario) y la incertidumbre que introducen en la estimación de los cuantiles, tomando la decisión más adecuada a cada caso, siempre desde un punto de vista conservador.

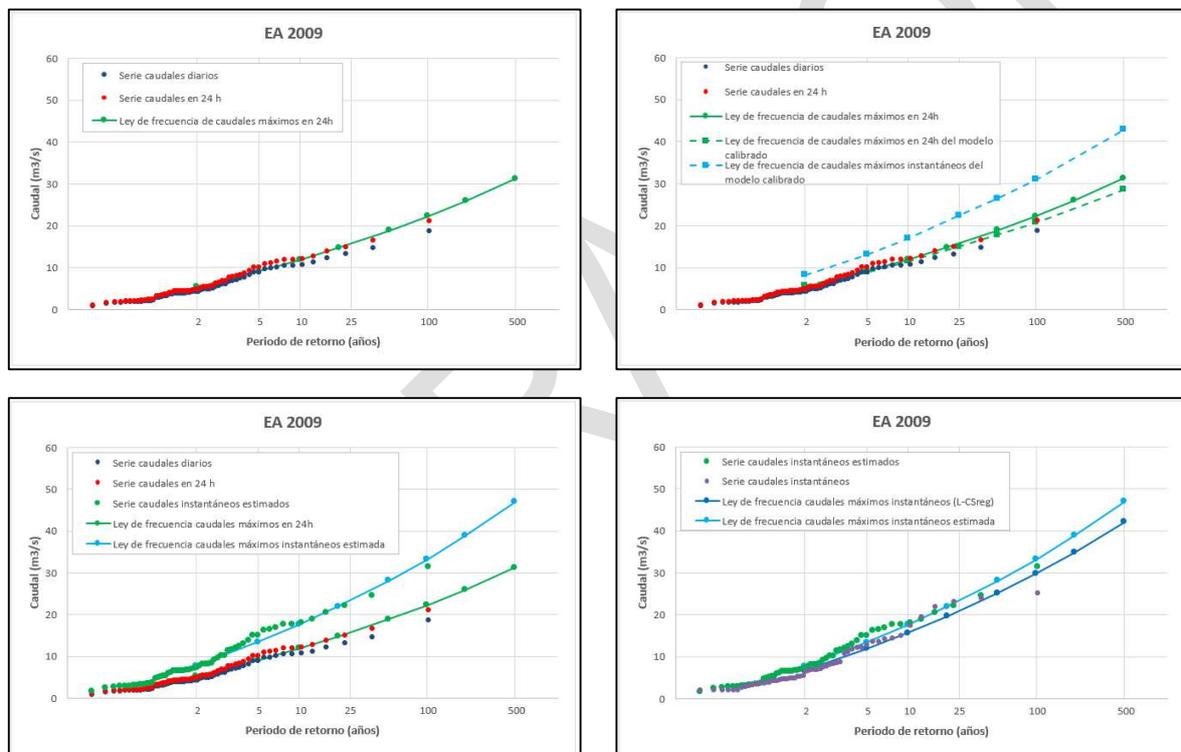


Figura 38. Gráficas ilustrando el proceso para estimar los datos de caudal instantáneo y su ley de frecuencia asociada, mediante la utilización de un modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente.

RECOMENDACIONES

- Habitualmente la información de explotación de las presas se registra a nivel diario, por lo que la serie de caudales entrantes al embalse, que se obtendrá mediante balance, corresponderá a los caudales medios diarios (salvo quizá para el registro más reciente para el que puede disponerse de información del SAIH), por lo que será necesario transformar los caudales medios diarios en sus correspondientes caudales instantáneos. Asimismo, es frecuente que las estaciones de aforo cuenten también solo con información diaria, al menos en la parte más antigua de su registro.

- Con carácter general, se recomienda utilizar en el estudio toda la información disponible para contar con una serie de datos lo más larga posible, aunque no se disponga de datos instantáneos en todo el registro y haya que estimar los caudales instantáneos a partir de los medios diarios en parte de éste. En este sentido, en aquellos casos en los que se disponga de información de estaciones SAIH, se recomienda combinarla, siempre que se pueda, con la procedente de las redes de medida convencionales (registro de explotación de la presa o EA de la ROEA) con objeto de disponer de una serie temporal más extensa.
- Se puede obtener para cada punto de medida un coeficiente (k) que, de forma aproximada, relacione los caudales medios diarios (Q_{md}) con los instantáneos (Q_i), el cual se puede obtener de distintas formas, dependiendo de la cantidad de información disponible en cada estación:
 - Ajustando una regresión entre los valores de caudal medio diario e instantáneo a aquella parte del registro en que se dispone de ambos tipos de información. Para aplicar este procedimiento se recomienda disponer, al menos, de 10 o 15 años con ambos tipos de datos. La información registrada en la red SAIH puede utilizarse también con este propósito complementando la de las redes convencionales.
 - Si los caudales instantáneos son desconocidos en su mayor parte o incluso en todo el registro, el coeficiente se podría obtener de forma aproximada mediante la aplicación de la fórmula de Fuller [1914], recomendando realizar una calibración regional de dichos parámetros a partir de los coeficientes k obtenidos mediante regresión entre los caudales medios diarios e instantáneos en aquellas estaciones (ROEA o SAIH) con suficiente información.
 - Completando cada caudal de manera independiente a partir de la información de estaciones cercanas (ROEA o SAIH) situadas en el mismo río (preferiblemente situadas aguas arriba, lo que llevará a realizar el completado de una forma conservadora), utilizando la relación entre el caudal instantáneo y el medio diario correspondiente a la misma avenida. Esta alternativa puede constituir una opción más precisa, aunque tiene el inconveniente de que normalmente no se cuenta con suficiente información para realizar el completado de todos los datos.
- Los procedimientos anteriores solo proporcionan una estimación aproximada por lo que, en ocasiones, pueden conllevar un considerable error. Este error será más importante cuanto mayor sea el número de datos instantáneos a estimar. Asimismo, puede ser importante si alguno de dichos datos corresponde a alguna de las mayores crecidas registradas. El cálculo de la raíz del error cuadrático medio de la estimación del coeficiente k (a partir de los propios datos de la estación o para calibrar la fórmula de Fuller), su utilización para obtener una estimación del error en los cuantiles de caudal máximo derivado del completado de los caudales instantáneos y el contraste con el tamaño de los intervalos de confianza asociados a la ley de frecuencia puede ayudar a determinar si el error asociado al completado es admisible.
- En aquellos casos en los que se considere que el completado de los caudales instantáneos mediante transformación de los medios diarios puede introducir un error



importante en la estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos, puede recurrirse a trabajar directamente con la ley de frecuencia de caudales máximos medios diarios, utilizándola para calibrar los parámetros de un modelo hidrometeorológico. El modelo así calibrado proporcionará una ley de frecuencia de caudales punta de la que podrán obtenerse directamente los cuantiles.

- El procedimiento indicado en el punto anterior constituye también una alternativa para transformar los caudales medios diarios en instantáneos, mediante el cálculo del coeficiente que relaciona los cuantiles de caudal en 24 horas con los de caudal punta, proporcionados por el modelo, y su aplicación a los datos de caudal medio diario (junto con el coeficiente de paso de caudales diarios a caudales en 24 horas) para obtener los caudales instantáneos, a los cuales se ajustará la función de distribución.
- Alternativamente, puede ajustarse primero una función de distribución a los datos de caudal en 24 horas y posteriormente multiplicar los cuantiles obtenidos por el coeficiente que relaciona los cuantiles de caudal en 24 horas con los de caudal punta del modelo. En este caso el coeficiente puede obtenerse como media de los correspondientes a cada periodo de retorno, si son suficientemente parecidos, o utilizar uno diferente para cada uno de ellos.
- En el caso de cuencas vertientes grandes (miles o decenas de miles de km²), en las que no sea factible la realización de un modelo hidrometeorológico, al menos en aquellas con un régimen hidrológico no muy extremo, el completado de los caudales máximos instantáneos por los procedimientos anteriores conllevará un menor error, al ser el coeficiente de paso, en general, próximo a uno.
- En cada caso se deberán valorar las distintas opciones de completado disponibles (incluida la posibilidad de calibrar el modelo hidrometeorológico a partir de los datos de caudal medio diario) y la incertidumbre que introducen en la estimación de los cuantiles, tomando la decisión más adecuada desde un punto de vista conservador.

5.2.1.2. Ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos mediante técnicas de regionalización

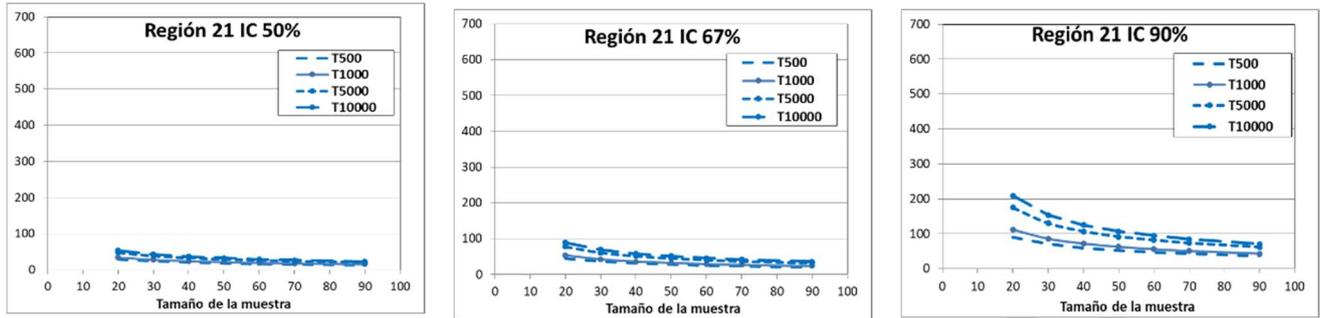
Como se expuso anteriormente, la obtención de los cuantiles de alto periodo de retorno mediante el ajuste local de una función de distribución a una determinada muestra puede conllevar una elevada incertidumbre. Esta incertidumbre es consecuencia de la falta de representatividad estadística de las muestras de corta longitud, lo que se traduce en un importante error a la hora de estimar los estadísticos de la población, principalmente aquellos de mayor orden como el coeficiente de sesgo o de curtosis. En este sentido hay que tener en cuenta, tal como se indicó en el apartado 4.1., que el 40% de las estaciones de aforos disponen de un registro de caudales máximos anuales de menos de 20 datos, y un 54% de menos de 30. No obstante, la situación mejora si se atiende al registro de explotación de las presas, ya que aproximadamente solo el 16% de las mismas disponen de menos de 20 años de registro, y un 30% de menos de 30 años. En el caso de los registros de explotación, lo más habitual es que las presas cuenten con entre 30 y 60 años de datos, disponiendo aproximadamente un 30% de las mismas de entre 50 y 60 años.

Las funciones de distribución con menos parámetros, y que requieren conocer solo los estadísticos de menor orden, tienen asociada una menor incertidumbre al extrapolar a altos periodos de retorno (en aquellas con dos parámetros solo se requeriría conocer la media y el coeficiente de variación, mientras que en las de 3 parámetros se requeriría conocer también el coeficiente de sesgo, y en las de 4 además el de curtosis). No obstante, el problema no se resuelve utilizando de manera sistemática funciones de distribución con pocos parámetros ya que estas funciones asumen de manera implícita ciertos valores para los estadísticos de mayor orden (un valor fijo o relacionado con el del coeficiente de variación), por lo que, dependiendo de cuales sean las características hidrológicas de la zona de que se trate, pueden no ser apropiadas para representar el comportamiento estadístico de los caudales máximos.

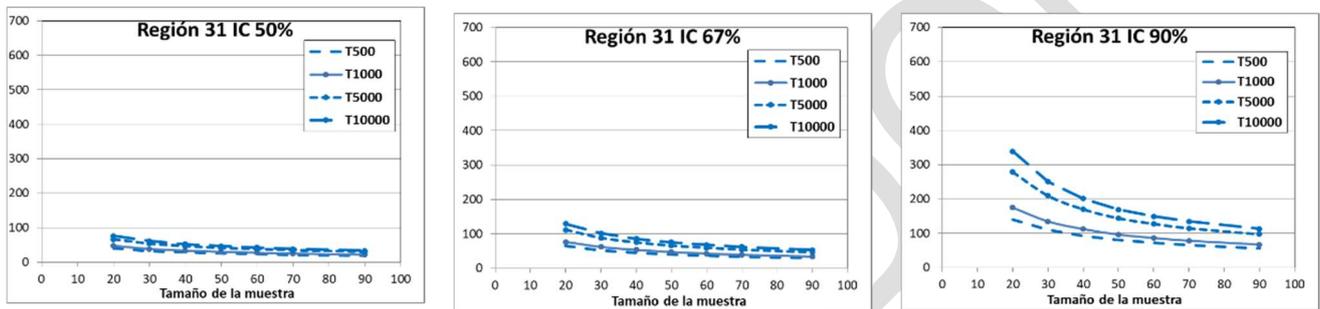
Como ilustración del error asociado a la extrapolación a altos periodos de retorno (del orden de los exigidos en las NTS: 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años) de una ley de frecuencia ajustada de forma local, la figura siguiente muestra los intervalos de confianza del 67%, 80% y 90% en función del número de datos de la muestra y del periodo de retorno del cuantil, para una función GEV ajustada mediante L-momentos, en las tres regiones ya consideradas en el apartado 4.5 (Duero: región 21, Tajo: región 31 y Ebro: región 92).

BORRADOR

DUERO (Región 21)



TAJO (Región 31)



EBRO (Región 92)

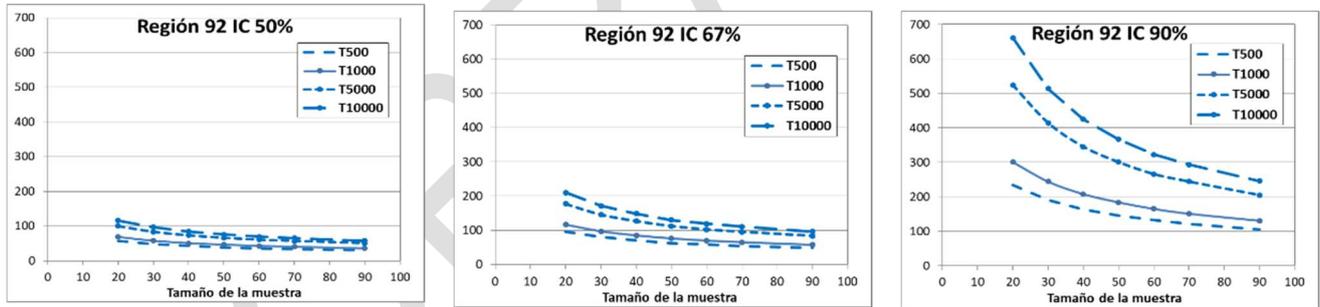


Figura 39. Diferencia entre el límite superior del intervalo de confianza del 50, 67 y 90% y la mediana de las estimaciones (expresada en %), para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en las regiones consideradas en las cuencas del Duero (Región 21), Tajo (Región 31) y Ebro (Región 92), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Se observa, como es lógico, cómo la incertidumbre aumenta con el periodo de retorno y disminuye al aumentar el número de datos de la muestra. Asimismo, es mayor para un mayor valor del coeficiente de sesgo de la población. La disminución del tamaño del intervalo al aumentar la longitud de la serie de datos es más acusada cuanto mayor es el periodo de retorno, el nivel de confianza y el L-CS de la población¹³. A modo de ejemplo, la magnitud concreta de los intervalos de confianza para el nivel de confianza del 67% y un tamaño de

¹³ Como se indicó en apartados anteriores, las tres regiones consideradas presentan valores de L-CS diferentes, correspondiendo la región del Duero a un valor bajo, a un valor elevado la del Ebro y a uno intermedio la del Tajo.

muestra de 50 datos oscila desde un 30% para el periodo de retorno de 1.000 años y un 50% para el de 10.000 años en la región con un menor valor del L-CS (región 21 en la cuenca del Duero), hasta más de un 75% para 1.000 años y un 130% para 10.000 años en la región con mayor sesgo (región 92 en la cuenca del Ebro) (Jiménez y García, 2021). Estos valores pueden ser mucho más altos si se considera un número de datos inferior en la muestra.

Como ya se ha comentado, una forma de reducir la incertidumbre es asumir la existencia de una región homogénea respecto a ciertos estadísticos, lo que permite utilizar simultáneamente toda la información disponible en la región para realizar el ajuste. De esta forma, se sustituye la falta de información en el tiempo mediante un mayor número de información en el espacio (principio de ergodicidad). Las técnicas estadísticas de regionalización tratan de mejorar el ajuste de las funciones de distribución (fundamentalmente en aquellos casos en que se dispone de series temporales de escasa longitud) obteniendo una estimación más precisa de los momentos estadísticos de mayor orden al emplear conjuntamente la información contenida en todas las estaciones de medida existentes en la región con comportamiento estadístico homogéneo.

Aunque la utilización de procedimientos de ajuste regional puede ser siempre conveniente, deben utilizarse siempre que sea necesario emplear funciones de tres o más parámetros y, en mayor medida, cuanto mayor sea el sesgo de la población en estudio, ya que, como se ha visto, el error asociado a la obtención de los cuantiles de alto periodo de retorno crece con el sesgo de la población, siendo mayor la reducción del error conseguida con su utilización.

La aplicación de estos procedimientos implica definir el conjunto de estaciones de medida que componen la región y su relación con las características geográficas, fisiográficas y climáticas, comprobar que dicha región presenta homogeneidad y determinar respecto a qué estadísticos, y seleccionar el procedimiento para introducir la información regional en el cálculo de la ley de frecuencia de una determinada estación. En el Anexo I se detalla el proceso a seguir para la definición de las regiones estadísticas homogéneas y el ajuste regional de la ley de frecuencia.

En esta Guía se recomienda llevar a cabo el ajuste regional de las leyes de frecuencia de caudales máximos siguiendo los resultados del estudio de regionalización de caudales máximos a escala nacional realizado por el CEDEX (CEDEX, 2009a; Jiménez *et al.*, 2014). Como resultado de este estudio, se subdividió el territorio de la España peninsular en un conjunto de 29 regiones con comportamiento estadístico homogéneo. Adicionalmente, se consideraron de forma independiente los tramos de los grandes ejes fluviales. Asimismo, los tramos finales de los ríos Segura y Júcar se consideró que tenían un comportamiento intermedio entre los de las regiones 71 y 72, y 81 y 82, respectivamente. Cada región se identificó mediante un código numérico cuyo primer dígito es el propio de la gran cuenca a la que pertenece (completamente o en su mayor parte) y el segundo numera las regiones en las que está dividida la gran cuenca de forma consecutiva. Las regiones identificadas en el mencionado trabajo mostraron un grado de homogeneidad adecuado respecto a los coeficientes de sesgo y curtosis.



Este estudio de regionalización ha sido revisado para la elaboración de la presente Guía a partir de series de caudales máximos actualizadas. Se ha verificado la homogeneidad estadística de las distintas regiones, y se han obtenido nuevos valores regionales actualizados de los estadísticos. Como consecuencia de esta revisión, se ha decidido dividir en dos regiones la región estadística 31 perteneciente a la Demarcación Hidrográfica del Tajo, considerando por separado los afluentes al Tajo por margen derecha (se mantienen en la región 31) y por margen izquierda (nueva región 34), desde la confluencia con el río Alberche. Asimismo, se han integrado en la nueva región 34 los afluentes al Tajo entre los ríos Torcón y Sangreras, que antes formaban parte de la región 32. Esta distinción no pudo realizarse durante la primera delimitación de las regiones estadísticas debido al escaso número de estaciones, con un número suficiente de datos, disponibles en aquel momento en los afluentes al Tajo por margen izquierda. Las 30 regiones finalmente consideradas se han representado en la figura 40. Quedan excluidos de las regiones los siguientes tramos de los ejes de los grandes ríos, representados en la figura en color azul:

- Río Duero desde su confluencia con el río de la Madre.
- Río Tajo desde su confluencia con el río Arlas.
- Río Guadiana desde su confluencia con el río Bañuelo.
- Río Guadalquivir desde su confluencia con el Guadiana Menor.
- Río Segura desde su confluencia con la rambla del Moro.
- Río Júcar desde su confluencia con el barranco del Agua.
- Río Ebro desde su confluencia con el río Tirón.

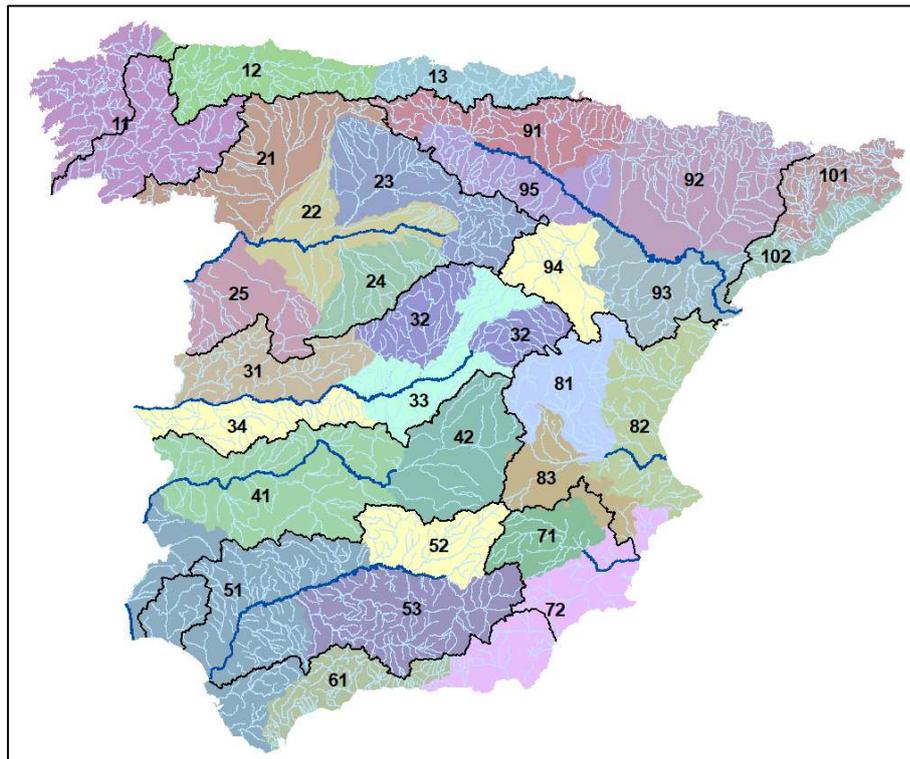


Figura 40. División en regiones con comportamiento estadístico homogéneo respecto a los caudales máximos anuales (Fuente: modificado a partir de CEDEX, 2009a y Jiménez *et al.*, 2014).

De forma consistente con los resultados obtenidos en CEDEX [2009a], y de cara al ajuste de las funciones de distribución de caudales máximos, se recomienda emplear un esquema de regionalización basado en utilizar un valor regional únicamente para el coeficiente de sesgo, determinando el coeficiente de variación a partir de la información local. En la tabla 29 se proporcionan los valores regionales de este estadístico para cada una de las regiones consideradas. En este sentido hay que señalar que los métodos de regionalización basados en valores regionales para el coeficiente de variación y de sesgo (índice de avenida) suponen una opción muy restrictiva, ya que fijan un valor constante en toda la región para los momentos de segundo y tercer orden, permitiendo muy poca variabilidad local en el ajuste de las funciones. En este sentido, en varios trabajos se ha observado que el coeficiente de variación no suele ser constante en una región, presentando diversos patrones en función del área de la cuenca (Gupta and Dawdy, 1995; Blöschl y Sivalapan, 1997; Viglione, 2010).

Sin embargo, cuando el número de datos de la serie es reducido la estimación local del L-CV puede no ser lo suficientemente precisa. En ese caso, aunque las regiones identificadas no puedan considerarse homogéneas respecto al L-CV, la estimación regional de este estadístico puede estar más cercana al valor real que la estimación local a partir de los datos. Como se indicó anteriormente, para obtener una reducción de la incertidumbre mediante la aplicación de un procedimiento de ajuste regional no es necesario que el conjunto de estaciones que componen la región estadística tenga una homogeneidad perfecta, basta con que el valor de sus estadísticos sea suficientemente parecido para que se obtengan reducciones notables de la incertidumbre respecto a la estimación mediante un ajuste local. De esta forma, cuando se



dispone de un número muy reducido de datos en la muestra, un esquema de regionalización basado en índice de avenida, con valores regionales para el L-CS y L-CV, puede ser más adecuado, a pesar de que las regiones no lleguen a presentar un comportamiento totalmente homogéneo respecto al L-CV.

En este sentido, los análisis realizados (CEDEX, 2009a; Jiménez *et al.*, 2014) indican que para una longitud de registro inferior a 15 o 20 años el método del índice de avenida proporciona mejores resultados que el método de regionalización del parámetro de forma. Es decir, para series cortas la estimación local del L-CV no es suficientemente fiable y resulta más precisa su estimación regional a pesar de que la región no se pueda considerar homogénea respecto a ese estadístico. De esta forma, más adelante se proporciona también para cada región estadística su valor regional de L-CV, junto al valor de L-CS. No obstante, si alguna de las estaciones que se emplee en el estudio se encuentra en ese caso, será necesario tener en cuenta que los cuantiles de alto periodo de retorno de las leyes de frecuencia de esas series de datos tendrán una gran incertidumbre, por lo que deberán utilizarse únicamente como una referencia general.

Se recomienda trabajar con series de caudales máximos anuales de, al menos, 20 o 30 datos, para que la muestra tenga una mínima representatividad. Series de datos de longitud algo inferior a 20 datos pueden ser útiles en algunos casos (por ejemplo, si se trata de datos registrados en la propia presa en estudio o si no se dispone de puntos de medida con series más largas), pero, como se ha dicho, únicamente como una referencia general. En cualquier caso, como se expondrá en el apartado 5.2.1.7., se considera imprescindible tener en cuenta la incertidumbre asociada a la estimación de los cuantiles mediante el cálculo de los correspondientes intervalos de confianza, mayorando los cuantiles en cierta medida para tener en cuenta dicha incertidumbre. De esta forma, la longitud de la serie de datos influirá en la mayor o menor incertidumbre de la estimación y, por lo tanto, en cuanto deben mayorarse los cuantiles.

En la figura 41, se muestra, a título de ejemplo, el error de cada uno de los procedimientos de regionalización (índice de avenida y regionalización del parámetro de forma) en función del número de datos de la muestra para la región estadística 81. Se observa cómo para un número de 20 datos o inferior la regionalización mediante índice de avenida (regionalizando el L-CV y el L-CS) proporciona una menor incertidumbre en la estimación de los cuantiles, principalmente para los de mayor periodo de retorno, frente a la regionalización solo con el L-CS.

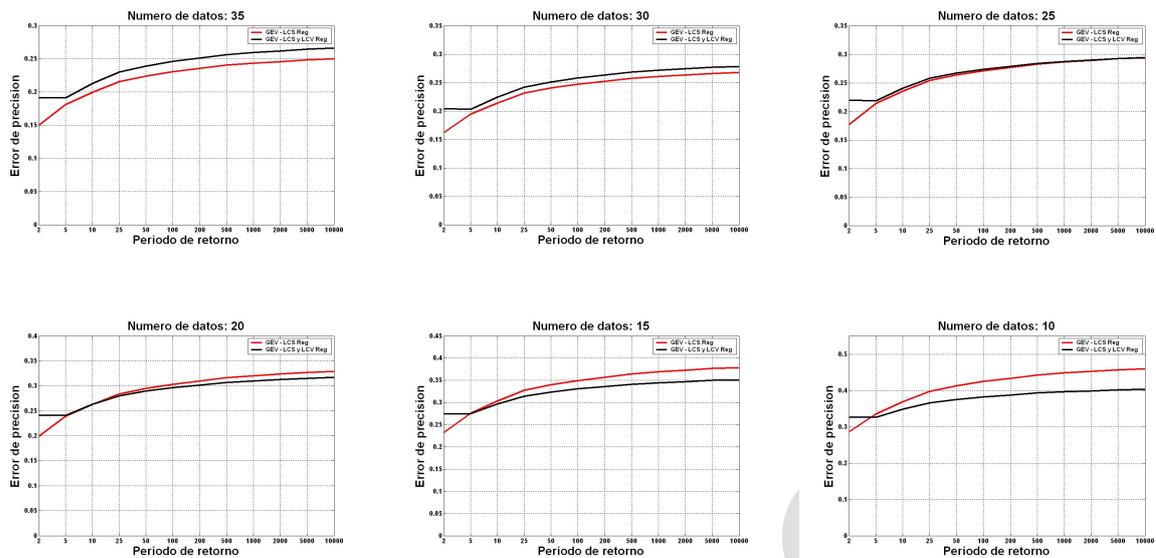


Figura 41. Comparación del error de estimación de los cuantiles de caudal máximo en función del número de datos de la muestra para un esquema de regionalización basado en índice de avenida y en la regionalización del L-CS. Región 81. (Fuente: CEDEX, 2009a; Jiménez *et al.*, 2014).

En el próximo apartado se aborda la selección de la función de distribución y del procedimiento de ajuste más adecuado en cada caso. Como allí se expondrá, el trabajo llevado a cabo por el CEDEX [2009a] analizó también esta cuestión seleccionando las funciones de distribución y procedimientos de ajuste que presentaron un mejor comportamiento en las distintas regiones consideradas. En el Anexo II se detalla el procedimiento de ajuste de las funciones de distribución propuestas con información regional. Como procedimiento para incluir la información regional en el ajuste se recomienda adoptar un valor regional para el L-CS (o, en su caso, para el L-CV y el L-CS), obtenido como media ponderada en función del número de datos de las series consideradas en cada región, que constituye un procedimiento sencillo de aplicar y robusto, y que no presenta los inconvenientes de otros como el de “estación-año”.

En la tabla adjunta se indica el valor regional tanto para el L-CS como para el L-CV en cada una de las regiones consideradas (junto al número de estaciones y el número medio de datos por estación en cada región), salvo en las regiones 72 y 82 en las que, como se expondrá en el apartado 5.9., se recomienda utilizar una función TCEV para la cual se propone un procedimiento de regionalización diferente. Los valores indicados en la tabla corresponden a los nuevos valores obtenidos con las series actualizadas y, por consiguiente, difieren en cierta medida de los proporcionados en CEDEX [2009a] y en Jiménez *et al.* [2014].



Tabla 29. Valores regionales actualizados de L-CS y L-CV, número de estaciones y número medio de datos por estación para las distintas regiones consideradas. XXX Pendiente de revisión de las regiones 61, 101 y 102 XXX

Región	Nº estaciones	Nº medio de datos por estación	L-CV	L-CS	Región	Nº estaciones	Nº medio de datos por estación	L-CV	L-CS
11	47	43	0.298	0.218	52	14	38	0.485	0.284
12	32	45	0.299	0.291	53	30	36	0.490	0.379
13	23	40	0,257	0,265	61				
21	27	49	0.258	0.196	71	15	31	0.471	0.425
22	9	36	0.546	0.459	72	-	-	-	-
23	17	57	0.355	0.209	81	19	52	0.461	0.350
24	14	55	0.420	0.296	82	-	-	-	-
25	9	45	0.386	0.233	83	6	46	0.499	0.353
31	32	38	0.397	0.232	91	49	51	0,252	0,193
32	25	49	0.416	0.243	92	49	44	0,377	0,386
33	11	34	0.507	0.392	93	16	51	0,560	0,474
34	21	34	0.547	0.378	94	17	59	0,528	0,436
41	17	41	0.570	0.396	95	20	48	0,387	0,296
42	11	59	0.526	0.410	101				
51	36	37	0.497	0.320	102				

La región 93, correspondiente a los afluentes por margen derecha del Ebro en su tramo final, presenta unos valores de los estadísticos muy elevados, quizá como consecuencia de la ocurrencia de fenómenos meteorológicos convectivos propios de la zona costera del levante peninsular que puedan también afectar en cierta medida a esta zona. De esta forma, es posible que las poblaciones estadísticas de caudales máximos anuales de esta región presenten un comportamiento mixto que conduzca a valores elevados de los coeficientes de variación y sesgo. Valores elevados de los estadísticos, aunque algo menores, aparecen también en la región 22 de la cuenca del Duero. Hay que tener en cuenta que la función de distribución GEV con valores elevados de L-CS, o de L-CS y L-CV, conduce a que los cuantiles aumenten muy rápidamente en el rango de los altos periodos de retorno. En estas circunstancias, la extrapolación matemática de la función a muy altos periodos de retorno podría conducir, en algunos casos, a cuantiles excesivamente conservadores. En consecuencia, se aconseja utilizar los resultados con cautela, siendo muy importante en estos casos, en la medida de lo posible, la recopilación de información sobre avenidas históricas (en la propia cuenca en estudio o en otras cuencas de la región estadística), su incorporación al estudio de las leyes de frecuencia y su contraste con los cuantiles obtenidos a partir de los estadísticos regionales. Asimismo, es también recomendable el análisis del valor de los estadísticos en el punto de estudio y en puntos próximos, por si presentasen un comportamiento local diferenciado respecto al resto de la región.

Aunque de forma general se recomienda utilizar las regiones expuestas anteriormente, si, como consecuencia de disponer de una mayor información o de un mayor conocimiento de las características hidrológicas de la zona, se considera necesario emplear otras que se ajusten mejor a la realidad, se recomienda definir éstas a partir de modificaciones en los límites de las regiones ya definidas o de subdivisiones de estas. Como procedimiento de introducción de la información regional en el ajuste de la ley de frecuencia se considera suficiente la utilización de un valor regional del L-CS (o, en su caso, del L-CS y L-CV), obtenido

como media ponderada en función del número de datos de la serie entre todas las estaciones que componen la región.

Se recomienda no definir regiones muy pequeñas con pocas estaciones, salvo que esté claramente justificado por la singularidad de las características de una determinada zona. En estos casos, se recomienda comprobar que no existe una correlación elevada entre los datos de las estaciones que componen la región, siendo preferible, en caso contrario, recurrir a utilizar una región más amplia con un mayor número de estaciones, aunque esto suponga asumir una menor homogeneidad en la región o una mayor variabilidad en las características hidrológicas de las cuencas que la componen.

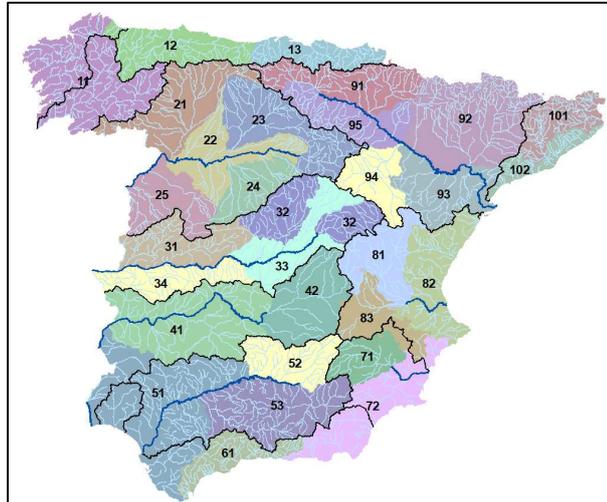
En cualquier caso, se recomienda aplicar también el procedimiento de regionalización recomendado en esta Guía, contrastando los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos. Asimismo, se recomienda que la utilización de unas regiones distintas o de un procedimiento de regionalización diferente, quede claramente justificada a partir de los resultados obtenidos al aplicar las técnicas de regionalización (identificación de regiones, comprobación de la homogeneidad y selección del procedimiento de regionalización), avaladas por el estado del arte actual y expuestas brevemente en el Anexo I, especialmente si los cambios realizados conducen a resultados menos conservadores.

Por último, es recomendable, principalmente en el caso de que el valor local del L-CS sea mayor que el regional, analizar el comportamiento hidrológico de la cuenca en estudio respecto al de la región, por si el mayor valor de L-CS fuese debido a un comportamiento local (climático o hidrológico) diferente al del resto de la región. En ocasiones, dicho comportamiento diferenciado puede venir avalado por valores también más elevados de L-CS en estaciones del entorno. En estos casos, puede ser recomendable llevar a cabo un ajuste local (tomando el valor local de L-CS del punto de estudio o una media de los valores de las estaciones del entorno). En este caso, los intervalos de confianza asociados al ajuste, de los que se hablará en el apartado 5.2.1.7., serán también los correspondientes a un ajuste local. En general, no se aconseja llevar a cabo el ajuste local de la ley de frecuencia si conduce a resultados menos conservadores, salvo que se justifique adecuadamente.

RECOMENDACIONES

- La obtención de los cuantiles de alto periodo de retorno mediante el ajuste local de una función de distribución a una determinada muestra puede conllevar una elevada incertidumbre, consecuencia del error en la estimación de los estadísticos de mayor orden de la población, como el coeficiente de sesgo o de curtosis.
- Una forma de reducir la incertidumbre es asumir la existencia de una región homogénea respecto a ciertos estadísticos, lo que permite utilizar simultáneamente toda la información disponible en la región para realizar el ajuste.
- Aunque la utilización de procedimientos de ajuste regional puede ser siempre conveniente, deben utilizarse siempre que sea necesario emplear funciones de tres o más parámetros y, en mayor medida, cuanto mayor sea el sesgo de la población en estudio.

- En esta Guía se recomienda utilizar un procedimiento de regionalización basado en la división del territorio de la España peninsular en regiones con comportamiento estadístico homogéneo, y en la utilización de un valor regional únicamente para el coeficiente de sesgo, determinando el coeficiente de variación y la media a partir de la información local. Se proporciona el valor regional del L-CS para cada una de las regiones estadísticas consideradas.



- Se recomienda trabajar con series de caudales máximos anuales de, al menos, 20 o 30 datos, para que la muestra tenga una mínima representatividad.
- Series de datos de longitud algo inferior a 20 datos pueden ser útiles en algunos casos (por ejemplo, si se trata de datos registrados en la propia presa en estudio o si no se dispone de puntos de medida con series más largas), pero únicamente como una referencia general. En estos casos, se recomienda realizar el ajuste imponiendo un valor regional tanto al coeficiente de sesgo como al de variación. Con este propósito, se proporciona el valor regional del L-CV para cada una de las regiones estadísticas consideradas, junto al del L-CS.

Región	Nº estaciones	Nº medio de datos por estación	L-CV	L-CS	Región	Nº estaciones	Nº medio de datos por estación	L-CV	L-CS
11	47	43	0.298	0.218	52	14	38	0.485	0.284
12	32	45	0.299	0.291	53	30	36	0.490	0.379
13	23	40	0.257	0.265	61	-	-	-	-
21	27	49	0.258	0.196	71	15	31	0.471	0.425
22	9	36	0.546	0.459	72	-	-	-	-
23	17	57	0.355	0.209	81	19	52	0.461	0.350
24	14	55	0.420	0.296	82	-	-	-	-
25	9	45	0.386	0.233	83	6	46	0.499	0.353
31	32	38	0.397	0.232	91	49	51	0.252	0.193
32	25	49	0.416	0.243	92	49	44	0.377	0.386
33	11	34	0.507	0.392	93	16	51	0.560	0.474
34	21	34	0.547	0.378	94	17	59	0.528	0.436
41	17	41	0.570	0.396	95	20	48	0.387	0.296
42	11	59	0.528	0.410	101	-	-	-	-
51	36	37	0.497	0.320	102	-	-	-	-

- La región 93, correspondiente a los afluentes por margen derecha del Ebro en su tramo final, presenta unos valores de los estadísticos muy elevados. Valores elevados de los estadísticos, aunque algo menores, aparecen también en la región 22 de la cuenca del Duero. En estas circunstancias, la extrapolación matemática de la función de distribución GEV a muy altos periodos de retorno podría conducir, en algunos casos, a cuantiles excesivamente conservadores. Se aconseja utilizar los resultados con cautela, siendo muy importante en estos casos, en la medida de lo posible, la recopilación de información sobre avenidas históricas (en la propia cuenca en estudio o en otras

cuencas de la región estadística), su incorporación al estudio de las leyes de frecuencia y su contraste con los cuantiles obtenidos a partir de los estadísticos regionales. Asimismo, es también recomendable el análisis del valor de los estadísticos en el punto de estudio y en puntos próximos, por si presentasen un comportamiento local diferenciado respecto al resto de la región.

- Si se decide emplear unas regiones estadísticas distintas, o un procedimiento de regionalización diferente, dicha decisión debe quedar claramente justificada a partir de los resultados obtenidos al aplicar las técnicas de regionalización (identificación de regiones, comprobación de la homogeneidad y selección del procedimiento de regionalización), avaladas por el estado del arte actual y expuestas brevemente en el Anexo I. En cualquier caso, se recomienda aplicar también el procedimiento de regionalización recomendado en esta Guía, contrastando los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos. La justificación de utilizar un procedimiento de regionalización diferente debe realizarse especialmente si los cambios realizados conducen a resultados menos conservadores.
- Es recomendable analizar el comportamiento hidrológico de la cuenca en estudio respecto al de la región, por si presentase un comportamiento local (climático o hidrológico) diferente al del resto de la región. En estos casos, puede ser recomendable llevar a cabo un ajuste local de la ley de frecuencia (tomando el valor local de L-CS del punto de estudio o una media de los valores de las estaciones del entorno), si proporciona valores de los cuantiles más conservadores. No se aconseja llevar a cabo un ajuste local si conduce a resultados menos conservadores, salvo que se justifique adecuadamente.

5.2.1.3. Selección de la función de distribución y el procedimiento de ajuste

Para reducir la incertidumbre en la extrapolación de las leyes de frecuencia a altos periodos de retorno es fundamental, junto a la utilización de técnicas de regionalización o la introducción de información histórica en el ajuste, conocer aquellos modelos estadísticos (función de distribución y procedimiento de ajuste) que presentan un mejor comportamiento, tanto por su capacidad de representar adecuadamente el comportamiento estadístico de las muestras en el rango de los bajos periodos de retorno, como por su robustez al extrapolar a altos periodos de retorno, reduciendo la sensibilidad del modelo a la variabilidad aleatoria en los estadísticos existente entre unas muestras y otras. De esta forma, la selección del modelo estadístico constituye un paso importante en la estimación de las leyes de frecuencia, y debe realizarse de forma fundamentada.

La selección del modelo estadístico que mejor representa el comportamiento hidrológico de una población no es inmediata. Por una parte, se debe analizar la capacidad descriptiva de la función. Por capacidad descriptiva se entiende la capacidad del modelo para ajustarse con precisión a la muestra observada, es decir, para reproducir las propiedades estadísticas de los datos. Por otra, se debe analizar su capacidad de predicción, es decir, su robustez para estimar los cuantiles asociados a los mayores periodos de retorno, que son los de mayor interés para el estudio y de los que normalmente no se tiene información observada, ya que no se dispone de series lo suficientemente largas. De esta forma, el análisis de la capacidad



predictiva valora en qué medida un modelo puede estimar los cuantiles aunque la población no sea idéntica a la supuesta (Ferrer, 1992). Adicionalmente, estos análisis deben llevarse a cabo dentro del contexto del esquema de regionalización que vaya a utilizarse, ya que la adopción de un valor regional para determinados estadísticos puede tener una influencia muy relevante en el comportamiento de la función al extrapolar a altos periodos de retorno.

Análisis de la capacidad descriptiva del modelo

Para analizar la capacidad descriptiva de un modelo estadístico y compararla con la de otros modelos alternativos, se pueden utilizar dos aproximaciones (Ferrer, 1992):

- Índices numéricos de ajuste:

Este procedimiento consiste en cuantificar el grado de ajuste del modelo a los datos disponibles. En caso de que se lleve a cabo el ajuste de la función mediante un procedimiento regional, es conveniente realizar el análisis para los distintos puntos de medida existentes en la región de interés, de tal forma que se puedan extraer conclusiones más robustas y válidas para todos los puntos de la región.

Dentro de este apartado se encuentran las denominadas pruebas de bondad de ajuste (como los conocidos test de Kolmogórov-Smirnov o de χ^2), basados en comparar los valores teóricos y muestrales de las funciones de frecuencia, estableciendo un determinado estadístico a partir de ellos cuya función de distribución es conocida. Estas pruebas permiten determinar si la muestra de datos puede considerarse proveniente de una determinada población teórica, eligiendo un determinado nivel de confianza y comprobando si el valor del estadístico obtenido se encuentra o no dentro del rango de valores correspondiente al nivel de confianza seleccionado.

Por otra parte, a los efectos de comparar entre sí distintos modelos, pueden emplearse también índices que no tengan asociada una determinada distribución. Por ejemplo, Ferrer [1992] expone el siguiente índice, tomado de Benson [1968]:

- Asignación de una probabilidad muestral a cada dato mediante aplicación de una fórmula de gráfico.
- Selección de un conjunto de periodos de retorno representativos (T).
- Obtención del valor de la variable correspondiente a cada periodo de retorno a partir de los datos y sus probabilidades muestrales ($X_T^{muestral}$), interpolando si es necesario entre datos contiguos.
- Cálculo de la distancia entre el cuantil muestral y el proporcionado por el modelo ($X_T^{teorico}$):

$$d_T = \frac{X_T^{teorico} - X_T^{muestral}}{X_T^{muestral}} \quad [22]$$

- Cálculo, para cada periodo de retorno, de la media de los valores absolutos de las distancias para el conjunto de estaciones de la región (M):

$$D_T = \sum_k \frac{|d_{T|k}|}{M} \quad [23]$$

- Suma de los valores anteriores para todos los periodos de retorno para obtener un índice de ajuste global:

$$d = \sum_T D_T \quad [24]$$

También dentro de este apartado puede considerarse el diagrama de L-momentos, que permite identificar aquellas funciones con capacidad para representar el comportamiento estadístico de una determinada muestra conociendo el valor de sus L-momentos. El diagrama de L-momentos es un gráfico en el que se representan las parejas de valores de L-CS frente a los valores del L-kurtosis (L-CK) de las distintas muestras disponibles en la región, comparándolas con las curvas teóricas que representan la combinación de parámetros que admiten las distintas distribuciones. De esta forma, se pueden identificar aquellas funciones que representan mejor la combinación de estadísticos que se da en la región (figura 42). Gráficos similares pueden confeccionarse para los momentos ordinarios.

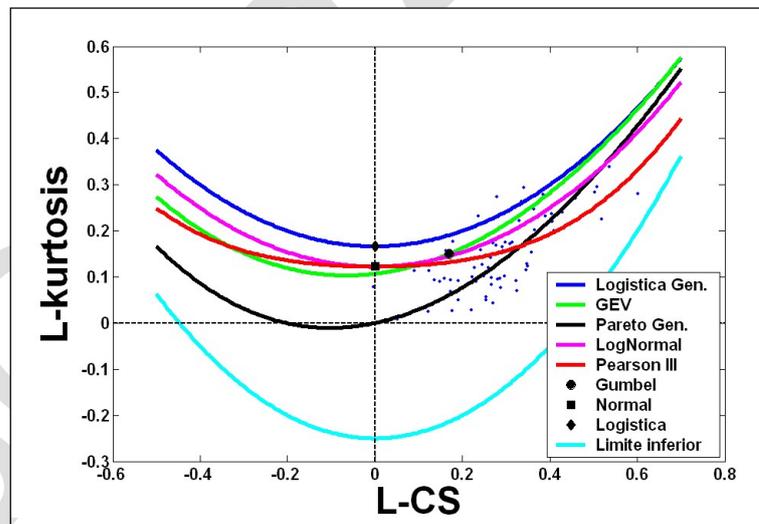


Figura 42. Diagrama de L-momentos.

En un diagrama de L-momentos las funciones de distribución de tres parámetros estarán representadas mediante una curva, mientras que las funciones de dos parámetros estarán representadas mediante un punto, ya que estas funciones tienen valores fijos para el L-CS y el L-CK. Una función de cuatro parámetros vendría representada mediante una superficie. Para cuantificar el grado de ajuste de los valores muestrales a las curvas teóricas se utiliza la medida de ajuste Z , que compara el valor medio regional del L-CK (t_4^R)



con su valor teórico para diferentes funciones de distribución (t_4^{DIST}), según la siguiente ecuación:

$$Z^{DIST} = \frac{t_4^R - t_4^{DIST}}{\sigma_{t_4^R}} \quad [25]$$

donde $\sigma_{t_4^R}$ representa la desviación típica del L-CK regional, calculada con los datos de las distintas regiones sintéticas generadas mediante el método de Monte Carlo. Una función de distribución se considera adecuada siempre que se cumpla que el valor absoluto de Z^{DIST} es menor o igual a 1,64.

- **Análisis del comportamiento estadístico:**

Mediante este enfoque se estudia la distribución muestral observada de determinados estadísticos, comparándola con la obtenida a partir de muestras aleatorias generadas a partir del modelo estadístico ajustado. Como estadísticos suelen elegirse el coeficiente de sesgo y el máximo valor estandarizado (se obtiene a partir del máximo valor de la serie restando la media muestral y dividiendo por la desviación típica muestral), ya que son representativos del comportamiento de la cola derecha de la distribución, que es importante para la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. Requiere generar de forma estocástica muestras del mismo tamaño que las observadas, calculando para cada una de ellas el valor del coeficiente de sesgo y el máximo valor estandarizado. Los valores obtenidos se representan en papel Gumbel para obtener de forma gráfica su ley de frecuencia, junto con los valores muestrales a los que se les asigna probabilidad mediante una fórmula de gráfico. La comparación de los valores muestrales y teóricos permite juzgar si el modelo estadístico estudiado reproduce correctamente el comportamiento de los datos.

Análisis de la capacidad descriptiva del modelo

Por otra parte, el análisis de la capacidad predictiva trata de determinar si el modelo estadístico es capaz de proporcionar una buena estimación de los cuantiles de forma robusta, es decir, si la estimación es poco sensible a la variabilidad aleatoria en los estadísticos existente entre unas muestras y otras, e incluso si el modelo es capaz de proporcionar una buena estimación de los cuantiles aunque la población teórica implícita en el mismo no corresponda con la de la muestra. Se considera que las estimaciones son robustas si el conjunto de cuantiles obtenido a partir del ajuste del modelo a diferentes muestras del mismo tamaño presenta un sesgo y una dispersión reducida.

De esta forma, para analizar la capacidad predictiva es necesario llevar a cabo la generación estocástica de un número elevado de muestras del mismo tamaño que la observada. Si el ajuste del modelo se lleva a cabo de forma regional, será necesario generar regiones aleatorias con el mismo número de estaciones y de datos que la real. En

cada región estocástica se determinará el valor regional de los estadísticos que se hayan regionalizado, imponiendo esos valores regionales en el ajuste del modelo a la muestra aleatoria generada. Una vez ajustado el modelo a cada muestra se obtendrá el valor de los cuantiles de unos determinados periodos de retorno (altos periodos de retorno), disponiendo como resultado de un conjunto amplio de estimaciones de cada uno de los cuantiles. Por último, se calcula el error medio o sesgo y la desviación típica [σ] del conjunto de estimaciones disponible para cada periodo de retorno:

$$sesgo = \sum \frac{x_T^i}{M} - x_T \quad [26]$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum \left(x_T^i - \frac{x_T^i}{M}\right)^2}{M}} \quad [27]$$

Donde x_T^i son los cuantiles obtenidos a partir de las distintas muestras aleatorias, M el número de muestras generado y x_T el cuantil proporcionado por el modelo estadístico ajustado a la muestra de datos original. Estos cálculos se realizarán para distintos modelos estadísticos seleccionados, teniendo en cuenta los resultados del análisis de la capacidad descriptiva, eligiendo finalmente aquel que permita una mejor estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno.

Es importante tener en cuenta que la selección del modelo estadístico debe llevarse a cabo considerando los dos aspectos expuestos anteriormente. El análisis por sí solo de la capacidad descriptiva del modelo mediante una prueba de bondad de ajuste u otro procedimiento, no es suficiente, ya que, aunque dicho análisis permita determinar qué modelos se ajustan mejor a los datos, o a partir de qué poblaciones teóricas podría haberse generado la muestra, descartando determinados modelos que claramente no la representen, no garantiza que el modelo seleccionado realice una buena extrapolación a altos periodos de retorno. En este sentido, hay que resaltar que la aplicación de índices de ajuste favorece la selección de aquellas funciones de distribución con un mayor número de parámetros (Ferrer, 1992) por su mayor flexibilidad para ajustarse a los datos, que serán también aquellas menos robustas a la hora de extrapolar.

Hace unos años el CEDEX (CEDEX, 2009a; Jiménez *et al.*, 2014) llevó a cabo un estudio de los modelos estadísticos con un mejor comportamiento en el territorio de la España peninsular. El estudio partió del esquema de regionalización indicado en el apartado anterior y se centró en el análisis de un conjunto de nueve regiones seleccionadas de entre todas las identificadas de tal forma que fuesen representativas de la diversidad climática e hidrológica de la península. El estudio se estructuró en tres fases. En primer lugar, se realizó una primera aproximación a las funciones de distribución más adecuadas para cada zona mediante el diagrama de L-momentos; posteriormente, se analizó la capacidad descriptiva de una serie de modelos mediante la cuantificación de las diferencias entre los cuantiles proporcionados por los modelos y los cuantiles muestrales (asignando probabilidad a los datos mediante la fórmula de Gringorten), lo que permitió llevar a cabo una primera selección; y por último, se

estudió la capacidad predictiva de los modelos seleccionados en la fase anterior, analizando su precisión y robustez mediante simulaciones de Monte Carlo.

Para el análisis se seleccionaron algunas de las funciones de distribución más habitualmente utilizadas para representar el comportamiento de los caudales máximos: Gumbel (G), Pareto Generalizada (GP), Logística Generalizada (GLO), Valores Extremos Generalizada (GEV), Log-Pearson tipo III (LP III) y Log-Normal (LN). En cuanto a los procedimientos de ajuste, se consideraron el método de los momentos, L-momentos y máxima verosimilitud.

En un diagrama de L-momentos las funciones de distribución de tres parámetros (GEV, GLO, PG, LP) estarán representadas mediante una curva, mientras que las funciones de dos parámetros (G, LN) estarán representadas mediante un punto, ya que estas funciones tienen valores fijos para el L-CS y el L-CK. En la figura 43 se representan, a modo de ejemplo, los diagramas obtenidos para las regiones 21 y 92 en CEDEX [2009a]. Como resultado se obtuvo que la función Gumbel, típica de poblaciones poco sesgadas, podría ser adecuada para las regiones 21 y 91, en el Duero y la cabecera del Ebro, las funciones GEV y LN serían apropiadas para un gran número de regiones, mientras que las GP, GLO y LP III presentan, en general, valores de Z fuera del rango.

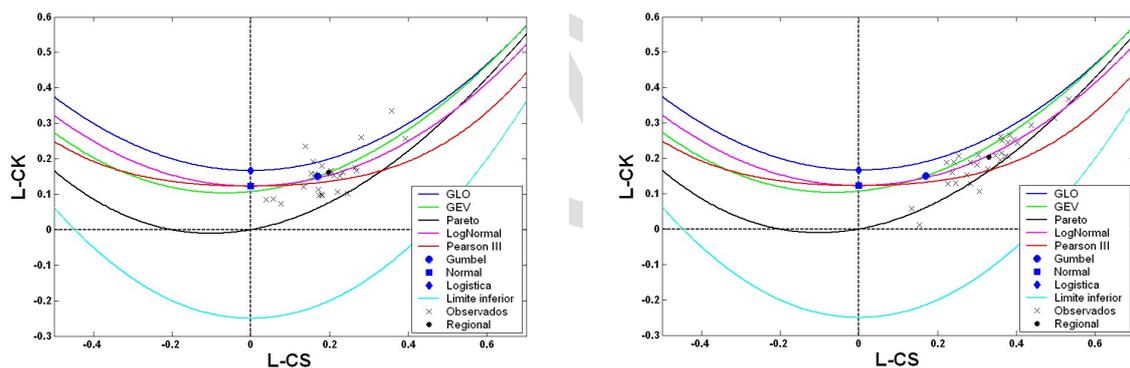


Figura 43. Representación de los L-momentos muestrales en el diagrama de L-momentos para las regiones 21 (izquierda) y 92 (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009a).

Por otra parte, en la figura 44 se representan los resultados obtenidos en relación con el análisis de la capacidad descriptiva de los distintos modelos estadísticos considerados, respecto a los datos observados, para las regiones 21 y 92. En las gráficas se recogen solo aquellas estaciones de cada región con más de 50 datos. Como resultado, se identificaron los modelos que proporcionan un mejor resultado en cada región. En concreto, uno de los modelos que presenta errores menores en todas las regiones es la función GEV ajustada mediante L-momentos. En algunos casos, otras funciones como la LP III ajustada mediante el método de los momentos o la función GP mediante L-momentos, presentan un mejor ajuste a los datos, pero, como se verá a continuación, en general realizan una extrapolación muy deficiente a altos periodos de retorno.

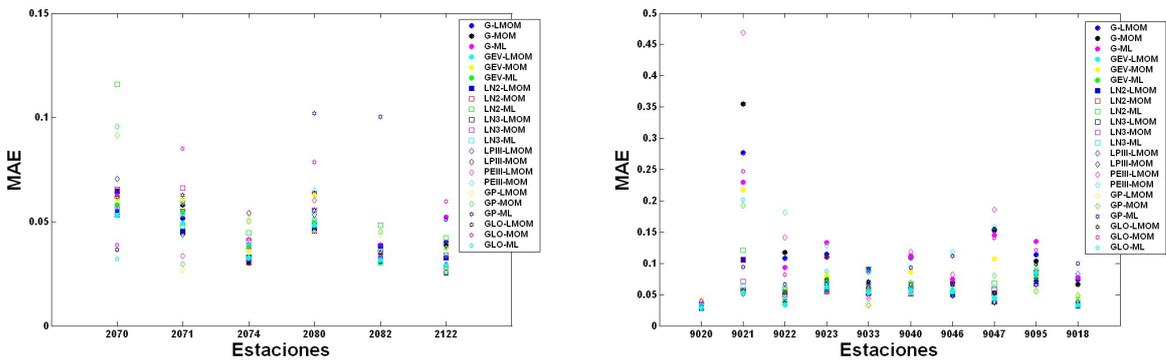


Figura 44. Representación gráfica del error en el ajuste a los datos observados de distintos modelos estadísticos, para las estaciones de aforos con más de 50 datos de las regiones 21 (izquierda) y 92 (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009a).

Por último, se llevó a cabo un análisis de la capacidad predictiva de los distintos modelos mediante la generación de series sintéticas. Con este objetivo, se generaron mediante simulaciones de Monte Carlo, 10.000 regiones sintéticas similares a cada una de las regiones identificadas, a partir de una función κ ajustada a los datos, tomando los valores regionales del L-CS y L-CK, y los valores locales de la media y el L-CV. Cada región sintética está compuesta por un número de estaciones igual al de la región real y cada estación tiene un número de datos sintéticos igual al número de datos de la estación real que está representando.

Dentro de este análisis, un primer paso consistió en comprobar que los modelos estadísticos considerados, junto con el esquema de regionalización adoptado, eran capaces de reproducir en cada región unas características estadísticas similares a las que tienen los datos observados (CV, CS, L-CV, L-CS y máximo valor estandarizado). Esto permitió realizar una primera valoración de la capacidad de los distintos modelos para representar el comportamiento estadístico de las distintas regiones, así como comprobar la validez de los resultados obtenidos mediante las simulaciones de Monte Carlo. Adicionalmente, permitió identificar en cada región los modelos estadísticos que presentan un mejor comportamiento, en lo que se basó la selección de los modelos para el análisis del comportamiento predictivo en cada región, junto con los resultados obtenidos al analizar la capacidad descriptiva.

Posteriormente, se ajustó a cada una de las series sintéticas generadas los distintos modelos estadísticos seleccionados, con el esquema de regionalización adoptado, calculando, para cada estación i y para cada periodo de retorno T , el error cuadrático medio ($ECM_{T,i}$) del conjunto de los 10.000 cuantiles obtenidos mediante cada modelo estadístico respecto al cuantil proporcionado por la función κ ($Q_{T,i}$). El error cuadrático medio corresponde a la suma del cuadrado del error medio o sesgo ($e_{T,i}$) y de la varianza ($VAR_{T,i}$):

$$ECM_{T,i} = (e_{T,i})^2 + VAR_{T,i} \quad [28]$$

Para hacer comparables los resultados de las diferentes estaciones de cada región, se dividió la raíz del error cuadrático medio por el valor del cuantil proporcionado por la función κ ,

promediando finalmente los valores de las distintas estaciones para obtener un error global para cada región y cada periodo de retorno (E_T).

En la figura siguiente se muestran los resultados obtenidos para las regiones 21 y 92. El modelo estadístico que presentó una mejor capacidad predictiva, en el conjunto de todas las regiones, fue la función GEV ajustada mediante L-momentos, modelo que, como se comentó, presentaba también un muy buen comportamiento en cuanto a su capacidad descriptiva.

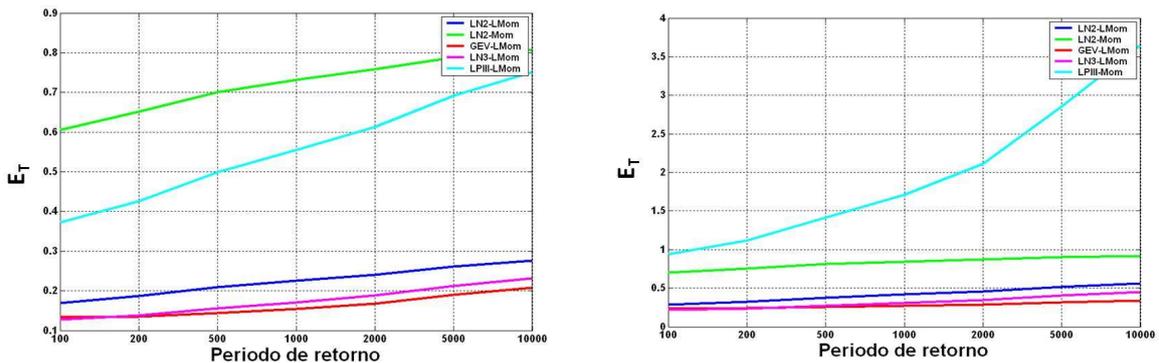


Figura 45. Resultados del análisis de la capacidad predictiva de los distintos modelos estadísticos para las regiones 21 (izquierda) y 92 (derecha) (Fuente: CEDEX, 2009a).

En base a los resultados del estudio expuesto anteriormente (CEDEX, 2009a; Jiménez *et al.*, 2014a), en esta Guía se recomienda emplear en el ajuste de la leyes de frecuencia una función de distribución de valores extremos generalizada (GEV). Para realizar el ajuste de los parámetros de la función se recomienda emplear el método de los L-momentos, asumiendo en el ajuste un valor regional del L-CS, tal como se expuso en el apartado anterior. La función GEV puede ser muy similar a una función Gumbel (caso particular de la GEV) en algunas regiones como la 21 de la cuenca del Duero o la 91 en la cabecera del Ebro, debido su bajo valor del L-CS regional, próximo al implícito en una función Gumbel.

Por otra parte, las regiones costeras del levante y sureste peninsular (regiones 72 y 82) presentan un comportamiento hidrológico especial, con dos mecanismos de generación de crecidas muy distintos: uno relacionado con precipitaciones de menor intensidad procedentes de sistemas frontales, que generan crecidas más frecuentes pero con caudales menos elevados; y otro relacionado con precipitaciones muy intensas de sistemas convectivos, que ocurren habitualmente en otoño y generan crecidas poco frecuentes pero con caudales muy elevados. Las leyes de frecuencia de caudales máximos en esas zonas se caracterizan por presentar dos ramas muy diferenciadas correspondientes a ambos tipos de fenómenos, lo que requiere utilizar funciones de distribución mixtas. De esta forma, como excepción, en dichas regiones se recomienda utilizar una función de Valores Extremos de Dos Componentes (TCEV) (Rossi *et al.*, 1984), de cuatro parámetros, resultado de la composición de dos funciones Gumbel, que es la que mejor reproduce el comportamiento hidrológico tan extremo existente en dichas zonas. Este tipo de función también puede ser adecuada para la región 84 correspondiente al tramo final del río Júcar. Asimismo, la región 73 de la cuenca del Segura puede presentar un comportamiento intermedio entre una función GEV y una TCEV.

En la tabla siguiente se indican las expresiones algebraicas de estas dos funciones, así como los parámetros de los que dependen.

Tabla 30. Expresiones algebraicas y parámetros de las funciones de distribución recomendadas.

Función	Expresión algebraica	Parámetros
Valores extremos generalizada (GEV)	$F(x) = \exp \left\{ - \left[1 - k \left(\frac{x-u}{\alpha} \right) \right]^{1/k} \right\}$	u, α, k
Valores extremos de dos componentes (TCEV)	$F(x) = \exp \left[-e^{-\frac{x-u_1}{\alpha_1}} - e^{-\frac{x-u_2}{\alpha_2}} \right]$	$u_1, \alpha_1, u_2, \alpha_2$

Asimismo, en el Anexo II se detalla el procedimiento de ajuste de la función GEV (incluyendo el de la función Gumbel como caso particular) mediante el método de los L-momentos, imponiendo un valor regional para el L-CS.

En cuanto a la función TCEV, su ajuste presenta, en general, una gran dificultad ya que los caudales de la segunda rama de la función, correspondiente a eventos de baja probabilidad de ocurrencia, no suelen estar suficientemente representados en muestras de reducida longitud. De esta forma, en el caso de esta función se considera imprescindible recurrir a la información sobre avenidas históricas, incluso a datos de paleocrecidas, para ajustar la segunda rama de la función, según las recomendaciones incluidas en el apartado 5.2.1.5. En aquellos casos en los que no se disponga de ese tipo de información, el ajuste puede presentar una elevada incertidumbre. El tratamiento y ajuste de esta función de distribución se abordará en el apartado 5.9.

Se recomienda que, si se decide utilizar un modelo estadístico distinto al recomendado en esta Guía, se justifique dicha decisión a partir del análisis, tanto de la capacidad descriptiva como predictiva, de distintos modelos en la zona de estudio, según las técnicas expuestas anteriormente, partiendo del esquema de regionalización que se haya adoptado. En cualquier caso, se recomienda aplicar también el modelo estadístico recomendado, contrastando los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos. De esta forma, la justificación a la que se ha hecho referencia antes será especialmente importante si el modelo estadístico seleccionado conduce a resultados menos conservadores.

RECOMENDACIONES

- Para reducir la incertidumbre en la extrapolación de las leyes de frecuencia a altos periodos de retorno es fundamental, junto a la introducción de información adicional en el modelo estadístico (regionalización e información histórica), conocer aquellos modelos estadísticos (función de distribución y procedimiento de ajuste) que presentan un mejor comportamiento en la zona de estudio.
- La selección del modelo estadístico que mejor representa el comportamiento hidrológico debe realizarse analizando tanto su capacidad descriptiva (la capacidad del modelo para



ajustarse con precisión a la muestra observada, es decir, para reproducir las propiedades estadísticas de los datos), como su capacidad predictiva (su robustez para estimar los cuantiles asociados a los mayores periodos de retorno, reduciendo la sensibilidad del modelo a la variabilidad aleatoria en los estadísticos existente entre unas muestras y otras).

- El análisis por sí solo de la capacidad descriptiva del modelo mediante una prueba de bondad de ajuste u otro procedimiento, no es suficiente, ya que, aunque dicho análisis permita determinar qué modelos se ajustan mejor a los datos, no garantiza que el modelo seleccionado realice una buena extrapolación a altos periodos de retorno.
- Los análisis deben llevarse a cabo dentro del contexto del esquema de regionalización que vaya a utilizarse, ya que puede tener una influencia relevante en el comportamiento de la función, principalmente al extrapolar a altos periodos de retorno.
- En base a los resultados del estudio llevado a cabo por el CEDEX (CEDEX, 2009a; Jiménez *et al.*, 2014) para determinar los modelos estadísticos con un mejor comportamiento en el territorio de la España peninsular, partiendo del esquema de regionalización indicado en el apartado anterior, en esta Guía se recomienda emplear en el ajuste de la leyes de frecuencia una función de distribución de valores extremos generalizada (GEV). Para realizar el ajuste de los parámetros de la función se recomienda emplear el método de los L-momentos, asumiendo en el ajuste un valor regional del L-CS, tal como se expuso en el apartado anterior.
- Como excepción, en las regiones costeras del levante y sureste peninsular (regiones 72 y 82), se recomienda utilizar una función de Valores Extremos de Dos Componentes (TCEV) (Rossi *et al.*, 1984), de cuatro parámetros, resultado de la composición de dos funciones Gumbel, que es la que mejor reproduce el comportamiento hidrológico tan extremo existente en dichas zonas.
- En el Anexo II se detalla el procedimiento de ajuste de la función GEV (incluyendo el de la función Gumbel como caso particular) mediante el método de los L-momentos, imponiendo un valor regional para el L-CS.
- En el caso de la función TCEV se considera imprescindible recurrir a la información sobre avenidas históricas, incluso a datos de paleocrecidas, para ajustar la segunda rama de la función. El tratamiento y ajuste de esta función de distribución se aborda en el apartado 5.9.
- Si se decide emplear un modelo estadístico distinto al recomendado, dicha decisión debe quedar claramente justificada a partir del análisis, tanto de la capacidad descriptiva como predictiva de distintos modelos en la zona de estudio, según las técnicas expuestas en el texto, partiendo del esquema de regionalización que se haya adoptado. En cualquier caso, se recomienda aplicar también el modelo estadístico recomendado, contrastando los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos. La justificación de utilizar un modelo estadístico diferente debe realizarse especialmente si éste conduce a resultados menos conservadores.

5.2.1.4. Representación gráfica de la ley de frecuencia y contraste con los datos observados

Una vez obtenida la ley de frecuencia de caudales máximos, es conveniente proceder a su representación gráfica de forma que se pueda tener una visión global de su forma y del valor de los cuantiles. Asimismo, es conveniente representar en el mismo gráfico los datos de la muestra, a los que previamente se habrá asignado probabilidades, con objeto de visualizar su comportamiento y contrastarlo con la ley de frecuencia obtenida.

Para llevar a cabo la representación gráfica de la ley de frecuencia es necesario determinar previamente el valor de los cuantiles para un conjunto de probabilidades o periodos de retorno seleccionados. En el caso de la función de distribución GEV, esto se puede llevar a cabo con facilidad ya que esta función puede invertirse, quedando expresada la variable estadística en función de la probabilidad y de los parámetros:

$$x_T = u + \frac{\alpha}{k} [1 - (-\ln F)^k] = u + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right]^k \right\} \quad [29]$$

La expresión anterior se reduce a la siguiente en el caso particular de una función Gumbel, cuyo parámetro k es igual a cero:

$$x_T = u - \alpha \ln(-\ln F) = u - \alpha \ln \left[-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right] \quad [30]$$

Por su parte, la función TCEV no es invertible, por lo que no existe una expresión matemática explícita para los cuantiles. Su determinación debe realizarse de forma numérica o mediante tanteos.

Una vez obtenidas las parejas de valores x_T-F , su representación gráfica suele llevarse a cabo en un papel de probabilidad, siendo el papel de probabilidad Gumbel el más adecuado para la representación gráfica de las leyes de frecuencia de máximos. Un papel de probabilidad es un gráfico en el que el eje de abscisas, en el que se representan las probabilidades, se deforma mediante la transformación de la probabilidad según una determinada expresión matemática, de tal forma que la representación de una determinada función de distribución en dicho gráfico sea una recta. La utilidad principal de un papel de probabilidad es facilitar el ajuste gráfico de una determinada función de distribución a los datos, pero también es útil para facilitar la visualización e interpretación de una ley de frecuencia ya ajustada.

La transformación matemática a la que se debe someter a la probabilidad F para que la representación gráfica corresponda a un papel Gumbel es la siguiente:

$$F' = -\ln(-\ln F) \quad [31]$$

La probabilidad así transformada se denomina variable reducida, ya que, en el caso de una distribución Gumbel, es igual al valor de la variable a la que se le ha restado el parámetro u y se ha dividido por el parámetro α :

$$F' = \frac{x_T - u}{\alpha} \quad [32]$$

En consecuencia, para una distribución Gumbel, la relación entre la variable x_T y la probabilidad transformada F' será una recta:

$$x_T = u + \alpha F' \quad [33]$$

En la figura siguiente se muestra la representación gráfica de una función de distribución Gumbel en papel de probabilidad Gumbel.

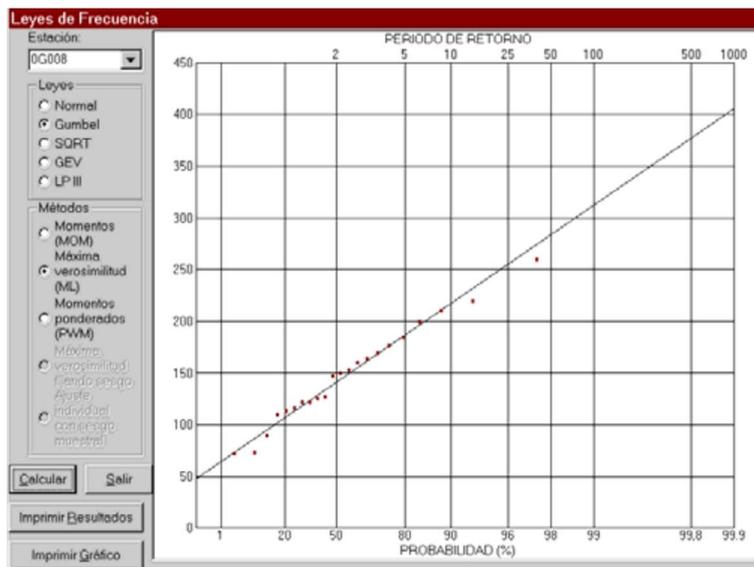


Figura 46. Representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel de una función de distribución tipo Gumbel junto a la serie de datos con sus probabilidades muestrales.

La representación gráfica de una función GEV en papel de probabilidad Gumbel permite reducir la curvatura de la función, aproximándose más a una recta (o coincidiendo con ella si su parámetro k es cero). La mayor o menor curvatura de la función tendrá relación con el valor del parámetro k , relacionado con el L-CS, de tal forma que poblaciones más sesgadas presentarán mayores curvaturas. Si el valor del parámetro k es negativo (función de Frechet) la función será cóncava y si es positivo (función de Weibull) convexa. Las funciones de caudales máximos anuales deben presentar siempre una forma cóncava, o corresponder a una línea recta si la función GEV se reduce a una Gumbel.

Para representar gráficamente los datos de la muestra y contrastarlos con la ley de frecuencia obtenida, es necesario asignarles previamente una probabilidad muestral. La asignación de probabilidad a los datos se realiza mediante la aplicación de una fórmula de gráfico. Las fórmulas de gráfico tratan de estimar, a partir de los datos de la muestra, la frecuencia acumulada (es decir, el valor de la función de distribución) que le corresponde a la variable estadística cuando toma un valor igual al de los datos de la muestra. La mayoría de las fórmulas propuestas corresponden a la siguiente expresión general (Ferrer, 1992; Chow *et al.*, 1988):

$$F(x_i) = \frac{i - \alpha}{N + 1 - 2\alpha} \quad [34]$$

Donde x_i es el dato de la muestra que ocupa el puesto i en la serie ordenada de menor a mayor, N el número de datos de la muestra y α un parámetro que caracteriza a la fórmula. En función del valor que adopte el parámetro α se tendrán diferentes fórmulas, que serán más o menos apropiadas dependiendo del tipo de población estadística de la que proceda la muestra. Si la muestra procede de una población Gumbel, o próxima a ella, la fórmula de Gringorten [1963] ($\alpha=0,44$) es la que presenta un mejor comportamiento (Cunanne, 1978), por lo que es muy adecuada para su utilización con series de caudales máximos anuales. También puede utilizarse la expresión [34] para obtener la probabilidad de excedencia $1-F(x_i)$, en cuyo caso los datos de la muestra deben ordenarse de mayor a menor.

$$F(x_i) = \frac{i-0,44}{N+0,12} \quad [35]$$

Una vez asignadas probabilidades muestrales a los datos, las parejas de valores $x_i-F(x_i)$ pueden representarse gráficamente en papel Gumbel junto a la ley de frecuencia, para lo cual será necesario, al igual que antes, transformar previamente el valor de la probabilidad según la ecuación [31]. El comportamiento del conjunto de puntos caracterizará de manera aproximada el comportamiento de la población de la que procede, el cual podrá contrastarse con el de la ley de frecuencia (figura 46).

RECOMENDACIONES

- Es conveniente representar gráficamente la ley de frecuencia junto a los datos de la muestra, de forma que se pueda tener una visión global de su forma y del valor de los cuantiles, y contrastarla con el comportamiento de los datos.
- Será necesario determinar previamente el valor de los cuantiles para un conjunto de probabilidades o periodos de retorno seleccionados. En el caso de la función GEV se puede expresar fácilmente el valor de la variable en función de la probabilidad. Sin embargo, la función TCEV no es invertible, por lo que la determinación de los cuantiles debe realizarse de forma numérica o mediante tanteos.
- Para representar gráficamente los datos de la muestra es necesario asignarles previamente una probabilidad muestral. Se recomienda realizar esta asignación utilizando la fórmula de Gringorten.

$$F(x_i) = \frac{i - 0,44}{N + 0,12}$$

- Se recomienda realizar la representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel, para lo cual es necesario transformar el valor de la función de distribución correspondiente a cada dato. Las leyes de frecuencia de caudales máximos anuales deben presentar siempre una forma cóncava en este tipo de gráfico, o corresponder a una línea recta si la función GEV se reduce a una Gumbel.



5.2.1.5. Introducción de información histórica en el ajuste de la ley de frecuencia

5.2.1.5.1. Utilidad de la información histórica en la extrapolación a altos periodos de retorno

Como se expuso en el apartado 4.5., la posibilidad de reducción de la incertidumbre asociada a la extrapolación de las leyes de frecuencia a altos periodos de retorno estará siempre relacionada con la utilización de información adicional a la disponible en el registro del punto de medida (la propia presa en estudio en el caso de presas en explotación u otras presas o estaciones de aforos en el caso de presas de nueva construcción). Una alternativa clara es la utilización de información sobre avenidas ocurridas en el punto de estudio (o referida a un punto próximo a él) recogida con anterioridad al inicio del registro sistemático. Habitualmente la información disponible sobre avenidas ocurridas en el pasado, mucho antes de que se iniciase la medida sistemática de los caudales, se referirá a grandes avenidas, que son las que habrán podido dejar una huella, en la naturaleza o en la memoria histórica, de suficiente entidad como para que la información haya llegado a nuestros días. Estas grandes avenidas serán las mayores ocurridas en un periodo más o menos extenso de tiempo, por lo que corresponderán a eventos de baja probabilidad y, por tanto, tendrán un gran valor a la hora de extrapolar a altos periodos de retorno, ya que supondrán un conocimiento directo de la magnitud de los caudales en ese rango de probabilidad. Es decir, la información histórica sobre grandes avenidas pasadas supondrá un conocimiento directo de aquella parte de la ley de frecuencia que realmente se quiere conocer o, al menos, sobre una parte de la ley de frecuencia más próxima a ella que la información recogida en el registro sistemático de aforos. Como se indicó en el apartado 3.2., este tipo de información se utiliza de manera habitual en la práctica profesional de la hidrología de presas de muchos países (USBR, 1996; USBR, 1997; ANCOLD, 2000b; Cheng-Zheng, 1987; Hua Shi-Qian, 1987), y su uso se recomienda por el CNEGP [1997] para reducir la elevada incertidumbre asociada a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno.

Es habitual referirse a esta información sobre avenidas pasadas como información histórica, ya que una fuente importante de la que se puede extraer este tipo de información son los documentos históricos escritos. No obstante, como se expondrá con más detalle en el próximo apartado, existen otras posibles fuentes de este tipo de información, como el registro geológico o botánico (dendrogeomorfológico) (Benito, 2021; Díez-Herrero, 2021), por lo que, con una mayor generalidad, es habitual referirse a ella como información no sistemática, en contraposición al registro de datos recogido de forma sistemática en los puntos de medida.

La antigüedad de las referencias disponibles variará mucho en función de las circunstancias propias de cada caso y, en determinadas circunstancias, puede venir condicionada por la fuente de información de la que provenga el dato. En general, mientras la información histórica documental proporciona habitualmente datos con antigüedades, como mucho, de unos pocos cientos de años (aunque en el caso de algunos ríos se dispone de referencias de hasta miles de años de antigüedad (Cheng-Zheng, 1987; Hua Shi-Qian, 1987)), y la dendrogeomorfológica está limitada por la edad del árbol (normalmente un máximo de 100-200 años (Stedinger y Cohn, 1986)), la de origen geológico puede presentar antigüedades de hasta miles o decenas de miles de años. No obstante, el conocimiento de las mayores

avenidas en los últimos siglos es suficiente para mejorar muy sustancialmente los cuantiles de alto periodo de retorno. Por ejemplo, a la mayor avenida ocurrida en los últimos 200 o 300 años se le asignaría, según la fórmula de Gringorten, un periodo de retorno próximo a los 500 años (357 o 536 años, respectivamente), y a la mayor en los últimos 500 años del orden de 900, lo que proporcionará una estimación directa de cuantiles ya próximos a los de interés para el análisis de la seguridad hidrológica de las presas. Por otra parte, la utilización de información muy antigua puede presentar el problema de su falta de homogeneidad estadística con la información más reciente, ya que las condiciones climáticas del momento en el que ocurrieron podrían diferir de las actuales. De esta forma, como se expone en próximos apartados, es conveniente aplicar un test de homogeneidad estadística a la información histórica que se vaya a utilizar en el ajuste (como el test de Lang [1995]), especialmente a aquella de mayor antigüedad.

De esta forma, la utilización en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos de información no sistemática puede suponer una reducción muy relevante de la incertidumbre, tal como se mostró en la figura 21. Esta reducción será función de la antigüedad del dato histórico, de la longitud de muestra sistemática disponible y de las características de la población estadística en estudio, principalmente de su coeficiente de sesgo. La siguiente figura muestra la comparación de la raíz del error cuadrático medio entre un ajuste local y un ajuste local considerando la mayor avenida histórica en 100, 200 y 300 años, en función del número de datos de la muestra, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años en la región 31 de la cuenca del Tajo.

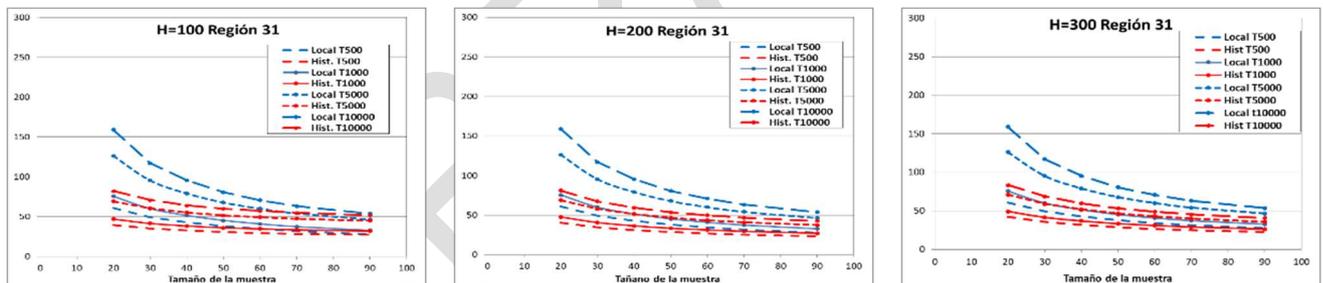


Figura 47. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, en función del tamaño de la muestra, en la región estadística 31 (cuenca del Tajo), para el caso de ajuste local de la ley de frecuencia con información sistemática (azul) y con información sistemática e histórica (rojo) (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Se observa cómo la raíz del error cuadrático medio se reduce notablemente cuando se utiliza el dato histórico, con mayores reducciones cuando la serie de datos es de pequeña longitud y para los periodos de retorno más altos. Puede apreciarse cómo la reducción del error es casi inexistente cuando se utiliza la mayor avenida histórica en 100 años y la muestra tiene una longitud de 90 datos, ya que en este caso el dato histórico no aporta prácticamente información adicional. Esta reducción aumenta al incrementarse el periodo histórico considerado, aunque su influencia va siendo más reducida según su longitud va aumentando. Asimismo, aunque no se muestra en la figura, la reducción del error es mayor cuanto mayor es el L-CS de la población (Jiménez y García, 2021).



Por otra parte, hay que tener en cuenta que quizá una de las mayores desventajas de la información histórica es que ésta suele ir acompañada de un cierto error, debido a que las referencias de niveles máximos alcanzados durante las avenidas históricas suelen ser poco precisas y se desconoce la morfología del cauce en el momento que ocurrió la crecida. Como se mostró en el apartado 4.5., la existencia de un error en el dato histórico tiene como consecuencia un aumento de la incertidumbre en la estimación respecto al caso teórico en el que se conociese el dato histórico con total precisión (figura 22). Este aumento es mayor cuanto menor es el periodo histórico considerado. De esta forma, en los casos de poblaciones estadísticas poco sesgadas (en las que la información histórica proporciona una menor reducción de la incertidumbre), en los que se disponga de un periodo histórico de longitud reducida (por ejemplo, 100 años) y de un número importante de datos en la muestra, la incertidumbre conseguida al incluir el dato histórico en el ajuste puede ser incluso mayor que la que se obtendría mediante un ajuste local, si el dato histórico se conoce con muy poca precisión. Por el contrario, en zonas con sesgos elevados, en las que se produce la mayor incertidumbre al extrapolar a altos periodos de retorno y en las que la utilización de información histórica proporciona una mayor reducción de ésta, el error asociado al ajuste con información histórica es siempre inferior al que se obtendría con el ajuste local, incluso aunque el dato histórico se conozca con un error elevado (del 50%), el periodo histórico sea de escasa longitud y se disponga de un número elevado de datos en la muestra (Jiménez y García, 2021).

En consecuencia, se recomienda, con carácter general, llevar siempre a cabo una recopilación de la información no sistemática disponible y utilizarla en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos. No obstante, la utilización de este tipo de información se considera más útil en el caso de poblaciones con coeficientes de sesgo elevados, en las que la extrapolación a altos periodos de retorno tiene una mayor incertidumbre y en las que los datos históricos reducen ésta en mayor medida, incluso aunque la información se conozca con poca precisión. En estas zonas se deberá trabajar con una mayor intensidad en la recopilación de este tipo de información, siendo incluso recomendable su obtención a partir de la modelación hidráulica de tramos fluviales con limnimarcas o mediante la recopilación de paleocrecidas. En este sentido, como se expondrá más adelante en el apartado 5.9., en el caso de las cuencas costeras del Levante y Sureste peninsular, caracterizadas por un régimen hidrológico muy extremo donde las poblaciones estadísticas son extremadamente sesgadas, la utilización de información no sistemática en el ajuste de las leyes de frecuencia de caudales máximos se considera imprescindible. En aquellas zonas con poblaciones estadísticas poco sesgadas (tipo Gumbel o próximas a una Gumbel) la utilidad de la información no sistemática será menor, proporcionando una menor reducción de la incertidumbre. Aunque siempre es muy recomendable recopilar toda la información histórica disponible, la realización en estas zonas de un esfuerzo importante para obtener este tipo de datos será menos interesante. Asimismo, hay que tener en cuenta, que en el caso de poblaciones estadísticas con bajos coeficientes de sesgo, la influencia en el ajuste del error asociado al dato será mayor. En consecuencia, en el caso de datos históricos con un error importante y una antigüedad reducida, y en los que se disponga de un número elevado de datos en la muestra, puede ser preferible ignorar dicha información ante el riesgo de que pueda conducir a empeorar el ajuste.

La utilización de información no sistemática en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos puede combinarse con la aplicación de procedimientos de regionalización, aunque la reducción incremental de la incertidumbre obtenida al combinar ambos procedimientos es muy inferior a la que se consigue con cada uno de los métodos por separado (figura 48). No obstante, en el caso de las regiones con un mayor valor del L-CS la reducción incremental conseguida es algo mayor que en otras zonas, lo que refuerza la recomendación, ya expuesta anteriormente, relativa al mayor interés en utilizar información no sistemática en aquellas zonas donde las poblaciones estadísticas son más sesgadas.

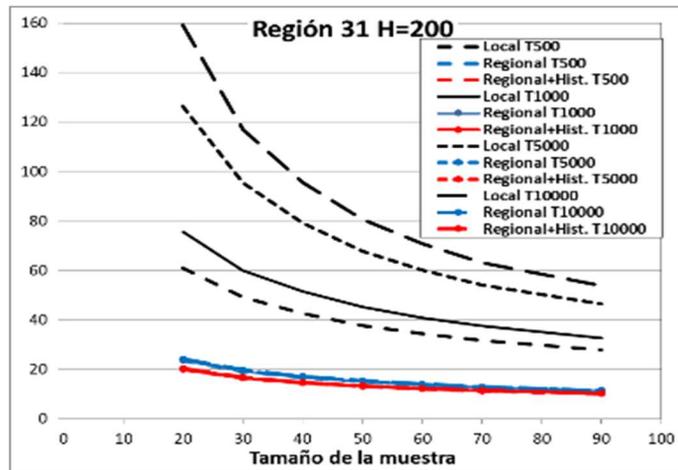


Figura 48. Raíz del error cuadrático medio, expresada en % del valor del cuantil, en función del tamaño de la muestra, en la región 31 de la cuenca del Tajo para los casos de ajuste local (negro), regional (azul) y regional con información histórica considerando una longitud del periodo histórico de 200 años (rojo) y periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Como se expondrá en los próximos apartados, no cualquier información sobre avenidas pasadas puede ser utilizada para mejorar la extrapolación a altos periodos de retorno, sino que ésta deberá cumplir una serie de condiciones para poder ser interpretada estadísticamente y, por tanto, para poder ser introducida en el proceso de ajuste de la ley de frecuencia. Asimismo, como se expondrá también en próximos apartados, los procedimientos de estimación de los parámetros de la función de distribución utilizados habitualmente (momentos, L-momentos, máxima verosimilitud, etc.) deberán adaptarse o modificarse para permitir la utilización de esta información histórica o no sistemática (USWRC, 1981; Stedinger y Cohn, 1986; Cohn y Stedinger, 1987).

Por último, aunque se hablará de este tema más adelante, no siempre la información que se introduzca en el análisis como no sistemática tiene que corresponder a información registrada con anterioridad al registro sistemático. Esto puede ser así porque en ocasiones una gran avenida de baja probabilidad puede ocurrir dentro del periodo de registro sistemático y, por tanto, quedar registrada dentro de éste. Estas grandes avenidas, aunque medidas e incorporadas al registro foronómico, pueden ser las mayores ocurridas en ese punto en un periodo temporal extenso, mucho mayor que el periodo de medida instrumental. De esta forma, la interpretación estadística de esos datos en el contexto del conjunto de la muestra sistemática puede conducir a asignarles unas probabilidades erróneas, inconsistentes con su



magnitud, por lo que requerirán que su análisis estadístico se realice refiriéndolos a un periodo temporal (un periodo histórico) más amplio.

Estos datos anómalos, cuya magnitud será considerablemente mayor que la del resto del registro, pueden identificarse mediante determinados test estadísticos (test de identificación de *outliers*) tal como se expuso en el apartado 5.1.1.2.4. Como allí se indicó, una vez identificado un *outlier*, será necesario decidir qué hacer con él: mantenerlo en la serie de datos, eliminarlo de ésta o utilizarlo en el análisis estadístico como información no sistemática.

La primera opción tiene la ventaja de hacer uso de toda la información disponible, sin renunciar a ningún dato, pero puede conducir a sobrevalorar los cuantiles, ya que, al estimar la probabilidad de ocurrencia del *outlier* como parte de la muestra, se le asignará un periodo retorno probablemente menor que el que realmente le correspondería. Esta sobrevaloración será de mayor magnitud cuanto mayor sea el periodo de retorno al que se extrapole. Es una opción conservadora, que ante la duda es recomendable adoptar (de hecho es la opción recomendada por el USWRC [1981] salvo que se pueda tratar el dato como histórico), pero que, en ocasiones, puede conducir a sobrevalorar en exceso los cuantiles de caudal máximo.

La eliminación del dato de la muestra evita mayorar los cuantiles y probablemente permitirá obtener cuantiles más consistentes con los que se obtendrán en otros puntos de la cuenca en los que no se haya registrado el *outlier*, pero tiene el inconveniente de ignorar parte de la información disponible y podría dejar del lado de la inseguridad.

La última opción es la preferible porque permite no renunciar al dato y evita, asimismo, la posible sobrestimación de los cuantiles asociada a su utilización como parte de la muestra. No obstante, no siempre es posible aplicarla, ya que se requiere disponer de información adicional para interpretar el dato en un contexto histórico más amplio.

RECOMENDACIONES

- La utilización de información sobre grandes avenidas ocurridas en el pasado (información histórica o no sistemática), recogida con anterioridad al inicio del registro sistemático, es una clara posibilidad para reducir la incertidumbre asociada a la extrapolación de las leyes de frecuencia, ya que supondrá un conocimiento directo de los cuantiles de alto periodo de retorno.
- Existen distintas fuentes de información no sistemática (información histórica documental, dendrogeomorfológica, paleocrecidas, etc.) que pueden proporcionar información de hace unos cientos, e incluso miles o decenas de miles de años. La utilización de información muy antigua puede presentar problemas de falta de homogeneidad estadística con la información más reciente, por lo que es recomendable aplicar un test de estacionariedad a la información histórica que se vaya a utilizar en el ajuste, especialmente a aquella de mayor antigüedad.
- Quizá una de las mayores desventajas de la información histórica es que ésta suele ir acompañada de un cierto error, debido a que las referencias de niveles máximos alcanzados durante las avenidas históricas suelen ser poco precisas y se desconoce la morfología del cauce en el momento que ocurrió la crecida.

- Se recomienda, con carácter general, llevar siempre a cabo una recopilación de la información no sistemática disponible y utilizarla en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos:
 - La utilización de este tipo de información se considera más útil en el caso de poblaciones con coeficientes de sesgo elevados, en las que la extrapolación a altos periodos de retorno tiene una mayor incertidumbre y en las que los datos históricos reducen ésta en mayor medida, incluso aunque la información se conozca con poca precisión. En estas zonas se deberá trabajar con una mayor intensidad en la recopilación de este tipo de información, siendo incluso recomendable su obtención a partir de la modelación hidráulica de tramos fluviales con limnismarcas o mediante la recopilación de paleocrecidas.
 - En aquellas zonas con poblaciones estadísticas poco sesgadas (tipo Gumbel o próximas a una Gumbel) la utilidad de la información no sistemática será menor, proporcionando una menor reducción de la incertidumbre. Aunque siempre es muy recomendable recopilar toda la información histórica disponible, la realización en estas zonas de un esfuerzo importante para obtener este tipo de datos será menos interesante. Asimismo, la influencia en el ajuste del error asociado al dato será mayor en estas zonas, por lo que en el caso de datos históricos con un error importante y una antigüedad reducida, y en los que se disponga de un número elevado de datos en la muestra, puede ser preferible ignorar dicha información ante el riesgo de que pueda conducir a empeorar el ajuste.
- La utilización de información no sistemática puede combinarse con la aplicación de procedimientos de regionalización, aunque la reducción incremental de la incertidumbre obtenida al combinar ambos procedimientos es muy inferior a la que se consigue con cada uno de los métodos por separado.
- Para que la información no sistemática pueda ser utilizada en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos debe poder ser interpretada estadísticamente. Para incorporarla al ajuste, deberán utilizarse modificaciones de los procedimientos de ajuste convencionales.
- No siempre la información que se introduzca en el análisis como no sistemática tiene que corresponder a información registrada con anterioridad al registro sistemático, ya que es posible que una gran avenida de baja probabilidad pueda ocurrir dentro del periodo de registro instrumental. Estos datos anómalos pueden identificarse mediante determinados test estadísticos de identificación de *outliers*.

5.2.1.5.2. Fuentes de información no sistemática

Tal como se ha indicado en el apartado anterior, la información sobre grandes avenidas históricas puede ser de gran utilidad para reducir la incertidumbre asociada a la extrapolación de las leyes de frecuencia a altos periodos de retorno, especialmente en aquellas zonas donde las poblaciones estadísticas presentan coeficientes de sesgo elevados, en las que habrá que hacer un mayor esfuerzo por recopilar este tipo de información.

Se pueden distinguir dos grupos de fuentes de información sobre avenidas pasadas:



- **Información histórica:** Información sobre avenidas que han quedado registradas por la actividad humana en archivos, noticias de prensa, etc.
- **Paleocrecidas:** Información sobre avenidas procedente de evidencias físicas de tipo geológico o botánico.

Información histórica

Respecto a la información histórica, los datos pueden obtenerse en forma documental o en forma de limnimarcas. La información histórica documental se refiere a aquellas avenidas ocurridas en el pasado que, por su importancia o por la magnitud de los daños que causaron, han quedado registradas de forma escrita en archivos de iglesias, monasterios, ayuntamientos, etc. Los archivos documentales que pueden contener información sobre crecidas son los siguientes (Barriandos *et al.*, 2003):

- *Archivos municipales*
- *Archivos estatales:* pueden corresponder a distintos ámbitos de actuación como archivos militares, de obras públicas, etc.
- *Archivos eclesiásticos:* procedentes de iglesias, monasterios, etc.
- *Archivos privados:* archivos de corporaciones, familias nobiliarias, etc.
- *Archivos notariales*

Adicionalmente, desde finales del S. XVIII puede encontrarse información sobre grandes inundaciones en la prensa local.

Estos textos, además de dejar constancia de la fecha del evento, habitualmente contienen información sobre la cronología de la inundación, la zona afectada, los daños producidos, los niveles alcanzados por el agua, ... Asimismo, en ocasiones, comparan la inundación con otros eventos ocurridos en la misma zona, dejando constancia de si, por ejemplo, la avenida es la mayor que se recuerda, o si fue mayor o menor que las ocurridas en otras fechas. Esta información puede ser muy útil, además de para entender mejor algunos de los datos, para interpretar estadísticamente la avenida de cara a su utilización en el ajuste de la ley de frecuencia (podría ayudar a concluir, por ejemplo, que la avenida es la mayor ocurrida desde un determinado año). Habitualmente, la información más útil suele proceder de archivos locales, ya sean municipales o eclesiásticos (Barriandos *et al.*, 2003).

No obstante, la consulta de las referencias históricas originales suele ser muy difícil, tanto por el propio acceso a la información, como por el gran volumen de información a consultar en el que la información concreta sobre eventos de inundación puede ser muy reducida y encontrarse muy dispersa (Barriandos *et al.*, 2003). Por otra parte, la información extraída de las fuentes históricas originales normalmente no puede utilizarse directamente, requiriendo los siguientes ajustes para su correcta interpretación (Barriandos *et al.*, 2003):

- *Paleográficos:* para asegurar que los documentos se interpretan correctamente, ya que éstos pueden proceder de periodos históricos muy diferentes con distintos formatos, estilos de escritura, etc.

- *Cronológicos*: con objeto de referir las fechas de los eventos al calendario actual, ya que el utilizado en el periodo histórico del que procede el documento puede no corresponder con éste.
- *Metrológicos*: con objeto de expresar todas las referencias de nivel en el sistema métrico decimal, ya que las unidades de medida utilizadas en la fuente original dependerán del periodo histórico y de la zona geográfica concreta de que se trate.

En ocasiones las referencias documentales proporcionan también información sobre estimaciones del máximo caudal que circuló por un determinado punto del río durante la avenida. Esto puede ser frecuente si la información procede de informes técnicos de evaluación de daños (por ejemplo, sobre daños en una determinada infraestructura) y de análisis de alternativas para evitarlos en el futuro (por ejemplo, Gómez Ortega *et al.*, 1988), aunque lo más habitual es que no se disponga de esa información en las fuentes originales. No obstante, las fuentes documentales originales sí suelen proporcionar muy frecuentemente referencias sobre los niveles máximos alcanzados por el agua durante la inundación en diferentes puntos como puentes, edificios emblemáticos, o en determinadas calles o plazas de una población. A partir de estas referencias de nivel es posible estimar de forma aproximada el caudal mediante la elaboración de un modelo hidráulico del tramo de río afectado (Balasch, 2021) (figura 49). Estos cálculos suelen ser laboriosos y pueden ir acompañados de cierto error debido, por una parte, a que las referencias de nivel suelen ser poco precisas y, por otra, a que, si la avenida es antigua, no se conocerá con precisión ni la morfología del cauce y su llanura, ni la de la población afectada por la inundación, en el momento en que ocurrió la crecida. Prueba de esta incertidumbre es que, en ocasiones, puede disponerse de más de una referencia o estimación del caudal de la avenida, algunas veces, con notables diferencias entre ellas. Asimismo, en ocasiones, las referencias de nivel pueden proporcionarse de forma indirecta, indicando si el agua ha alcanzado o no determinadas zonas de la población (Barriendos *et al.*, 2003), o si ha superado o no determinados niveles de referencia (por ejemplo, el pretil de un puente), lo que, de cara a su utilización en el ajuste de las leyes de frecuencia, puede permitir establecer determinados caudales umbral.

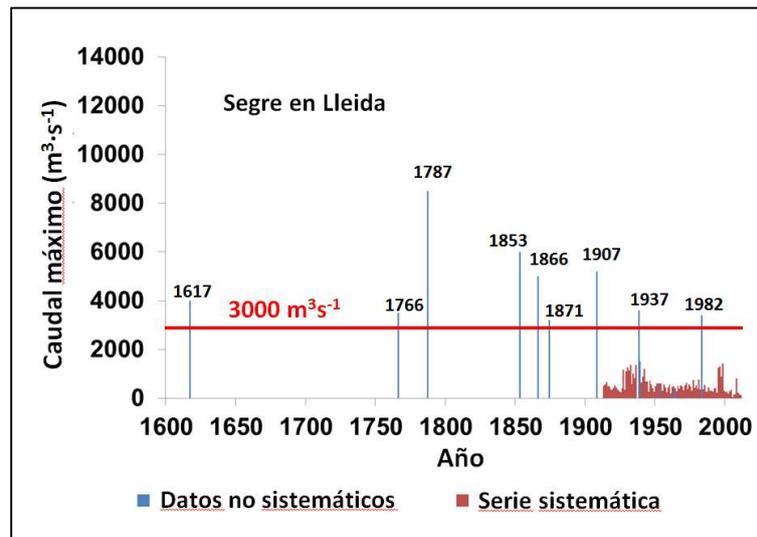


Figura 49. Evolución temporal de las grandes inundaciones documentadas en el río Segre en Lleida. La líneas azules representan los caudales pico reconstruidos en cada caso. La línea roja indica el umbral mínimo de caudal escogido en esta ciudad para delimitar los grandes episodios. La serie en rojo corresponde a la serie sistemática medida en el aforo (Fuente: Balasch, 2021).

En definitiva, la recopilación y análisis directo de la información documental sobre avenidas históricas a partir de sus fuentes originales puede constituir una tarea compleja y laboriosa, que suele ser abordada habitualmente en trabajos de investigación (por ejemplo, Balasch, 2021). En la práctica, es más sencillo y operativo recurrir a la consulta de los distintos trabajos o artículos disponibles de recopilación de las principales avenidas históricas, ya sea con carácter nacional (por ejemplo, López-Bustos, 1981; Couchoud, 1983) o regional (por ejemplo, Marquina, 1949; López-Bustos, 1972; López-Bermúdez *et al.*, 1979; López-Bustos, 1985; López-Bustos, 1989; Benito *et al.*, 2003; Mimoso, 2006), así como de análisis de eventos concretos (por ejemplo; Cánovas, 1958; Díez, 1992; Arenillas, 1993). Dentro de estos trabajos de recopilación destaca el realizado en el proyecto de investigación MEDIFLOOD (desarrollado por la Universidad Politécnica de Cataluña, la Universidad de Barcelona y la Universidad de Lleida) que ha permitido identificar 3.980 episodios de inundación en la cuenca mediterránea española en un periodo que abarca de forma continua desde el 3 de noviembre de 1.035 hasta el 31 de julio de 2.019 (Barriendos *et al.*, 2019).

Además de la consulta de estas recopilaciones, puede ser conveniente consultar también algunas fuentes de información originales más recientes que estén accesibles, como informes o estudios técnicos sobre determinados eventos (por ejemplo, Fontseré y Galcerano, 1938; CEDEX, 1988a; CEDEX, 1988b), así como las noticias sobre inundaciones recogidas en la prensa local.

En cualquier caso, la recopilación de avenidas históricas de referencia en España es el *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas* (CNIH) que recoge información sobre aquellas avenidas fluviales y/o inundaciones ocurridas en el territorio nacional que han

tenido consecuencias sobre la población y sus bienes, alterando su normalidad, desde el siglo I a. C. hasta la actualidad.

La primera versión de este catálogo fue creada entre los años 1.983 y 1.986 por la Comisión Técnica de Emergencias por Inundaciones (CTEI) participada por los Órganos de la Administración del Estado entonces competentes en la materia (Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación, Ministerio de Transporte, Turismo y Comunicaciones y Ministerio de Industria y Energía) y constituida por la Comisión Nacional de Protección Civil (CNPC) en 1.983. Entre sus cometidos se encontraba el estudio de las medidas correctivas y preventivas a acometer para evitar o disminuir los efectos de las inundaciones en las zonas de mayor riesgo. Con este objetivo la Comisión abordó el estudio y clasificación por cuencas hidrográficas de las zonas con riesgo potencial por inundación que fueron plasmadas en los correspondientes mapas de riesgo. La base para la identificación de estas zonas, y la consiguiente elaboración de los mapas, fue la recopilación y clasificación de la información disponible sobre catástrofes históricas ocasionadas por las inundaciones. Como resultado se obtuvo, para cada una de las cuencas hidrográficas, el *“Estudio de Inundaciones Históricas. Mapas de Riesgos Potenciales”* (CNPC, 1983-88). La recopilación de inundaciones históricas quedó recogida en una serie de fichas en las que se plasmaba la información disponible sobre cada uno de los eventos identificados (figura 50).

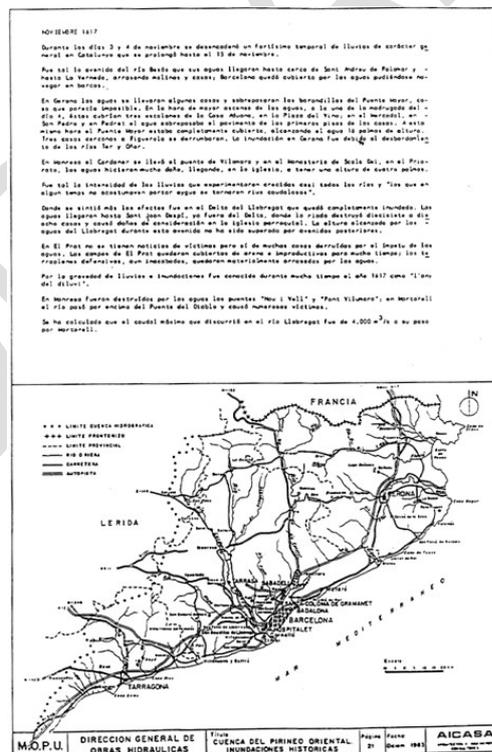


Figura 50. Ejemplo de ficha de inundación histórica procedente del *“Estudio de Inundaciones Históricas. Mapas de Riesgos Potenciales. Cuenca del Pirineo Oriental”* de la Comisión Nacional de Protección Civil (Fuente: CNPC, 1983).



Los citados estudios fueron reimpresos sin ninguna actualización a principios de la década de los 90. A mediados de esa década, la Dirección General de Protección Civil decide llevar a cabo la revisión y actualización del trabajo, lo que permitiría además poner en marcha un *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas*. Con esa finalidad, en marzo de 1.997 se redacta la “*Guía metodológica para la elaboración del Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas*” (DGPC, 1997). Fruto de la mencionada revisión y actualización, entre los años 2.001 y 2.006 se elaboran los *Catálogos de Inundaciones Históricas de Cuenca* por los grupos de trabajo constituidos al efecto entre 1.999 y 2.002, y en los que participaron representantes de los siguientes organismos: Unidades de Protección Civil de las Delegaciones/ Subdelegaciones del Gobierno, Confederaciones Hidrográficas o Administraciones Hidráulicas competentes, Delegaciones Territoriales de la Agencia Estatal de Meteorología, Protección Civil de las Comunidades Autónomas, Delegaciones Regionales del Consorcio de Compensación de Seguros y, únicamente para los grupos de trabajo en los archipiélagos, Oficinas de Proyectos del Instituto Geológico y Minero. Estos catálogos de cuenca fueron integrados posteriormente en el CNIH entre los años 2.007 y 2.015.

El CNIH fue puesto a disposición del público en formato electrónico a partir del año 2.007, lo que dio lugar a la publicación de diferentes fascículos (tabla 31) en los que la consulta de la información se realiza a través de una aplicación informática (figura 51).

Tabla 31. Fascículos de la publicación en formato electrónico del Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas publicados.

Fascículo	Año de publicación	Cuencas
1	2007	Segura, Duero y las Islas Baleares
2	2008	Tajo y Júcar
3	2008	Ebro y Guadalquivir
4	2009	Norte
5	2010	Guadiana y Sur
6	2011	Actualización a 31 de diciembre de 2010 de todas las cuencas
7	2014	Galicia-Costa y Cuencas Internas de Cataluña



Figura 51. Aplicación informática para consulta de la información del Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Imagen superior izquierda: pantalla principal de la aplicación correspondiente a la versión de año 2005. Imagen superior derecha: pantalla principal de la aplicación correspondiente a la versión de año 2013. Imágenes inferiores: ejemplos de consulta y visualización de datos en la versión del año 2013 (Fuente: Presentaciones realizadas por la DGPCE durante las Jornadas técnicas sobre aspectos clave en la reducción del riesgo de inundación, 2017 y Taller de Actualización sobre gestión de riesgos hidrometeorológicos, 2015).

Por último, como resultado de la colaboración entre la Oficina de Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR) y la Dirección General de Protección Civil y Emergencias, desde marzo de 2.015, el CNIH se puede consultar *online* a través de la página web de Protección Civil (<https://www.proteccioncivil.es/es/coordinacion/gestion-de-riesgos/hidrologicos/inundaciones/cnih>) (figura 52)¹⁴.

¹⁴ A la fecha de elaboración de esta Guía el enlace para la consulta *online* del Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas (CNIH) no se encontraba activo.

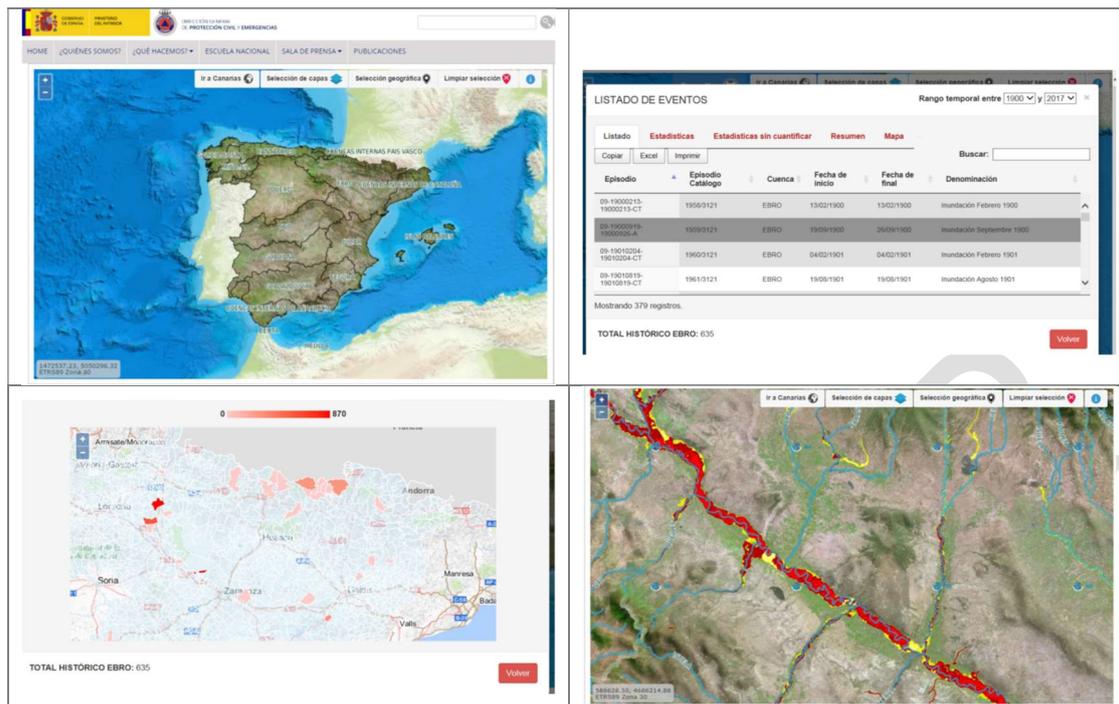


Figura 52. Ejemplos de consulta y visualización de datos del *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas* de forma *online* (Fuente: Presentación realizada por la DGPCE durante las Jornadas técnicas sobre aspectos clave en la reducción del riesgo de inundación, 2017).

En la actualidad, el CNIH incluye la siguiente información:

- Toda la información histórica sobre inundaciones recopilada hasta los años 1983-85 por la Comisión Técnica de Emergencias por Inundaciones (CTEI). Incluye, para cada una de las diez grandes cuencas hidrográficas entonces consideradas, los siguientes estudios:
 - Análisis de inundaciones históricas.
 - Identificación y clasificación de las zonas con riesgo potencial por inundación.
 - Catálogo de acciones más adecuadas, en cada zona de riesgo, para evitar o reducir los daños ocasionados por las inundaciones.
- Los episodios contenidos en los *Catálogos de Inundaciones Históricas de Cuenca* elaborados por los distintos grupos de trabajo.
- Los datos sobre inundaciones registrados desde el año 2.000 en el *Sistema Informático de Gestión de Emergencias* (SIGE) de la Dirección General de Protección Civil y Emergencias.

El CNIH está organizado en episodios de inundación. La información relativa a cada episodio se estructura en cuatro bloques con el contenido indicado en la tabla adjunta.

Tabla 32. Contenido de los bloques en los que se estructura la información de cada episodio de inundación histórica almacenado en el *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas*.

Datos generales del episodio	Datos meteorológicos y climáticos	Datos hidrológicos	Daños significativos
<ul style="list-style-type: none"> · Demarcación · Fecha de inicio · Fecha de final · Denominación del episodio · Observaciones · Referencias bibliográficas · Municipios afectados · Fotografías disponibles 	<ul style="list-style-type: none"> · Descripción de la situación meteorológica · Mapas Sinópticos en las diferentes topografías · Mapas de Isoyetas (precipitaciones acumuladas y máximas en 24 h.) · Intensidad de las precipitaciones · Precipitaciones registradas 	<ul style="list-style-type: none"> · Causas y/o mecanismos de la inundación · Hidrogramas y/o limnigramas · Ríos desbordados · Caudales Máximos · Altura del agua en el cauce · Altura del agua en espacios inundados 	<ul style="list-style-type: none"> · Víctimas (Fallecidos/Heridos/Evacuados) · Viviendas · Infraestructura Hidráulica · Infraestructura del Transporte · Agricultura · Ganadería · Industria · Servicios Básicos (Calles y vías públicas/Equipamiento municipal/Agua potable/Energía/Saneamiento/Teléfono)

Hasta el año 2.010 se habían incluido en el CNIH más de 3.000 episodios, con una media de 10 nuevos episodios por año (tabla 33).

Tabla 33. Información contenida en el *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas* hasta diciembre de 2010 (Fuente: Presentación realizada por la DGPCCE durante las Jornadas técnicas sobre aspectos clave en la reducción del riesgo de inundación, 2017).

Cuenca	Año de inicial	Anteriores al año 1500	Periodo 1500-1900	Periodo 1900-2010	Total
Cantábrico	1522	0	62	153	215
Duero	siglo I (a.C.)	23	103	182	308
Tajo	849	10	67	96	173
Guadalquivir	siglo I (a.C.)	49	208	147	404
Segura	1485	2	145	83	230
Júcar	1088	19	131	77	227
Ebro	siglo I (a.C.)	53	203	379	635
Islas Baleares	1962	0	0	16	16
Guadiana	620	3	49	125	177
Miño-Sil	1656	0	1	38	39
Cuencas Internas País Vasco	1543	0	30	46	76



Cuenca	Año de inicial	Anteriores al año 1500	Periodo 1500-1900	Periodo 1900-2010	Total
Cuencas Internas Andalucía	1480	1	56	125	182
Cuencas Internas Catalanas	1143	34	195	135	364
Galicia-Costa	1584	0	18	57	75
Total		194	1268	1659	3121
% del total		6,21	40,63	53,16	100

Además de la información documental, otra fuente de información histórica son las limnimarcas, es decir, marcas en puentes, edificios, rocas, etc., indicando la altura máxima que alcanzó el agua durante un determinado evento. Este tipo de marcas existen desde la Antigüedad, aunque comienzan a ser más frecuentes desde finales de la Edad Media. En algunos casos proporcionan un registro continuo de todos los grandes eventos de inundación durante un determinado periodo de tiempo (figura 53), aunque lo más habitual es que se refieran a eventos aislados (Barriandos y Coeur, 2004). La información sobre limnimarcas tiene que recopilarse mediante visitas de campo recorriendo las poblaciones, edificios e infraestructuras históricas próximas al río en la zona de estudio. Estas referencias de nivel pueden utilizarse para obtener, mediante un modelo hidráulico, una estimación del máximo caudal que circuló por ese punto del río durante la avenida. Tal como se indicó anteriormente, si la avenida es antigua, no se conocerá con precisión ni la morfología del cauce y su llanura, ni la de la población afectada por la inundación, en el momento en que ocurrió la crecida, por lo que las estimaciones serán más precisas en el caso de avenidas recientes o en aquellos casos en los que el río sea muy estable y los cambios en otros aspectos (infraestructuras, urbanísticos, etc.) afecten poco en los niveles. No obstante, aunque existan cambios relevantes en la morfología del río o de las poblaciones, se puede tratar de reconstruir los datos de geometría y rugosidad correspondientes al momento en que ocurrió cada inundación a partir de documentos históricos como mapas antiguos, grabados, crónicas y relatos históricos (Balasch, 2021), aunque esta tarea puede exceder el ámbito de un estudio hidrológico, siendo más propia de trabajos de investigación.



Figura 53. Escala limnimétrica de la fachada de la iglesia de Sant Martí en Xerta. Reúne las cotas máximas del agua de las inundaciones del río Ebro entre 1.617 y 1.961. El límite superior alcanza los 10 m de calado sobre el fondo del cauce del Ebro (Fuente: Balasch, 2021).

Paleocrecidas

Por otro lado, las paleocrecidas se refieren a aquellas avenidas ocurridas en el pasado de las cuales se tiene conocimiento por las huellas que han dejado en la naturaleza. Este rastro dejado en la naturaleza puede consistir en evidencias de tipo botánico (como marcas por erosión en los troncos de los árboles, anomalías en los anillos, etc.) o de tipo geológico (como marcas por erosión en las rocas, depósitos de sedimentos, etc.).

En cuanto a las referencias de tipo botánico, la dendrogeomorfología es la disciplina que estudia la interacción entre los procesos geomorfológicos (entre los que se encontrarían los procesos fluviales y, en concreto, la ocurrencia de crecidas) y el crecimiento de los árboles y arbustos (Díez-Herrero, 2021). Esta disciplina aprovecha, entre otras cosas, las anomalías que se producen en los anillos de crecimiento de los árboles como consecuencia de una crecida. Esto permite, no solo tener constancia de la ocurrencia de una crecida, sino también datarla contabilizando el número de anillos.

Adicionalmente, es posible estimar la magnitud de la crecida. Las evidencias más utilizadas con este fin son los descortezados o heridas en la corteza de los árboles producidas por el impacto de la carga sólida transportada por la avenida. La altura máxima de la herida será indicativa del nivel mínimo alcanzado por la lámina de agua, a partir del cual podrá estimarse el caudal mediante un modelo hidráulico. Asimismo, pueden utilizarse otras evidencias como la presencia de árboles inclinados en la dirección y sentido de la corriente (Díez-Herrero, 2021) (figura 54).

Para que las técnicas dendrogeomorfológicas puedan aplicarse en una determinada cuenca hidrográfica deben darse, al menos, las siguientes circunstancias: i) disponer de vegetación arbórea o arbustiva en zonas próximas al cauce; ii) que las especies arbóreas o arbustivas sean susceptibles de utilizarse en dendrocronología; y iii) que los eventos de crecida lleven carga sólida, detrítica o leñosa, que produzca daños en los árboles (Díez-Herrero, 2021).

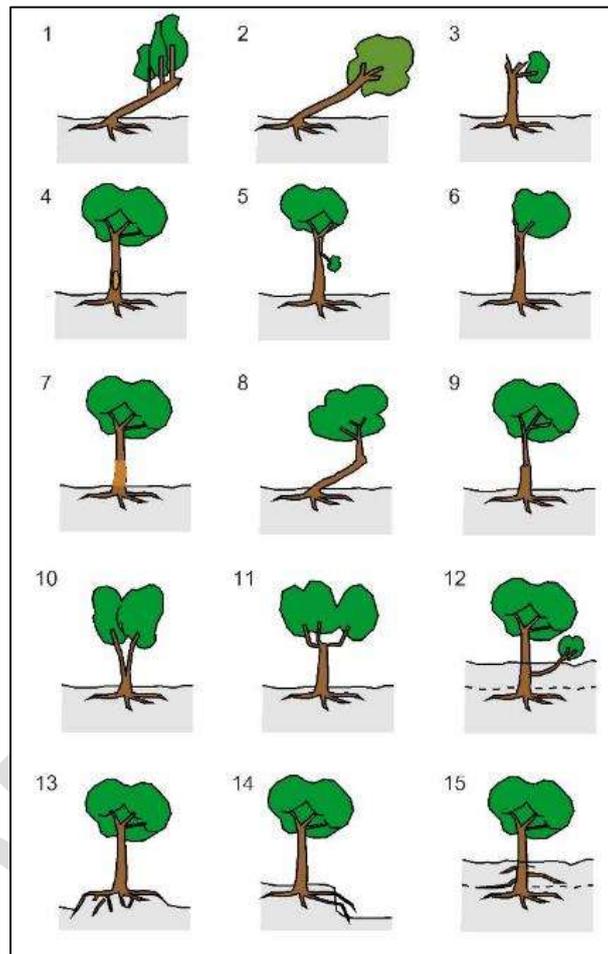


Figura 54. Principales tipos de evidencias dendrogeomorfológicas a escala de árbol completo utilizadas para datar avenidas del pasado y estimar su magnitud: 1. inclinado y con rebrotes verticales; 2. inclinado; 3. decapitado; 4. con herida en la corteza del tronco (descortezado); 5. con arranque de ramas; 6. con pérdida parcial de la copa; 7. con bruñido de la corteza del tronco; 8. con un codo brusco en el tronco; 9. con un estrechamiento brusco del tronco; 10. con un tronco bifurcado; 11. con ramas en candelabro; 12. con enterramiento de ramas; 13. con descalce del cepellón en pedestal; 14. con raíces expuestas por descalce y 15. con raíces adventicias tras enterramiento.

(Fuente: Díez-Herrero, 2021. Modificada de Díez-Herrero *et al.*, 2007).

Por su parte, las paleocrecidas de origen geológico se basan en el hecho de que durante una inundación el flujo de agua deja una serie de evidencias físicas (sedimentos, flotantes, etc.) a partir de las cuales puede inferirse el nivel de agua o paleocalado. Estas evidencias pueden reflejar la elevación máxima de la inundación, que se infiere de depósitos de restos vegetales (flotantes), líneas de arcillas y limos, y marcas de erosión. Otro grupo de evidencias incluyen sedimentos de arena y limo acumulado en zonas de

flujo secundario o remansos que indican la altura mínima que alcanzó la inundación (indicadores de paleoestado) (Benito, 2021).

Los sedimentos finos (arenas y limos), que han sido transportados como carga en suspensión y que se han acumulado en zonas de remanso en las márgenes de los ríos, son los indicadores que mejor se preservan en el tiempo, y que permiten la obtención del registro más completo sobre las inundaciones pasadas. Cada vez que se produce una inundación cuyo nivel anega estas zonas de remanso se produce una nueva capa o nivel de sedimentos que se apila sobre los depósitos anteriores (figura 55). A medida que se produce la sedimentación se incrementa la altura a la que se sitúa el techo del banco respecto al lecho del río, y, por tanto, se requieren crecidas cuyo nivel de agua pueda superar la cota de los bancos construidos por las paleoinundaciones. La discriminación entre distintos niveles de inundación requiere de un estudio estratigráfico detallado con énfasis en la identificación e interpretación de los contactos entre unidades, que son indicativos de diferentes eventos de inundación. La edad absoluta de cada uno de estos niveles, correspondiente a una determinada paleoinundación, se puede obtener a partir de su datación geocronológica (mediante radiocarbono -Carbono 14- o mediante luminiscencia estimulada ópticamente), y su edad relativa a partir de su posición estratigráfica (Benito, 2021).

La altura de los depósitos respecto al cauce permite determinar el calado mínimo alcanzado por el agua durante la crecida, que se aproxima a la altura del agua durante el paso del caudal pico, aunque en ocasiones se presentan diferencias de hasta 1 o 2 m. A partir de la altura mínima del agua para el caudal punta, se puede estimar, mediante un modelo hidráulico, el caudal asociado a cada uno de los depósitos de crecida. Los ríos excavados en roca, o que forman cañones fluviales, son los tramos más indicados para el estudio de paleoinundaciones debido a que son ambientes con grandes fluctuaciones de calado y velocidad del flujo, a la vez que mantienen su geometría en el tiempo facilitando el cálculo de los caudales mediante la modelación hidráulica (Benito, 2021).



Figura 55. Izquierda: Abrigo rocoso en el río Segre mostrando múltiples niveles de inundación (Rico, 2004). Derecha: Parte superior de una cata efectuada en la cabecera del río Guadalentín con evidencia de 24 niveles de inundación acumulados durante los últimos 1.000 años (Benito *et al.*, 2010) (Fuente: Tomado de Benito, 2021).



Normalmente es conveniente cruzar la información sobre paleocrecidas obtenida en campo con las referencias históricas disponibles, lo que puede ayudar a datar algunos eventos, así como a interpretarlos estadísticamente.

A diferencia de las referencias históricas documentales, no existe en España para las paleocrecidas un catálogo o base de datos con toda la información recopilada (en su mayoría procedente de proyectos de investigación), aunque existen algunas bases de datos a escala regional (Díez-Herrero, 2021), como es el caso de *PaleoTagus*, referida a la cuenca del Tajo (Benito *et al.*, 1999), o *SPHERE-GIS*, referida a las cuencas de los ríos Llobregat y Ter (Casas-Planes *et al.*, 2003).

La obtención de datos de paleocrecidas, al igual que pasaba con la consulta de documentación histórica antigua, requiere de la participación de un especialista en la materia. La elaboración de este tipo de estudios puede ser exigente en coste y tiempo, por lo que en muchos casos puede desbordar el ámbito de lo que es asumible dentro del estudio hidrológico. No obstante, hay casos (presas ubicadas en ríos costeros del Levante y Sureste peninsular (apartado 5.9.)), en las que no se disponga de otra fuentes de información histórica, cuyo estudio estará sometido a una elevada incertidumbre; o en el caso de otros ríos, especialmente con poblaciones estadísticas con un elevado L-CS, en los que se requiera afinar los cálculos) en los que puede ser recomendable abordarlos. En cualquier caso, hay que tener en cuenta que, en general, no puede saberse *a priori* qué información se va a encontrar, por lo que no existen garantías de que ésta vaya a permitir reducir de forma importante la incertidumbre en la estimación de los cuantiles. Una alternativa a la búsqueda de este tipo de datos dentro de cada estudio hidrológico concreto, sería la puesta en marcha de programas de investigación y recopilación sistemática de este tipo de información (obtención de datos de paleocrecidas, consulta de documentación histórica no analizada, localización de limnimarcas y obtención de sus caudales históricos, etc.), a escala nacional o de cuenca, al menos en aquellos ríos con presencia de presas en los que en la actualidad se disponga de menos información histórica ya catalogada, dada la elevada utilidad de este tipo de información para reducir la incertidumbre de la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. Con las referencias obtenidas se debería elaborar y mantener una base de datos, que complementarían el *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas*, para su puesta a disposición de los técnicos que los requieran.

Se recomienda recopilar en todos los casos aquella información ya procesada y disponible tanto sobre referencias históricas (será lo más común) como sobre paleocrecidas (si existiera información ya recopilada). Esta información deberá analizarse para su posible utilización en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos anuales. En cualquier caso, tal como se indicó en el apartado anterior, la información no sistemática será más útil en aquellas zonas con valores más elevados de L-CS, donde la incertidumbre al extrapolar a altos periodos de retorno será mayor y las referencias históricas permitirán una mayor reducción de ésta.

Asimismo, en estas zonas con L-CS elevado puede ser aconsejable, si no se dispone de información ya recopilada y se requiere mejorar la precisión de las estimaciones, llevar a cabo

trabajos específicos de obtención de información no sistemática, ya sea histórica, limnimarcas o paleocrecidas, siempre que pueda asumirse en plazo y coste dentro del estudio hidrológico. En las zonas con comportamiento hidrológico más extremo, como las cuencas costeras del Levante y Sureste peninsular, la realización de este tipo de estudios específicos, si no se dispone de información previamente recopilada, puede ser más necesaria, tal como se comentará en el apartado 5.9.

A la hora de recopilar la información, es importante considerar, como ya se expuso, su calidad. En este sentido, será necesario atender a la fiabilidad de la fuente de información o a la existencia de referencias contradictorias. En el caso de llevar a cabo trabajos específicos de obtención de información no recopilada previamente, será importante la opinión de los técnicos que hayan realizado el trabajo sobre la fiabilidad de los datos obtenidos. Lógicamente, se deberá exigir a las referencias una cierta fiabilidad (siempre habrá error en cierta medida), pudiendo admitir mayores errores, como se indicó, en aquellas zonas con valores altos de L-CS. En cualquier caso, una vez analizada la fiabilidad de la información, se procurará tomar la decisión de emplear o no las referencias en el ajuste de forma conservadora.

Junto a la calidad de la información, hay que tener también en cuenta la homogeneidad estadística de los datos disponibles, siendo conveniente, como ya se anticipó y se expone en más detalle en el próximo apartado, la aplicación de un test de estacionariedad. Este análisis permitirá detectar, en aquellos casos en los que se disponga de información muy antigua, si parte del registro no sistemático corresponde a una población con características estadísticas diferentes. Asimismo, permitirá determinar si existen lagunas en la información, de tal forma que hayan podido ocurrir otras avenidas de magnitud similar a las localizadas, o que también hayan superado el umbral de percepción histórica, y que sean desconocidas. En este sentido, hay que tener en cuenta que cuanto menor sea el umbral de percepción histórica y, por lo tanto, menor sea la magnitud de las avenidas más pequeñas seleccionadas, más fácil será que pueda haber eventos históricos de magnitud similar no conocidos. De esta forma, en muchos casos puede ser preferible utilizar un menor número de referencias (seleccionando solo las mayores conocidas o aumentando el valor del umbral de percepción) de tal forma que se asegure que se conocen todas las avenidas por encima de esa magnitud ocurridas durante el periodo histórico considerado. En este sentido, hay que tener en cuenta que las referencias con un mayor valor estadístico serán las mayores ocurridas durante el periodo histórico considerado, que corresponderán a caudales con baja probabilidad de ocurrencia. La utilización de referencias adicionales de menor magnitud tendrá cada vez un menor efecto sobre la reducción de la incertidumbre, existiendo, sin embargo, mayores dudas sobre la posibilidad de que existan avenidas similares no conocidas. En la mayoría de los casos, la utilización de unas pocas avenidas (por ejemplo, las dos o tres mayores) ocurridas durante el periodo histórico puede ser suficiente para reducir la incertidumbre, aunque, lógicamente, se deberá utilizar un mayor número de referencias si se considera que la información es completa y fiable.

Por último, se recuerda que no siempre la información que se incluya en el ajuste de la ley de frecuencia como información no sistemática tiene por qué ser información antigua obtenida fuera del registro sistemático. En ocasiones, pueden existir grandes avenidas registradas en las



estaciones de medida, que constituirán *outliers* de la serie, que deberán tratarse también como información histórica para poder interpretarlas estadísticamente de una forma más correcta.

RECOMENDACIONES

- Se pueden distinguir dos grupos de fuentes de información sobre avenidas pasadas:
 - Información histórica: Avenidas que han dejado una huella en la actividad humana.
 - Información histórica documental: se refiere a aquellas avenidas ocurridas en el pasado que, por su importancia o por la magnitud de los daños que causaron, han quedado registradas de forma escrita en archivos de iglesias, monasterios, ayuntamientos, etc.
 - Limnimarcas: marcas en puentes, edificios, rocas, etc., indicando la altura máxima que alcanzó el agua durante un determinado evento.
 - Paleocrecidas: Avenidas que han dejado una huella en la naturaleza.
 - Referencias de tipo botánico: aprovechan la interacción entre los procesos geomorfológicos (entre los que se encontrarían los procesos fluviales y, en concreto, la ocurrencia de crecidas) y el crecimiento de los árboles y arbustos.
 - Referencias de origen geológico: se basan en el hecho de que durante una inundación el flujo de agua deja una serie de evidencias físicas (sedimentos, flotantes, etc.) a partir de las cuales puede inferirse el nivel de agua o paleocalado.
- La recopilación y análisis directo de la información documental sobre avenidas históricas a partir de sus fuentes originales puede constituir una tarea compleja y laboriosa, que suele ser abordada habitualmente en trabajos de investigación. En la práctica, es más sencillo y operativo recurrir a la consulta de los distintos trabajos o artículos disponibles de recopilación de las principales avenidas históricas, ya sea con carácter nacional o regional, así como de análisis de eventos concretos. La recopilación de avenidas históricas de referencia en España es el *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas*. Además, puede ser conveniente consultar también algunas fuentes de información originales más recientes que estén accesibles, como informes o estudios técnicos sobre determinados eventos, así como las noticias sobre inundaciones recogidas en la prensa local.
- La obtención de datos de paleocrecidas también requiere la participación de un especialista en la materia. La elaboración de este tipo de estudios puede ser exigente en coste y tiempo, por lo que en muchos casos puede desbordar el ámbito de lo que es asumible dentro del estudio hidrológico. Una alternativa sería la puesta en marcha de programas de investigación y recopilación sistemática de este tipo de información (obtención de datos de paleocrecidas, consulta de documentación histórica no analizada, localización de limnimarcas y obtención de sus caudales históricos, etc.), a escala nacional o de cuenca, al menos en aquellos ríos con presencia de presas en los que en la actualidad se disponga de menos información histórica ya catalogada.

- Se recomienda recopilar en todos los casos aquella información ya procesada y disponible tanto sobre referencias históricas (será lo más común) como sobre paleocrecidas (si existiera información ya recopilada). Esta información deberá analizarse para su posible utilización en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos anuales. Esta será más útil en aquellas zonas con valores más elevados de L-CS, donde la incertidumbre al extrapolar a altos periodos de retorno será mayor y las referencias históricas permitirán una mayor reducción de ésta.
- En zonas con un L-CS elevado puede ser aconsejable, si no se dispone de información ya recopilada y se requiere mejorar la precisión de las estimaciones, llevar a cabo trabajos específicos de obtención de información no sistemática, ya sea histórica, limnimarcas o paleocrecidas, siempre que pueda asumirse en plazo y coste dentro del estudio hidrológico. En las zonas con comportamiento hidrológico más extremo, como las cuencas costeras del Levante y Sureste peninsular, la realización de este tipo de estudios específicos, si no se dispone de información previamente recopilada, puede ser necesaria, tal como se comentará en el apartado 5.9.
- A la hora de recopilar la información, es importante tener en cuenta su calidad o fiabilidad. En zonas con poblaciones estadísticas con bajos valores de L-CS será menos interesante la utilización de información no sistemática si ésta tiene poca fiabilidad. Una vez analizada la fiabilidad de la información, se procurará tomar la decisión de emplear o no las referencias en el ajuste de forma conservadora.
- En muchos casos puede ser preferible utilizar un menor número de referencias (seleccionando solo las mayores conocidas o aumentando el valor del umbral de percepción) de tal forma que se asegure que se conocen todas las avenidas por encima de esa magnitud ocurridas durante el periodo histórico considerado. Las referencias con un mayor valor estadístico serán las mayores ocurridas durante el periodo histórico considerado, que corresponderán a caudales con baja probabilidad de ocurrencia. La utilización de referencias adicionales de menor magnitud tendrá cada vez un menor efecto sobre la reducción de la incertidumbre, existiendo, sin embargo, mayores dudas sobre la posibilidad de que existan avenidas similares no conocidas. En la mayoría de los casos, la utilización de unas pocas avenidas (por ejemplo, las dos o tres mayores) ocurridas durante el periodo histórico puede ser suficiente para reducir la incertidumbre, aunque, lógicamente, se deberá utilizar un mayor número de referencias si se considera que la información es completa y fiable.
- Se recuerda que no siempre la información que se incluya en el ajuste de la ley de frecuencia como información no sistemática tiene por qué ser información antigua obtenida fuera del registro sistemático, ya que pueden existir grandes avenidas registradas en las estaciones de medida, que constituirán *outliers* de la serie, que deberán tratarse también como información histórica para poder interpretarlas estadísticamente de una forma más correcta.



5.2.1.5.3. Introducción de información no sistemática en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos

5.2.1.5.3.1. *Tipos de información no sistemática*

Como se ha expuesto anteriormente, la información no sistemática sobre caudales de avenida es aquella que se refiere a eventos de crecida ocurridos normalmente con anterioridad al periodo de registro instrumental de los caudales en las presas o en las estaciones de aforos. Esta información obviamente es incompleta y se refiere solo a los grandes eventos que por sus características o magnitud han dejado alguna huella bien en la memoria histórica bien en la naturaleza.

Como ya se comentó, no toda la información sobre avenidas pasadas puede ser utilizada para mejorar el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos, sino que para que se pueda utilizar debe poder ser interpretada estadísticamente. Dado que la información disponible es incompleta, para poder interpretarla es necesario conocer el criterio que ha determinado que una parte de la información sea conocida y que otra parte no lo sea. Esta información incompleta que se conoce en base a un determinado criterio de selección se denomina en el ámbito estadístico como información censurada, ya que toda la información que no cumpla el criterio será desconocida y la que sí lo cumpla se conocerá. El criterio o elemento que determina qué información es conocida, y qué información no, se denomina elemento censor. Si no se dispone de este criterio por no conocerlo o no poder determinarlo, o bien porque la selección de la información histórica que nos ha llegado no ha seguido un criterio específico sino que se debe a causas aleatorias, los datos no sistemáticos no podrán utilizarse en el ajuste de la función de distribución.

Desde un punto de vista estadístico la información no sistemática se puede clasificar en función del criterio de selección de la información, es decir, en función del elemento censor que ha determinado que una parte de la información haya llegado hasta nosotros y que otra parte se haya perdido, haciendo por tanto que el registro histórico sea incompleto. Se pueden distinguir los siguientes tipos de datos censurados (Leese, 1973; Condie y Lee, 1982; Francés *et al.*, 1994):

- Información Tipo I: en este tipo de información se conocen todas las avenidas que han superado, a lo largo de un cierto periodo histórico, un determinado umbral de percepción histórica conocido. Este umbral podría venir determinado, por ejemplo, por el caudal para el cual se empieza a inundar una determinada población, de tal forma que solo aquellas avenidas que han generado daños en la población han quedado registradas. Lógicamente, el umbral de percepción podría ir cambiando a lo largo del tiempo según la población se va extendiendo, aproximándose al río. Este tipo de información se puede subdividir a su vez en dos:
 - Información Tipo Ia: en este caso se conoce el número de veces que se ha superado el umbral de percepción a lo largo del periodo histórico, es decir, el número de avenidas cuyos caudales han superado el umbral, y la magnitud de los caudales punta de cada una de ellas (figura 56).

- Información Tipo Ib: en este caso se conoce el número de veces que se ha superado el umbral a lo largo del periodo histórico, pero se desconoce la magnitud de los caudales punta (figura 56).
- Información Tipo II: en este tipo de información las avenidas se conocen no por haber superado un determinado caudal umbral, sino por ser las mayores avenidas ocurridas a lo largo del periodo histórico. Es decir, se conocerán las K mayores avenidas ocurridas durante ese periodo (figura 56).

Según sea el tipo de información censurada de que se disponga, se podrá utilizar un tipo u otro de procedimiento de ajuste, o podrá ser necesario modificar un determinado procedimiento de manera diferente para adaptarlo a la utilización de información no sistemática.

En la figura siguiente se representan de forma esquemática los tres tipos de información censurada expuestos. Se ha considerado que se dispone de información en un periodo histórico total de H años, de los cuales los n últimos corresponden al registro sistemático (y, por tanto, en los que se conoce el caudal máximo anual en todos los años) y los $M=H-n$ restantes al periodo de registro no sistemático. Dentro del periodo no sistemático, la información conocida depende de cada caso. Para la información tipo Ia (imagen superior izquierda) se conocerá un determinado umbral de percepción histórica Q_U y los K caudales de avenida (Q_i) que han superado el umbral durante el periodo histórico. En el caso de la información tipo Ib (imagen superior derecha), se conocerá a su vez un determinado umbral de percepción histórica Q_U y el número de avenidas (K) que han superado el umbral durante el periodo histórico, pero se desconocerá el valor del caudal punta de cada una de ellas. Por último, para la información tipo II (imagen inferior) se conocerán las K mayores avenidas ocurridas durante el periodo histórico, sin estar referidas a un umbral de percepción histórica. En la figura se ha representado el caso común de conocer la mayor avenida de todo el periodo.

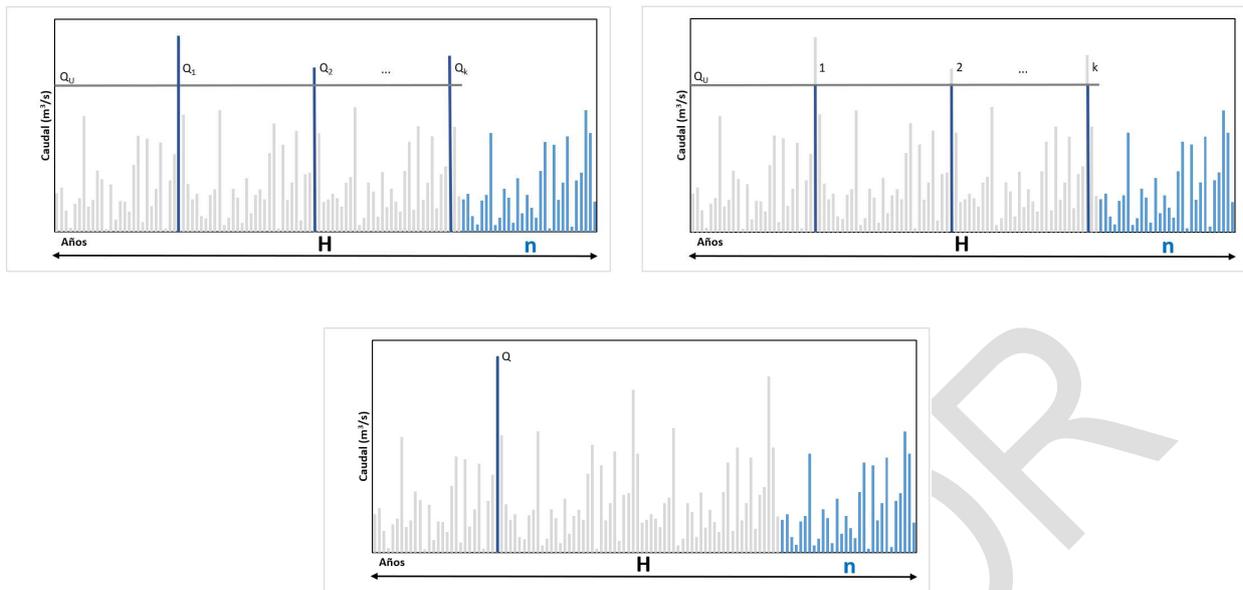


Figura 56. Representación gráfica de los distintos tipos de información censurada. Imagen superior izquierda: Información Tipo Ia. Imagen superior derecha: Información Tipo Ib. Imagen inferior: Información Tipo II.

Por último, conviene detallar el tipo de información censurada que proporciona cada fuente de información no sistemática expuesta en el apartado anterior. De una forma simplificada, y teniendo en cuenta que, en ocasiones, podrán darse situaciones más complejas, podría considerarse lo siguiente:

- La información histórica documental permitirá disponer de una recopilación bastante completa de los eventos más importantes ocurridos en una determinada zona y desde una determinada fecha. En muchos casos, proporcionará referencias sobre los niveles máximos alcanzados por el agua, a partir de los cuales podrá estimarse el caudal de la crecida. Estos datos podrán tratarse como información tipo II, si solo se conoce el caudal de la mayor o de las mayores crecidas, o como información tipo Ia, si se conoce el caudal de todos los eventos que han superado un determinado caudal (por ejemplo, el que provoca la inundación de un determinado edificio o zona de una población). Si la información sobre caudales es incompleta, especialmente si se desconoce el caudal punta de las mayores avenidas, puede que no sea posible utilizarlos en el ajuste. En ese caso, podría utilizarse la información como del tipo Ib, si se puede determinar el número de avenidas que han superado un determinado umbral (por ejemplo, que han provocado inundaciones en un determinado edificio emblemático o que han superado la cota del pretil de un puente). En definitiva, el uso que se pueda dar a la información dependerá mucho de cómo de completa sea ésta para el conjunto de todas las referencias disponibles. No obstante, es frecuente que se disponga de un mayor número de referencias en los años más recientes del periodo histórico. Esto exigirá seleccionar sólo las mayores avenidas ocurridas (suficiente en la mayoría de los casos) o, de ser posible, utilizar dos o más umbrales de percepción.

- Las limnimarcas, en general, permitirán estimar el caudal punta de los eventos a los que se refieren. Estas referencias corresponderán habitualmente a determinados eventos importantes aislados, que normalmente podrán tratarse como los mayores de un determinado periodo (información tipo II), aunque en ocasiones pueden proporcionar un registro continuo de todos los eventos que han llegado a inundar una determinada zona, es decir, que han excedido un determinado umbral, por lo que podrán tratarse como información tipo Ia.
- Los datos de dendrogeomorfología permitirán conocer y datar los eventos de inundación ocurridos en una zona a lo largo de un determinado periodo histórico (la antigüedad del árbol o árboles analizados). Si este registro es suficientemente completo podría utilizarse como información tipo Ib. No obstante, si los daños causados en el árbol permiten determinar la altura que alcanzó el agua y, a partir de ella, el caudal de las crecidas, podría utilizarse como información tipo II o Ia, dependiendo de cuáles sean las crecidas cuya magnitud se haya podido cuantificar.
- En cuanto a los datos de paleocrecidas de origen geológico proporcionarán los niveles mínimos alcanzados por el agua en una serie de eventos ocurridos a lo largo de un determinado periodo. Normalmente, estos eventos podrán datarse, ya sea de forma absoluta o de forma relativa al compararlos con otros de la serie estratigráfica. Como se dijo, en esa datación puede ser útil su contraste con la información histórica. Asimismo, a partir de los niveles mínimos podrá también normalmente obtenerse una cota inferior del caudal punta de cada evento. Sin embargo, a la hora de utilizar esta información, es necesario tener en cuenta que cada evento que genera una nueva capa de sedimentos incrementa la altura del depósito, por lo que cada vez se requerirán crecidas mayores para superar la cota del banco. En definitiva, cada avenida registrada genera un nuevo umbral de percepción para la siguiente. De esta forma, los datos deberán tratarse como información del tipo Ia con múltiples umbrales (uno para cada avenida registrada). De una forma más simplificada, podría utilizarse como información del tipo II sólo la mayor de las avenidas obtenidas, aunque esto supondría ignorar el resto de datos.

RECOMENDACIONES

- Para que la información no sistemática pueda ser utilizada para mejorar el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos debe poder ser interpretada estadísticamente. Para ello, es necesario conocer el criterio que ha determinado que una parte de la información sea conocida y otra parte no (elemento censor).
- Se pueden distinguir los siguientes tipos de datos censurados:
 - Información Tipo I: se conocen todas las avenidas que han superado, a lo largo de un cierto periodo histórico, un determinado umbral de percepción histórica conocido.
 - Información Tipo Ia: se conoce el número de veces que se ha superado el umbral de percepción histórica y la magnitud de los caudales punta.



- Información Tipo Ib: se conoce el número de veces que se ha superado el umbral, pero no se conoce la magnitud de los caudales punta.
 - o Información Tipo II: se conocen las K mayores avenidas ocurridas a lo largo del periodo histórico.
- Las distintas fuentes de información no sistemática expuestas en el apartado anterior proporcionan los siguientes tipos de información censurada:
 - o Información histórica documental: Si se han podido determinar los caudales punta a partir de las referencias de nivel y la información es suficientemente completa, los datos podrán tratarse como información tipo II o Ia. Si la información sobre caudales es incompleta, podrían utilizarse los datos como información tipo Ib, en el caso de que pueda determinarse el número de avenidas que han superado un determinado umbral.
 - o Limnimarcas: Si las referencias corresponden a determinados eventos importantes aislados, podrán tratarse como información tipo II. Si proporcionan un registro continuo de todos los eventos que han llegado a inundar una determinada zona, podrán tratarse como información tipo Ia.
 - o Información dendrogeomorfológica: Si el registro de eventos datado es suficientemente completo podría utilizarse como información tipo Ib. Si, además, los daños causados en el árbol permiten determinar el caudal de las crecidas, podría utilizarse como información tipo II o Ia, dependiendo de cuáles sean las crecidas cuya magnitud se ha determinado.
 - o Paleocrecidas de origen geológico: En este caso, hay que tener en cuenta que cada avenida registrada genera un nuevo umbral de percepción para la siguiente. Por tanto, los datos deberán tratarse como información del tipo Ia con múltiples umbrales (uno para cada avenida registrada). De una forma más simplificada, podría utilizarse como información del tipo II sólo la mayor de las avenidas obtenidas.

5.2.1.5.3.2. Procedimientos de ajuste de la ley de frecuencia con información no sistemática

Los distintos tipos de información censurada expuestos en el apartado anterior pueden introducirse en el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos. Para ello, pueden emplearse los procedimientos de ajuste habituales, como los métodos de los momentos, los L-momentos o máxima verosimilitud, pero deberán adaptarse para permitir su utilización con información no sistemática. Asimismo, también pueden utilizarse las fórmulas de gráfico para la representación de los datos, adaptándolas, a su vez, para su uso con este tipo de información, tal como se expondrá en el próximo apartado.

Los métodos basados en el cálculo de los momentos muestrales (ya sean momentos ordinarios o L-momentos) y la obtención de los parámetros de la función de distribución mediante la construcción de un sistema de ecuaciones obtenido al igualar las expresiones teóricas de los momentos al valor muestral, requieren la utilización de un procedimiento que permita el cálculo de los momentos muestrales a partir de una muestra conjunta sistemática y no sistemática. Con este fin el USBR [1981] propuso la utilización del método de la

ponderación de las series de datos, que se basa en asumir que aquellos datos censurados que no se conocen ($M-K$ datos) son estadísticamente equivalentes a los n datos del registro sistemático. Es decir, los $M-K$ datos históricos desconocidos habrían consistido en la repetición sucesiva de los n datos sistemáticos. De esta forma, el número de veces (W) que aparecerían repetidos los n datos sistemáticos durante el periodo histórico H vendrá dado por:

$$W = \frac{H-K}{n} \quad [36]$$

De esta forma, al calcular los momentos muestrales habrá que tener en cuenta que los K datos históricos aparecerán solo una vez mientras que los n datos sistemáticos aparecerán W veces. Dado que para calcular el valor de los momentos muestrales es necesario disponer del valor del caudal de cada una de las avenidas, este procedimiento solo puede utilizarse con la información censurada tipo Ia y tipo II.

Por su parte, el método de máxima verosimilitud, basado en tomar aquel conjunto de valores de los parámetros que hace máxima la probabilidad de obtener, al realizar una serie de medidas, el conjunto de datos de la muestra (la cual se expresa mediante la función de verosimilitud), requiere definir cómo se debe modificar la función de verosimilitud para que ésta exprese la probabilidad conjunta de los datos sistemáticos y no sistemáticos. Dependiendo del tipo de información censurada de que se disponga, la función de verosimilitud se modificará de una forma o de otra (Stedinger y Cohn, 1986; Cohn y Stedinger, 1987). Este método de cálculo es el que presenta una mayor versatilidad pudiendo utilizarse tanto en los casos en que se conoce el valor del caudal de todos los datos no sistemáticos (es decir, con información tipo Ia y II), como en aquellos en que solo se conoce el número de eventos que han superado el umbral de percepción histórica (información tipo Ib), así como con una mezcla de información de distintos tipos, con umbrales de percepción histórica variables a lo largo del tiempo, etc.

Estos dos procedimientos de cálculo (los más habituales) se exponen en detalle en el Anexo III.

Junto al método de los momentos o L-momentos y al de máxima verosimilitud, se encuentra el método del algoritmo de los momentos esperados (EMA) (Cohn *et al.*, 1997), que puede utilizarse también con información censurada tipo Ib, además de con información tipo Ia y II, así como con umbrales de percepción histórica variables a lo largo del tiempo. Este método de cálculo consiste en un procedimiento iterativo para el cálculo de los momentos muestrales a partir de aquellas avenidas (correspondientes al registro sistemático o no sistemático) para las que se conoce el valor de su caudal, y de la contribución de los datos censurados desconocidos mediante una estimación del valor esperado del momento (obtenido a partir de la función de distribución estimada en la iteración anterior), sabiendo que el dato no ha superado un determinado umbral.

De lo anteriormente expuesto se puede concluir que los métodos de máxima verosimilitud y del algoritmo de momentos esperados son más flexibles y permiten su utilización con todos los tipos de información censurada. Sin embargo, la utilización del método de los momentos o L-momentos, a través de la técnica de la ponderación de las series de datos, solo puede



utilizarse cuando se conoce el valor de los caudales históricos, es decir, con información censurada tipo Ia y II. No obstante, a la hora de seleccionar la técnica a emplear hay que tener en cuenta también otros factores, siendo muy importante la capacidad de cada procedimiento para estimar de forma robusta los cuantiles de alto periodo de retorno.

Mediero [2021] analizó el comportamiento de distintos procedimientos de ajuste de las funciones de distribución utilizando información sistemática e histórica, cuantificando la incertidumbre en la estimación del cuantil de 1.000 años de periodo de retorno asociada a cada procedimiento mediante simulaciones de Monte Carlo. El objetivo era identificar la técnica que permite estimar los cuantiles de caudal de alto periodo de retorno de una forma más robusta.

En el citado trabajo se llegaron a las siguientes conclusiones. Por una parte, el método de máxima verosimilitud es el más eficiente, proporcionando las estimaciones menos sesgadas, con una mediana del conjunto de estimaciones más próxima al valor correcto del cuantil. Sin embargo, este método es muy sensible a la existencia de errores en los datos (lo que puede ser un problema dada la importante incertidumbre que muchas veces acompaña a los datos históricos), ya que, debido precisamente a su mayor flexibilidad, trata de ajustarse lo mejor posible a los datos observados, lo que en algunos casos puede llevar a resultados incorrectos, con grandes desviaciones respecto al valor real del cuantil, principalmente al extrapolar a altos periodos de retorno. No obstante, este problema es menos acusado si se utiliza con poblaciones estadísticas con valores bajos de CS o L-CS.

El método del algoritmo de momentos esperados presenta cierta tendencia a subestimar los cuantiles de alto periodo de retorno, principalmente en poblaciones con valores de CS o L-CS más bien altos, lo que puede ser un problema para su aplicación en España, en donde gran parte del territorio presenta poblaciones de caudales máximos anuales con valores de sesgo elevados.

El método de los L-momentos, combinado con la técnica de la ponderación de la serie de datos, proporciona mejores resultados que el método de los momentos (combinado con la misma técnica), ya que sus estimaciones son menos sesgadas. Asimismo, el método de los momentos, con poblaciones con valores más bien altos de CS o L-CS, presenta tendencia a subestimar los cuantiles de alto periodo de retorno. Por otra parte, los métodos basados en la técnica de la ponderación de las series de datos realizan estimaciones más robustas que los métodos de máxima verosimilitud o del algoritmo de momentos esperados, ya que son más insensibles a la existencia de errores en la información o a la existencia de algún dato anómalo.

En esta Guía se recomienda, en general, incorporar la información histórica en el ajuste de las leyes de frecuencia de caudales máximos anuales mediante el método de los L-momentos combinado con la técnica de la ponderación de las series de datos (Anexo III). La utilización de este procedimiento es consistente con las recomendaciones incluidas en el apartado 5.2.1.3., y es, además, un procedimiento sencillo que proporciona estimaciones robustas de los cuantiles, siendo menos sensible a la posible existencia de errores o inexactitudes en los datos.

Este procedimiento presenta, sin embargo, la limitación de que solo puede utilizarse cuando se conoce el valor de los caudales históricos (información censurada tipo la y II), por lo que si es necesario incorporar al ajuste otro tipo de información censurada será necesario recurrir a los métodos de máxima verosimilitud o del algoritmo de momentos esperados. No obstante, es muy frecuente que la información histórica disponible sea del tipo II, conociendo las K mayores avenidas ocurridas en un determinado periodo histórico, por lo que la utilización de la técnica de la ponderación de la serie de datos será factible. Como se dijo anteriormente, en general, para reducir la incertidumbre bastará con incluir en el análisis unas pocas avenidas (la mayor, o las dos o tres mayores), teniendo cada vez un efecto menor en la reducción de la incertidumbre la inclusión de avenidas adicionales de menor magnitud. Por otra parte, la utilización como datos históricos de avenidas de magnitud más reducida y, por tanto, de mayor recurrencia, puede presentar más dudas en cuanto a la posibilidad de que hayan ocurrido otras avenidas de magnitud similar que no hayan quedado registradas y, por tanto, sean desconocidas, por lo que se podría estar introduciendo una información errónea en el ajuste.

No obstante, en ocasiones se dispondrá de información de otro tipo, como la existencia de un determinado caudal umbral (correspondiente a un determinado nivel) que se sabe que no se ha superado a lo largo de un determinado periodo histórico, o información sobre paleocrecidas en la que, como se expuso en apartados anteriores, cada evento registrado supone un nuevo umbral para el registro de los siguientes, por lo que será necesario emplear otro tipo de métodos¹⁵. También puede ser conveniente, en algunos casos, utilizar el método de máxima verosimilitud si se dispone de un dato histórico muy fiable al que la ley de frecuencia, obtenida mediante el método de L-momentos, no se ajusta correctamente. En estos casos, la mayor flexibilidad del método de máxima verosimilitud puede permitir un mejor ajuste.

En cualquier caso, el método de máxima verosimilitud, dada su mayor sensibilidad a la existencia de errores en los datos, debe utilizarse preferentemente con información fiable, por lo que, en este caso, se recomienda analizar con un mayor detalle la información disponible con la finalidad de detectar posibles incorrecciones o datos dudosos. Asimismo, es preferible utilizarlo con información histórica de baja probabilidad, que proporcione información directa sobre un rango de probabilidades de la ley de frecuencia más próximo al de interés. De esta forma, en caso de que la ley de frecuencia obtenida se aleje de la real, se minimizarán sus efectos al extrapolar a altos periodos de retorno. Por último, se recomienda analizar la ley de frecuencia obtenida (sus estadísticos – L-CV y, principalmente, L-CS –, su encaje gráfico con los datos, su relación con las leyes de frecuencia de otros puntos próximos o de cuencas similares, etc.), así como el valor de los cuantiles de alto periodo de retorno obtenidos, para tratar de identificar posibles sobreestimaciones.

Adicionalmente, hay que destacar, tal como ya se expuso anteriormente, que la incorporación de información no sistemática en el ajuste de la ley de frecuencia es compatible con la aplicación de procedimientos de regionalización, aunque, como se indicó, la reducción incremental de la incertidumbre será inferior a la conseguida con cada método por separado. En general, siguiendo las recomendaciones proporcionadas en el apartado 5.2.1.2., se

¹⁵ En el caso de las paleocrecidas, tal como se indicó en el apartado 5.2.1.5.2., se podrá utilizar la técnica de la ponderación de las series de datos si se utiliza en el ajuste únicamente la mayor de las crecidas registradas.



recomienda utilizar también un valor regional del L-CS cuando se lleve a cabo el ajuste de la ley de frecuencia con información no sistemática. No obstante, si este procedimiento no permite un buen ajuste de las referencias históricas y éstas son suficientemente fiables, puede ser adecuado llevar a cabo la estimación de forma local, permitiendo una mayor flexibilidad en el ajuste, especialmente si esta decisión conduce a resultados más conservadores. En cualquier caso, si la ley de frecuencia obtenida mediante el ajuste local tiene un valor de L-CS que difiere en gran medida del valor regional, se aconseja analizar la cuenca en estudio dentro del contexto de la región, con objeto de confirmar si dicho sesgo puede estar justificado.

Por último, antes de utilizar la información no sistemática en el ajuste de la ley de frecuencia es conveniente llevar a cabo un análisis de su estacionariedad. Con este propósito se recomienda utilizar el test estadístico propuesto por Lang [1995], especialmente desarrollado para su utilización con información censurada, y que se basa en caracterizar la probabilidad del número de superaciones de un umbral (el umbral de percepción histórica) a lo largo del tiempo. Los fundamentos de este test se exponen en el Anexo III. Dado que el test se basa en el número de superaciones del umbral a lo largo del tiempo, es posible también su aplicación aunque no se conozca el valor de los caudales históricos, es decir, con información censurada tipo Ib.

El objetivo de la aplicación de este test es determinar si el conjunto de datos históricos es estacionario, es decir, si todas las referencias disponibles proceden de una misma población estadística a pesar de haberse medido en momentos temporales distintos. Verificar esto es especialmente importante cuando el periodo histórico es extenso, pudiendo incluir referencias históricas muy antiguas, ya que el clima en el momento histórico en que se produjeron las distintas avenidas pudo ser distinto. Asimismo, la aplicación de este test puede ayudar a identificar problemas en la información, principalmente relacionados con la existencia de lagunas en el registro (avenidas de magnitud similar a las conocidas, o que superaron el umbral de percepción histórica, y que, sin embargo, son desconocidas). Si la información no supera el test, será necesario analizar la posibilidad de que falte información en el registro. Este caso es más probable que ocurra cuanto mayor sea el número de referencias históricas consideradas, es decir, cuanto menor sea el umbral de percepción histórica adoptado, ya que, cuanto menor sea la magnitud de las avenidas, más fácil será que alguna de las ocurridas a lo largo del periodo histórico no haya quedado registrada. Esta situación puede resolverse aumentando el valor del umbral y tomando, por tanto, un menor número de referencias históricas (solo las mayores ocurridas a lo largo del periodo histórico). Por otra parte, habrá que analizar también la posible falta de homogeneidad de los datos, especialmente en el caso de disponer de periodos de registro extensos, lo que podría llevar a renunciar a la información más antigua. En cualquier caso, se recomienda adoptar estas decisiones siempre con un criterio conservador.

A modo de ejemplo, se expone a continuación el cálculo de una ley de frecuencia de caudales máximos anuales, utilizando información tanto sistemática como no sistemática, mediante el método de los L-momentos y la ponderación de las series de datos. El ejemplo, correspondiente al río Llobregat a su paso por la población de Martorell, es una adaptación del estudio realizado en CEDEX [1994].

En el punto de estudio se dispone de la información sistemática registrada en la antigua EA1005 de la ROEA, que cuenta con 39 años de datos entre 1955/56 y 1993/94¹⁶. La serie disponible de caudales instantáneos máximos anuales se recoge en la tabla siguiente.

Tabla 34. Serie de caudales instantáneos máximos anuales registrada en la EA1005 (periodo 1955/56 – 1993/94).
Río Llobregat en Martorell.

Año	Q _{ci} (m ³ /s)	Año	Q _{ci} (m ³ /s)
1955/56	505	1975/76	464
1956/57	451	1976/77	454
1957/58	80	1977/78	254
1958/59	750	1978/79	120
1959/60	572	1979/80	105
1960/61	305	1980/81	186
1961/62	2100	1981/82	398
1962/63	996	1982/83	1600
1963/64	490	1983/84	410
1964/65	763	1984/85	142
1965/66	580	1985/86	80
1966/67	160	1986/87	100
1967/68	161	1987/88	380
1968/69	810	1988/89	214
1969/70	219	1989/90	137
1970/71	3080	1990/91	207
1971/72	811	1991/92	464
1972/73	197	1992/93	138
1973/74	498	1993/94	964
1974/75	376		

El dato correspondiente al año hidrológico 1970/71, considerablemente más alto que los demás de la serie, constituye un *outlier*. Aunque en este caso, como se expone a continuación, se dispone de información sobre avenidas históricas, la interpretación estadística de ese dato en el contexto histórico ofrece dudas, pues es notablemente inferior a otras avenidas históricas registradas y podrían haberse producido otras avenidas de magnitud similar anteriormente que no hayan sido registradas. De esta forma, se ha decidido eliminarlo de la serie, lo que, en este caso, no plantea problemas de subestimación de los cuantiles ya que, como se ha dicho, se dispone de varias avenidas históricas de mayor magnitud que pueden introducirse en el ajuste de la ley de frecuencia.

¹⁶ Se ha utilizado la misma información foronómica empleada en CEDEX [1994], que era la disponible en el momento en que se realizó el estudio, sin que haya sido actualizada para elaborar este ejemplo.



CEDEX

El “*Estudio de Inundaciones Históricas. Mapas de Riesgos Potenciales. Cuenca del Pirineo Oriental*” de la Comisión Nacional de Protección Civil (CNPC, 1983) recoge la siguiente información sobre inundaciones históricas ocurridas en la población de Martorell (tabla 35).

Tabla 35. Información sobre inundaciones históricas en la población de Martorell (Fuente: CNPC, 1983).

Año	Mes	Q (m ³ /s)	Observaciones
1617	NOV	4000	
1740	FEB	5790	
1842	AGO	-	Puente del Diablo cubierto por las aguas.
1850	SEP	-	Se desplomó un puente recién construido por la inundación de 1842.
1898	ENE	2000	
1901	SEP	2680	
1907	OCT	2875	Informe realizado por Torán y Cía. S.L.
1907	OCT	3800	Geografía de Cataluña
1907	OCT	1450	Publicación Inundación del 12 de octubre en la cuenca del río Cardoner.
1913	SEP	1540	
1919	SEP	1320	
1942	ABR	1750	
1962	SEP	1550	
1969	ABR	740	
1971	SEP	3080	
1971	SEP	498	
1971	DIC	753	
1982	NOV	-	Se evacuaron 200 familias y 21 empresas.

Se dispone de información sobre avenidas históricas desde el año 1.617, aunque, como puede observarse en la tabla, el número de avenidas registradas va creciendo según la fecha se va acercando a la actualidad, lo que indica que el umbral de percepción histórica de las avenidas va disminuyendo con el tiempo. Los últimos datos se superponen con el registro sistemático, destacando en ese periodo la mencionada avenida de 1.971, que sería la cuarta mayor conocida desde 1.617. No obstante, como se ha indicado, existen dudas sobre que en la primera parte del periodo histórico no haya podido ocurrir alguna avenida de magnitud similar que no haya quedado registrada. Por otra parte, puede observarse cómo se dispone de distintos valores para la avenida del año 1.907, dependiendo de la fuente consultada. Esta situación puede ser bastante frecuente e ilustra la incertidumbre que muchas veces acompaña a los datos históricos.

Puesto que el umbral de percepción histórica va cambiando con el tiempo, sin que se conozca cuál es su valor, se ha decidido utilizar únicamente las tres mayores avenidas registradas (suficiente para mejorar notablemente el ajuste de la ley de frecuencia), ante el riesgo, ya comentado, de que si se consideran avenidas más pequeñas pueda haber otras similares no registradas en la primera parte del periodo histórico. De esta forma, se ha decidido considerar las avenidas de 1.617, 1.740 y 1.907. Las dos primeras son las mayores conocidas y, además, las más antiguas, por lo que no hay riesgo de que pueda haber otras de magnitud similar no registradas. La de 1.907, aunque bastante posterior, es de una magnitud próxima a la de 1.740. En este caso, se ha decidido utilizar para esta última avenida el valor más alto de los disponibles (3.800 m³/s), que es la opción más conservadora.

Con los datos seleccionados se procede a estimar la ley de frecuencia de caudales máximos anuales. Para ello se ajusta, siguiendo las recomendaciones del apartado 5.2.1.3., una función GEV mediante el método de L-momentos. Aunque anteriormente se ha recomendado ajustar las funciones de distribución de caudales máximos anuales tomando un valor regional para el L-CS, para este ejemplo se ha realizado el ajuste de forma local. Los datos históricos se incorporan al ajuste mediante el mencionado procedimiento de la ponderación de las series de datos.

En primer lugar, es necesario calcular, mediante las ecuaciones [AIII-2] a [AIII-4] expuestas en el Anexo III, el valor de los momentos ponderados probabilísticamente muestrales y, a partir de ellos, el de los L-momentos muestrales mediante las ecuaciones [All-6] a [All-8] del Anexo II, combinando la información sistemática y no sistemática mediante la ponderación de las series de datos. Se ha tomado una longitud del periodo de registro histórico (H) de 377 años, el comprendido entre el año hidrológico 1617/18 y el 1993/94 (puesto que no se ha actualizado el registro sistemático disponible). Por otro lado, el número de avenidas históricas consideradas (K) es de 3, y el número de datos sistemáticos (n) de 38 (una vez eliminado el *outlier* del año 1970/71). De esta forma, aplicando la ecuación [36] se puede obtener el valor del peso W :

$$W = \frac{H - K}{n} = \frac{377 - 3}{38} = 9,84$$

A partir del peso W , se puede determinar el valor de los momentos ponderados y, posteriormente, el de los L-momentos muestrales. En las tablas siguientes (tablas 36 y 37) se resumen los cálculos realizados.



Tabla 36. Cálculo de los momentos ponderados probabilísticamente muestrales en la EA 1005 en el río Llobregat, incluyendo las tres mayores avenidas históricas registradas en la población de Martorell, mediante el método de la ponderación de las series de datos.

Fecha	Q (m3/s)	i	W	W-Q	W-(iW-1/H-1)	W-(iW-1/H-1)-Q	W-(iW-1)-(iW-2)/(H-1)-(H-2))	W-(iW-1)-(iW-2)/(H-1)-(H-2))-Q
1617	5790	377	1	5790	1,00	5790,00	1,00	5790,00
1740	4000	376	1	4000	1,00	3989,36	0,99	3978,72
1907	3800	375	1	3800	0,99	3779,79	0,99	3759,63
1957/58	80	1	9,84	787,37	0,23	18,52	0,00	0,39
1985/86	80	2	9,84	787,37	0,49	39,13	0,02	1,85
1986/87	100	3	9,84	984,21	0,75	74,67	0,05	5,48
1979/80	105	4	9,84	1033,42	1,00	105,45	0,10	10,51
1978/79	120	5	9,84	1181,05	1,26	151,43	0,16	19,06
1989/90	137	6	9,84	1348,37	1,52	208,18	0,23	31,67
1992/93	138	7	9,84	1358,21	1,78	245,25	0,32	43,75
1984/85	142	8	9,84	1397,58	2,03	288,95	0,42	59,13
1966/67	160	9	9,84	1574,74	2,29	366,79	0,53	84,68
1967/68	161	10	9,84	1584,58	2,55	410,56	0,66	105,56
1980/81	186	11	9,84	1830,63	2,81	522,23	0,80	147,98
1972/73	197	12	9,84	1938,89	3,07	603,87	0,95	186,97
1990/91	207	13	9,84	2037,32	3,32	687,85	1,12	231,02
1988/89	214	14	9,84	2106,21	3,58	766,24	1,30	277,46
1969/70	219	15	9,84	2155,42	3,84	840,57	1,49	326,43
1977/78	254	16	9,84	2499,89	4,10	1040,34	1,70	431,32
1960/61	305	17	9,84	3001,84	4,35	1327,80	1,92	585,35
1974/75	376	18	9,84	3700,63	4,61	1733,76	2,15	809,82
1987/88	380	19	9,84	3740,00	4,87	1850,11	2,40	912,72
1981/82	398	20	9,84	3917,16	5,13	2040,28	2,66	1060,09
1983/84	410	21	9,84	4035,26	5,38	2207,42	2,94	1204,86
1956/57	451	22	9,84	4438,79	5,64	2544,35	3,23	1455,55
1976/77	454	23	9,84	4468,32	5,90	2678,24	3,53	1602,43
1975/76	464	24	9,84	4566,74	6,16	2856,77	3,85	1784,23
1991/92	464	25	9,84	4566,74	6,41	2976,31	4,17	1937,00
1963/64	490	26	9,84	4822,63	6,67	3269,32	4,52	2213,50
1973/74	498	27	9,84	4901,37	6,93	3450,99	4,87	2427,08
1955/56	505	28	9,84	4970,26	7,19	3629,60	5,24	2647,95
1959/60	572	29	9,84	5629,68	7,44	4258,51	5,63	3218,54
1965/66	580	30	9,84	5708,42	7,70	4467,49	6,02	3493,74
1958/59	750	31	9,84	7381,58	7,96	5970,15	6,43	4825,56
1964/65	763	32	9,84	7509,53	8,22	6270,20	6,86	5232,65
1968/69	810	33	9,84	7972,11	8,48	6865,12	7,30	5909,30
1971/72	811	34	9,84	7981,95	8,73	7082,53	7,75	6282,32
1993/94	964	35	9,84	9487,79	8,99	8667,04	8,21	7915,29
1962/63	996	36	9,84	9802,74	9,25	9211,33	8,69	8654,13
1982/83	1600	37	9,84	15747,37	9,51	15209,52	9,18	14688,66
1961/62	2100	38	9,84	20668,42	9,76	20503,51	9,69	20339,49
			b0=	496,59	b1=	368,70	b2=	304,22

Tabla 37. Cálculo de los L-momentos en la EA 1005 en el río Llobregat, incluyendo las tres mayores avenidas históricas registradas en la población de Martorell, mediante el método de la ponderación de las series de datos.

b0	b1	b2	λ1	λ2	λ3	t2	t3
496,59	368,70	304,22	496,59	240,81	109,73	0,485	0,456

A partir de los L-momentos muestrales puede determinarse el valor de los parámetros de la función GEV mediante las ecuaciones [AII-14] a [AII-16] del Anexo II. El resultado obtenido se muestra en la tabla adjunta.

Tabla 38. Estimación de los parámetros de una función de distribución GEV en la EA 1005 en el río Llobregat, mediante el método de los L-momentos, incluyendo las tres mayores avenidas históricas registradas en la población de Martorell.

λ1	t2	t3	c	k	α	u
496,59	0,48	0,46	-0,05	-0,40	201,68	248,869

Finalmente, la ley de frecuencia obtenida se ha representado en papel de probabilidad Gumbel, junto a los datos sistemáticos y no sistemáticos empleados en su ajuste, a los que se ha asignado probabilidad muestral según lo expuesto en el próximo apartado.

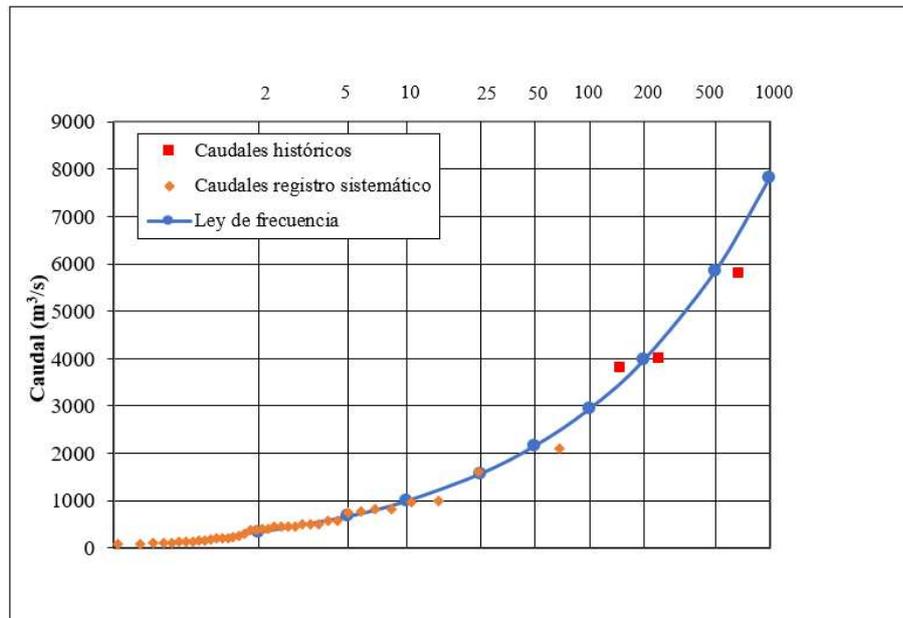


Figura 57. Representación gráfica de la ley de frecuencia de caudales instantáneos máximos anuales obtenida en la EA 1005, junto a los datos sistemáticos y no sistemáticos empleados en su obtención.

RECOMENDACIONES

- Para la utilización en el ajuste de la ley de frecuencia de los distintos tipos de información censurada es necesario adaptar los procedimientos de ajuste habituales. Entre los métodos de cálculo que se pueden utilizar se encuentran:
 - Método de la ponderación de las series de datos (USWRC, 1981): permite el cálculo de los momentos muestrales (momentos ordinarios o L-momentos) con información sistemática y no sistemática.
 - Método de máxima verosimilitud: requiere modificar la función de verosimilitud para que ésta exprese la probabilidad conjunta de los datos sistemáticos y no sistemáticos, dependiendo del tipo de información censurada de que se disponga (Stedinger y Cohn, 1986; Cohn y Stedinger, 1987).
 - Método del algoritmo de los momentos esperados (Cohn *et al.*, 1997): consiste en un procedimiento iterativo para el cálculo de los momentos muestrales a partir del registro sistemático y no sistemático.
- Se recomienda, en general, incorporar la información histórica en el ajuste de las leyes de frecuencia de caudales máximos anuales mediante el método de los L-momentos combinado con la técnica de la ponderación de las series de datos. Este procedimiento es consistente con las recomendaciones incluidas en el apartado 5.2.1.3., y es, además,



un procedimiento sencillo que proporciona estimaciones robustas de los cuantiles, siendo menos sensible a la posible existencia de errores en los datos.

- Asimismo, se recomienda utilizar también un valor regional del L-CS cuando se lleve a cabo el ajuste de la ley de frecuencia con información no sistemática. No obstante, si el ajuste regional no permite un buen ajuste de las referencias históricas y éstas son suficientemente fiables, puede ser adecuado llevar a cabo la estimación de forma local. En este caso, si la ley de frecuencia obtenida mediante el ajuste local tiene un valor de L-CS que difiere en gran medida del valor regional, se recomienda analizar la cuenca en estudio dentro del contexto de la región, con objeto de confirmar si dicho sesgo puede estar justificado.
- Este procedimiento, sin embargo, solo puede utilizarse cuando se conoce el valor de los caudales históricos (información censurada tipo Ia y II), por lo que si es necesario incorporar al ajuste otro tipo de información censurada será necesario recurrir a los métodos de máxima verosimilitud o del algoritmo de momentos esperados.
- El método del algoritmo de momentos esperados presenta cierta tendencia a subestimar los cuantiles de alto periodo de retorno, principalmente en poblaciones con valores de CS o L-CS más bien altos, lo que puede ser un problema para su aplicación en España, en donde gran parte del territorio presenta poblaciones de caudales máximos anuales con valores de sesgo elevados (Mediero, 2021).
- El método de máxima verosimilitud, aunque es el más eficiente, proporcionando las estimaciones menos sesgadas, es muy sensible a la existencia de errores en los datos, lo que en algunos casos puede llevar a resultados incorrectos, principalmente al extrapolar a altos periodos de retorno (Mediero, 2021).
- El método de máxima verosimilitud, dada su mayor sensibilidad a la existencia de errores en los datos, debe utilizarse preferentemente con información fiable, por lo que se recomienda analizar con un mayor detalle la información disponible con la finalidad de detectar posibles incorrecciones o datos dudosos. Asimismo, es preferible utilizarlo con información histórica de baja probabilidad, que proporcione información directa sobre un rango de probabilidades de la ley de frecuencia más próximo al de interés. Adicionalmente, se recomienda analizar la ley de frecuencia obtenida para tratar de identificar posibles sobreestimaciones.
- Antes de utilizar la información no sistemática en el ajuste de la ley de frecuencia es conveniente llevar a cabo un análisis de su estacionariedad. Con este propósito se recomienda utilizar el test estadístico propuesto por Lang [1995], especialmente desarrollado para su utilización con información censurada. La aplicación de este test permitirá detectar falta de homogeneidad en el registro no sistemático cuando el periodo histórico es extenso e incluye referencias históricas muy antiguas, asimismo permitirá identificar problemas en la información, principalmente relacionados con la existencia de lagunas en el registro.

5.2.1.5.3.3. Representación gráfica de la ley de frecuencia y contraste con los datos históricos

Tal como se expuso en el apartado 5.2.1.4., una vez obtenida la ley de frecuencia de caudales máximos, es conveniente proceder a su representación gráfica junto a los datos de la muestra utilizados en su cálculo. En el caso de utilizar información no sistemática, es recomendable

representar también los datos históricos utilizados en el ajuste con la finalidad de contrastarlos con la ley de frecuencia. Lógicamente, solo será posible la representación gráfica de la información no sistemática cuando se conozca el valor de los caudales históricos, es decir, en el caso de disponer de información del tipo Ia o II.

Como se expuso en el mencionado apartado, la asignación de probabilidades muestrales a los datos se debe realizar mediante la aplicación de una determinada fórmula de gráfico. Tal como allí se indicó, se recomienda la utilización de la fórmula de Gringorten (ecuación [35]). No obstante, la utilización de esta fórmula en el contexto del ajuste de la ley de frecuencia con datos no sistemáticos requiere tener en cuenta algunas consideraciones adicionales.

Supongamos que se dispone de una información tipo Ia como la reflejada en la figura 56, es decir, se tiene información en un periodo histórico de H años, de los cuales n corresponden al registro sistemático y $M=H-n$ al no sistemático. Dentro del periodo de registro no sistemático se conocen K avenidas que han superado el umbral de percepción histórica Q_U , cuyos caudales punta tienen los valores Q_i . Según esta información, se puede estimar la probabilidad de que el caudal máximo de un año supere el umbral (P_{Q_U}) como:

$$1 - F(Q_U) = P_{Q_U} = \frac{K}{H} \quad [37]$$

En consecuencia, la probabilidad de excedencia (P_{Q_i}) del caudal histórico Q_i vendrá dada por:

$$1 - F(Q_i) = P_{Q_i} = \frac{K}{H} \left(\frac{i-0,44}{K+0,12} \right) \quad [38]$$

Donde se ha utilizado la fórmula de Gringorten, que en este caso, proporciona la probabilidad de excedencia del caudal Q_i condicionada a que este caudal haya superado el umbral Q_U . Para que la fórmula proporcione la probabilidad de excedencia, tal como se indicó en el apartado 5.2.1.4., las K avenidas históricas que han superado el umbral deben ordenarse de mayor a menor a la hora de asignarles el número de orden i .

La expresión [38] puede utilizarse también en el caso de disponer de una información no sistemática del tipo II, es decir, si se conocen las K mayores avenidas ocurridas durante el periodo histórico H . En este caso, aunque no se conoce el umbral Q_U , puede suponerse que éste tiene un valor igual a Q_k , es decir, a la menor de las K avenidas.

En cuanto a la asignación de probabilidad muestral a los datos sistemáticos, al disponer de información histórica, puede mejorarse respecto a la aplicación directa de la fórmula de Gringorten a los n datos de la muestra sistemática. Si ninguno de los n caudales ha superado el umbral Q_U , o ninguno se encuentra entre las K mayores avenidas en el periodo H , la probabilidad de excedencia (P_{q_j}) del caudal q_j vendrá dada por:

$$1 - F(q_j) = P_{q_j} = \frac{K}{H} + \left(1 - \frac{K}{H} \right) \left(\frac{j-0,44}{n+0,12} \right) \quad [39]$$

Siendo q_j el caudal de la serie sistemática que ocupa el puesto i en la serie ordenada de mayor a menor. Si dentro de la serie sistemática r de los datos superan el umbral Q_U o se encuentran

entre las K mayores avenidas ocurridas durante el periodo histórico H , la expresión anterior deberá modificarse de la siguiente manera:

$$1 - F(q_j) = P_{q_j} = \frac{K}{H} + \left(1 - \frac{K}{H}\right) \left(\frac{j-0,44}{n-r+0,12}\right) \quad [40]$$

En este caso, la asignación de probabilidad a los r datos que superan el umbral se deberá realizar mediante la expresión [38].

No obstante, la utilización directa de la fórmula de Gringorten sobre los n datos de la muestra, tal como se indicó en el apartado 5.2.1.4., aunque algo menos precisa, es también aplicable, proporcionando resultados similares, salvo que algún dato de la muestra deba tratarse como histórico, en cuyo caso es preferible utilizar la expresión [40].

Asimismo, puede asignarse probabilidad a los datos no sistemáticos de la siguiente forma, algo más sencilla que la expuesta anteriormente, sin gran pérdida de precisión. Dado que el número total de años del periodo histórico es de H años, si se conociese el registro completo de esos H años y se ordenase de menor a mayor, las avenidas históricas ocuparán los K últimos puestos al corresponder a los K mayores caudales. Es decir, el mayor caudal histórico estará situado en el puesto H , el segundo mayor en el puesto $H-1$, el siguiente en el $H-2$ y el menor de los caudales históricos en el puesto $H-K+1$. De esta forma, puesto que se conocen sus números de orden en la serie, se les podrá asignar su probabilidad muestral $F(Q_i)$ mediante la fórmula de Gringorten, al igual que se hacía en el apartado 5.2.1.4., siendo en este caso el número total de datos igual a H .

Una vez asignadas probabilidades muestrales a los datos, las parejas de valores caudal – probabilidad pueden representarse gráficamente en papel Gumbel junto a la ley de frecuencia, para lo cual será necesario transformar previamente el valor de la probabilidad según la ecuación [31] (figura 58).

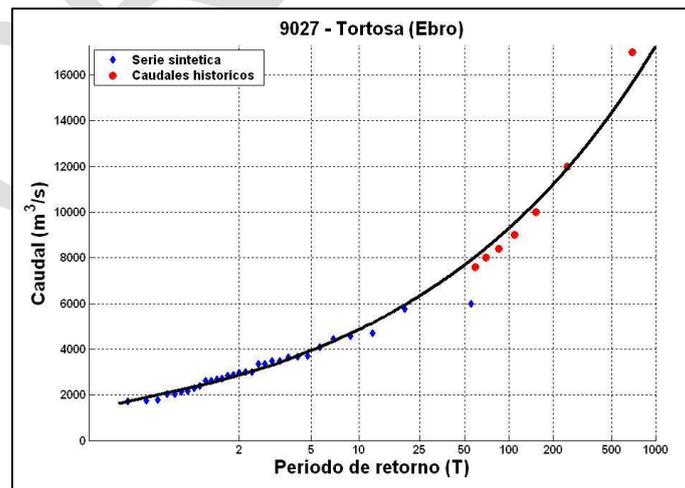


Figura 58. Ejemplo de representación gráfica de una ley de frecuencia de caudales máximos anuales junto a los datos sistemáticos e históricos con sus probabilidades muestrales. Río Ebro en Tortosa.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda representar gráficamente los datos históricos utilizados en el ajuste con sus probabilidades muestrales, junto a los datos sistemáticos, con la finalidad de contrastarlos con la ley de frecuencia. Lógicamente, solo será posible la representación gráfica de la información no sistemática cuando se conozca el valor de los caudales históricos (información tipo Ia y II).
- Se recomienda asignar probabilidades muestrales a los datos no sistemáticos mediante la siguiente modificación de la fórmula de Gringorten:

$$1 - F(Q_i) = P_{Q_i} = \frac{K}{H} \left(\frac{i - 0,44}{K + 0,12} \right)$$

- La asignación de probabilidades muestrales a los datos sistemáticos puede realizarse mediante la fórmula de Gringorten, tal como se indicó en el apartado 5.2.1.4., o mediante la siguiente expresión, especialmente si algún dato de la muestra debe tratarse como histórico:

$$1 - F(q_j) = P_{q_j} = \frac{K}{H} + \left(1 - \frac{K}{H} \right) \left(\frac{j - 0,44}{n - r + 0,12} \right)$$

5.2.1.6. Cálculo aproximado de los cuantiles de alto periodo de retorno a partir del cuantil de 100 años

Como se indicó anteriormente en el apartado 4.5., en algunos países se prefiere estimar los caudales de alto periodo de retorno mediante un procedimiento sencillo consistente en multiplicar el caudal de 100 años por un determinado factor, por considerar que su estimación por los procedimientos de cálculo habituales tendrá una gran incertidumbre y puede conducir a obtener resultados muy dispares. De esta forma, la obtención de los cuantiles de alto periodo de retorno a partir del de 100 años supondría una opción de cálculo, además de más sencilla, más robusta y controlable.

No obstante, para que este tipo de procedimiento sea verdaderamente útil debe suponer una estimación razonable del cuantil del periodo de retorno de diseño, con un error moderado, de tal forma que se sitúe dentro de un determinado intervalo de confianza de la estimación proporcionada por los modelos estadísticos, y no debe interpretarse como un coeficiente de seguridad en el cálculo.

Con la finalidad de explorar la posibilidad de adoptar este procedimiento de cálculo simplificado en España, en Jiménez *et al.* [2014a] se obtuvieron los coeficientes que relacionan los cuantiles de 1.000, 5.000 y 10.000 años de periodo de retorno con el de 100, a partir del cálculo de las leyes de frecuencia de caudales máximos en las estaciones de aforo de distintas regiones estadísticas. Para ello, se utilizó el modelo estadístico y el esquema de regionalización seleccionado como resultado de los trabajos presentados en los apartados anteriores, el cual se recomienda en esta Guía. El trabajo se llevó a cabo en un conjunto de regiones estadísticas seleccionadas de entre todas las identificadas en la España peninsular de tal forma que fuesen representativas de la diversidad climática e hidrológica de la península (regiones 12, 21, 31, 61,



81, 91 y 92). No se incluyeron en el análisis las regiones situadas en el Levante y Sureste peninsular, dada su especial singularidad hidrológica.

Como resultado se obtuvo que el valor de los coeficientes difiere sustancialmente entre unas regiones y otras, lo que indica que, en España, dada la gran variabilidad climática e hidrológica entre unas zonas y otras del país, no parece posible fijar un único coeficiente para todo el territorio, a diferencia de lo que se hace, por ejemplo, en el caso de Finlandia. Adicionalmente, se observó que aquellas regiones con un comportamiento hidrológico menos extremo, con funciones de distribución de caudales máximos poco sesgadas (regiones 21 y 91), presentaban los valores más bajos del coeficiente, algo superiores a los empleados en Finlandia. Sin embargo, las regiones con un comportamiento más extremo y distribuciones más sesgadas (regiones 61 y 92, y en menor medida 81) presentaban valores considerablemente más altos. Por último, las regiones 12 y 31 presentaron un comportamiento intermedio. Por otra parte, se observó que los valores obtenidos para las regiones con comportamientos hidrológicos más parecidos eran muy similares entre sí.

Un resultado muy significativo fue que la dispersión del valor de los coeficientes dentro de cada región era de muy pequeña magnitud, siendo los valores correspondientes a cada estación muy similares entre sí, lo que parece indicar que las regiones estadísticas identificadas en el apartado 5.2.1.2. presentan una elevada homogeneidad respecto a estos coeficientes, de tal forma que la adopción de unos factores de cálculo medios por región tendría una elevada robustez.

A modo de ejemplo, en la figura adjunta se han representado los cuantiles de 1.000, 5.000 y 10.000 años de las EA 2070 y 9137, estimados aplicando los factores medios de las regiones 21 y 92, respectivamente, al cuantil de 100 años de periodo de retorno, junto con los datos observados y la ley de frecuencia obtenida según el procedimiento regional recomendado en apartados anteriores. Se observa cómo los valores estimados mediante los coeficientes son muy similares a los proporcionados por la ley de frecuencia de cada estación. Las diferencias son mayores cuanto mayor es el periodo de retorno, y mayores para la región 92 con una población estadística con mayor coeficiente de sesgo. Asimismo, las diferencias son mucho menores que el rango marcado por los intervalos de confianza del 67% (tomado como referencia), por lo que ambas estimaciones podrían considerarse como estadísticamente equivalentes. Esto parece indicar que el procedimiento de cálculo simplificado, en principio, proporcionaría una precisión comparable al cálculo mediante el modelo estadístico, siendo mucho más simple de aplicar y más robusto.

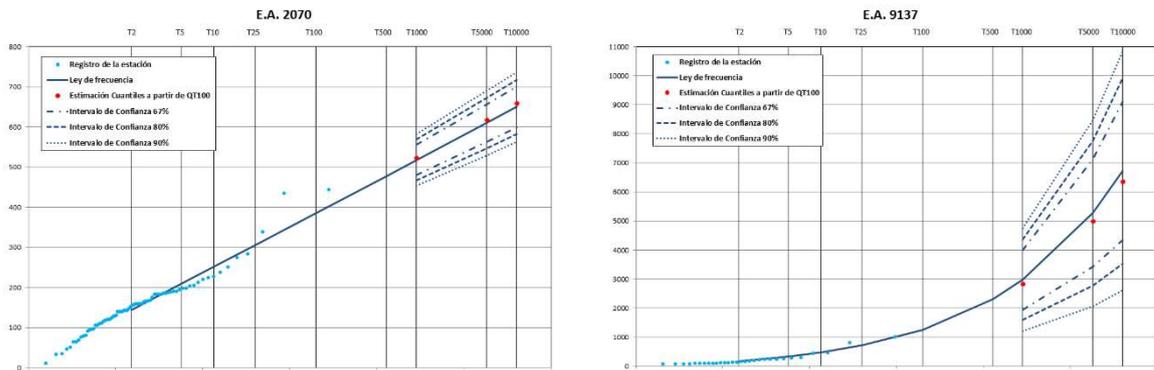


Figura 59. Contraste de los caudales de alto periodo de retorno estimados a partir del caudal de 100 años con la ley de frecuencia de caudales máximos y sus intervalos de confianza, para dos estaciones representativas de las regiones 21 y 92.

No obstante, aunque la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno a partir del caudal de 100 años parece viable, en esta Guía se recomienda abordar su determinación directamente mediante el ajuste de una función de distribución a los datos de la muestra siguiendo, preferentemente, las recomendaciones proporcionadas en apartados anteriores. Esto permitirá tener en cuenta aspectos singulares del punto de estudio que pudiera en algunos casos diferir en mayor medida del comportamiento medio regional, así como la mayor precisión en la estimación de los cuantiles que pueda suponer la incorporación de información histórica. Asimismo, hay que tener en cuenta que la estimación de los coeficientes se ha realizado asumiendo el modelo estadístico y el esquema de regionalización recomendado en apartados anteriores. De esta forma, si, de manera justificada, se adopta un modelo estadístico o una regionalización diferente, la aplicación de los coeficientes podría ser, en esos casos, menos precisa.

No obstante, se recomienda, de forma complementaria, estimar también el valor de los cuantiles a partir del de 100 años de periodo de retorno multiplicándolo por los coeficientes de la tabla 39, según la siguiente ecuación:

$$Q_T = \varphi_T Q_{100} \quad [41]$$

Siendo Q_T el cuantil de T años de periodo de retorno, Q_{100} el de 100 años y φ_T un coeficiente que relaciona ambas variables.

En la mencionada tabla se indica el valor medio del coeficiente en cada región, para los distintos periodos de retorno considerados (500, 1.000, 5.000 y 10.000 años), así como su desviación típica, ésta última con la finalidad de tener una idea de la dispersión de los valores obtenidos en las distintas estaciones de la región respecto al valor medio. No se incluyen en la tabla las regiones costeras del Levante y Sureste peninsular (regiones 72 y 82) que se tratarán en el apartado 5.9. Como se puede observar, los coeficientes varían entre XX y XX para el periodo de retorno de 500 años, entre XX y XX para el de 1.000 años, entre XX y XX para el de 5.000, y entre XX y XX para el de 10.000.



Tabla 39. Factores de cálculo de los cuantiles de caudal a partir del Q_{100} (media y desviación típica regional) para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años en las distintas regiones estadísticas consideradas.

XXX Pendiente de actualizar los valores de las regiones 61, 101 y 102 XXX

Región	Φ_{500}		Φ_{1000}		Φ_{5000}		Φ_{10000}	
	Media	σ	Media	σ	Media	σ	Media	σ
11	1.33	0.02	1.48	0.04	1.86	0.06	2.04	0.08
12	1.46	0.03	1.71	0.04	2.41	0.09	2.78	0.11
13	1.38	0.04	1.58	0.06	2.11	0.11	2.38	0.14
21	1.29	0.02	1.42	0.03	1.73	0.06	1.88	0.07
22	2.00	0.02	2.66	0.03	5.13	0.07	6.79	0.10
23	1.33	0.03	1.49	0.04	1.87	0.07	2.05	0.08
24	1.53	0.02	1.81	0.03	2.64	0.05	3.08	0.06
25	1.38	0.03	1.56	0.04	2.02	0.07	2.25	0.09
31	1.38	0.02	1.57	0.03	2.04	0.06	2.27	0.07
32	1.41	0.02	1.61	0.03	2.14	0.06	2.40	0.07
33	1.81	0.03	2.30	0.04	3.98	0.10	5.02	0.13
34	1.77	0.02	2.24	0.03	3.80	0.07	4.74	0.10
41	1.82	0.02	2.33	0.04	4.07	0.09	5.14	0.12
42	1.87	0.03	2.42	0.05	4.33	0.11	5.54	0.15
51	1.60	0.03	1.93	0.04	2.93	0.09	3.48	0.11
52	1.51	0.02	1.78	0.04	2.55	0.07	2.94	0.09
53	1.77	0.06	2.24	0.11	3.81	0.34	4.77	0.51
61								
71	1.88	0.05	2.45	0.09	4.47	0.20	5.78	0.28
72	-	-	-	-	-	-	-	-
81	1.68	0.03	2.07	0.06	3.32	0.15	4.04	0.22
82	-	-	-	-	-	-	-	-
83	1.68	0.02	2.07	0.04	3.32	0.08	4.05	0.11
91	1.27	0.03	1.40	0.05	1.70	0.08	1.83	0.10
92	1.72	0.04	2.16	0.07	3.64	0.17	4.55	0.23
93	2.06	0.05	2.80	0.08	5.62	0.21	7.58	0.30
94	1.94	0.03	2.55	0.05	4.78	0.13	6.24	0.18
95	1.51	0.04	1.79	0.06	2.58	0.12	3.00	0.15
101								
102								

Como puede observarse en la tabla, algunas regiones presentan factores considerablemente más elevados que otras. Estas diferencias son más marcadas para los mayores periodos de retorno, y son consecuencia de la existencia de unos valores regionales de L-CV y L-CS más altos en esas regiones. Destaca especialmente la región 93, correspondiente a los afluentes por margen derecha del Ebro en su tramo final, que, como se expuso anteriormente en el apartado 5.2.1.2., presenta unos valores de L-CV y L-CS muy elevados. En dicha región el valor del cuantil de 10.000 años de periodo de retorno sería más de 7,5 veces el de 100 años. Valores elevados de los factores, aunque algo menores, aparecen también en la región 22 de la cuenca del Duero. Como se indicó en el mencionado apartado 5.2.1.2., se aconseja utilizar estos valores tan elevados con cautela, ya que, en algunos casos, podrían conducir a un sobredimensionamiento excesivo de los cuantiles de alto periodo de retorno.

Si se utiliza el modelo estadístico y el esquema de regionalización expuesto en los apartados 5.2.1.2. y 5.2.1.3. para determinar la ley de frecuencia de caudales máximos, en general, los cuantiles derivados de la ley de frecuencia serán similares a los calculados de forma aproximada a partir del caudal de 100 años. Sin embargo, si se decide emplear un modelo estadístico o una regionalización diferente, ambas estimaciones pueden diferir en mayor medida.

Si los cuantiles proporcionados por el modelo estadístico son inferiores a los calculados a partir del caudal de 100 años, según los coeficientes anteriores, se recomienda revisar los criterios considerados al realizar los cálculos, justificando especialmente aquellos que se aparten de las

recomendaciones proporcionadas en esta Guía. En caso de duda, se recomienda emplear los valores más conservadores obtenidos a partir de las relaciones con el cuantil de 100 años.

RECOMENDACIONES

- Junto a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno a partir de la ley de frecuencia calculada según las recomendaciones expuestas en apartados anteriores, se recomienda, de forma complementaria, estimar también su valor a partir del caudal de 100 años, multiplicándolo por los coeficientes indicados en la tabla adjunta para cada periodo de retorno y región estadística, según la siguiente ecuación:

$$Q_T = \varphi_T Q_{100}$$

Región	φ_{500}		φ_{1000}		φ_{2000}		φ_{10000}	
	Media	σ	Media	σ	Media	σ	Media	σ
11	1.33	0.02	1.48	0.04	1.86	0.06	2.04	0.08
12	1.46	0.03	1.71	0.04	2.41	0.09	2.78	0.11
13	1.38	0.04	1.58	0.06	2.11	0.11	2.38	0.14
21	1.29	0.02	1.42	0.03	1.73	0.06	1.88	0.07
22	2.00	0.02	2.66	0.03	5.13	0.07	6.79	0.10
23	1.33	0.03	1.49	0.04	1.87	0.07	2.05	0.08
24	1.53	0.02	1.81	0.03	2.64	0.05	3.08	0.06
25	1.38	0.03	1.56	0.04	2.02	0.07	2.25	0.09
31	1.38	0.02	1.57	0.03	2.04	0.06	2.27	0.07
32	1.41	0.02	1.61	0.03	2.14	0.06	2.40	0.07
33	1.81	0.03	2.30	0.04	3.98	0.10	5.02	0.13
34	1.77	0.02	2.24	0.03	3.80	0.07	4.74	0.10
41	1.82	0.02	2.33	0.04	4.07	0.09	5.14	0.12
42	1.87	0.03	2.42	0.05	4.33	0.11	5.54	0.15
51	1.60	0.03	1.93	0.04	2.93	0.09	3.48	0.11
52	1.51	0.02	1.78	0.04	2.55	0.07	2.94	0.09
53	1.77	0.06	2.24	0.11	3.81	0.34	4.77	0.51
61	-	-	-	-	-	-	-	-
71	1.88	0.05	2.45	0.09	4.47	0.20	5.78	0.28
72	-	-	-	-	-	-	-	-
81	1.68	0.03	2.07	0.06	3.32	0.15	4.04	0.22
82	-	-	-	-	-	-	-	-
83	1.68	0.02	2.07	0.04	3.32	0.08	4.05	0.11
91	1.27	0.03	1.40	0.05	1.70	0.08	1.83	0.10
92	1.72	0.04	2.16	0.07	3.64	0.17	4.55	0.23
93	2.06	0.05	2.80	0.08	5.62	0.21	7.58	0.30
94	1.94	0.03	2.55	0.05	4.78	0.13	6.24	0.18
95	1.51	0.04	1.79	0.06	2.58	0.12	3.00	0.15
101	-	-	-	-	-	-	-	-
102	-	-	-	-	-	-	-	-

- La región 93, correspondiente a los afluentes por margen derecha del Ebro en su tramo final, presenta unos factores muy elevados, especialmente para los mayores periodos de retorno, como consecuencia de los valores también muy elevados de L-CV y L-CS en esa región. Valores elevados de los factores, aunque algo menores, aparecen también en la región 22 de la cuenca del Duero. Como se indicó en el apartado 5.2.1.2., se aconseja utilizar estos valores tan elevados con cautela, ya que, en algunos casos, podrían conducir a un sobredimensionamiento excesivo de los cuantiles de alto periodo de retorno.
- Si los cuantiles proporcionados por el modelo estadístico son inferiores a los calculados a partir del caudal de 100 años, se recomienda revisar los criterios considerados al realizar los cálculos, justificando especialmente aquellos que se aparten de las recomendaciones proporcionadas en esta Guía. En caso de duda, se recomienda emplear los valores más conservadores obtenidos a partir de las relaciones con el cuantil de 100 años.

5.2.1.7. Estimación de la incertidumbre. Cálculo de los intervalos de confianza

Como se ha repetido a lo largo del texto, los estudios hidrológicos que se realizan para las presas conllevan, en general, la estimación de caudales de muy alto periodo de retorno. Dada la longitud habitual de los registros temporales de caudales máximos anuales (como se expuso en el apartado 4.1.10., en los registros de explotación de las presas se puede disponer de unos 50 años de datos y en las EA un número de datos más reducido), la estimación de estos

cuantiles requiere la extrapolación de los modelos estadísticos mucho más allá del rango de probabilidad representado por los datos de la muestra. Estas extrapolaciones, lógicamente, están sujetas a una determinada incertidumbre, mayor cuanto mayor sea el período de retorno al que se extrapole, y que, para el rango de periodos de retorno empleado en el caso de las presas, puede ser importante.

De esta forma, los cuantiles que se estimen mediante el modelo estadístico siempre estarán sometidos a un determinado nivel de incertidumbre. La incertidumbre asociada a la estimación puede tener su origen en diversos factores, tales como la propia calidad de la información o la mayor o menor idoneidad del modelo estadístico que se emplee. Sin embargo, hay una fuente de incertidumbre que está asociada al propio proceso de inferencia estadística, al hecho de tratar de estimar un caudal de muy baja probabilidad a partir de una muestra de escasa longitud.

En la figura siguiente se puede observar, en color negro, una muestra de 60 datos de caudales máximos anuales procedente de una EA. De esa misma muestra se han extraído distintos conjuntos de 20 datos (representados en distintos colores), es decir, distintas muestras de 20 años de longitud medidas en esa estación. Para cada una de esas muestras de 20 datos se ha obtenido una estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos (representadas también en colores en el gráfico). Como se puede comprobar, las distintas estimaciones difieren mucho entre sí. Es decir, si se hiciera la estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos en esa estación a partir de un conjunto de 20 datos, dependiendo de cuándo se hayan medido esos datos se obtendrán muestras distintas, que conducirán a leyes de frecuencia notablemente diferentes y, por lo tanto, también a cuantiles distintos. Este ejemplo ilustra la incertidumbre asociada a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno como consecuencia de la falta de representatividad estadística de muestras de escasa longitud.

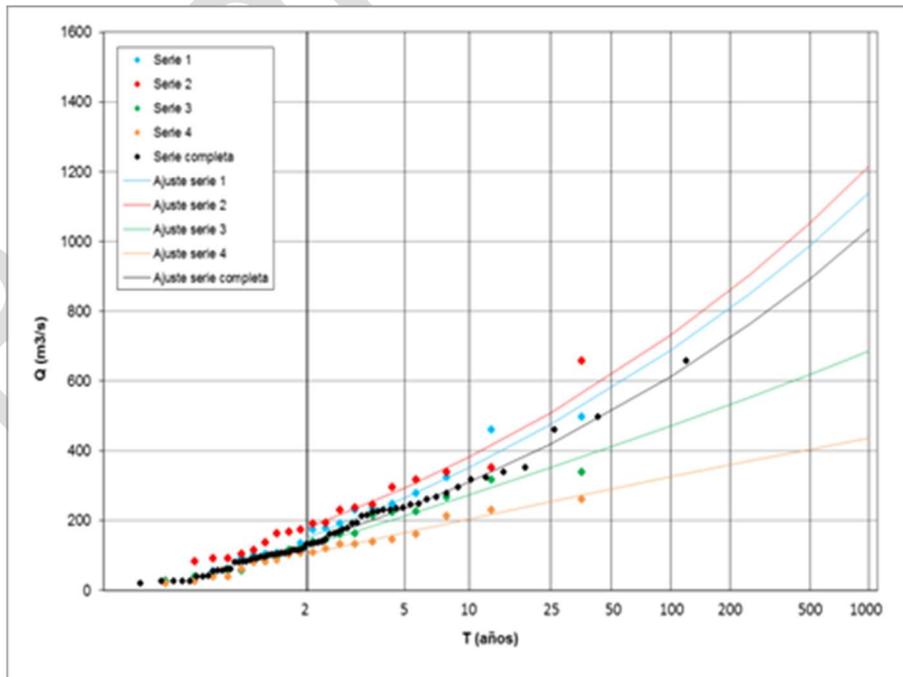


Figura 60. Ejemplo de estimación de una ley de frecuencia de caudales máximos anuales a partir de distintas muestras de escasa longitud. (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Si, siguiendo el ejemplo anterior, se dispusiese de un número elevado de muestras de caudales máximos anuales de la misma longitud, provenientes de una misma población estadística, se podría obtener a partir de cada una de ellas una estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos. Este proceso se ha representado de forma esquemática en la figura 61. De esta forma, para cada periodo de retorno se tendría un conjunto de estimaciones del valor del cuantil, que abarcaría una determinada horquilla. La incertidumbre del conjunto de estimaciones respecto a la ley de frecuencia real (línea negra en la figura) se puede medir mediante dos indicadores. Por un lado, se puede evaluar la dispersión de todo el conjunto de resultados obtenidos en torno a su valor medio (línea verde) y, por otro, se puede determinar el sesgo de ese valor medio, es decir, su desviación respecto al valor real del cuantil.

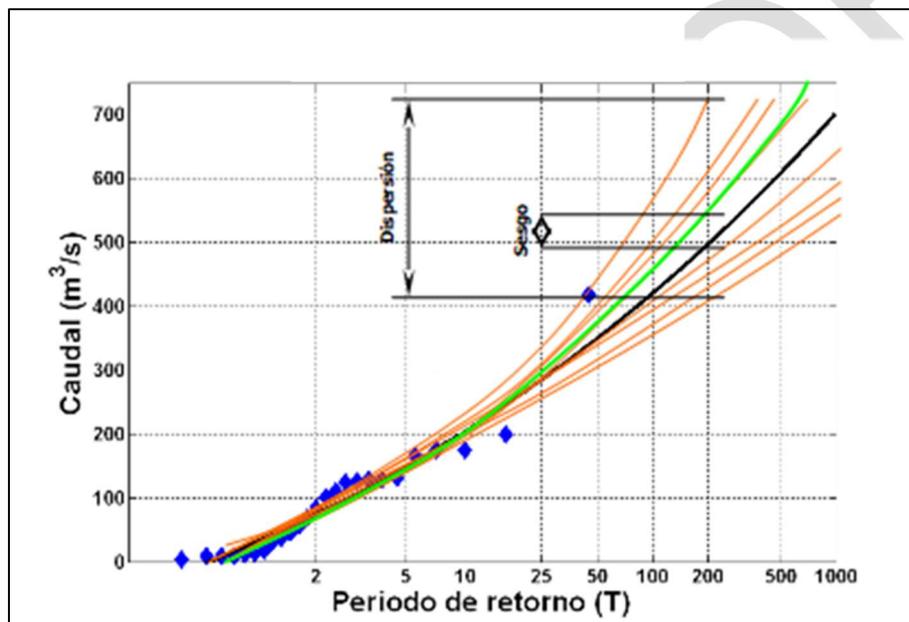


Figura 61. Esquema de la caracterización de la incertidumbre de las estimaciones. (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Como se indicó en el apartado 4.5., la combinación de la dispersión (medida mediante la desviación típica del conjunto de estimaciones (σ)) y el sesgo, a través de la raíz del error cuadrático medio (RECM), proporciona una estimación global de la incertidumbre (ecuación [10]).

No obstante, es frecuente que el sesgo sea considerablemente menor que la dispersión de las estimaciones. A modo de ejemplo, en la figura siguiente se ha representado la ley de frecuencia media de un conjunto de 50.000 estimaciones obtenidas a partir de muestras sintéticas de 50 datos, generadas mediante simulaciones de Monte Carlo, mediante aplicación del método de los L-momentos de forma local, utilizando la mayor avenida histórica en un periodo de 200 años e imponiendo un valor regional para el L-CS.

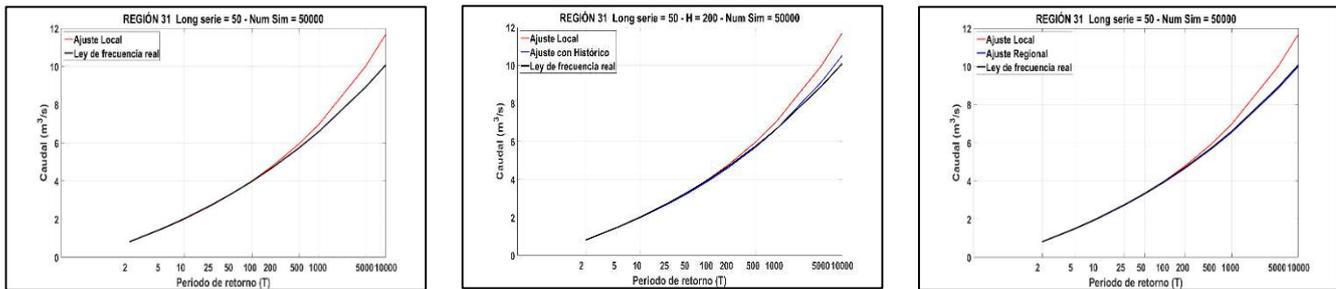


Figura 62. Contraste entre la ley de frecuencia real y el promedio de 50.000 estimaciones, obtenidas a partir de muestras estocásticas de 50 datos, para diferentes situaciones de ajuste: local (izquierda), local con la mayor avenida histórica en un periodo de 200 años (centro) y con L-CS regional (derecha). (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Se observa cómo en el ajuste local el método de los L-momentos consigue hacer estimaciones insesgadas hasta periodos de retorno bastante altos, de cientos de años. La estimación se mantiene insesgada hasta periodos de retorno más altos cuanto mayor es el L-CS de la población (Jiménez y García, 2021), sin embargo, para periodos de retorno muy altos (de miles de años) la estimación termina siendo sesgada con tendencia a sobreestimar los cuantiles. No obstante, la magnitud del sesgo es notablemente inferior a la de la dispersión (del orden de un 5-15% del valor del intervalo de confianza del 67% para un periodo de retorno de 1.000 años, y de un 15-20% para el de 10.000 años), y menor cuanto mayor es el sesgo de la población (Jiménez y García, 2021)).

Al introducir en el ajuste de la ley de frecuencia un dato histórico correspondiente a la mayor avenida en un periodo de 200 años, el sesgo se reduce de una manera muy marcada, obteniéndose una estimación prácticamente insesgada para todo el rango de periodos de retorno. Por otra parte, al llevar a cabo el ajuste de forma regional la reducción del sesgo es total, siendo la estimación casi completamente centrada.

En consecuencia, lo más relevante a la hora de determinar la incertidumbre de la estimación es cuantificar la dispersión. El sesgo, como se ha visto, puede considerarse despreciable si se utilizan procedimientos para reducir la incertidumbre (como la regionalización o la introducción de información histórica) e, incluso en el caso de llevar a cabo un ajuste local, el método de los L-momentos introduce un sesgo pequeño, limitado a los periodos de retorno más altos y, en cualquier caso, positivo, es decir, con tendencia a sobreestimar los cuantiles, por lo que ignorarlo a la hora de estimar la incertidumbre dejaría del lado de la seguridad.

Una alternativa a caracterizar la dispersión de las estimaciones a través de la desviación típica es utilizar los intervalos de confianza. Éstos proporcionan un determinado intervalo de variación para cada cuantil correspondiente a un determinado nivel de confianza (β), de tal manera que la probabilidad de que el valor real del cuantil esté dentro de ese intervalo es del $\beta\%$. Cada nivel de confianza está relacionado con un determinado nivel de significancia (α) que viene dado por:

$$\alpha = \frac{1-\beta}{2} \quad [42]$$

De tal forma, que, al definir el intervalo correspondiente al nivel de confianza del $\beta\%$, hay un $\alpha\%$ de probabilidad de que el cuantil real esté por encima del límite superior del intervalo y otro $\alpha\%$ de que esté por debajo del límite inferior.

Los extremos de los intervalos se pueden expresar mediante ecuaciones tipo factor de frecuencia (Chow *et al.*, 1988):

$$U_{T,\alpha} = \bar{x} + S_x K_{T,\alpha}^U \quad [43]$$

$$L_{T,\alpha} = \bar{x} + S_x K_{T,\alpha}^L \quad [44]$$

Donde U es el extremo superior y L el inferior, \bar{x} la media de la muestra, S_x su desviación típica, K el factor de frecuencia, T el periodo de retorno del cuantil y α el nivel de significancia. Los factores de frecuencia K vienen dados por expresiones que, por ejemplo, para la función Pearson III son (USWRC, 1981)¹⁷:

$$K_{T,\alpha}^U = \frac{K_T + \sqrt{K_T^2 - ab}}{a} \quad [45]$$

$$K_{T,\alpha}^L = \frac{K_T - \sqrt{K_T^2 - ab}}{a} \quad [46]$$

Donde a y b vienen dados por las expresiones siguientes:

$$a = 1 - \frac{z_\alpha^2}{2(n-1)} \quad [47]$$

$$b = K_T^2 - \frac{z_\alpha^2}{n} \quad [48]$$

En las que z_α es la variable normal estándar con una probabilidad de excedencia α y n el número de datos de la muestra. Se observa cómo el tamaño del intervalo aumenta al aumentar el periodo de retorno, es mayor a menor nivel de significancia (al ser mayor el valor de la variable z_α) y es menor al aumentar el tamaño de la muestra. Para una muestra de tamaño infinito:

$$K_{T,\alpha}^L = K_{T,\alpha}^U = K_T \quad [49]$$

De tal forma que la incertidumbre sería cero para cualquier periodo de retorno.

Se puede concluir, por tanto, y como es lógico, que la incertidumbre de la estimación está relacionada con la cantidad de información disponible para construir el modelo estadístico. De esta forma, como ya se expuso anteriormente, los métodos para mejorar la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno consistirán esencialmente en introducir información

¹⁷ Se destaca que las ecuaciones [45] a [48] sólo son de aplicación para el caso de emplear una función Pearson tipo III, siendo el motivo de su inclusión en el texto únicamente ilustrar la dependencia de los intervalos de confianza con el periodo de retorno, el nivel de significancia y el número de datos de la muestra.



adicional en el ajuste de las funciones de distribución, que complemente la información sobre máximos anuales registrada en la presa o, en su defecto, en otros puntos de medida próximos.

En esta Guía se recomienda complementar siempre la estimación de los cuantiles con una valoración de la incertidumbre asociada mediante el cálculo de los intervalos de confianza. El conocimiento de los intervalos de confianza no solo servirá para tomar conciencia de la magnitud de la incertidumbre que acompaña a los cálculos, sino que también debería concretarse en una mayoración, en un determinado grado, de los cuantiles obtenidos, reduciendo la probabilidad de que éstos se subestimen. De esta forma, la mayor disponibilidad de información, sistemática o histórica, para ajustar el modelo, o la utilización de técnicas, como la regionalización, que permiten reducir la incertidumbre, redundará en una menor mayoración de los resultados.

Con carácter general, se recomienda que la mencionada mayoración se lleve a cabo incrementando el cuantil en el porcentaje que supone la diferencia entre el límite inferior del intervalo de confianza, correspondiente a un nivel de confianza de, al menos, el 67%, y la mediana de las estimaciones. El nivel de confianza del 67% corresponde a un intervalo de más-menos una desviación típica en torno al cuantil, en el supuesto de que la distribución de probabilidad de las estimaciones corresponda a una normal, lo que supondría asumir una probabilidad del 16,5% de que el cuantil adoptado sea inferior al real. El límite del intervalo de confianza a considerar debe ser el inferior, ya que es el que recoge la probabilidad de que el cuantil proporcionado por el modelo subestime el cuantil real.

En cualquier caso, hay que tener en cuenta que la incertidumbre caracterizada por los intervalos de confianza corresponde únicamente a la procedente del proceso de inferencia estadística. Otro tipo de incertidumbres, como podría ser la debida a posibles errores o limitaciones en la calidad de los datos, son muy difíciles de estimar y no estarían contempladas en dicho cálculo. De esta forma, los intervalos de confianza solo proporcionarán una cota inferior del error de la estimación.

En cuanto al cálculo de los intervalos de confianza, puede recurrirse a expresiones teóricas basadas en expresarlos de la siguiente manera:

$$U_{T,\alpha} = x_T + z_{1-\alpha/2} \sqrt{\text{Var}(x_T)} \quad [50]$$

$$L_{T,\alpha} = x_T - z_{1-\alpha/2} \sqrt{\text{Var}(x_T)} \quad [51]$$

Donde x_T es el estimador del cuantil de T años de periodo de retorno, $z_{1-\alpha/2}$ es el percentil del $100 \frac{\alpha}{2} \%$ de la distribución normal estándar y $\text{Var}(x_T)$ la varianza del estimador. En las expresiones anteriores se ha asumido que el estimador está normalmente distribuido, lo que constituye una hipótesis más aproximada cuanto mayor sea la longitud de la muestra de datos. Para aplicar las expresiones [54] y [55] es necesario determinar previamente la varianza del estimador. Se puede encontrar en la literatura técnica expresiones matemáticas, habitualmente basadas en aproximaciones polinómicas con un determinado rango de validez, que permiten determinar, para distintos tipos de funciones de distribución y de procedimientos de ajuste, la varianza asintótica, es decir, el valor de la varianza cuando el tamaño de la muestra es muy

grande, tendente a infinito (Lu y Stedinger, 1992b; Maidment, 1993). Estas expresiones, aunque aproximadas, se alejarán en cierta medida del valor de la varianza para la situación de estudio, ya que, en general, el tamaño de la muestra será moderado.

En cualquier caso, las mencionadas expresiones teóricas presentan ciertas limitaciones. Por una parte, no se dispone de ese tipo de expresiones para determinadas situaciones de cálculo, como, por ejemplo, cuando se considera información histórica en el ajuste del modelo. Por otra, como se ha dicho, solo son válidas para determinados rangos de variación de determinados estadísticos, como el L-CS, por lo que a veces no son aplicables a las características hidrológicas de las cuencas españolas.

Como alternativa, puede obtenerse los intervalos de confianza mediante simulaciones de Monte Carlo, lo que permite adaptar su cálculo a la situación de estudio, teniendo en cuenta las características concretas de cada caso: modelo estadístico, esquema de regionalización, número de estaciones en la región y longitud de las series de datos, número y antigüedad de las referencias históricas disponibles, etc. En caso de ajuste local de la ley de frecuencia, el procedimiento a seguir consistiría en partir de la ley de frecuencia obtenida y, a partir de ella, generar de manera aleatoria muestras sintéticas de la misma longitud que la muestra de datos utilizada para ajustar el modelo. El número de simulaciones debe ser tal que el conjunto de estimaciones que quede fuera del intervalo de confianza que se quiera determinar, por arriba y por abajo (es decir, el $\frac{\alpha}{2}$ % de las estimaciones), constituya un número suficiente como para que el límite de los intervalos de confianza quede bien definido. Normalmente, del orden de 10.000 simulaciones será suficiente. Posteriormente, sobre cada una de las muestras generadas se ajustará el mismo modelo estadístico utilizado para obtener de la ley de frecuencia. Cada una de las leyes de frecuencia obtenidas representará un intento de estimar la ley de frecuencia original de la que se ha partido a partir de una muestra de la misma longitud que la original. Para cada periodo de retorno se obtendrán tantas estimaciones del valor del cuantil como simulaciones se hayan realizado. Finalmente, para el cuantil de interés, se identificará el $\frac{\alpha}{2}$ % de valores más altos del conjunto de estimaciones, y el $\frac{\alpha}{2}$ % más bajo, lo que permitirá determinar los límites superior e inferior del intervalo.

En caso de realizar un ajuste regional, se deberán generar regiones sintéticas. Es decir, en cada simulación se generará de forma aleatoria tantas muestras sintéticas como estaciones constituyan la región, cada una de ellas con un número de datos igual al disponible en la realidad en cada estación. A partir de ese conjunto de muestras se calculará el valor regional del estadístico que se haya regionalizado, procediendo posteriormente a ajustar el modelo estadístico a la muestra sintética correspondiente al punto de estudio mediante el procedimiento de ajuste regional que se haya utilizado. Finalmente, se obtendrán los límites del intervalo de confianza de interés, a partir del conjunto de estimaciones obtenido, de la misma forma expuesta en el párrafo anterior.

Por último, si en el ajuste se han considerado referencias históricas, en cada simulación será necesario generar de manera sintética una serie de datos de una longitud H , correspondiente a todo el periodo histórico considerado. De esta serie de datos se extraerán los últimos n datos como datos sistemáticos (siendo n la longitud de la muestra disponible), y se tomarán los K

mayores valores generados en toda la serie como datos históricos (donde K es el número de referencias históricas consideradas al realizar el ajuste) (figura 63). A partir de la muestra de datos y las referencias históricas generadas en cada simulación, se ajustará una ley de frecuencia utilizando la misma función de distribución y procedimiento de ajuste empleado para obtener la ley de frecuencia de partida. Por último, a partir del conjunto de estimaciones obtenidas para cada cuantil se obtendrán los límites del intervalo de confianza de interés, tal como se ha expuesto anteriormente.

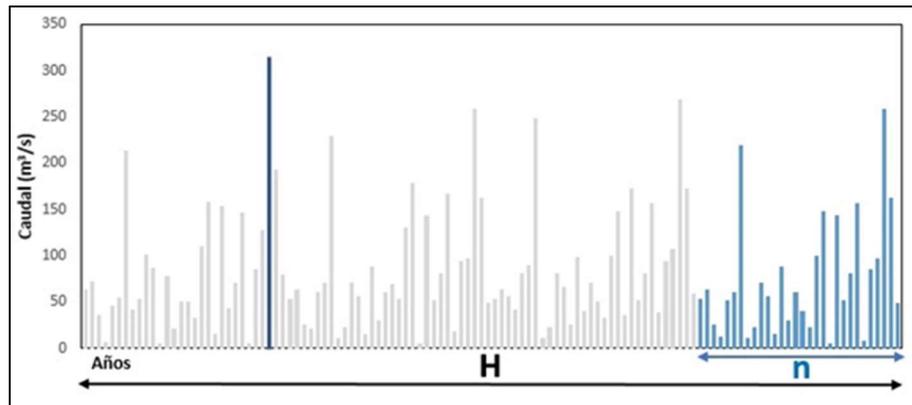


Figura 63. Esquema de la información sistemática e histórica generada en las simulaciones numéricas, para el caso de considerar una única avenida histórica en el ajuste ($K=1$). (Fuente: Jiménez y García, 2021).

Los intervalos de confianza obtenidos mediante el procedimiento de simulaciones de Monte Carlo comentado en los párrafos anteriores pueden diferir en cierta medida de los que proporcionen las expresiones teóricas que se pueden encontrar en la literatura técnica (figura 64). Las diferencias suelen ser mayores para mayores niveles de confianza y periodos de retorno, así como para valores de las variables próximos a los rangos de validez de las expresiones teóricas (número de datos de la muestra, valor del L-CS, ...). Estas diferencias pueden deberse también a las limitaciones propias de cada procedimiento: varianza asintótica en lugar de la real, en el caso de las expresiones teóricas; incertidumbre asociada a la aproximación numérica, en el caso de las simulaciones de Monte Carlo. No obstante, se considera que la aproximación numérica mediante simulaciones de Monte Carlo será, en general, más precisa.

Puede observarse en la figura cómo los límites superior e inferior de los intervalos procedentes de las fórmulas teóricas son simétricos, como consecuencia de asumir una distribución normal para el estimador, mientras que los resultantes de las simulaciones numéricas son asimétricos, siendo en general más amplios en su parte superior.

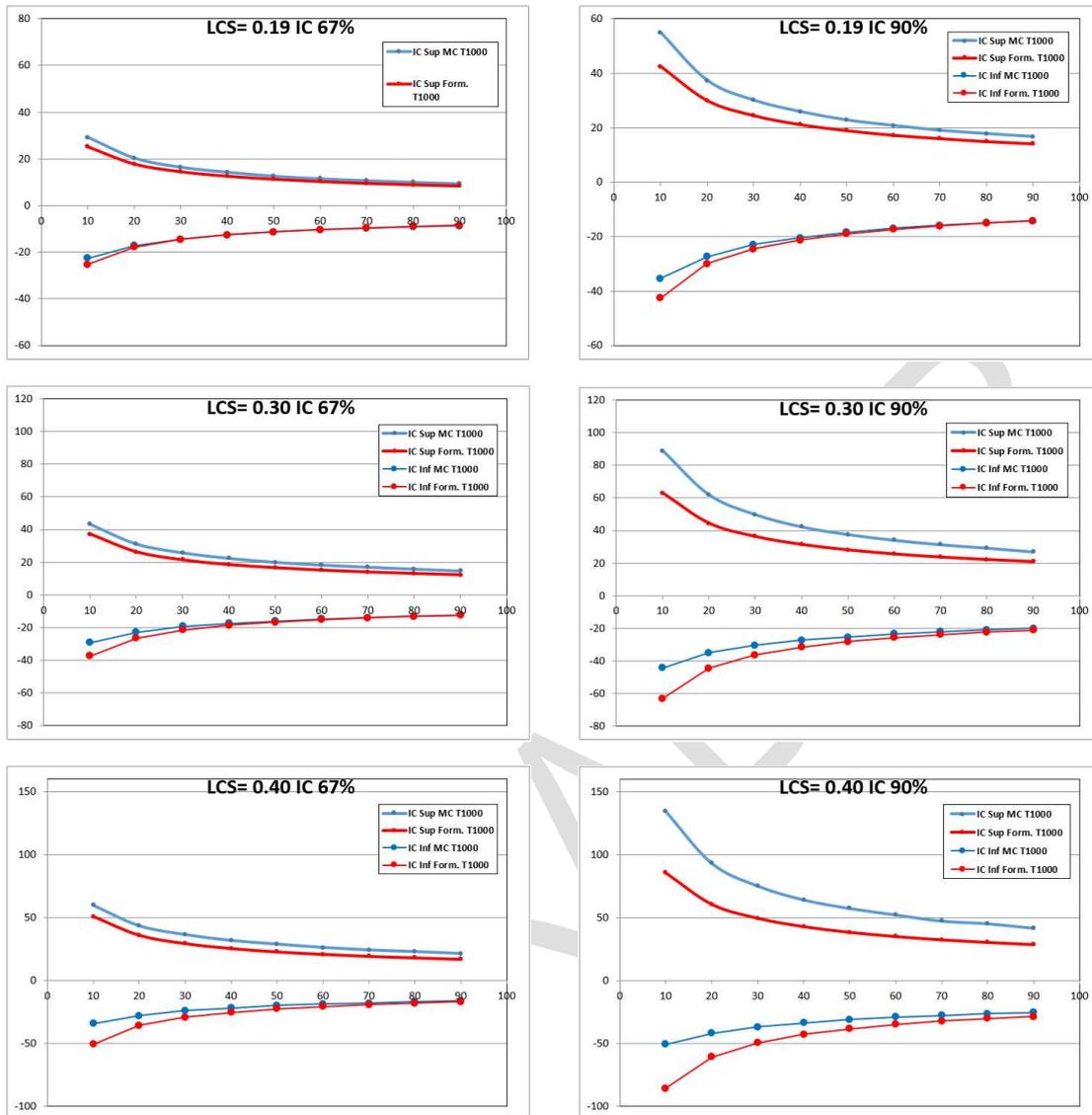


Figura 64. Límite superior e inferior del intervalo de confianza del 67% y 90% (expresado como diferencia respecto a la mediana de las estimaciones en % - eje de ordenadas), para un periodo de retorno de 1.000 años, en función del tamaño de la muestra (eje de abcisas), para dos procedimientos de cálculo: simulaciones de Monte Carlo (líneas azules) y fórmulas teóricas (líneas rojas).

La obtención de los intervalos de confianza mediante simulaciones de Monte Carlo puede resultar compleja y laboriosa, por lo que no siempre será posible llevarla a cabo. No obstante, dicho procedimiento tendrá como ventaja que el valor obtenido de los intervalos se ajustará a las circunstancias concretas del caso de estudio. Como alternativa, en el Anexo IV de esta Guía se proporcionan una serie de tablas con el límite inferior del intervalo de confianza obtenido mediante simulaciones de Monte Carlo para unos determinados casos estándar de ajuste, que pueden resultar suficientes en muchas de las situaciones más habituales de cálculo. Los valores proporcionados corresponden a una función GEV ajustada mediante el método de los L-momentos, según la recomendación proporcionada en el apartado 5.2.1.3., considerando los casos de ajuste local, regionalización del L-CS, o del L-CV y del L-CS (en



caso de realizar el ajuste a partir de una muestra con menos de 20 datos, según lo recomendado en el apartado 5.2.1.2.), y ajuste local introduciendo información histórica. Los resultados se proporcionan para los niveles de confianza del 50, 67, 80 y 90%; los periodos de retorno de 100, 200, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años; un rango de tamaños de muestra de entre 10 y 90 datos, y un rango de valores de L-CS (regional o local, según el caso) de entre 0,17 y 0,50, y de L-CV (también regional o local, según cada caso) de entre 0,10 y 0,60 (tabla 40).

BORRADOR



El valor del L-CV tiene menor importancia que el del L-CS, sobre todo cuando se utiliza algún procedimiento para reducir la incertidumbre (regionalización o introducción de información histórica), por lo que para la realización de las simulaciones se ha tomado un valor relacionado con el del L-CS a partir del análisis de los valores de ambos estadísticos en el conjunto de regiones propuestas en el apartado 5.2.1.2. (excepto en el caso de ajuste local y de regionalización del L-CV y del L-CS, en el que el L-CV interviene directamente). Los valores adoptados se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 41. Valor de L-CV adoptado en función del valor de L-CS.

L-CS	L-CV	L-CS	L-CV
0,17	0,29	0,34	0,45
0,18	0,30	0,35	0,45
0,19	0,31	0,36	0,46
0,20	0,32	0,37	0,47
0,21	0,33	0,38	0,48
0,22	0,34	0,39	0,49
0,23	0,35	0,40	0,50
0,24	0,36	0,41	0,51
0,25	0,36	0,42	0,52
0,26	0,37	0,43	0,53
0,27	0,38	0,44	0,54
0,28	0,39	0,45	0,55
0,29	0,40	0,46	0,55
0,30	0,41	0,47	0,56
0,31	0,42	0,48	0,57
0,32	0,43	0,49	0,58
0,33	0,44	0,50	0,59

Por otra parte, se han realizado las simulaciones para un número fijo de 20 estaciones por región, coincidente aproximadamente con el número medio de estaciones de las regiones estadísticas identificadas en el mencionado apartado 5.2.1.2. No obstante, este aspecto también tiene una incidencia reducida en los intervalos de confianza, frente a otras cuestiones como el número de datos de la muestra o el valor del L-CS. En cuanto a la simulación del ajuste con información histórica se ha realizado para el caso habitual de conocer una única avenida histórica, la mayor en un periodo de tiempo de 100, 200, 300 o 500 años. El procedimiento utilizado para introducir la información histórica en el ajuste ha sido el método de la ponderación de las series de datos, recomendado en el apartado 5.2.1.5.

Como se ha indicado, la información suministrada en las tablas del Anexo IV permite conocer el valor de los intervalos de confianza en algunas de las situaciones más habituales. Incluso, aunque la situación de cálculo no se ajuste exactamente a las contempladas en las tablas, se considera que pueden proporcionar un valor aproximado, suficiente para recoger la incertidumbre de la estimación.

De esta forma, para utilizar las tablas se deberá identificar aquella situación de ajuste que mejor represente la de cálculo real, interpolando entre los valores proporcionados en las tablas según el número de datos concreto de la muestra, el valor del L-CS o del L-CV, o la extensión del periodo histórico considerado. Por ejemplo, si el ajuste se hubiera realizado combinando la regionalización del L-CS con la introducción de información histórica, se adoptará el valor

del intervalo de confianza correspondiente a aquella situación de cálculo (ajuste regional o ajuste local con histórico) que proporcione un menor valor del intervalo (habitualmente el ajuste regional), lo que aun así dejará del lado de la seguridad sin cometer un error importante, ya que la reducción adicional de incertidumbre conseguida al añadir información histórica al ajuste regional de la ley de frecuencia es, en general, reducida, aunque de mayor importancia cuanto mayor es el L-CS de la población (figura 48). Asimismo, si, por ejemplo, se hubiese utilizado un ajuste local considerando más de una referencia histórica, se adoptará aquel valor del intervalo de confianza proporcionado por las tablas como si solo se conociera la mayor referencia histórica utilizada (que, lógicamente, también será aquella a la que corresponda un mayor periodo de retorno), interpolando si es necesario entre los valores proporcionados por las tablas en función de la longitud del periodo histórico. Esta forma de actuar también dejará del lado de la seguridad, ya que la consideración de un mayor número de avenidas reducirá la incertidumbre del cálculo, aunque la reducción será, en general, poco mayor que la conseguida al incorporar sólo la mayor avenida.

A la hora de interpolar entre los valores proporcionados por las tablas, bien en función del número de datos de la muestra, del valor de L-CS o L-CV, o de la longitud del periodo histórico, se considera que es suficiente con llevar a cabo una interpolación lineal.

En cualquier caso, si como consecuencia de la información utilizada en el ajuste, o del tipo de función o procedimiento de ajuste empleado, se considera que la información proporcionada en las tablas del Anexo IV no es suficientemente aproximada a la situación de estudio, se recomienda llevar a cabo la determinación de los intervalos de confianza mediante la realización de simulaciones de Monte Carlo, tal como se ha expuesto anteriormente. En ese caso, se recomienda realizar previamente las simulaciones para alguno de los casos considerados en las tablas del Anexo IV con la finalidad de comprobar que los resultados obtenidos son equivalentes.

Finalmente, si se utiliza la información proporcionada en las tablas del Anexo IV, la mayoración de los cuantiles de la ley de frecuencia a la que se ha hecho referencia anteriormente se llevará a cabo, una vez seleccionado el nivel de confianza que se vaya a utilizar (como ya se ha indicado, se recomienda utilizar, al menos, el del 67%), incrementando el cuantil en el porcentaje indicado en la tabla para el periodo de retorno de que se trate (figura 65):

$$Q_T^{mayorado} = Q_T \left(1 + \frac{IC\%}{100} \right) \quad [52]$$

Donde Q_T es el cuantil de T años de periodo de retorno y $IC\%$ el valor del límite inferior del intervalo de confianza proporcionado por las tablas (expresado en % del valor del cuantil) para el periodo de retorno T y el nivel de confianza seleccionado.

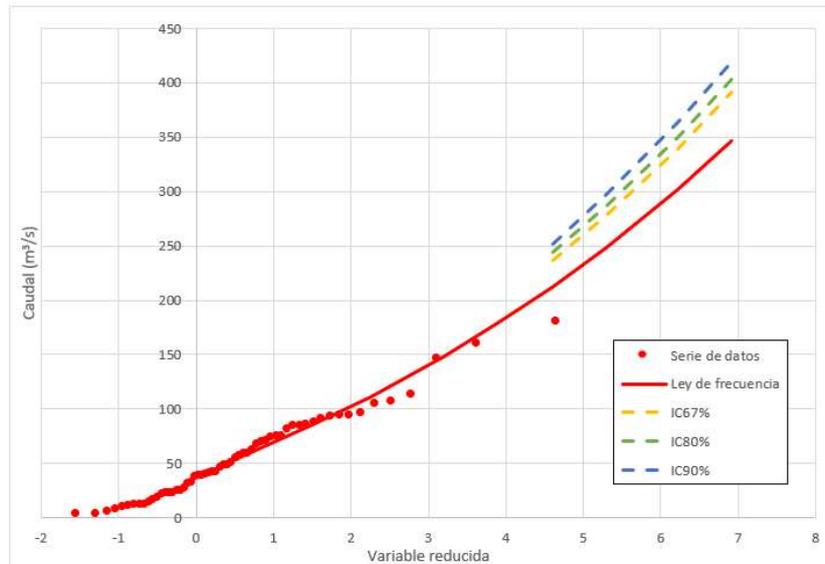


Figura 65. Ejemplo de mayoración de una ley de frecuencia, ajustada a partir de una muestra de 59 datos y un valor de L-CS regional de 0,254, mediante los intervalos de confianza incluidos en el Anexo IV, para un nivel de confianza del 67, 80 y 90%. Se muestran los resultados para el rango de periodos de retorno comprendido entre 100 y 1.000 años.

RECOMENDACIONES

- Los cuantiles estimados mediante el modelo estadístico siempre estarán sometidos a un determinado nivel de incertidumbre. Esta incertidumbre puede tener su origen en diversos factores. Una fuente de incertidumbre estará asociada al propio proceso de inferencia estadística.
- La incertidumbre asociada a la inferencia estadística puede caracterizarse mediante los intervalos de confianza, de tal manera que la probabilidad de que el valor real del cuantil esté dentro de ese intervalo es del $\beta\%$, siendo β el nivel de confianza del intervalo (asociado a un nivel de significancia $\alpha = \frac{1-\beta}{2}$).
- Los intervalos de confianza pueden estimarse mediante dos procedimientos:
 - Mediante expresiones matemáticas disponibles en la literatura técnica, habitualmente basadas en estimar la varianza asintótica (la correspondiente a un tamaño de muestra tendente a infinito) mediante aproximaciones polinómicas con un determinado rango de validez, y que asumen la simplificación de que las estimaciones están normalmente distribuidas. Tienen como inconvenientes que solo se dispone de ese tipo de expresiones para determinadas situaciones de cálculo y que, en ocasiones, el valor de los estadísticos de algunas cuencas españolas se sale del rango de validez de las fórmulas.
 - Mediante simulaciones de Monte Carlo, lo que permitirá adaptar el cálculo a la situación de estudio, teniendo en cuenta las características concretas de cada caso: modelo estadístico, esquema de regionalización, número de estaciones en la región y longitud de las series de datos, número y antigüedad de las referencias históricas disponibles, etc. Se considera que la

aproximación numérica mediante simulaciones de Monte Carlo será, en general, más precisa.

- Para simplificar el cálculo de los intervalos de confianza, en el Anexo IV de esta Guía se proporcionan una serie de tablas con el límite inferior de los intervalos, obtenido mediante simulaciones de Monte Carlo, para unos determinados casos estándar de ajuste (basados en las recomendaciones proporcionadas en esta Guía), que pueden resultar suficientes en muchas de las situaciones más habituales de cálculo. Los resultados se proporcionan para los niveles de confianza del 50, 67, 80 y 90%; los periodos de retorno de 100, 200, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años; un rango de tamaños de muestra de entre 10 y 90 datos, y un rango de valores de L-CS y L-CV (regionales o locales, según el caso) de 0,17 - 0,50 y de 0,10 - 0,60, respectivamente. Incluso, aunque la situación de cálculo no se ajuste exactamente a las contempladas en las tablas, se considera que pueden proporcionar un valor aproximado, suficiente para recoger la incertidumbre de la estimación obtenida mediante el análisis estadístico.
- Se recomienda complementar siempre la estimación de los cuantiles con una valoración de la incertidumbre asociada mediante el cálculo de los intervalos de confianza. Se recomienda utilizar dichos intervalos para mayorar, en un determinado grado, los cuantiles obtenidos, reduciendo la probabilidad de que éstos se subestimen. La mayor disponibilidad de información, sistemática o histórica, para ajustar el modelo, o la utilización de técnicas, como la regionalización, que permiten reducir la incertidumbre, redundará en una menor mayoración de los resultados. Si se utiliza la información proporcionada en las tablas del Anexo IV, el cuantil mayorado vendrá dado por la siguiente expresión:

$$Q_T^{mayorado} = Q_T \left(1 + \frac{IC\%}{100} \right)$$

- Con carácter general, se recomienda que la mencionada mayoración se lleve a cabo incrementando el cuantil en el porcentaje que supone la diferencia entre el límite inferior del intervalo de confianza, correspondiente a un nivel de confianza de, al menos, el 67%, y la mediana de las estimaciones. El límite del intervalo de confianza a utilizar debe ser el inferior, ya que es el que recoge la probabilidad de que el cuantil proporcionado por el modelo subestime el cuantil real.
- Hay que tener en cuenta que la incertidumbre caracterizada por los intervalos de confianza corresponde únicamente a la procedente del proceso de inferencia estadística, no estando incluidas otras fuentes de incertidumbre. De esta forma, los intervalos de confianza solo proporcionarán una cota inferior del error de la estimación.

5.2.2. Estimación de la ley de frecuencia de volúmenes de avenida

Como es sabido, la consideración del volumen de las avenidas puede ser fundamental a la hora de analizar la seguridad hidrológica de las presas, dado que la laminación de los hidrogramas en el embalse puede conducir a importantes diferencias entre los caudales punta de entrada y salida de éste. Aunque en algunas ocasiones (caso de las presas con pequeños volúmenes de embalse disponibles para laminar las avenidas) puede ser suficiente con el caudal punta, en general es necesario conocer el hidrograma de la avenida, la cual debe



caracterizarse mediante sus dos variables hidrológicas principales, el caudal punta y el volumen.

La forma más habitual de obtener los hidrogramas de avenida en la práctica profesional, como se expuso en apartados anteriores, es mediante la utilización de modelos hidrometeorológicos, que parten de un análisis estadístico de los datos de precipitación y asumen que el hidrograma obtenido corresponde al mismo período de retorno que la precipitación empleada en los cálculos. La única variable hidrológica que suele obtenerse de los datos de aforos es el caudal punta, limitándose habitualmente el análisis estadístico de la información foronómica a dicha variable. Sin embargo, es importante hacer notar que el volumen del hidrograma es una variable hidrológica igual que lo es el caudal, y, por consiguiente, debe obtenerse a partir de los registros de aforos para poder conocer cuál es su magnitud real. Esta variable, al igual que el caudal, puede también ser objeto de un análisis estadístico. En consecuencia, es posible caracterizar los hidrogramas de avenida, a través de sus dos variables principales, a partir de los registros de aforos, sin necesidad de recurrir a la utilización de modelos hidrometeorológicos, aunque la utilización de este tipo de modelos puede ser muy conveniente en general, y puede resultar imprescindible en algunos casos, tal como se expondrá más adelante.

Incluso en el contexto de la utilización de los modelos hidrometeorológicos, el conocimiento de los caudales punta y de los volúmenes de avenida reales, obtenidos a partir del registro de aforos, resulta imprescindible, ya que los parámetros de los modelos deben calibrarse de tal manera que los resultados que proporcionen sean representativos de la realidad. No obstante, es muy habitual que, incluso cuando esta calibración se lleva a cabo, se centre en los caudales punta, asumiendo que el volumen del hidrograma proporcionado por el modelo, y cuya magnitud no se contrasta con los datos, es adecuado. Sin embargo, esta práctica, como se expuso en el apartado 4.6., puede llevar a resultados incorrectos, como se ilustró mediante la figura 24 de dicho apartado, y en los trabajos realizados por Témez [2002] a los que allí se hace referencia. En este sentido, hay que tener en cuenta que el parámetro más habitualmente ajustado a la hora de calibrar un modelo hidrometeorológico, aquel que controla el proceso de infiltración (por ejemplo, el umbral de escorrentía (P_0)), lo que realmente condiciona es el volumen del hidrograma, no su caudal punta.

En consecuencia, en esta Guía se recomienda obtener, a partir del registro de aforos, series temporales, no solo de caudales máximos anuales, sino también de volúmenes de avenida, obteniendo a partir de ellas sus correspondientes leyes de frecuencia, que permitirán caracterizar estadísticamente las dos principales variables del hidrograma. Asimismo, como se expondrá en el apartado 5.4., se recomienda utilizar la información referente a ambas variables a la hora de llevar a cabo la calibración del modelo, de tal manera que los resultados reproduzcan adecuadamente tanto el comportamiento estadístico de los caudales máximos como el de los volúmenes de avenida.

RECOMENDACIONES

- El volumen del hidrograma es una variable hidrológica igual que lo es el caudal, y, por consiguiente, debe obtenerse a partir de los registros de aforos para poder conocer cuál es su magnitud real. Esta variable puede también ser objeto de un análisis estadístico.
- En esta Guía se recomienda obtener, a partir del registro de aforos, series temporales, no solo de caudales máximos anuales, sino también de volúmenes de avenida, obteniendo a partir de ellas sus correspondientes leyes de frecuencia, que permitirán caracterizar estadísticamente las dos principales variables del hidrograma.
- Asimismo, se recomienda utilizar la información referente a ambas variables a la hora de llevar a cabo la calibración de los modelos hidrometeorológicos, de tal manera que los resultados reproduzcan adecuadamente tanto el comportamiento estadístico de los caudales máximos como el de los volúmenes de avenida.

5.2.2.1. Obtención de las series temporales de volúmenes de avenida

A la hora de construir las series temporales de volúmenes de avenida es necesario tener en cuenta que, a diferencia del caudal punta, el volumen no se mide directamente en los puntos de medida (presas o estaciones de aforo), sino que debe deducirse a partir del registro temporal continuo medido en éstos: datos de caudal medio diario en el caso de las presas o estaciones de la ROEA, o datos en intervalos temporales menores (horas o minutos) en el caso de estaciones SAIH. De esta forma, el volumen de la avenida es una variable hidrológica cuya determinación a partir de las observaciones está sujeta a una menor certidumbre que el caudal punta, ya que para su determinación será necesario tomar decisiones referentes a distintos aspectos como el instante en que comienza el hidrograma de la avenida, el instante en que acaba, o si dos puntas de caudal consecutivas forman parte de un mismo hidrograma multimodal o, por el contrario, forman parte de dos avenidas distintas que parcialmente se han superpuesto en el tiempo. No obstante, el análisis y utilización de los volúmenes de avenida registrados en los puntos de medida, incluso con estas incertidumbres, permitirá determinar el volumen de las avenidas de diseño con mucho menos error que si no se empleasen. En este apartado se tratará de proporcionar algunos criterios para facilitar esas decisiones.

Tal como se indicó en el apartado 5.2.1., en esta Guía se recomienda abordar el análisis estadístico de los caudales punta mediante series de máximos anuales, tradicionalmente utilizadas en la práctica profesional. En definitiva, en cada año hidrológico se selecciona el mayor caudal registrado (medio diario o instantáneo, según la disponibilidad de información existente en el punto de medida). Lógicamente, en el caso de los volúmenes de avenida se utilizarán también series de datos anuales, aunque en este caso es necesario considerar con qué criterio se selecciona cada dato de volumen anual.

La primera alternativa lógica sería utilizar series de máximos anuales, al igual que en el caso de los caudales, tomando, por lo tanto, el mayor volumen de avenida registrado en cada año hidrológico. Sin embargo, hay que tener en cuenta que, como se ha comentado, en las estaciones de medida no se registran volúmenes, sino que éstos deben obtenerse a partir del registro continuo de caudales, analizando los hidrogramas. No obstante, mientras que en el



caso de avenidas de cierta importancia puede diferenciarse con cierta claridad el hidrograma de la avenida, en crecidas de menor importancia el comienzo y el final del hidrograma puede ser más impreciso. En consecuencia, los volúmenes de avenida a considerar deben ser los asociados a las mayores crecidas registradas, entendiendo por mayores avenidas aquellas con mayores caudales punta.

En este mismo sentido, hay que considerar también que, aunque el volumen de las avenidas es una variable fundamental a la hora de analizar la seguridad hidrológica de las presas, dado que puede tener una influencia importante en la magnitud del máximo caudal que debe verterse por los órganos de desagüe, su importancia es mucho menor que la del caudal punta. De esta forma, el caudal punta del hidrograma será la variable principal que definirá la avenida, adoptando el volumen un papel secundario. Asimismo, la caracterización estadística de los caudales y volúmenes que definen los hidrogramas tiene como intención última conocer los hidrogramas de avenida que podrían llegar al embalse. En consecuencia, los caudales y volúmenes que se utilicen en el estudio deben corresponder a valores que pueden combinarse en un mismo hidrograma.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, en esta Guía se recomienda que las series de datos de volúmenes de avenida estén formadas por los volúmenes de los hidrogramas asociados a los caudales que constituyen la serie de caudales máximos anuales, es decir, el volumen de la avenida asociada al máximo caudal de cada año hidrológico, considerando de esta forma el volumen como una variable subordinada al caudal. La consideración de series de datos de caudal y de volumen de forma independiente, formadas por valores que no se hayan combinado en un mismo hidrograma de crecida, dificultará el establecimiento de relaciones de dependencia estadística entre ambas variables.

Tal como se expuso en el apartado 5.1.1., como fuentes de información para obtener las series temporales de volúmenes se contará, principalmente, entre otras, con el registro de las estaciones de aforos convencionales de la ROEA, el registro de explotación de las presas y el registro de las estaciones de la red SAIH (correspondientes bien a estaciones de medida en ríos bien a embalses). En el caso de los dos primeros puntos de medida, la información tendrá una resolución temporal diaria, mientras que en el último se contará con una resolución mucho menor (en general, de una hora o menos), aunque es necesario tener en cuenta las consideraciones expuestas en el apartado 5.1.1. en relación con los problemas que puede presentar la información SAIH registrada en los embalses en intervalos temporales reducidos. Especial interés tendrá, en el caso de las revisiones de seguridad de las presas existentes, la información registrada en el propio punto de la presa, tanto procedente del registro de explotación como de los sensores SAIH instalados en ella.

Lógicamente, la información SAIH permitirá, debido a su mayor resolución temporal una mejor definición de los hidrogramas y, en consecuencia, de los volúmenes de avenida, pero proporcionará habitualmente registros temporales más cortos. Puesto que la longitud de las series de datos es crítica, será necesario contar con la serie más larga posible con objeto de mejorar su representatividad estadística y, por tanto, reducir la incertidumbre en la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. Por tanto, se recomienda utilizar los registros de caudales diarios, a pesar de proporcionar una definición más grosera de los hidrogramas, para

disponer de la mayor cantidad de información posible. Lógicamente, puede combinarse la información de las redes convencionales con la de la red SAIH, complementando el registro más largo a escala diaria con el más preciso del SAIH en la parte final de la serie, siempre y cuando se compruebe que la información proporcionada por ambas redes de medida es consistente.

En cualquier caso, aunque la utilización de información diaria proporcionará un valor menos preciso del volumen del hidrograma, en general, la diferencia será pequeña (habitualmente del orden de un 10%), siendo el volumen obtenido a partir de la serie diaria más conservador, ya que se tomará todo el volumen que haya circulado por el río durante el día de inicio y final del hidrograma. Es decir, se considerará una duración de hidrograma algo mayor a la real, al no contar con una resolución temporal suficiente para determinar el momento exacto en el que la avenida comienza y termina, lo que llevará a considerar un pequeño volumen adicional correspondiente a los caudales que han circulado por el río inmediatamente antes o inmediatamente después de la avenida, dentro de los días en que ésta ha comenzado y finalizado (figura 66).

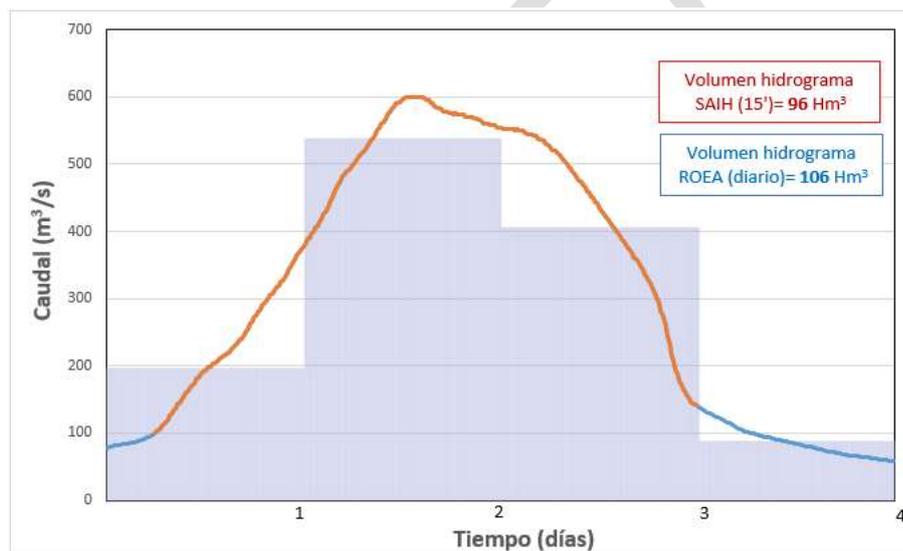


Figura 66. Comparación de un hidrograma de avenida registrado a escala diaria en la ROEA y a escala quinceminutal por el SAIH (estación 9068 de la DH del Ebro), junto con el volumen de avenida obtenido a partir de cada registro.

Los hidrogramas representan la evolución del caudal a lo largo del tiempo en un punto de un río. Estos caudales pueden tener distinto origen y llegar hasta el río a través de distintos mecanismos. En este sentido, hay que tener en cuenta que los hidrogramas, de una manera simplificada, están constituidos por distintas componentes (figura 67):

- Flujo superficial: está formado por la escorrentía superficial generada durante la tormenta, es decir, por aquella parte de la precipitación que excede la capacidad de infiltración del suelo y termina drenando sobre la superficie del terreno. La respuesta

de la cuenca ante este tipo de escorrentía es muy rápida, drenando en poco tiempo hasta el río.

- Flujo subsuperficial: lo constituye aquella parte de la precipitación que se infiltra en el suelo, pero no percola hacia capas más profundas del terreno (hasta el acuífero), sino que se mueve horizontalmente bajo la superficie hasta emerger posteriormente en el propio río o en algún otro punto de la cuenca. La respuesta de la cuenca en este caso es más lenta que para la escorrentía superficial debido a su movimiento a través del terreno.
- Flujo subterráneo (caudal base): agua que procede de la descarga del acuífero. Este agua tiene su origen en aquella parte de la precipitación que se infiltra en el suelo y percola hasta alcanzar el nivel freático. Su movimiento es muy lento y puede alcanzar el río mucho tiempo después (meses o años) de que se haya producido la lluvia.

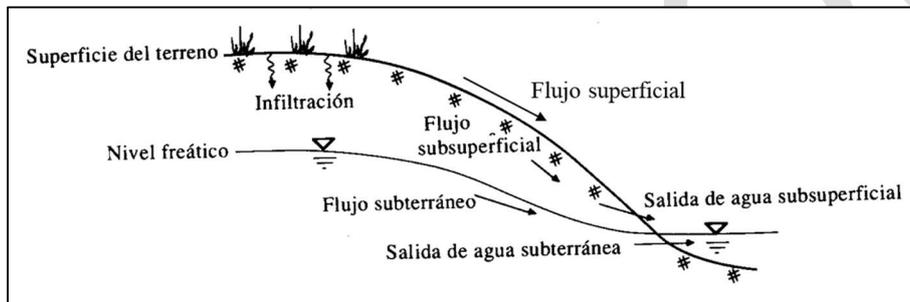


Figura 67. Componentes del hidrograma (Fuente: XXX).

La suma del flujo superficial y subsuperficial (o, al menos, de aquella parte de éste que drena con rapidez hasta el río) constituye lo que se denomina como “escorrentía directa”, que es la parte de la precipitación caída durante la tormenta que drena con rapidez hasta el río formando los grandes caudales de la crecida. Lógicamente, tanto el flujo superficial como el subsuperficial tienen su origen en la propia tormenta que genera la crecida, mientras que el flujo subterráneo o caudal base no procede de la tormenta, sino que tendrá su origen en lluvias anteriores que recargaron por percolación el acuífero; ya que aquella parte de la propia tormenta que percola hasta el acuífero tendrá una respuesta mucho más lenta y tardará mucho más tiempo en llegar hasta el río (en algunos casos meses o años) que el flujo superficial o subsuperficial. Como se volverá a comentar más adelante, esta circunstancia es importante, ya que a la hora de calibrar un modelo hidrometeorológico hay que tener en cuenta que solo aquella parte del hidrograma generada por la escorrentía directa tiene su origen en la tormenta que se simula mediante el modelo.

Por otra parte, la importancia relativa de las distintas componentes variará mucho dependiendo del tipo de cuenca y de su régimen pluviométrico. Lógicamente, en general, en el caso de una crecida importante, las componentes superficial y subsuperficial generarán caudales sustancialmente mayores que el caudal base. En cuanto a la importancia relativa de las dos primeras componentes, habitualmente en cuencas torrenciales con poca vegetación la mayor parte de la respuesta de la cuenca estará constituida por la escorrentía superficial.

Sin embargo, en otras zonas el flujo subsuperficial puede tener una mayor importancia, pudiendo en algunos casos constituir la mayor parte del hidrograma.

Como se ha indicado anteriormente, la obtención del volumen de la avenida no es inmediata, sino que previamente es necesario identificar el comienzo y el final del hidrograma. Asimismo, en el caso de puntas de caudal consecutivas, será necesario determinar si forman parte de un mismo hidrograma o si constituyen hidrogramas independientes. A continuación, se exponen algunos criterios que pueden utilizarse para identificar los hidrogramas de avenida:

- **Identificación del inicio del hidrograma:** En general, los hidrogramas se caracterizan por tener una rama ascendente más abrupta que la descendente, con una pendiente elevada y un rápido crecimiento del caudal. De esta forma, la identificación del inicio del hidrograma suele ser, en general, sencilla, pudiendo identificarse fácilmente un punto en el que el caudal empieza a crecer de forma más o menos rápida (figuras 68 y 69).

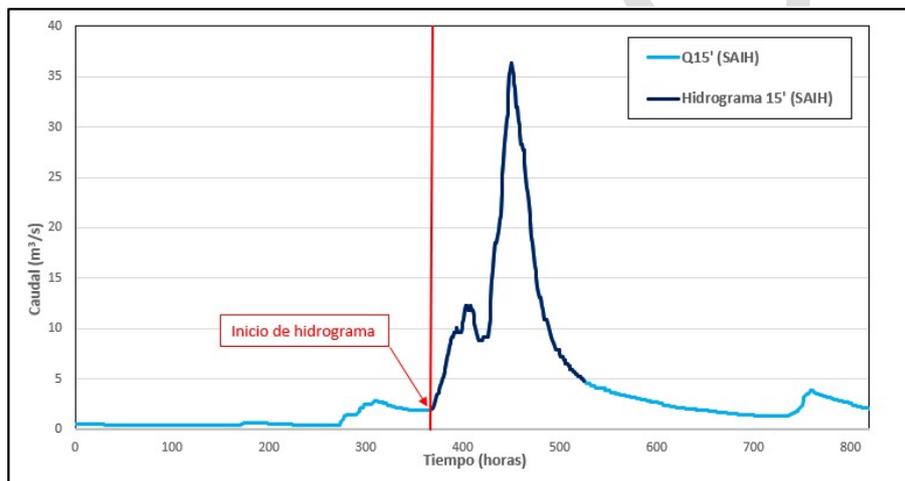


Figura 68. Ejemplo de identificación del inicio del hidrograma de la avenida con información SAIH quinceminutal.

En algunos casos, aparecen pequeñas puntas inmediatamente antes del inicio del hidrograma principal, como resultado de los pequeños aguaceros que suelen preceder al comienzo de la tormenta. Esta circunstancia es más frecuente al utilizar información del SAIH, ya que en el caso de la información de la ROEA o del registro de explotación de las presas, debido a su escala temporal, muchas veces estas puntas no se perciben al promediar a escala diaria. En general, se recomienda no tener en cuenta estas pequeñas puntas a la hora de determinar el volumen del hidrograma, ya que no forman parte del hidrograma principal y no suelen plantear problemas de gestión en el embalse. No obstante, tenerlas en cuenta dejaría ligeramente del lado de la seguridad, al incrementar el volumen del hidrograma principal en una cantidad que, en general, será pequeña frente al volumen de éste.

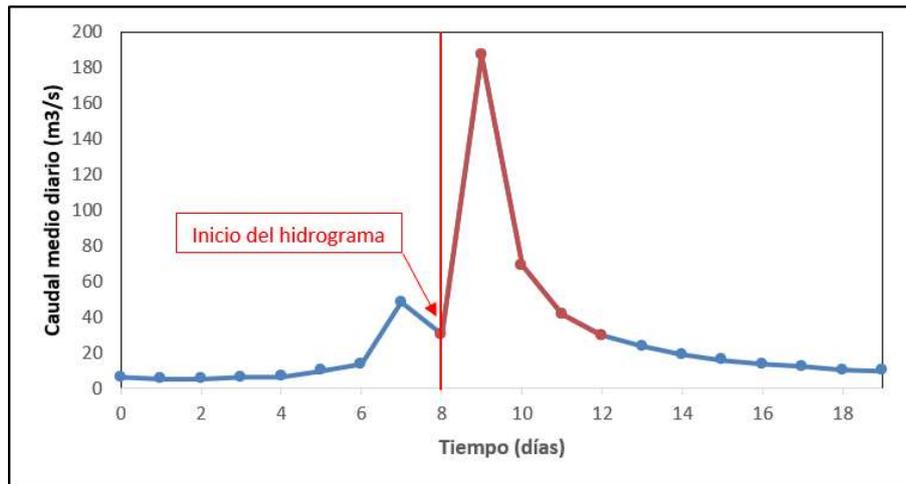


Figura 69. Ejemplo de identificación del inicio del hidrograma de la avenida con información diaria de la ROEA.

- Identificación del final del hidrograma:** La rama descendente del hidrograma suele ser más suave y prolongada que la ascendente, con una pendiente bastante menor y una reducción del caudal con el tiempo que va siendo más lenta cuanto más cerca se está del final del hidrograma, como consecuencia del mayor protagonismo que tiene en esta parte del hidrograma la escorrentía subterránea. A los efectos de confeccionar la serie temporal de volúmenes de avenida, se considera que termina el hidrograma cuando finaliza la llegada de la escorrentía directa y comienza la curva de recesión de la escorrentía subterránea. Para identificar este punto puede aprovecharse que la descarga subterránea, cuando no hay nuevos aportes de agua, sigue una ley del tipo:

$$Q = Q_0 e^{-kt} \quad [53]$$

Donde Q es el caudal que descarga al río el acuífero, Q_0 el caudal descargado en el instante $t=0$, t el tiempo y k el coeficiente de descarga del acuífero.

En consecuencia, si se representa el hidrograma expresando en escala logarítmica los caudales, la parte correspondiente a la curva de recesión de la escorrentía subterránea seguirá una línea recta:

$$\ln Q = \ln Q_0 - kt \quad [54]$$

De esta forma, el punto a partir del cual la rama descendente del hidrograma es una recta indicará el final del hidrograma de escorrentía directa (figura 70).

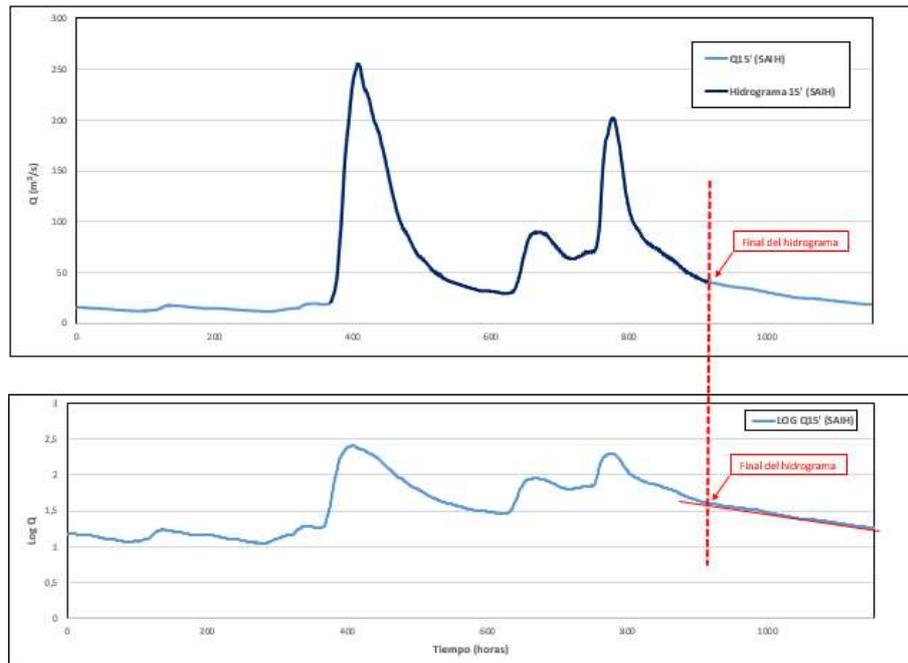


Figura 70. Ejemplo de identificación del punto final del hidrograma a partir de información quinceminutal de una estación SAIH.

Este procedimiento suele ser más útil al delimitar el hidrograma a partir de una información temporal detallada como la del SAIH. En el caso de utilizar información diaria, el procedimiento indicado sigue siendo válido y puede resultar útil en algunos casos dudosos, aunque habitualmente en ese tipo de información, debido a su escala, el final del hidrograma y comienzo de la curva de recesión (en realidad, habitualmente, el comienzo de unos caudales de magnitud similar o algo mayor al caudal base que precede a la crecida) suele ser más fácilmente identificable (figura 71).

BOF

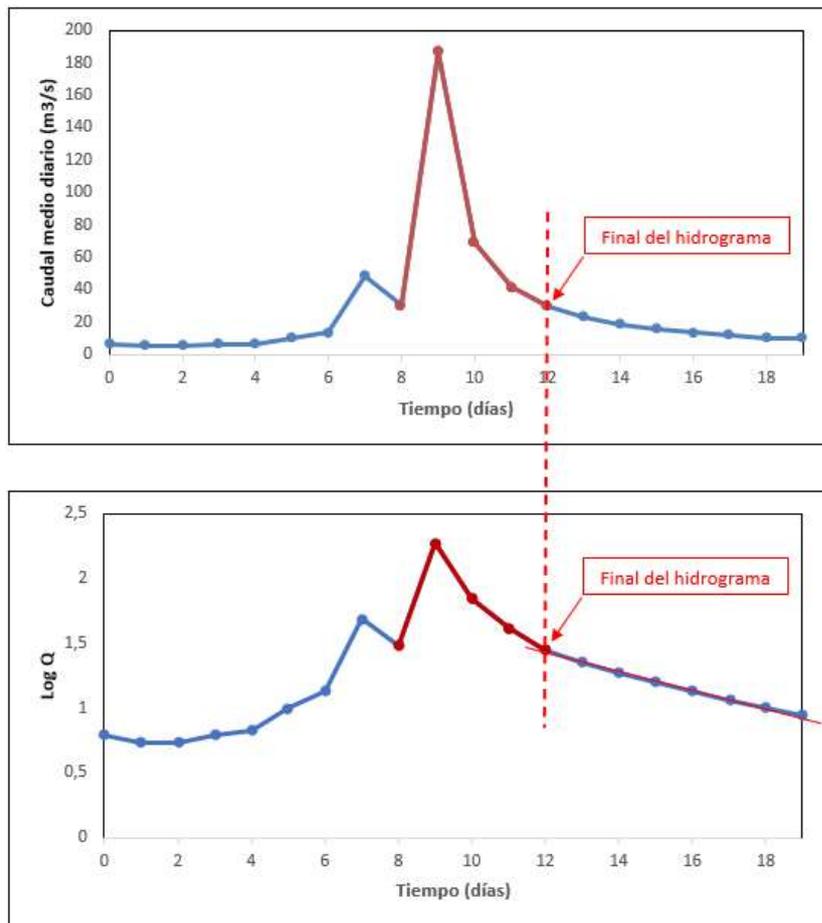


Figura 71. Ejemplo de identificación del punto final del hidrograma a partir de información diaria de una estación de la ROEA.

- Criterio de independencia de puntas:** Para determinar si dos puntas consecutivas son independientes, es decir, si pertenecen a dos avenidas diferentes, puede utilizarse alguno de los criterios de independencia que aparecen en la literatura técnica (Cunnane, 1979; USWRC, 1981). Estos criterios se exponen posteriormente con un mayor detalle en el apartado 5.2.3.1.2. Tal como allí se indica, y a falta de un criterio mejor, se recomienda considerar que dos caudales punta son dependientes, es decir, forman parte de un mismo hidrograma, si se verifica alguna de las siguientes condiciones, las cuales constituyen una mezcla de los criterios propuestos por el USWRC [1981] y por Cunnane [1979]:

$$\theta < 3T_p \tag{55}$$

$$X_{min} > \frac{3}{4} \min[Q_1 Q_2] \tag{56}$$

Donde θ es el tiempo transcurrido entre la ocurrencia de ambos caudales punta, X_{min} el mínimo caudal que se llega a producir entre ambos, T_p el tiempo de punta medio de los hidrogramas y Q_1 y Q_2 los caudales medios diarios correspondientes a las dos puntas que se están analizando (figura 81).

En el caso de disponer de una descripción detallada de los hidrogramas, como la proporcionada por las estaciones SAIH, Cunnane [1979] recomienda que T_p se determine como el tiempo de punta medio de los cinco primeros hidrogramas registrados. No obstante esta recomendación, en la práctica puede ser preferible utilizar un mayor número de hidrogramas para determinar T_p con una mayor precisión.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que, dado que la punta del hidrograma suele situarse aproximadamente a un tercio del tiempo de base del hidrograma, $3T_p$ refleja de manera aproximada la duración del hidrograma de escorrentía directa. Es decir, se considera que dos puntas son independientes si están separadas aproximadamente, al menos, por un tiempo igual a la duración media de los hidrogramas. De esta forma, en el caso de utilizar datos de estaciones de la ROEA o del registro de explotación de las presas, puesto que no podrá determinarse con precisión el tiempo de punta debido a la escala temporal de la información, puede ser preferible aproximar el valor de $3T_p$ como un valor medio del tiempo de base de los hidrogramas, que podrá determinarse con una mayor precisión en estos casos. Lógicamente, este valor deberá redondearse a días, dada la escala temporal de la información. Asimismo, como alternativa, en el caso de EA de la ROEA, puede tratarse de determinarse el tiempo de punta o el tiempo de base con una mayor precisión a partir de los hidrogramas o limnigramas de los principales eventos registrados, procedentes de las bandas limnigráficas. Los valores de los distintos eventos pueden representarse en un histograma que facilitará la visualización e interpretación de los datos disponibles (figura 72). Adicionalmente, en algunos casos, tanto las EA como las presas pueden disponer de una estación SAIH en el mismo punto de medida, con registro en los años más recientes, cuya información puede utilizarse para obtener un valor más preciso del tiempo de punta o de base, que podrá emplearse para analizar la información a escala diaria.

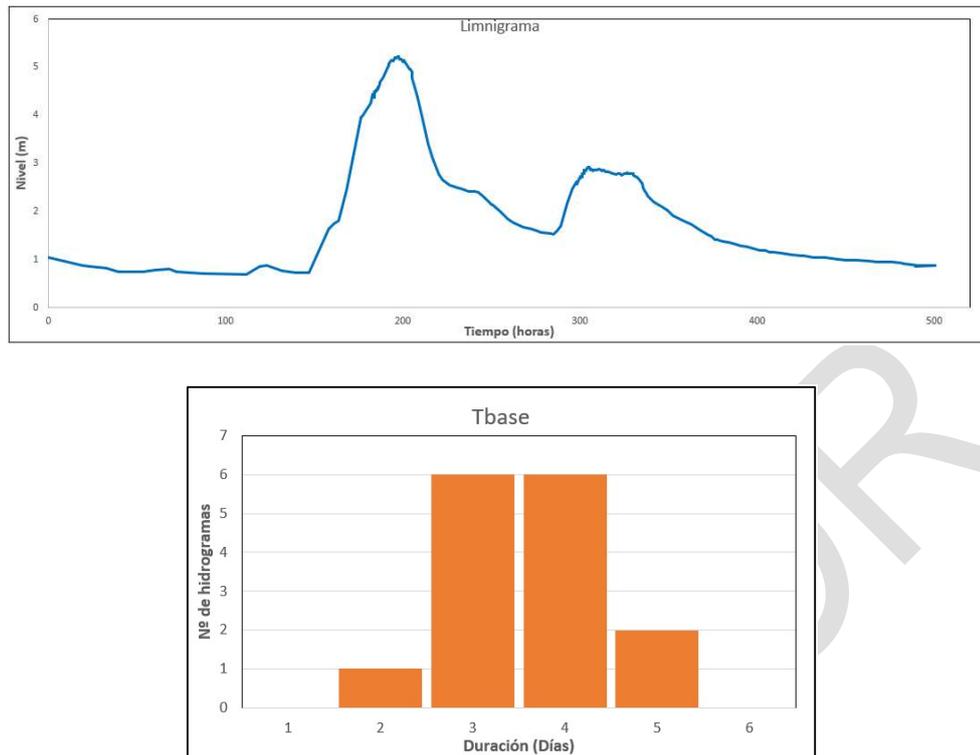


Figura 72. Ejemplo de limnigramma registrado en una EA de la ROEA (arriba) y de histograma elaborado a partir de los tiempos de base (abajo).

El número de puntas que reflejará el hidrograma y que, por lo tanto, habrá que analizar dependerá de la resolución temporal del registro disponible, siendo, lógicamente, mayor en el caso de información procedente de la red SAIH que de información diaria de la ROEA o del registro de explotación de la presa. En el caso de la información diaria, puntas muy próximas pueden quedar englobadas en un único dato promedio diario (figura 73). Habitualmente, se tratará de pequeñas puntas que formarán parte, debido a su proximidad temporal, del mismo hidrograma que el caudal punta más importante (salvo quizá en cuencas torrenciales de muy pequeño tamaño). En caso de no ser así, su consideración englobadas en un único dato diario siempre dejará del lado de la seguridad a la hora de valorar el volumen del hidrograma.

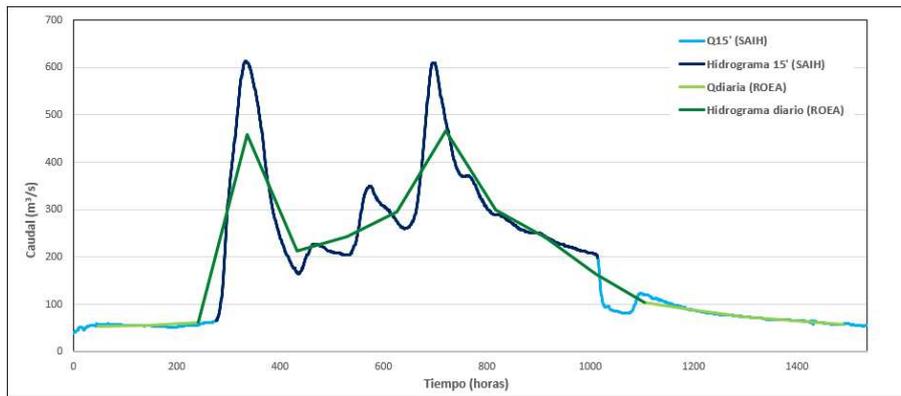


Figura 73. Ejemplo de hidrograma con diferente número de puntas según la resolución temporal del registro, quinceminutal (azul) o diario (verde).

Adicionalmente, en algunos casos, puede ser útil disponer, junto a la información foronómica, del registro de precipitaciones en uno o varios pluviómetros representativos de la cuenca vertiente al punto de análisis (figura 74). Esta información puede contribuir en algunos casos dudosos a determinar los puntos de inicio y final del hidrograma, así como la pertenencia de dos puntas de caudal a un mismo evento. En cualquier caso, hay que tener en cuenta que se trata de información puntual, no del conjunto de la cuenca, por lo que tendrá únicamente un carácter orientativo.

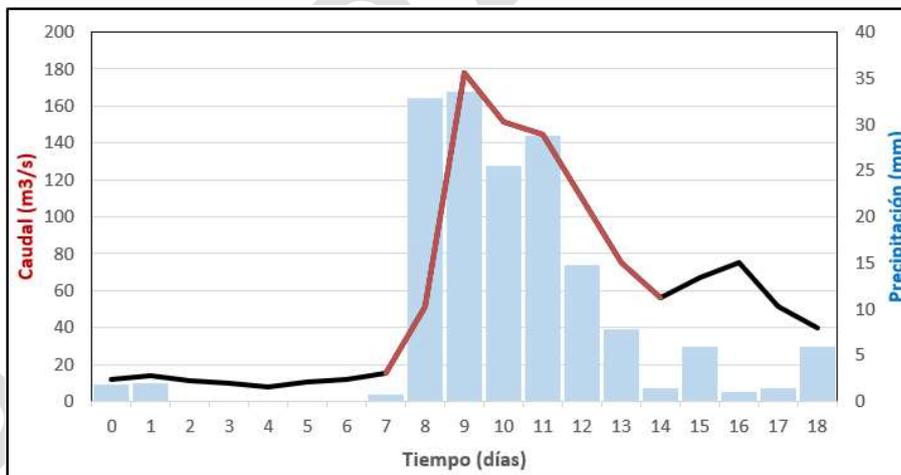


Figura 74. Ejemplo de combinación de información foronómica y pluviométrica para identificar el hidrograma de una crecida.

Asimismo, principalmente en el caso de utilizar información a escala diaria, puede resultar útil conocer, previamente a la identificación de los hidrogramas y la de la serie temporal de volúmenes de avenida, las duraciones más frecuentes de los hidrogramas (por ejemplo, mediante la confección de un histograma, como el anteriormente comentado, a partir del análisis de los principales hidrogramas o limnigramas registrados en las bandas limnigráficas o en estaciones SAIH) con la finalidad de comprobar que los hidrogramas identificados corresponden a duraciones o tiempos de base del mismo orden.



Por otra parte, es necesario tener en cuenta, tal como se expuso anteriormente en este mismo apartado, que no todo el volumen de agua que discurre por el río durante una avenida ha tenido su origen en la tormenta que la ha generado. La parte correspondiente al caudal base del río, procedente de la descarga del acuífero, puede proceder de lluvia caída hace mucho tiempo, que en su momento se infiltró y percoló hasta el acuífero. Esta cuestión puede ser importante, como se expondrá posteriormente en el apartado 5.4., a la hora de calibrar un modelo hidrometeorológico en cuencas con un caudal base relevante frente al caudal punta de la avenida, ya que la tormenta de diseño que simule el modelo solo tendrá que ser capaz de generar aquella parte del volumen del hidrograma correspondiente a la escorrentía directa. De esta forma, en algunos casos será necesario separar los hidrogramas en dos componentes: el hidrograma de escorrentía directa, generado por la tormenta, y la escorrentía subterránea, que constituirá el caudal base del río. El volumen de la componente subterránea, cuando tenga importancia, deberá descontarse del volumen total del hidrograma para obtener el volumen de escorrentía directa. No obstante, en España los caudales base de los ríos suelen ser, habitualmente, de pequeña magnitud frente a los caudales de crecida, por lo que en la mayor parte de los casos se podrá trabajar directamente con el volumen total del hidrograma.

En cualquier caso, con independencia de la necesidad de utilizar el volumen de escorrentía directa para calibrar el modelo hidrometeorológico, a la hora de caracterizar los hidrogramas mediante su caudal punta y su volumen, se utilizará siempre el volumen total.

Para separar ambas componentes, en caso de que sea necesario, puede utilizarse alguno de los procedimientos expuestos en la literatura técnica (Chow *et al.*, 1988; Ferrer, 1992) que, en cualquier caso, serán siempre aproximados (figura 75):

- El método más sencillo, aunque suficiente cuando el caudal base es de poca importancia, consiste en trazar una línea recta entre el comienzo y el final del hidrograma.
- Una mejora al procedimiento anterior consiste en prolongar la curva de recesión anterior al inicio del hidrograma hasta el tiempo de punta, uniéndola posteriormente con una línea recta ese punto con el punto del hidrograma situado a un tiempo N del tiempo de punta. En este método se supone que la escorrentía directa finaliza un tiempo N fijo después de que se produzca el caudal punta, por lo que, en caso de utilizar este procedimiento, deberá tomarse ese punto como final del hidrograma. Puede ser conveniente aplicar este método representando el hidrograma en un gráfico con el eje vertical de los caudales en escala logarítmica, ya que en ese caso la curva de recesión de los caudales base podrá aproximarse por una línea recta.
- Un tercer método consiste en prolongar la curva de recesión anterior al inicio del hidrograma hasta el tiempo de punta, llevar hacia atrás la curva de recesión posterior al final del hidrograma hasta el tiempo en el que se produce el punto de inflexión de éste, y unir ambos extremos mediante una línea recta. Al igual que antes, puede ser conveniente aplicar este método representando los caudales en escala logarítmica, para que las curvas de recesión puedan aproximarse mediante una línea recta.

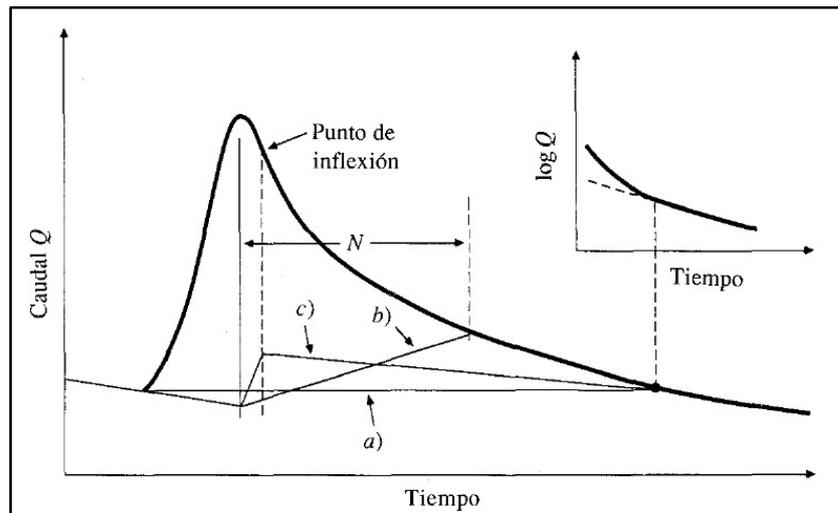


Figura 75. Procedimientos de separación de la componente subterránea del hidrograma (Fuente: Chow *et al.*, 1988).

Habitualmente, en el caso de los ríos españoles, dada la pequeña importancia del caudal base, suele ser suficiente con trazar una línea recta entre el comienzo y el final del hidrograma para separar la componente subterránea (figura 76).

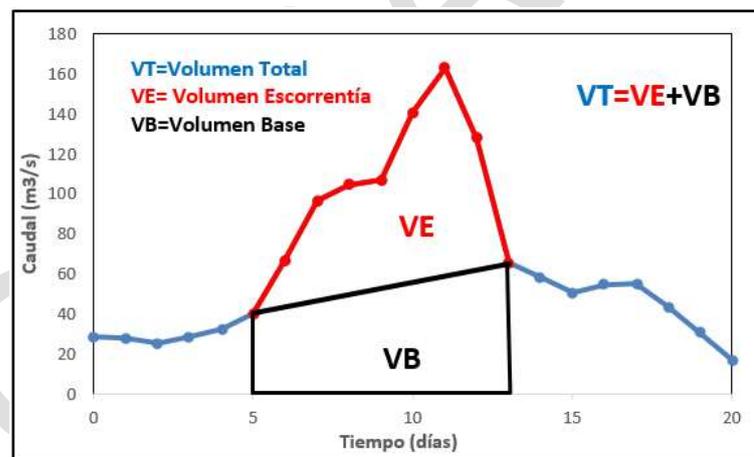


Figura 76. Representación esquemática de la separación del volumen total del hidrograma de avenida en su componente base y de escorrentía directa.

Por último, se hace notar que, en algunos casos, las series de volúmenes contarán con menos datos que las de caudales al no estar siempre disponible el registro temporal completo de los hidrogramas para poder determinar su volumen.



RECOMENDACIONES

- El volumen no se mide directamente en los embalses y estaciones de aforos, sino que debe deducirse a partir del registro temporal continuo (diario o en intervalos temporales menores) medido en éstos.
- En el caso de los volúmenes de avenida se utilizarán también series de datos anuales. Se recomienda que las series de datos estén formadas por los volúmenes de los hidrogramas asociados al máximo caudal de cada año hidrológico, considerando el volumen como una variable subordinada al caudal.
- Como fuentes de información para obtener las series temporales de volúmenes se tiene, entre otras: el registro de las estaciones de aforos convencionales de la ROEA, el registro de explotación de las presas y el registro de las estaciones de la red SAIH (en ríos o en embalses). La información SAIH permitirá una mejor definición de los hidrogramas y de los volúmenes de avenida, pero proporcionará habitualmente registros temporales más cortos. Para contar con la serie de datos más larga posible, se recomienda utilizar también los registros de caudales diarios.
- La obtención del volumen de la avenida no es inmediata, sino que previamente es necesario identificar el comienzo y el final del hidrograma. Asimismo, en el caso de puntas de caudal consecutivas, será necesario determinar si forman parte de un mismo hidrograma o si constituyen hidrogramas independientes.
- La identificación del inicio del hidrograma suele ser, en general, sencilla, pudiendo determinarse fácilmente un punto en el que el caudal empieza a crecer de forma más o menos rápida. Se recomienda no tener en cuenta las pequeñas puntas que, en algunos casos, aparecen inmediatamente antes del inicio del hidrograma principal, como resultado de los pequeños aguaceros que suelen preceder al comienzo de la tormenta, ya que no forman parte del hidrograma principal y no suelen plantear problemas de gestión en el embalse.
- Se considera que termina el hidrograma cuando finaliza la llegada de la escorrentía directa y comienza la curva de recesión de la escorrentía subterránea. Para identificar este punto puede aprovecharse que la descarga subterránea, cuando no hay nuevos aportes de agua, sigue una ley del tipo:

$$Q = Q_0 e^{-kt}$$

Si se representa el hidrograma expresando en escala logarítmica los caudales, la parte correspondiente a la curva de recesión de la escorrentía subterránea seguirá una línea recta. Este procedimiento suele ser más útil cuando se utiliza información temporal detallada como la del SAIH. En el caso de utilizar información diaria, el punto final del hidrograma suele ser más fácilmente identificable.

- Se recomienda considerar que dos caudales punta consecutivos forman parte de un mismo hidrograma, si se verifica alguna de las siguientes condiciones:

$$\theta < 3T_p$$

$$X_{min} > \frac{3}{4} \min[Q_1 Q_2]$$

En el caso de disponer de una descripción detallada de los hidrogramas, como la proporcionada por las estaciones SAIH, T_p se determinará como el tiempo de punta medio de los cinco primeros hidrogramas registrados. En el caso de utilizar datos de estaciones de la ROEA o del registro de explotación de las presas, puede ser preferible aproximar el valor de $3T_p$ como un valor medio del tiempo de base de los hidrogramas, que podrá determinarse con una mayor precisión en estos casos. Asimismo, puede tratarse de determinarse el tiempo de punta o el tiempo de base con una mayor precisión a partir de las bandas liminigráficas o de una estación SAIH existente en el mismo punto de medida.

- En algunos casos, puede ser útil disponer del registro de precipitaciones en uno o varios pluviómetros representativos de la cuenca, lo que puede contribuir a identificar los hidrogramas.
- Asimismo, en el caso de utilizar información a escala diaria, puede resultar útil conocer las duraciones más frecuentes de los hidrogramas con la finalidad de comprobar que los hidrogramas identificados corresponden a tiempos de base del mismo orden.
- A la hora de calibrar un modelo hidrometeorológico en cuencas con un caudal base relevante frente al caudal punta de la avenida, puede ser necesario separar los hidrogramas en dos componentes: la escorrentía directa y la escorrentía subterránea, descontando del volumen total del hidrograma la componente subterránea para obtener el volumen de escorrentía directa.

Para separar ambas componentes, en caso de que sea necesario, puede utilizarse alguno de los procedimientos expuestos en la literatura técnica. En el caso de los ríos españoles, dada la pequeña importancia del caudal base, se considera suficiente con trazar una línea recta entre el comienzo y el final del hidrograma.

- En cualquier caso, con independencia de la necesidad de utilizar el volumen de escorrentía directa para calibrar el modelo hidrometeorológico, a la hora de caracterizar los hidrogramas mediante su caudal punta y su volumen, se utilizará siempre el volumen total.
- En algunos casos, las series de volúmenes contarán con menos datos que las de caudales al no estar siempre disponible el registro temporal completo de los hidrogramas para poder determinar su volumen.

5.2.2.2. Ajuste de la ley de frecuencia de volúmenes de avenida

De la misma manera que en el caso de los caudales punta, para analizar la seguridad hidrológica de las presas se requerirá estimar los cuantiles de volumen de avenida de muy alto periodo de retorno, lo que puede llevar aparejada una elevada incertidumbre debido a la falta de representatividad estadística de las muestras de corta longitud habitualmente disponibles. Esta circunstancia puede ser aún más acusada en el caso de los volúmenes ya que, como se expuso anteriormente, en algunos casos las series de volúmenes contarán con menos datos que las de caudales al no estar siempre disponible el registro temporal completo de los hidrogramas para poder determinar su volumen.



De esta forma, el ajuste de la ley de frecuencia de volúmenes de avenida deberá llevarse a cabo, al igual que la de caudales, considerando aquellos procedimientos que permitan reducir la incertidumbre de la estimación. Puesto que dicha incertidumbre está relacionada con la imprecisión al estimar los estadísticos de mayor orden de la población (principalmente el coeficiente de sesgo), la utilización de procedimientos de regionalización permitirá reducirla al obtener una estimación más precisa de dichos estadísticos como consecuencia de emplear conjuntamente la información contenida en todos los puntos de medida existentes en la región. Se considera imprescindible utilizar técnicas de ajuste regional siempre que sea necesario emplear funciones de tres o más parámetros y, en mayor medida, cuanto mayor sea el coeficiente de sesgo de la población estadística en estudio.

Como se expuso anteriormente, la aplicación de un procedimiento de ajuste regional implica definir previamente las regiones con comportamiento estadístico homogéneo y seleccionar el procedimiento para introducir la información regional en el ajuste de la ley de frecuencia. En esta Guía se recomienda llevar a cabo el ajuste regional de las leyes de frecuencia de volúmenes de avenida utilizando las mismas regiones estadísticas indicadas en el apartado 5.2.1.2., procedentes del estudio de regionalización de caudales máximos a escala nacional realizado por el CEDEX (CEDEX, 2009a; Jiménez *et al.*, 2014), revisadas y actualizadas para la elaboración de esta Guía, y cuya homogeneidad estadística respecto a los volúmenes de avenida se ha comprobado (figura 40).

Al igual que se hizo para los caudales máximos, se recomienda emplear para los volúmenes de avenida un esquema de regionalización basado en utilizar un valor regional únicamente para el coeficiente de sesgo, determinando el coeficiente de variación a partir de la información local.

Asimismo, también en este caso se recomienda emplear, cuando la serie disponible tenga una longitud inferior a unos 15 o 20 datos, un método de regionalización basado en el índice de avenida (considerando valores regionales tanto para el coeficiente de variación como para el de sesgo), ya que, como se indicó, en esos casos la estimación regional del coeficiente de variación puede estar más cercana al valor real que la estimación local, a pesar de que las regiones no lleguen a presentar un comportamiento totalmente homogéneo respecto al coeficiente de variación. No obstante, como se advirtió en el apartado 5.2.1.2., si alguna de las estaciones que se emplee en el estudio se encuentra en ese caso, será necesario tener en cuenta que los cuantiles de alto periodo de retorno de las leyes de frecuencia de esas series de datos tendrán una gran incertidumbre, por lo que deberán utilizarse únicamente como una referencia general.

Asimismo, como se expuso anteriormente, para reducir la incertidumbre en la extrapolación de las leyes de frecuencia a altos periodos de retorno es fundamental conocer aquellos modelos estadísticos (función de distribución y procedimiento de ajuste) que presentan un mejor comportamiento. La selección del modelo estadístico que mejor representa el comportamiento hidrológico de una población requiere analizar tanto su capacidad descriptiva como su capacidad predictiva, mediante los procedimientos expuestos en el apartado 5.2.1.3. El análisis por sí solo de la capacidad descriptiva del modelo mediante una prueba de bondad de ajuste u otro procedimiento, no es suficiente, ya que, aunque dicho análisis permita

determinar qué modelos se ajustan mejor a los datos, no garantiza que el modelo seleccionado realice una buena extrapolación a altos periodos de retorno.

En esta Guía se recomienda emplear en el ajuste de la leyes de frecuencia de volúmenes de avenida una función de distribución de valores extremos generalizada (GEV) (tabla 30), de forma coincidente con la recomendación proporcionada anteriormente para los caudales máximos. Asimismo, para llevar a cabo el ajuste de los parámetros de la función se recomienda emplear el método de los L-momentos, asumiendo en el ajuste un valor regional del L-CS, tal como se ha recomendado en párrafos anteriores. Al igual que se indicó anteriormente para los caudales, las regiones costeras del Levante y Sureste peninsular (regiones 72 y 82) no se incluyen en esta recomendación general, dado su comportamiento hidrológico especial.

En la tabla adjunta se indica el valor regional tanto para el L-CS como para el L-CV en cada una de las regiones consideradas, salvo en las mencionadas regiones 72 y 82. Los valores de los estadísticos obtenidos en la región 42, correspondiente a la cabecera del río Guadiana, son muy elevados, debido a las importantes infiltraciones que se producen en esta zona, lo que provoca una gran diferencia entre el volumen de las avenidas más pequeñas (muy afectadas por esta infiltración) y el de las más grandes (en las que la infiltración es menos relevante), proporcionando valores muy altos de los coeficientes de variación y sesgo. Valores elevados de los estadísticos, aunque algo menores, aparecen también en la región 22 de la cuenca del Duero. Como se expuso anteriormente al hablar de los caudales, hay que tener en cuenta que la función de distribución GEV con valores elevados de L-CS, o de L-CS y L-CV, conduce a que los cuantiles aumenten muy rápidamente en el rango de los altos periodos de retorno. En estas circunstancias, la extrapolación matemática de la función a muy altos periodos de retorno podría conducir, en algunos casos, a cuantiles excesivamente conservadores. En consecuencia, se aconseja utilizar los resultados con cautela. Es recomendable el análisis del valor de los estadísticos en el punto de estudio y en puntos próximos, por si presentasen un comportamiento local diferenciado respecto al resto de la región.



Tabla 42. Valores regionales de L-CS y L-CV para el volumen de avenida en las regiones consideradas.

XXX Pendiente de los valores de las regiones 61, 101 y 102 XXX

Región	L-CV	L-CS	Región	L-CV	L-CS
11	0.327	0.222	52	0.524	0.352
12	0.307	0.241	53	0.504	0.381
13	0.294	0.214	61		
21	0.292	0.179	71	0.494	0.431
22	0.566	0.494	72	-	-
23	0.398	0.282	81	0.478	0.346
24	0.370	0.221	82	-	-
25	0.393	0.270	83	0.535	0.427
31	0.448	0.261	91	0.285	0.207
32	0.431	0.289	92	0.360	0.287
33	0.548	0.408	93	0.556	0.437
34	0.562	0.395	94	0.505	0.405
41	0.542	0.324	95	0.410	0.270
42	0.602	0.504	101		
51	0.507	0.350	102		

Asimismo, tal como se indicó para los caudales, la utilización de unas regiones o de un procedimiento de regionalización diferente, así como de otro modelo estadístico distinto al recomendado, debe quedar claramente justificada a partir de los resultados obtenidos al aplicar las técnicas de análisis expuestas brevemente en el Anexo I y en el apartado 5.2.1.3., especialmente si los cambios realizados conducen a resultados menos conservadores. En cualquier caso, se recomienda aplicar también el procedimiento de regionalización y el modelo estadístico recomendado en esta Guía, contrastando los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos.

Por otra parte, también en este caso se recomienda trabajar con series de, al menos, 20 o 30 datos, para que la muestra tenga una mínima representatividad. Series de datos de longitud algo inferior a 20 datos pueden ser útiles en algunos casos (por ejemplo, si se trata de datos registrados en la propia presa en estudio o si no se dispone de puntos de medida con series más largas), pero únicamente como una referencia general. Como se ha comentado, en algunas ocasiones se contará con series de datos más cortas en el caso de los volúmenes debido a que no siempre estará disponible el registro temporal completo de los hidrogramas para poder determinar su volumen. De esta forma, que la serie de datos disponible no alcance la longitud mínima requerida es una circunstancia que puede darse con una mayor frecuencia para esta variable.

En cuanto a la utilización de información histórica para reducir la incertidumbre, su aplicabilidad en la obtención de las leyes de frecuencia de volúmenes de avenida se considera muy reducida, ya que es muy poco frecuente disponer de información sobre los volúmenes de las grandes avenidas históricas. Mientras es frecuente encontrar en la bibliografía estimaciones de los caudales punta de los mayores eventos, o es posible estimarlos mediante modelos hidráulicos a partir de limnimarcas o de referencias del nivel máximo alcanzado por el agua, es muy infrecuente disponer de suficiente información sobre la cronología del evento que permita estimar su volumen. Incluso en aquellos casos en los que se pueda disponer de esa información, se pueden encontrar grandes dificultades para interpretarla estadísticamente, asignándole periodo de retorno, de tal forma que se pueda introducir en el

ajuste de la ley de frecuencia. Mientras que las avenidas pueden compararse y ordenarse según su importancia respecto al caudal punta, incluso aunque el valor de este no se conozca (en función de si se alcanzó un mayor nivel, se inundó una zona más extensa o se produjeron mayores daños), no puede hacerse lo mismo respecto al volumen (cuyo valor no está tan directamente relacionado con el nivel, la extensión de la inundación o la magnitud de los daños). De esta forma, no siempre al volumen de una avenida le corresponderá un periodo de retorno similar al de su caudal punta.

Por último, también es recomendable en el caso de los volúmenes representar gráficamente la ley de frecuencia junto a los datos de la muestra (figura 77). Tal como se indicó anteriormente, se recomienda realizar esta representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel, para lo cual será necesario transformar el valor correspondiente a la función de distribución de cada dato en la variable reducida. Asimismo, se recomienda calcular la probabilidad muestral de los datos mediante la fórmula de Gringorten (ecuación [35]).

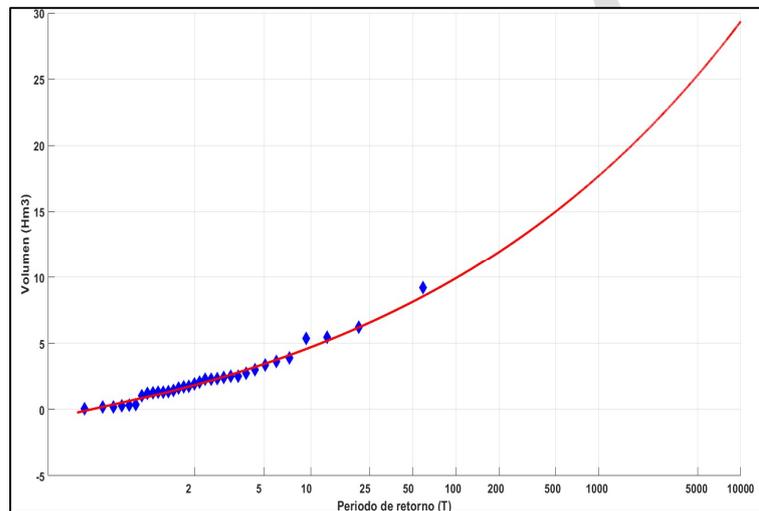
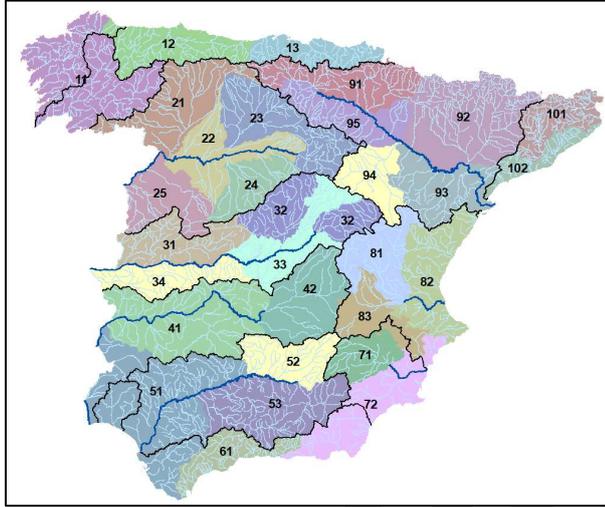


Figura 77. Representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel de la ley de frecuencia de volúmenes de avenida de la estación 3268 de la DH del Tajo junto a los datos de la muestra.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar el ajuste de la ley de frecuencia de volúmenes de avenida utilizando un procedimiento de ajuste regional, lo que permitirá reducir la incertidumbre al obtener una estimación más precisa de los estadísticos de mayor orden (principalmente el coeficiente de sesgo) como consecuencia de emplear conjuntamente la información contenida en todos los puntos de medida existentes en la región. Se considera imprescindible utilizar técnicas de ajuste regional siempre que sea necesario emplear funciones de tres o más parámetros y, en mayor medida, cuanto mayor sea el coeficiente de sesgo de la población en estudio.
- En esta Guía se recomienda llevar a cabo el ajuste regional de las leyes de frecuencia de volúmenes de avenida utilizando las mismas regiones estadísticas indicadas en el apartado 5.2.1.2., cuya homogeneidad estadística respecto a los volúmenes de avenida se ha comprobado. Al igual que en el caso de los caudales máximos, se recomienda

emplear un esquema de regionalización basado en utilizar un valor regional únicamente para el coeficiente de sesgo, determinando el coeficiente de variación a partir de la información local.



- Asimismo, para reducir la incertidumbre en la extrapolación de las leyes de frecuencia a altos periodos de retorno es fundamental conocer aquellos modelos estadísticos (función de distribución y procedimiento de ajuste) que presentan un mejor comportamiento, lo que requiere analizar tanto su capacidad descriptiva como predictiva. El análisis por sí solo de la capacidad descriptiva del modelo mediante una prueba de bondad de ajuste u otro procedimiento, no es suficiente, ya que, aunque dicho análisis permita determinar qué modelos se ajustan mejor a los datos, no garantiza que el modelo seleccionado realice una buena extrapolación a altos periodos de retorno.
- En esta Guía se recomienda emplear en el ajuste de las leyes de frecuencia de volúmenes de avenida una función de distribución de valores extremos generalizada (GEV), de forma coincidente con la recomendación proporcionada anteriormente para los caudales máximos. Asimismo, para llevar a cabo el ajuste de los parámetros de la función se recomienda emplear el método de los L-momentos, asumiendo en el ajuste un valor regional del L-CS. Al igual que se indicó anteriormente para los caudales, las regiones costeras del Levante y Sureste peninsular (regiones 72 y 82) no se incluyen en esta recomendación general, dado su comportamiento hidrológico especial.
- Se recomienda trabajar con series de, al menos, 20 o 30 datos, para que la muestra tenga una mínima representatividad. Series de datos de longitud algo inferior a 20 datos pueden ser útiles en algunos casos (por ejemplo, si se trata de datos registrados en la propia presa en estudio o si no se dispone de puntos de medida con series más largas), pero únicamente como una referencia general. En estos casos, se recomienda realizar el ajuste imponiendo un valor regional tanto para el coeficiente de sesgo como para el de variación.
- Se proporciona el valor regional del L-CV y del L-CS de los volúmenes de avenida para cada una de las regiones estadísticas consideradas.

Región	L-CV	L-CS	Región	L-CV	L-CS
11	0.327	0.222	52	0.524	0.352
12	0.307	0.241	53	0.504	0.381
13	0.294	0.214	61		
21	0.292	0.179	71	0.494	0.431
22	0.566	0.494	72	-	-
23	0.398	0.282	81	0.478	0.346
24	0.370	0.221	82	-	-
25	0.393	0.270	83	0.535	0.427
31	0.448	0.261	91	0.285	0.207
32	0.431	0.289	92	0.360	0.287
33	0.548	0.408	93	0.556	0.437
34	0.562	0.395	94	0.505	0.405
41	0.542	0.324	95	0.410	0.270
42	0.602	0.504	101		
51	0.507	0.350	102		

- Los valores de los estadísticos obtenidos en la región 42, correspondiente a la cabecera del río Guadiana, son muy elevados. Valores elevados de los estadísticos, aunque algo menores, aparecen también en la región 22 de la cuenca del Duero. Como se expuso anteriormente al hablar de los caudales, en estas circunstancias, la extrapolación matemática de la función a muy altos periodos de retorno podría conducir, en algunos casos, a cuantiles excesivamente conservadores. En consecuencia, se aconseja utilizar los resultados con cautela. Es recomendable el análisis del valor de los estadísticos en el punto de estudio y en puntos próximos, por si presentasen un comportamiento local diferenciado respecto al resto de la región.
- La utilización de unas regiones o de un procedimiento de regionalización diferente, así como de otro modelo estadístico distinto al recomendado, debe quedar claramente justificado a partir de los resultados obtenidos al aplicar las técnicas de análisis expuestas brevemente en el Anexo I y en el apartado 5.2.1.3., especialmente si los cambios realizados conducen a resultados menos conservadores. En cualquier caso, se recomienda aplicar también el procedimiento de regionalización y el modelo estadístico recomendado en esta Guía, contrastando los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos.
- En cuanto a la utilización de información histórica para reducir la incertidumbre, su aplicabilidad en la obtención de las leyes de frecuencia de volúmenes de avenida se considera muy reducida, ya que es muy poco frecuente disponer de información sobre los volúmenes de las grandes avenidas históricas. Incluso en aquellos casos en los que se pueda disponer de esa información, se pueden encontrar grandes dificultades para interpretarla estadísticamente, de tal forma que se pueda introducir en el ajuste de la ley de frecuencia.
- Por último, se recomienda representar gráficamente la ley de frecuencia de volúmenes de avenida junto a los datos de la muestra. Se recomienda realizar esta representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel. Asimismo, para llevar a cabo esta representación se recomienda calcular las probabilidades muestrales de los datos mediante la fórmula de Gringorten.

5.2.2.3. Cálculo aproximado de los cuantiles de alto periodo de retorno a partir del cuantil de 100 años

Aunque, tal como se ha expuesto en el apartado anterior, se recomienda estimar la ley de frecuencia de volúmenes de avenida mediante el ajuste de una función de distribución a los datos de la muestra (siguiendo, preferentemente, las recomendaciones proporcionadas), se recomienda, de forma complementaria y al igual que se hizo para los caudales máximos, estimar



también el valor de los cuantiles a partir del de 100 años de periodo de retorno multiplicándolo por un determinado coeficiente, según la siguiente ecuación:

$$V_T = \varphi_T V_{100} \quad [57]$$

Siendo V_T el cuantil de T años de periodo de retorno, V_{100} el de 100 años y φ_T un coeficiente que relaciona ambas variables.

Los coeficientes φ_T , función del periodo de retorno y de la región estadística, se proporcionan en la tabla adjunta, en la que se indica el valor medio del coeficiente en cada región (para los distintos periodos de retorno considerados: 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años), así como su desviación típica, ésta última con la finalidad de tener una idea de la dispersión de los valores de las distintas estaciones respecto al valor medio en la región. No se incluyen en la tabla las regiones costeras del Levante y Sureste peninsular (regiones 72 y 82). Como se puede observar, los coeficientes varían entre XX y XX para el periodo de retorno de 500 años, entre XX y XX para el de 1.000 años, entre XX y XX para el de 5.000, y entre XX y XX para el de 10.000.

Tabla 43. Factores de cálculo de los cuantiles de volumen de avenida a partir del V_{100} (media y desviación típica regional) para los periodos de retorno de 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años en las distintas regiones estadísticas consideradas.

XXX Pendiente de los valores de las regiones 61, 101 y 102 XXX

Región	Φ_{500}		Φ_{1000}		Φ_{5000}		Φ_{10000}	
	Media	σ	Media	σ	Media	σ	Media	σ
11	1.34	0.02	1.51	0.03	1.92	0.05	2.12	0.06
12	1.37	0.02	1.55	0.03	2.01	0.05	2.24	0.06
13	1.32	0.02	1.47	0.03	1.84	0.05	2.01	0.06
21	1.27	0.02	1.39	0.03	1.66	0.05	1.79	0.05
22	2.14	0.02	2.94	0.04	6.10	0.10	8.34	0.14
23	1.48	0.02	1.73	0.04	2.43	0.07	2.79	0.09
24	1.36	0.02	1.53	0.03	1.96	0.05	2.16	0.06
25	1.46	0.03	1.70	0.04	2.35	0.08	2.69	0.10
31	1.45	0.02	1.68	0.02	2.30	0.04	2.62	0.05
32	1.50	0.03	1.76	0.05	2.53	0.08	2.92	0.11
33	1.84	0.04	2.37	0.07	4.20	0.16	5.36	0.22
34	1.82	0.02	2.32	0.04	4.05	0.09	5.11	0.12
41	1.61	0.03	1.96	0.03	2.99	0.07	3.58	0.07
42	2.19	0.03	3.05	0.05	6.51	0.13	8.99	0.19
51	1.68	0.03	2.07	0.05	3.31	0.10	4.03	0.13
52	1.69	0.03	2.09	0.04	3.37	0.09	4.11	0.11
53	1.76	0.03	2.22	0.05	3.76	0.11	4.69	0.15
61								
71	1.89	0.05	2.47	0.08	4.55	0.19	5.90	0.26
72	-	-	-	-	-	-	-	-
81	1.67	0.03	2.05	0.04	3.25	0.09	3.95	0.11
82	-	-	-	-	-	-	-	-
83	1.91	0.01	2.50	0.02	4.62	0.05	5.99	0.07
91	1.30	0.02	1.44	0.03	1.79	0.06	1.95	0.07
92	1.48	0.03	1.73	0.04	2.45	0.08	2.82	0.11
93	1.95	0.03	2.57	0.05	4.83	0.13	6.31	0.18
94	1.83	0.04	2.35	0.06	4.15	0.14	5.28	0.19
95	1.46	0.03	1.70	0.05	2.35	0.09	2.68	0.12
101								
102								

Como puede observarse en la tabla, los factores de la región 42, correspondiente a la cabecera del río Guadiana, son considerablemente más altos que los de otras regiones, especialmente para los mayores periodos de retorno, como consecuencia de los valores también muy altos

indicados en el apartado anterior para su L-CV y L-CS. En esta región el valor del cuantil de 10.000 años de periodo de retorno sería unas 9 veces el de 100 años. Valores elevados de los factores, aunque algo menores, aparecen también en la región 22 de la cuenca del Duero. Como se indicó en el apartado anterior, se aconseja utilizar estos valores tan elevados con cautela, ya que, en algunos casos, podrían conducir a un sobredimensionamiento excesivo de los cuantiles de alto periodo de retorno.

De la misma manera que en el caso de los caudales, si se utiliza el modelo estadístico y el esquema de regionalización recomendado en el apartado anterior para determinar la ley de frecuencia de volúmenes de avenida, en general, los cuantiles derivados de la ley de frecuencia serán similares a los calculados de forma aproximada a partir del volumen de 100 años. Sin embargo, si se decide emplear un modelo estadístico o una regionalización diferente, ambas estimaciones pueden diferir en mayor medida.

Si los cuantiles proporcionados por el modelo estadístico son inferiores a los calculados a partir del volumen de 100 años de periodo de retorno, se recomienda revisar los criterios considerados al realizar los cálculos, justificando especialmente aquellos que se aparten de las recomendaciones proporcionadas en esta Guía. En caso de duda, se recomienda emplear los valores más conservadores obtenidos a partir de las relaciones con el cuantil de 100 años.

RECOMENDACIONES

- Junto a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno a partir de la ley de frecuencia calculada según las recomendaciones expuestas anteriormente, se recomienda, de forma complementaria, estimar también su valor a partir del cuantil de volumen de 100 años, multiplicándolo por los coeficientes indicados en la tabla adjunta, para cada periodo de retorno y región estadística, según la siguiente ecuación:

$$V_T = \varphi_T V_{100}$$

Región	Φ_{500}		Φ_{1000}		Φ_{5000}		Φ_{10000}	
	Media	σ	Media	σ	Media	σ	Media	σ
11	1.34	0.02	1.51	0.03	1.92	0.05	2.12	0.06
12	1.37	0.02	1.55	0.03	2.01	0.05	2.24	0.06
13	1.32	0.02	1.47	0.03	1.84	0.05	2.01	0.06
21	1.27	0.02	1.39	0.03	1.66	0.05	1.79	0.05
22	2.14	0.02	2.94	0.04	6.10	0.10	8.34	0.14
23	1.48	0.02	1.73	0.04	2.43	0.07	2.79	0.09
24	1.36	0.02	1.53	0.03	1.96	0.05	2.16	0.06
25	1.46	0.03	1.70	0.04	2.35	0.08	2.69	0.10
31	1.45	0.02	1.68	0.02	2.30	0.04	2.62	0.05
32	1.50	0.03	1.76	0.05	2.53	0.08	2.92	0.11
33	1.84	0.04	2.37	0.07	4.20	0.16	5.36	0.22
34	1.82	0.02	2.32	0.04	4.05	0.09	5.11	0.12
41	1.61	0.03	1.96	0.03	2.99	0.07	3.58	0.07
42	2.19	0.03	3.05	0.05	6.51	0.13	8.99	0.19
51	1.68	0.03	2.07	0.05	3.31	0.10	4.03	0.13
52	1.69	0.03	2.09	0.04	3.37	0.09	4.11	0.11
53	1.76	0.03	2.22	0.05	3.76	0.11	4.69	0.15
61	-	-	-	-	-	-	-	-
71	1.89	0.05	2.47	0.08	4.55	0.19	5.90	0.26
72	-	-	-	-	-	-	-	-
81	1.67	0.03	2.05	0.04	3.25	0.09	3.95	0.11
82	-	-	-	-	-	-	-	-
83	1.91	0.01	2.50	0.02	4.62	0.05	5.99	0.07
91	1.30	0.02	1.44	0.03	1.79	0.06	1.95	0.07
92	1.48	0.03	1.73	0.04	2.45	0.08	2.82	0.11
93	1.95	0.03	2.57	0.05	4.83	0.13	6.31	0.18
94	1.83	0.04	2.35	0.06	4.15	0.14	5.28	0.19
95	1.46	0.03	1.70	0.05	2.35	0.09	2.68	0.12
101	-	-	-	-	-	-	-	-
102	-	-	-	-	-	-	-	-

- Los valores de los factores obtenidos en la región 42, correspondiente a la cabecera del río Guadiana, son muy altos, especialmente para los mayores periodos de retorno, como consecuencia de los valores también muy altos de L-CV y L-CS en esa región. Valores



elevados de los factores, aunque algo menores, aparecen también en la región 22 de la cuenca del Duero. Tal como se indicó en el apartado anterior, se aconseja utilizar estos valores tan elevados con cautela, ya que, en algunos casos, podrían conducir a un sobredimensionamiento excesivo de los cuantiles de alto periodo de retorno.

- Si los cuantiles proporcionados por el modelo estadístico son inferiores a los calculados a partir del volumen de 100 años de periodo de retorno, se recomienda revisar los criterios considerados al realizar los cálculos, justificando especialmente aquellos que se aparten de las recomendaciones proporcionadas en esta Guía. En caso de duda, se recomienda emplear los valores más conservadores obtenidos a partir de las relaciones con el cuantil de 100 años.

5.2.2.4. Estimación de los intervalos de confianza

También en el caso de los volúmenes de avenida es necesaria la estimación de cuantiles de muy alto periodo de retorno, lo que requerirá la extrapolación de los modelos estadísticos fuera del rango de probabilidad cubierto por los datos de la muestra. Estas extrapolaciones estarán sujetas a una determinada incertidumbre, y, en concreto, a la asociada al propio proceso de inferencia estadística.

Al igual que se estableció para los caudales, en esta Guía se recomienda complementar siempre la estimación de los cuantiles de volumen con una valoración de la incertidumbre asociada mediante el cálculo de los intervalos de confianza. El conocimiento de los intervalos de confianza debería concretarse en una mayoración de los cuantiles, reduciendo la probabilidad de que éstos se subestimen. La mayor disponibilidad de información a la hora de realizar el ajuste de la ley de frecuencia redundará en una menor mayoración de los cuantiles. Como se indicó en el apartado 5.2.1.7., con carácter general, se recomienda que la mencionada mayoración se lleve a cabo incrementando el cuantil en el porcentaje que supone la diferencia entre el límite inferior del intervalo de confianza, correspondiente a un nivel de confianza de, al menos, el 67%, y la mediana de las estimaciones.

Las tablas proporcionadas en el Anexo IV de esta Guía, a las que se hizo referencia en el mencionado apartado 5.2.1.7., son también de aplicación en el caso de los volúmenes de avenida, ya que la función de distribución y el procedimiento de ajuste recomendados para la obtención de las leyes de frecuencia de volúmenes son los mismos que para los caudales (no obstante, el ajuste con información histórica será, como se indicó anteriormente, muy poco frecuente en el caso de los volúmenes). Como en el caso de los caudales, pueden resultar suficientes en la mayoría de las situaciones de cálculo, incluso aunque no se ajusten exactamente a las contempladas en las tablas.

En cualquier caso, si se considera que la información proporcionada en las tablas no es suficientemente aproximada a la situación de estudio, se recomienda llevar a cabo la determinación de los intervalos de confianza mediante la realización de simulaciones de Monte Carlo. En este caso, como se indicó, se recomienda realizar previamente las simulaciones para alguno de los casos considerados en las tablas del Anexo IV con la finalidad de comprobar que los resultados obtenidos son equivalentes.

Finalmente, la mayoración de la ley de frecuencia se llevará a cabo incrementando el cuantil en el porcentaje indicado en la tabla para el periodo de retorno de que se trate:

$$V_T^{mayorado} = V_T \left(1 + \frac{IC\%}{100} \right) \quad [58]$$

Donde V_T es el cuantil de volumen de avenida de T años de periodo de retorno y $IC\%$ el valor del límite inferior del intervalo de confianza proporcionado por las tablas (expresado en % del valor del cuantil) para el periodo de retorno T y el nivel de confianza seleccionado.

En cualquier caso, como ya se dijo, hay que tener en cuenta que la incertidumbre caracterizada por los intervalos de confianza corresponde únicamente a la procedente del proceso de inferencia estadística. De esta forma, los intervalos de confianza solo proporcionarán una cota inferior del error de la estimación.

RECOMENDACIONES

- La extrapolación de la ley de frecuencia de volúmenes de avenida a altos periodos de retorno estará sujeta también a una determinada incertidumbre, y, en concreto, a la asociada al propio proceso de inferencia estadística.
- Se recomienda complementar siempre la estimación de los cuantiles de volumen de avenida con una valoración de la incertidumbre asociada mediante el cálculo de los intervalos de confianza. El conocimiento de los intervalos de confianza debería concretarse en una mayoración de los cuantiles obtenidos, reduciendo la probabilidad de que éstos se subestimen. La mayor disponibilidad de información a la hora de realizar el ajuste de la ley de frecuencia redundará en una menor mayoración de los cuantiles. El cuantil mayorado vendrá dado por la siguiente expresión:

$$V_T^{mayorado} = V_T \left(1 + \frac{IC\%}{100} \right)$$

- Con carácter general, se recomienda que la mencionada mayoración se lleve a cabo incrementando el cuantil en el porcentaje que supone la diferencia entre el límite inferior del intervalo de confianza, correspondiente a un nivel de confianza de, al menos, el 67%, y la mediana de las estimaciones.
- Las tablas proporcionadas en el Anexo IV de esta Guía, a las que se hizo referencia en el apartado 5.2.1.7., son también de aplicación en el caso de los volúmenes de avenida, ya que la función de distribución y el procedimiento de ajuste recomendados para la obtención de las leyes de frecuencia de volúmenes son los mismos que para los caudales (no obstante, el ajuste con información histórica será muy poco frecuente en el caso de los volúmenes). Como en el caso de los caudales, pueden resultar suficientes en la mayoría de las situaciones de cálculo, incluso aunque no se ajusten exactamente a las contempladas en las tablas.
- Si se considera que la información proporcionada en las tablas no es suficientemente aproximada a la situación de estudio, se recomienda llevar a cabo la determinación de los intervalos de confianza mediante la realización de simulaciones de Monte Carlo, realizando previamente las simulaciones para alguno de los casos considerados en las



tablas del Anexo IV con la finalidad de comprobar que los resultados obtenidos son equivalentes.

- Al igual que en el caso de los caudales, los intervalos de confianza solo proporcionarán una cota inferior del error de la estimación.

5.2.3. Estimación de las leyes de frecuencia estacionales

En España ha sido muy habitual obtener las leyes de frecuencia estacionales como leyes de frecuencia mensuales calculadas a partir de la serie de datos de caudales máximos mensuales. Sin embargo, como se indicó anteriormente, este procedimiento puede presentar algunos problemas.

Por una parte, puede conducir a leyes de frecuencia diferentes en meses del año con igual comportamiento hidrológico correspondientes a una misma estación climática, cuando realmente la probabilidad de llegada de avenidas debería ser la misma en todos ellos. Es, por tanto, preferible realizar el cálculo por estaciones con comportamiento climático e hidrológico homogéneo, en lugar de realizarlo de forma mensual. Por otra parte, hay que tener en cuenta que las leyes de frecuencia estacionales y la anual deben ser consistentes entre sí, de tal manera que la distribución anual sea el resultado de combinar las estacionales. Sin embargo, frecuentemente la obtención de las leyes de frecuencia mensuales de manera independiente puede conducir a resultados que no sean capaces de reproducir la ley de frecuencia anual al combinarse entre sí.

De esta forma, como se expuso en apartados anteriores, la metodología de cálculo más apropiada para estudiar las avenidas estacionales, y que evita los problemas mencionados anteriormente, es la técnica estadística de las series parciales o de los máximos sobre un umbral, denominada habitualmente en la literatura como POT (*Peaks Over Threshold*), considerando un proceso de Poisson no homogéneo con valores diferentes del parámetro del que depende dicho proceso para cada periodo estacional en el que se haya dividido el año.

Esta técnica es adecuada en aquellos casos en los que puede asumirse, aunque sea de forma aproximada, que la diferente probabilidad entre unas épocas del año y otras no es debida a que las avenidas estén generadas por fenómenos físicos diferentes, sino a la mayor frecuencia de aparición de las avenidas en una determinada época. Es decir, el fenómeno físico que genera las avenidas no cambia sustancialmente de una estación a otra, pero se presenta con una mayor frecuencia en determinados momentos del año.

En los próximos apartados se expone con detalle el procedimiento y las recomendaciones para el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales mediante esta técnica, para el caso de considerar que la ley de frecuencia anual sigue una distribución GEV (o una Gumbel como caso particular), según las recomendaciones proporcionadas en el apartado 5.2.1.3. No obstante, puede haber casos en los que no se cumpla de manera suficiente la hipótesis anterior, existiendo mecanismos claramente diferenciados de generación de las avenidas en distintas épocas del año. Estos casos podrían requerir la realización de correcciones sobre los resultados obtenidos con la técnica de cálculo recomendada, o la aplicación de técnicas de cálculo diferentes.

Un caso destacado en el que se da esta circunstancia sería el de las cuencas costeras del Levante y Sureste peninsular, donde las lluvias torrenciales convectivas que se producen en otoño pueden provocar avenidas de magnitud muy superior a las del resto del año, pudiendo requerirse la utilización de funciones de distribución mixtas, como la TCEV. Al cálculo de las leyes de frecuencia estacionales en el caso de esta zona geográfica se dedica un apartado específico.

5.2.3.1. Leyes de frecuencia estacionales de caudal máximo. Caso de las funciones de distribución GEV y Gumbel

5.2.3.1.1. Metodología general de cálculo

Se describe en este apartado el procedimiento de cálculo general recomendado en esta Guía para la obtención de las leyes de frecuencia estacionales, basado en un modelo de series parciales no homogéneo, siguiendo lo expuesto en Jiménez y Mediero [2014c]. La utilización de este tipo de técnica tiene como ventaja, entre otras, el garantizar la coherencia entre las funciones de distribución estacionales y la anual. De hecho, las leyes de frecuencia estacionales se obtendrán directamente a partir de la anual, lo que tiene como ventaja adicional que las mejoras que se hayan introducido en el ajuste de ésta última redundarán también en una reducción de la incertidumbre de las leyes de frecuencia estacionales.

El procedimiento de cálculo propuesto requiere la utilización de la técnica de las series parciales o de máximos sobre un umbral, cuyos fundamentos se exponen en el Anexo V. Esta técnica utiliza dos funciones de distribución para describir el proceso de generación de caudales máximos: una función que describe la probabilidad de ocurrencia de eventos de crecida (habitualmente una función de Poisson), entendiendo por tal la aparición de avenidas cuyo caudal punta supere un determinado umbral, y otra que describe la probabilidad de que el caudal punta de aquellos eventos que han superado el umbral alcance una determinada magnitud. Esta segunda función se considera idéntica en todos los periodos estacionales en los que se haya dividido el año, siendo, sin embargo, diferente la función de Poisson, según la mayor o menor probabilidad de ocurrencia de eventos de avenida en cada una de ellas. Esta hipótesis permite obtener fácilmente las leyes de frecuencia estacionales a partir de la ley de frecuencia anual, mediante su desagregación.

La metodología general a seguir consta de los siguientes pasos:

- Selección del umbral y obtención de los caudales pico que lo superan para cada año hidrológico.
- En caso de considerarse necesario, análisis de la homogeneidad del comportamiento estacional.
- Definición de los periodos estacionales en los que se divide el año.
- Cálculo del número medio de excedencias del umbral para cada periodo estacional, así como el medio anual.

- Obtención de las leyes de frecuencia estacionales mediante descomposición de la ley de frecuencia anual.
- En su caso, cálculo de los periodos de retorno estacionales y obtención de los caudales de diseño para cada periodo estacional.

El primer paso consiste en seleccionar el conjunto de caudales pico que superan un determinado valor umbral (figura 78). Este umbral debe seleccionarse de manera que se garantice la independencia del conjunto de datos seleccionados, lo cual constituye una hipótesis básica del modelo estadístico. En el apartado 5.2.3.1.2. se indican los distintos procedimientos disponibles para seleccionar el umbral, junto con las recomendaciones para obtener un valor de manera sencilla, en base a los estudios expuestos en Jiménez y Mediero [2014c]. Dado que, como se ha expuesto en el apartado 5.1., habitualmente no se dispondrá de un registro continuo de caudales instantáneos de suficiente extensión (en especial si, como será el caso habitual en los estudios de presas, se emplea el registro de explotación de la presa), se recomienda trabajar con la serie de caudales medios diarios, asumiendo que las conclusiones a los efectos de este estudio no diferirán sustancialmente respecto a las que se obtendrían de trabajar con caudales instantáneos. No obstante, en caso de disponer del registro de caudales instantáneos, la realización del estudio deberá basarse en él.

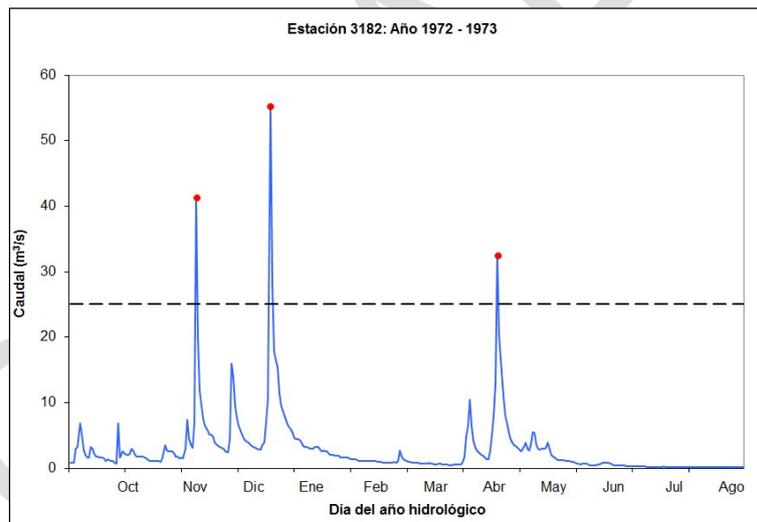


Figura 78. Selección de caudales pico mediante la técnica de máximos sobre un umbral a lo largo de un año hidrológico en la EA 3182. DH del Tajo.

En segundo lugar, el cálculo de las avenidas estacionales mediante modelos de series de duración parcial no homogéneos implica asumir como hipótesis que la distribución que describe la probabilidad de que el caudal de un evento de avenida supere o no un valor determinado es la misma a lo largo de todo el año. En caso de que se considere que pueden existir mecanismos de generación de las crecidas claramente diferenciados entre unos periodos estacionales y otros, puede ser conveniente analizar si se verifica o no razonablemente dicha hipótesis antes de abordar el estudio. En el caso de que se concluya que esa hipótesis claramente no es apropiada para el caso concreto que se esté considerando, podría ser necesaria la realización de correcciones sobre los resultados

obtenidos mediante el procedimiento expuesto en este apartado, o la aplicación de técnicas de cálculo diferentes. En el apartado 5.2.3.1.3. se presenta un posible test estadístico para analizar la homogeneidad de la distribución que describe la magnitud de los caudales de avenida, basado en lo expuesto en Jiménez y Mediero [2014c].

En tercer lugar, una de las cuestiones clave a analizar antes de llevar a cabo el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales, es identificar los periodos temporales dentro del año con un comportamiento diferenciado respecto a la ocurrencia de las avenidas, es decir, los periodos estacionales. En el apartado 5.2.3.1.4. se describen dos test estadísticos, siguiendo, al igual que antes, lo expuesto en Jiménez y Mediero [2014c], con objeto de facilitar la identificación de estos periodos. Para cada uno de los periodos estacionales identificados se deberá obtener el número medio de excedencias del umbral (media del número de excedencias en cada año hidrológico dentro de ese periodo estacional). Este número medio de excedencias, tal como se expone en el Anexo V, será igual al valor del parámetro λ de la distribución de Poisson de cada uno de los periodos estacionales. Lógicamente, la suma del número medio de excedencias de los distintos periodos estacionales debe ser igual al número medio de excedencias anual.

Finalmente, puesto que la aplicación de la técnica de las series parciales al cálculo de las avenidas estacionales asume que la distribución de la magnitud de los caudales es la misma para todos los periodos estacionales, variando únicamente entre unas estaciones y otras la frecuencia de aparición de los eventos, las leyes de frecuencia estacionales se obtendrán fácilmente a partir de la ley de frecuencia anual mediante su desagregación. Esto tiene además la ventaja, como se ha expuesto anteriormente, de que las mejoras que se hayan introducido en el ajuste de la ley de frecuencia anual para reducir la incertidumbre en la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno (regionalización, información histórica) redundarán también en una reducción de la incertidumbre de las leyes de frecuencia estacionales.

En el caso de que se considere que la ley de frecuencia anual sigue una función de distribución Gumbel, expresión [AII-22], las funciones de distribución estacionales serán también una Gumbel con parámetro de localización:

$$\xi = u + \alpha \cdot \ln\left(\frac{\lambda_e^i}{\lambda_a}\right) \quad [59]$$

Y parámetro de escala igual al anual. Siendo u y α los parámetros de localización y escala, respectivamente, de la función de distribución anual, λ_a el número medio de excedencias anual y λ_e^i el número medio de excedencias en el periodo estacional i .

En el caso de que se adopte una función de distribución GEV, expresión [AII-13], las funciones de distribución estacionales serán también una GEV con parámetros de localización y escala:

$$\xi = u + \frac{\alpha \left(1 - \left(\frac{\lambda_e^i}{\lambda_a}\right)^{-k}\right)}{k} \quad [60]$$

$$\beta = \alpha \left(\frac{\lambda_e^i}{\lambda_a} \right)^{-k} \quad [61]$$

Y parámetro de forma igual al anual. Siendo u , α y k los parámetros de localización, escala y forma, respectivamente, de la función de distribución anual, y, al igual que antes, λ_a el número medio de excedencias anual y λ_e^i el número medio de excedencias en el periodo estacional i .

De esta forma, se podrán obtener fácilmente las expresiones analíticas de las funciones de distribución estacionales. En la figura 79 se representan las leyes de frecuencia estacionales, correspondientes a la EA 3182 de la DH del Tajo, para la que se ha adoptado una distribución GEV. Se observa cómo todas las leyes de frecuencia estacionales quedan por debajo de la anual, proporcionando, por tanto, caudales inferiores al anual para un mismo periodo de retorno. Esto debe ser siempre así, por los motivos que se exponen en el apartado 5.2.3.1.5. Asimismo, se observa cómo la ley de frecuencia del periodo estacional 3 (meses de verano) proporciona caudales negativos para los periodos de retorno más bajos. Esto es perfectamente posible, ya que el rango de variación de la variable aleatoria en el caso de una función GEV (al igual que en una Gumbel) es de $-\infty$ a ∞ , por lo que parte del rango de probabilidad corresponde a valores de la variable negativos. Habitualmente estos valores negativos corresponden a probabilidades muy pequeñas, lejos de las utilizadas en las aplicaciones prácticas, por lo que esta circunstancia no tiene ninguna incidencia y suele pasar desapercibida. En el caso de las leyes de frecuencia estacionales de los periodos de estiaje, la probabilidad de ocurrencia de eventos de avenida es muy baja, por lo que los valores negativos de la variable se extienden hasta entrar en el rango de probabilidades utilizados en los estudios (en el caso de la figura 79, hasta un periodo de retorno de 10 años). A efectos prácticos, estos caudales negativos deben interpretarse como cero.

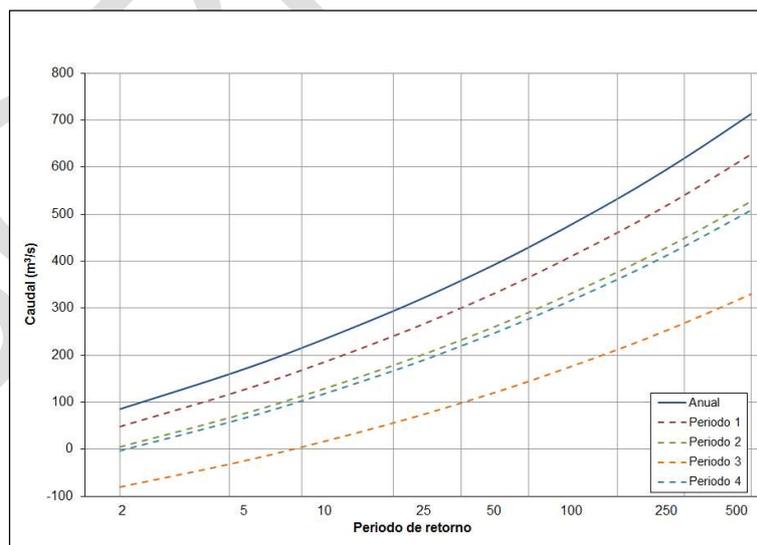


Figura 79. Leyes de frecuencia anual y estacionales correspondientes a la EA 3182 de la DH del Tajo.

Sin embargo, si se representan las distribuciones de probabilidad por unidad de tiempo (tomando como dicha unidad el mes), es decir, las leyes de frecuencia mensuales de cada periodo estacional junto con la media mensual anual (figura 80), según lo expuesto en las

ecuaciones [71] y [72] del apartado 5.2.3.1.5., se observa cómo la situación cambia siendo la probabilidad de ocurrencia de los caudales por unidad de tiempo mayor a la anual durante el periodo 1, claramente menor durante el periodo 3, y similar al promedio anual durante los periodos 2 y 4, lo que expresa claramente la diferente distribución del riesgo durante el año.

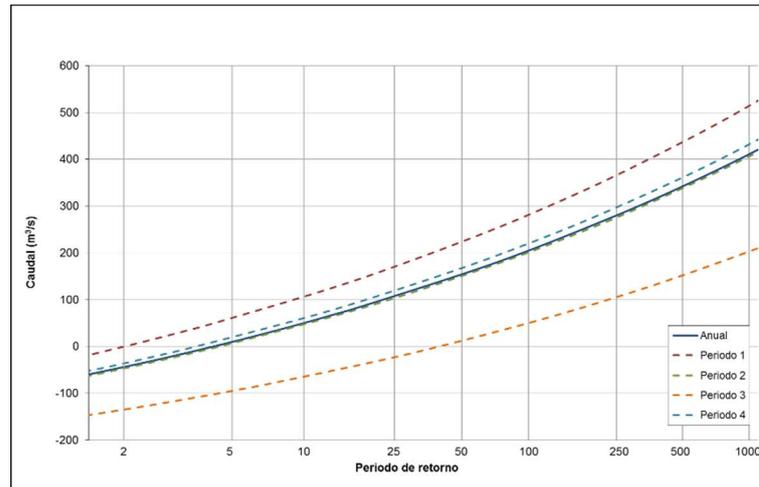


Figura 80. Distribuciones de probabilidad por mes, anual y estacionales, correspondientes a la EA 3182 de la DH del Tajo.

Como se indicará con mayor detalle en el apartado 5.2.3.1.5., a la hora de determinar los resguardos estacionales en el embalse, la selección de los caudales de cálculo estacionales a partir de estas leyes de frecuencia debe hacerse de tal forma que la combinación de las probabilidades estacionales dé como resultado la anual, es decir, la asociada al periodo de retorno T de diseño. En dicho apartado se recomienda un criterio para llevar a cabo este reparto de probabilidad, consistente en distribuirla de manera homogénea entre todos los meses del año, de tal manera que en ninguna época del año haya un mayor riesgo que en otra.

RECOMENDACIONES

- El procedimiento general de cálculo recomendado en esta Guía para la obtención de las leyes de frecuencia estacionales se basa en el modelo de las series parciales no homogéneo.
- La metodología general a seguir consta de los siguientes pasos:
 - Selección del umbral y obtención de los caudales pico que lo superan para cada año hidrológico.
 - En caso de considerarse necesario, análisis de la homogeneidad del comportamiento estacional.
 - Definición de los periodos estacionales en los que se divide el año.



- Cálculo del número medio de excedencias del umbral para cada periodo estacional.
 - Obtención de las leyes de frecuencia estacionales mediante descomposición de la ley de frecuencia anual.
 - En su caso, cálculo de los periodos de retorno estacionales y obtención de los caudales de diseño para cada periodo estacional.
- En los siguientes apartados se proporcionan criterios y recomendaciones para su aplicación en base a lo expuesto en Jiménez y Mediero [2014c].

5.2.3.1.2. Selección del umbral

Como se ha expuesto en el apartado anterior, el primer paso en la aplicación del método de series parciales consiste en la selección de los datos de caudal punta de avenida que van a formar parte de la serie de datos con la que ajustar el modelo. Esto implica la determinación del valor del umbral que permite discriminar los hidrogramas que se consideran relevantes, y que formarán parte del estudio, de los que no lo son. Este es uno de los puntos más críticos en la aplicación de la técnica de las series de duración parcial, y debe hacerse de tal forma que se seleccione el mayor número de picos de crecida posibles y a la vez se garantice la independencia de los datos que componen la muestra. Puesto que la independencia de los datos es una de las hipótesis básicas del modelo estadístico, y ésta depende del umbral seleccionado, la selección de dicho umbral no puede ser arbitraria y deberá realizarse aplicando criterios y técnicas que garanticen el objetivo buscado.

A continuación, se recogen los principales criterios propuestos en la literatura técnica (Lang *et al.*, 1999) con esta finalidad, los cuales se indican también en el Anexo V. Estos criterios pueden clasificarse en dos tipos: los criterios de independencia, que determinan si dos caudales próximos en el tiempo son independientes o no en función de las características físicas de sus hidrogramas; y los criterios de selección de umbral, los cuales garantizan la independencia de los datos a través de la selección del umbral más adecuado.

- Criterios de independencia:

Estos criterios no cuestionan la selección realizada del umbral, que debe ser decidido previamente, sino que consisten en un test que se aplica a los datos seleccionados para determinar si hay riesgo o no de que dos datos próximos no sean independientes y, en función de esto, decidir si se desecha alguno de los datos. Estos test están basados en determinadas relaciones entre las magnitudes físicas de los hidrogramas asociados a los caudales punta seleccionados, que deben cumplirse para garantizar la independencia de los datos. Cabe destacar dos de los criterios propuestos, el del *Water Resources Council* (USWRC, 1981) de los EE.UU. y el elaborado por Cunnane [1979].

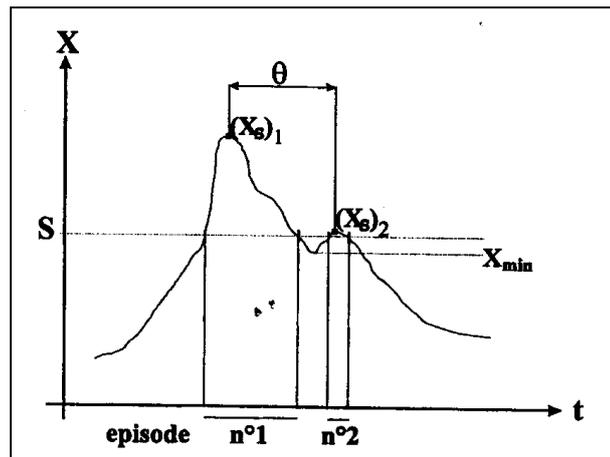


Figura 81. Magnitudes empleadas en lo criterios de independencia. Fuente: Lang *et al.*, 1999.

Ambos criterios emplean dos magnitudes físicas para determinar si puede haber relación entre dos datos seleccionados (figura 81), el mínimo caudal que se llega a producir entre ambos caudales punta (X_{min}) y el tiempo transcurrido entre la ocurrencia de ambos caudales punta (θ).

Según el USWRC [1981], el menor de los dos caudales debe rechazarse si se cumple alguna de estas dos condiciones:

$$\theta < 5 \text{días} + \log A \quad [62]$$

$$X_{min} > \frac{3}{4} \min[Q_1 Q_2] \quad [63]$$

siendo A el área de la cuenca en millas cuadradas y Q_1 y Q_2 los caudales medios diarios de las dos crecidas seleccionadas (el mayor de los caudales medios diarios a lo largo de la duración de cada crecida, que habitualmente corresponderá con el día en el que se produce el caudal punta).

Cunnane [1979] por su parte propuso el siguiente criterio, rechazando, al igual que antes, el menor de los dos caudales si se cumple alguna de las condiciones:

$$\theta < 3T_p \quad [64]$$

$$X_{min} > \frac{2}{3} (X_S)_1 \quad [65]$$

donde T_p es el tiempo de punta medio de los hidrogramas¹⁸ y $(X_S)_1$ el mayor de los dos caudales punta seleccionados.

Como se ve, estos test intentan determinar mediante criterios físicos cuando una avenida con dos puntas puede separarse en dos eventos diferentes. La selección de un criterio de independencia es compleja y en gran medida subjetiva, por lo que en la

¹⁸ Según la recomendación de Cunnane [1979] debe determinarse como el tiempo de punta medio de los cinco primeros hidrogramas registrados, aunque en la práctica puede ser preferible utilizar un mayor número de hidrogramas para determinar T_p con una mayor precisión.



práctica no son la mejor forma de abordar la selección de los datos, aunque sí son útiles de forma complementaria a otros criterios.

En cualquier caso, la aplicación de estos criterios requiere la selección previa de un valor del umbral que, en el momento en que estos criterios se propusieron, solía realizarse en base a criterios físicos, como, por ejemplo, el caudal de desbordamiento del cauce.

▪ Criterios de selección de umbral:

La forma más intuitiva de fijar el umbral para la selección de los datos es basarlo en un criterio físico. Puesto que lo que se pretende es utilizar en el análisis estadístico todos los eventos de crecida ocurridos dentro de cada año, lo más lógico sería fijar un determinado umbral a partir del cual se pueda considerar que el caudal es lo bastante grande como para suponer que ha sido generado por un evento de crecida. Una posible opción sería tomar como umbral, tal como se ha indicado anteriormente, el caudal de desbordamiento del río y seleccionar, por tanto, todos los eventos que han producido inundaciones. Este tipo de criterios, sin embargo, a pesar de su lógica, no garantizan la independencia estadística de los datos por lo que no son los más idóneos.

Se han propuesto en la literatura técnica una serie de criterios para selección del umbral, que intentan garantizar la independencia de los datos, y que están basados en criterios estadísticos. Consisten en una serie de comprobaciones o test que verifican si los datos cumplen las hipótesis del modelo estadístico empleado, por ejemplo, si la llegada de eventos sigue un proceso de Poisson, distribución habitualmente empleada en los modelos.

Algunos de los criterios propuestos son:

○ *Test sobre el número medio de eventos por año:*

Según se muestra en la figura 82, el número medio de eventos seleccionados por año variará al ir aumentando el valor del caudal umbral. Para caudales muy bajos (zona 1) todos los caudales medidos en el año estarán por encima del umbral y, por lo tanto, solo se seleccionará un caudal punta (el mayor del año), coincidiendo en ese caso el modelo con el de máximos anuales. Si se sigue aumentando el valor del umbral se empezará a diferenciar entre distintos hidrogramas e irá aumentando el número medio de eventos (zona 2) hasta que el umbral alcance el valor del mínimo caudal punta, momento en que el número de eventos por año empezará a decrecer (zona 3). Si se sigue aumentando el umbral llegará un momento en que todos los caudales registrados estén por debajo de su valor y, por tanto, ningún caudal será seleccionado (zona 4).

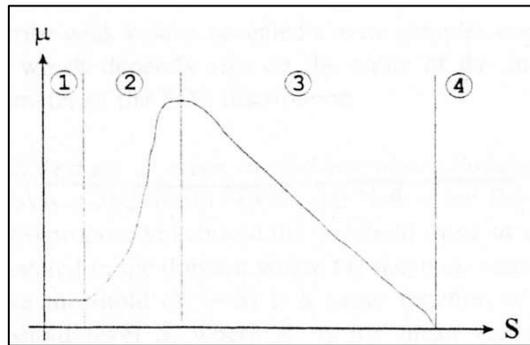


Figura 82. Relación entre el número de eventos por año (μ) y la magnitud del umbral (S). Fuente: Lang *et al.*, 1999.

Lo más correcto es tomar el umbral dentro de la zona 3, buscando un compromiso entre los valores más bajos (cerca de la zona 2) con los que se seleccionará un mayor número de eventos, pero que generalmente no serán independientes, y los valores más altos (cerca de la zona 4) donde la mayoría de los datos serán independientes, pero donde el número de eventos seleccionados será muy reducido.

Muchos investigadores han tratado de fijar criterios para determinar el umbral más idóneo. En algunos casos, se ha propuesto identificar el caudal umbral con el de un determinado periodo de retorno (Dalrymple, 1960; Waylen y Woo, 1983; Irvine y Waylen, 1986). Por ejemplo, Dalrymple [1960] propuso un valor de $T=1,15$ años y Waylen y Woo [1983] de entre 1,2 y 2 años. Otros autores (Taesombut y Yevjevich, 1978; Konecny y Nachtnebel, 1985) fijan un número medio de eventos por año para una determinada región geográfica. Cunnane [1979] indica que el número medio de eventos debe ser superior a 1,65. Lang *et al.* [1999] recomiendan seleccionar un umbral que proporcione un número medio de eventos por año entre 2 y 3, o ligeramente superior.

- *Test de la excedencia media sobre el umbral:*

Davison y Smith [1990] y Naden y Bayliss [1993] recomendaron tomar el umbral en la zona donde la relación entre el umbral (S) y la excedencia media sobre el umbral es lineal. Es decir, donde $(X_S - S)$ es una función lineal del umbral, siendo X_S el valor medio de los caudales seleccionados.

Este criterio es equivalente a imponer que sea máxima la estabilidad de los parámetros del modelo.

- *Test del índice de dispersión:*

Este test, propuesto por Ashkar y Rousselle [1987], verifica si la llegada de eventos para el umbral seleccionado sigue un proceso de Poisson.



- *Test del factor de frecuencia:*

Este criterio propuesto por Rosbjerg y Madsen [1992] emplea el concepto de factor de frecuencia para determinar el umbral a partir de la serie de caudales medios diarios, mediante la siguiente expresión:

$$S = E(Q) + 3\sigma(Q) \quad [66]$$

Donde $E(Q)$ es la media de la serie de caudales medios diarios y $\sigma(Q)$ su desviación típica.

En Jiménez y Mediero [2014c] se aplican, a un conjunto de estaciones seleccionadas en las distintas regiones estadísticas definidas anteriormente (figura 40), dos de los criterios de selección de umbral expuestos: test sobre el número medio de eventos por año y test de la excedencia media sobre el umbral. El test del índice de dispersión no se utiliza, ya que presenta ciertas dificultades en su aplicación práctica, siendo más apropiado para identificar la necesidad de recurrir a funciones binomiales o binomiales negativas, en lugar de la de Poisson, para describir el proceso de llegada de eventos. Los test se aplican sobre el registro de caudales medios diarios, ya que, como se expuso anteriormente, habitualmente no se dispondrá de un registro continuo de caudales instantáneos de suficiente extensión.

En la figura 83 se representan algunos ejemplos de la aplicación de los dos test mencionados a las estaciones de aforos de la región 31 en la DH del Tajo. En cada figura se representa la relación entre el valor del umbral y el de la excedencia media de los caudales pico sobre el mismo, así como la relación entre el valor del umbral y el número medio de excedencias anuales. Se identifica el tramo de la primera curva que presenta un comportamiento aproximadamente lineal y que se encuentra dentro del rango de valores del umbral situados a la derecha del aquél para el cual se produce el máximo valor de excedencias medias anuales. Se observa cómo dicho tramo coincide con un valor de excedencias medias del orden de 3 en todos los casos. En el caso del ejemplo mostrado en la figura 84, correspondiente a la región 22 situada en la DH del Duero, debido a la menor frecuencia de aparición de eventos de avenida en esa zona, dicho tramo de la curva umbral-excedencia media coincide con un valor del número medio de eventos menor, del orden de 2. Resultados similares se obtuvieron en el resto de las regiones. Por consiguiente, la aplicación de los test indicaría la conveniencia de seleccionar el umbral de tal forma que conduzca a un número medio de eventos por año del orden de 2 o 3, coincidente con el criterio proporcionado por Lang *et al.* [1999].

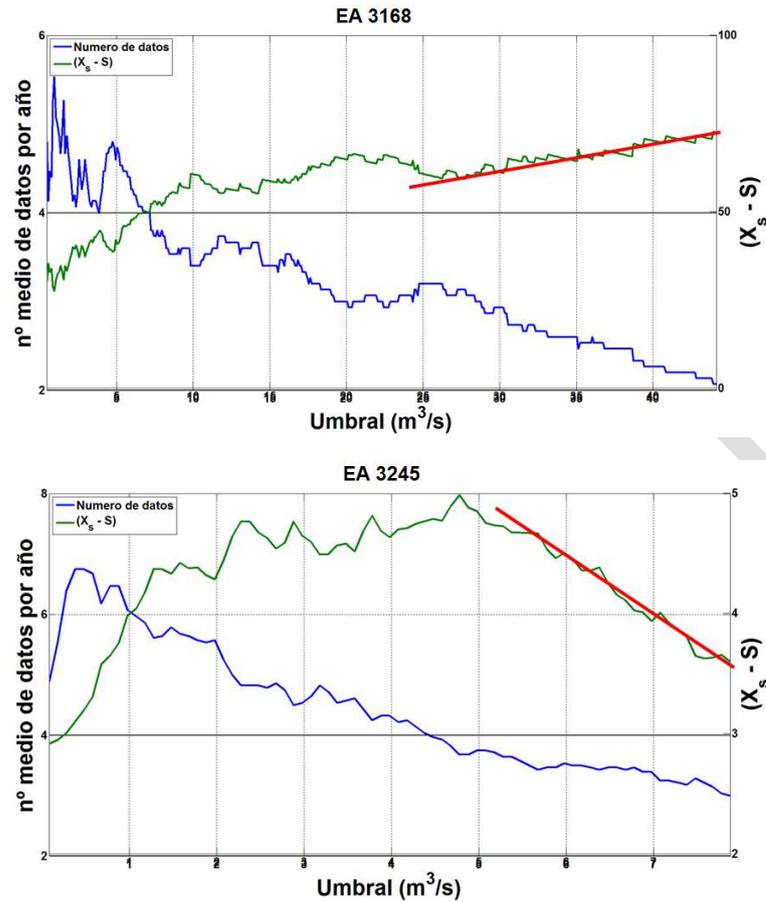


Figura 83. Gráficas resultantes de la aplicación de los test estadísticos para la selección del umbral en dos estaciones de la región 31 (DH del Tajo). Se ha marcado con una línea roja el tramo de la curva umbral-excedencia media con un comportamiento aproximadamente lineal. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.

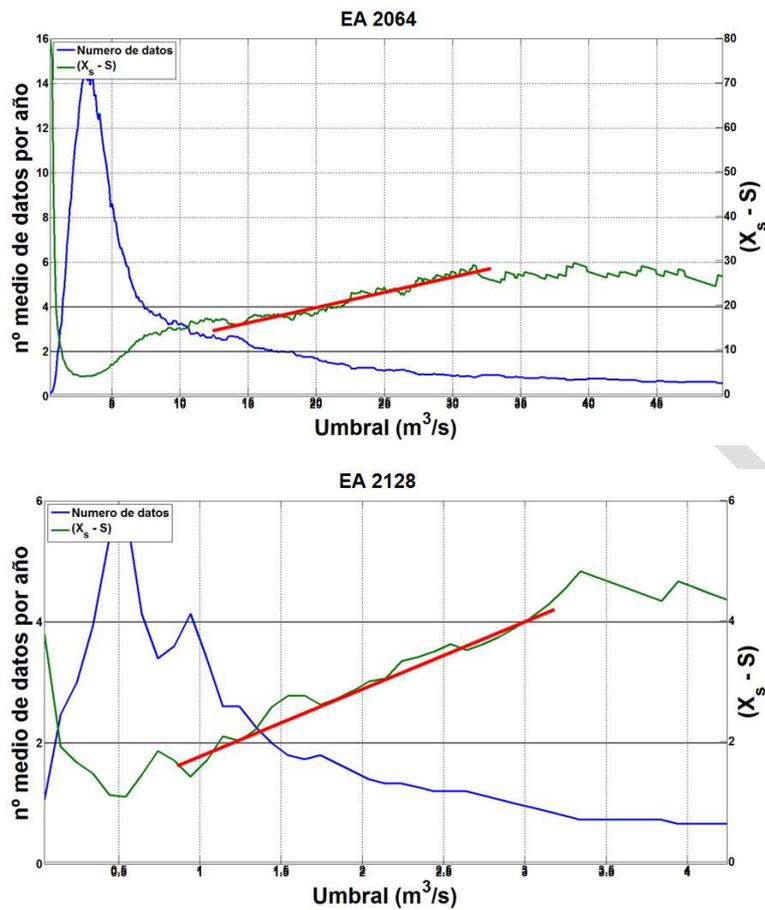


Figura 84. Gráficas resultantes de la aplicación de los test estadísticos para la selección del umbral en dos estaciones de la región 22 (DH del Duero). Se ha marcado con una línea roja el tramo de la curva umbral-excedencia media con un comportamiento aproximadamente lineal. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.

Teniendo en cuenta este resultado, en el mencionado trabajo, la identificación del umbral en cada estación de aforos se realizó asumiendo un número medio de tres eventos por año, excepto en las regiones con una menor incidencia de avenidas, donde se tomó un número medio de dos eventos por año.

Los resultados obtenidos se analizaron con la finalidad de sintetizarlos en un criterio de selección de umbral más fácil de aplicar y que condujera a resultados similares a los obtenidos, sin la necesidad de recurrir a realizar tanteos o a aplicar complejos test estadísticos. Para ello, se empleó el criterio del factor de frecuencia (Rosbjerg y Madsen, 1992) que emplea dicho concepto para determinar el umbral a partir de la serie de caudales medios diarios:

$$S = E(Q) + K\sigma(Q) \quad [67]$$

Siendo S el valor del umbral, $E(Q)$ la media de la serie de caudales medios diarios, $\sigma(Q)$ la desviación típica de dicha serie y K el factor de frecuencia, para el cual Rosbjerg y Madsen [1992] proponen un valor de 3.

De esta forma, en Jiménez y Mediero [2014c] se propone emplear este procedimiento para determinar el umbral, pero, en lugar de tomar un valor del factor de frecuencia constante e igual a 3, se obtiene un valor para cada región estadística ajustando el resultado de la expresión [67] a los umbrales determinados anteriormente. Para cada estación de aforos se calcula un factor de frecuencia, obteniéndose posteriormente un valor promedio para la región. Los valores de factor de frecuencia obtenidos oscilan entre 1,49 y 3,61 dependiendo de la región (tabla 44), con un valor medio de 2,33, próximo al valor propuesto por Rosbjerg y Madsen [1992]. Asimismo, en la tabla se indica el valor de la desviación típica del conjunto de valores utilizado en cada región, correspondientes a las distintas estaciones de medida que la conforman, como referencia de la variabilidad del factor de frecuencia en cada una de ellas. Como se ha dicho anteriormente, estos factores de frecuencia se obtuvieron para su aplicación sobre la serie de caudales medios diarios, pudiendo no ser válidos sus resultados en caso de aplicarse sobre un registro continuo de caudales instantáneos. No obstante, en el caso de que se disponga de una serie continua de caudales instantáneos, lo más adecuado es que el estudio se base en ella, teniendo en cuenta la salvedad anterior.

Tabla 44. Factores de frecuencia (*K*) promedio para selección del umbral en las distintas regiones estadísticas consideradas, y desviación típica del conjunto de valores utilizado en cada región. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.

XXX Pendiente de adaptar los valores de las regiones 31 y 32, y de indicar el valor de la nueva región 34 XXX

Región	K	σ	Región	K	σ
11	2,77	0,76	52	1,94	0,67
12	3,24	0,49	53	1,91	0,54
13	3,61	0,34	61	1,87	0,79
21	2,67	0,57	71	1,77	0,50
22	1,74	0,26	72	1,20	0,69
23	2,37	0,59	81	1,79	0,57
24	1,99	0,50	82	1,31	0,94
25	2,99	0,47	83	-	-
31	2,46	0,77	91	3,56	0,49
32	2,13	0,45	92	2,68	0,43
33	2,74	0,18	93	1,95	0,52
34			94	2,20	0,49
41	1,89	0,20	95	2,34	0,37
42	-	-	101	1,98	0,54
51	2,20	0,80	102	1,49	0,23

En el caso de las regiones 42 y 83, debido a sus características hidrológicas, con amplias zonas de naturaleza endorreica, existen pocos hidrogramas de avenida claramente definidos, por lo que no pudo llevarse a cabo el estudio para la determinación del umbral. Por otra parte, aunque se proporcionan valores para las regiones 72 y 82, la aplicación de la técnica de las series parciales para determinar las avenidas estacionales en estas regiones requerirá ciertas modificaciones sobre el procedimiento general aquí expuesto, tal como se expondrá en el apartado 5.2.3.2.



Se destaca, que los valores de la tabla anterior, procedentes del estudio realizado en Jiménez y Mediero [2014c], están obtenidos con las series de aforos disponibles en el momento en el que se realizó ese trabajo, y no con las series de datos actualizadas disponibles en el momento de la redacción de esta Guía. No obstante, se considera que, en general, dichos valores no se modificarían sustancialmente con las nuevas series de datos, por lo que se consideran suficientes a los propósitos de esta Guía, ya que se trata de medias regionales facilitadas con el objetivo de proporcionar valores aproximados de referencia.

En esta Guía se recomienda calcular el umbral mediante los factores de frecuencia proporcionados en la tabla anterior, lo que permitirá contar con una primera aproximación a un valor adecuado de una forma sencilla. No obstante, hay que tener en cuenta que el valor obtenido del umbral, por la propia naturaleza del método de cálculo, será aproximado. De esta forma, se recomienda complementar la selección de caudales punta mediante la aplicación de un criterio de independencia, que permita descartar aquellos máximos próximos en el tiempo que puedan ser dependientes. La aplicación adicional de un criterio de independencia será imprescindible en el caso de que el número medio anual de excedencias del umbral obtenida mediante el factor de frecuencia se aleje sustancialmente del rango recomendado (del orden de entre 2 y 3 excedencias, o un valor poco mayor).

En cuanto a los criterios de independencia, el propuesto por el USWRC [1981] establece una condición sobre la separación temporal entre las puntas muy rígida, con un mínimo a considerar de 5 días. Esta circunstancia impide adaptar dicha separación temporal, que dependerá del tiempo de respuesta de la cuenca (tiempo de concentración) y de la duración típica de las tormentas, a las condiciones concretas de la cuenca de estudio. Sin embargo, el criterio propuesto por Cunnane [1979] depende de un valor típico del tiempo de punta de los hidrogramas (el cual engloba el tiempo de respuesta de la cuenca y la duración típica de las tormentas), por lo que se adaptará mejor a las circunstancias de cada caso. De hecho, el valor propuesto de $3T_p$ corresponde aproximadamente, tal como se expuso anteriormente, a una duración habitual de los hidrogramas, ya que aproximadamente suele verificarse que el tiempo de punta del hidrograma es del orden de la tercera parte de su duración.

En cuanto al criterio sobre el mínimo caudal registrado entre puntas, el propuesto por el USWRC es más exigente que el de Cunnane, y más fácil de aplicar cuando se trabaja con datos medios diarios, ya que depende de dichos caudales medios y no de los valores máximos instantáneos (sí interviene en la expresión propuesta el mínimo instantáneo, pero éste diferirá poco del mínimo medio diario al variar de una forma más suave los caudales en torno al mínimo que en torno a los máximos).

De esta manera, a los efectos de la aplicación práctica en el contexto de esta Guía de los criterios de independencia anteriores, se recomienda combinar ambos criterios de la siguiente forma:

$$\theta < 3T_p \quad [55]$$

$$X_{min} > \frac{3}{4} \min[Q_1 Q_2] \quad [56]$$

Normalmente, la combinación de la estimación del umbral mediante los factores de frecuencia anteriores, y la posterior aplicación de un criterio de independencia a la serie de picos obtenida, conduce a series de datos que cumplen con la recomendación general sobre el número medio anual de excedencias. Si no fuese así, se deberá modificar la estimación inicial del umbral, tanteando dentro de una determinada horquilla en torno al valor inicialmente estimado, para lo cual puede tomarse como referencia los valores de desviación típica de la tabla 44. Como alternativa, puede estimarse el valor del umbral mediante la aplicación de los test estadísticos indicados anteriormente.

No obstante, el incumplimiento de la recomendación general sobre el número medio anual de excedencias no siempre tiene por qué ser crítica a los efectos del cálculo de las leyes de frecuencia estacionales, ya que lo relevante a dichos efectos son las relaciones entre el número medio de excedencias estacional y anual, las cuales pueden mantenerse en valores similares ante determinadas variaciones del umbral.

A modo de ejemplo, se indica la estimación del umbral para la estación de aforos 3182, situada en la región 31 de la DH del Tajo, la cual dispone de registro desde el año hidrológico 1969-70. La media y la desviación típica de la serie de caudales medios diarios es, respectivamente, de 3,05 y 9,065. Dado que el valor del factor de frecuencia propuesto para la región 31 en la tabla 44 es de 2,46, aplicando la expresión [67] se obtiene un valor del umbral de 25 m³/s. A partir de este umbral se puede llevar a cabo la selección de caudales pico que formarán la muestra (figura 78), obteniéndose un número de excedencias medio por año de 4,04.

RECOMENDACIONES

- La determinación del valor del umbral es uno de los puntos más críticos en la aplicación de la técnica de las series de duración parcial, y debe hacerse de tal forma que se seleccione el mayor número de picos de crecida posibles y a la vez se garantice la independencia de los datos que componen la muestra.
- Se recomienda calcular el umbral mediante el procedimiento propuesto por Rosbjerg y Madsen [1992] con los factores de frecuencia proporcionados en la tabla siguiente (Jiménez y Mediero, 2014c), lo que permitirá contar con una primera aproximación a un valor adecuado de una forma sencilla:

$$S = E(Q) + K\sigma(Q)$$

Región	K	σ	Región	K	σ
11	2,77	0,76	52	1,94	0,67
12	3,24	0,49	53	1,91	0,54
13	3,61	0,34	61	1,87	0,79
21	2,67	0,57	71	1,77	0,50
22	1,74	0,26	72	1,20	0,69
23	2,37	0,59	81	1,79	0,57
24	1,99	0,50	82	1,31	0,94
25	2,99	0,47	83	-	-
31	2,46	0,77	91	3,56	0,49
32	2,13	0,45	92	2,68	0,43
33	2,74	0,18	93	1,95	0,52
34	-	-	94	2,20	0,49
41	1,89	0,20	95	2,34	0,37
42	-	-	101	1,98	0,54
51	2,20	0,80	102	1,49	0,23



Donde S es el valor del umbral, $E(Q)$ la media de la serie de caudales medios diarios, $\sigma(Q)$ la desviación típica de dicha serie y K el factor de frecuencia.

- Se recomienda complementar la selección de caudales punta mediante la aplicación de un criterio de independencia, que permita descartar aquellos máximos próximos en el tiempo que puedan ser dependientes. La aplicación adicional de un criterio de independencia será imprescindible en el caso de que el número medio anual de excedencias del umbral obtenida mediante el factor de frecuencia se aleje sustancialmente del rango recomendado (del orden de entre 2 y 3 excedencias, o un valor poco mayor):

$$\theta < 3T_p$$
$$X_{min} > \frac{3}{4} \min[Q_1, Q_2]$$

- Normalmente, la combinación de la estimación del umbral mediante los factores de frecuencia anteriores, y la posterior aplicación de un criterio de independencia a la serie de picos obtenida, conduce a series de datos que cumplen con la recomendación general sobre el número medio anual de excedencias. Si no fuese así, se deberá modificar la estimación inicial del umbral, tanteando dentro de una determinada horquilla en torno al valor inicialmente estimado, para lo cual puede tomarse como referencia los valores de desviación típica de la tabla anterior. Como alternativa, puede estimarse el valor del umbral mediante la aplicación de los test estadísticos resumidos en el texto y recogidos en la literatura técnica.

5.2.3.1.3. Análisis de la homogeneidad del comportamiento estacional

Como se ha expuesto anteriormente, el cálculo de las avenidas estacionales mediante modelos de series de duración parcial no homogéneos implica asumir como hipótesis que la distribución que describe la probabilidad de que el caudal de un evento de avenida supere o no un valor determinado, sabiendo que ha superado el umbral, es aproximadamente la misma a lo largo de todo el año, variando únicamente de unos periodos estacionales a otros la frecuencia de aparición de los eventos. Como se indicó anteriormente, en caso de que se considere que pueden existir mecanismos de generación de las crecidas claramente diferenciados entre unos periodos estacionales y otros, puede ser conveniente analizar si se verifica o no razonablemente dicha hipótesis antes de abordar el estudio. En el caso de que se concluya que esa hipótesis claramente no es apropiada para el caso concreto que se esté considerando, podría ser necesaria la realización de correcciones sobre los resultados obtenidos mediante el procedimiento expuesto en este apartado, o la aplicación de técnicas de cálculo diferentes. A continuación, se presenta un posible test estadístico para llevar a cabo dicho análisis.

En Jiménez y Mediero [2014c] se propone un test estadístico basado en la determinación del intervalo de confianza (para un determinado nivel de significancia, por ejemplo, del 10%) asociado a la media muestral de los máximos existentes en cada mes. El test se aplica sobre la serie de caudales punta que superan el umbral obtenida como paso previo, distinguiendo el mes del año en el que se produce cada uno de los datos. Si la desviación de la media muestral mensual respecto a la media anual es superior al intervalo de confianza calculado,

se podrá considerar de forma razonable que no existe homogeneidad respecto a la distribución estadística de la magnitud del caudal máximo, por lo que no se verificará la hipótesis asumida por el modelo de series de duración parcial.

Para cualquier población la media muestral es asintóticamente normal con media μ y desviación típica σ/\sqrt{n} , donde n es el número de datos de la muestra y σ se puede estimar mediante la desviación típica muestral (\hat{s}). De esta forma, los intervalos de confianza asociados a la estimación de la media a partir de la muestra, para un nivel de significancia α , vendrán dados por:

$$\bar{x} - z_{\alpha/2} \frac{\hat{s}}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{x} + z_{\alpha/2} \frac{\hat{s}}{\sqrt{n}} \quad [68]$$

Siendo \bar{x} la estimación de la media a partir de la muestra y $z_{\alpha/2}$ la variable normal estándar para una probabilidad acumulada $\alpha/2$.

En el mencionado trabajo el test se aplicó a todas las estaciones de aforos existentes en cada una de las regiones de la figura 40. Con objeto de facilitar la comparación entre los resultados de distintas estaciones de medida, cuya magnitud de caudales puede ser muy diferente, se decidió expresar de forma adimensional los datos dividiéndolos por la media de todos los eventos registrados en cada estación.

En la figura 85 se muestran los resultados para algunas estaciones de aforos representativas. En cada gráfico se representan el valor medio adimensional de todos los caudales registrados en cada uno de los meses del año (mediante un punto rojo), en negro y trazo continuo el valor medio en el año de todos los caudales adimensionales (igual a uno), y en negro y trazo discontinuo los límites de los intervalos de confianza. La anchura de los intervalos es variable según los meses del año puesto que también lo es el número de eventos registrados en cada mes (tamaño n de la muestra).

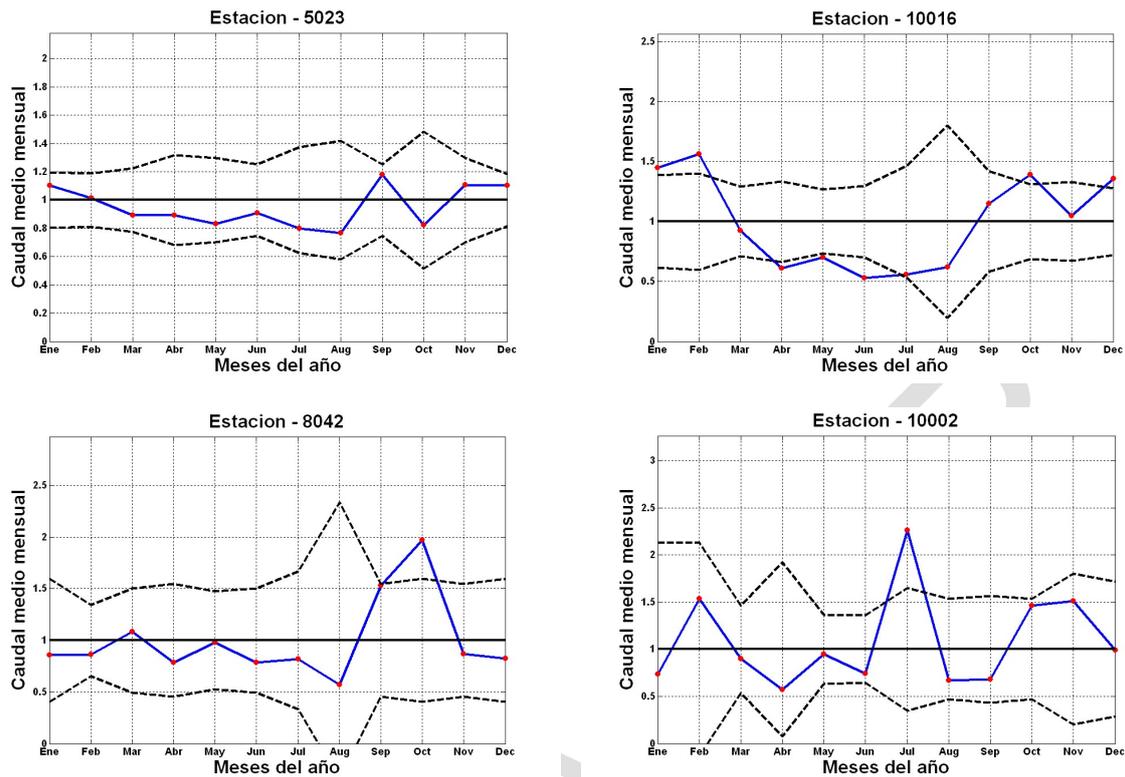


Figura 85. Gráficos con los resultados del test de homogeneidad de la distribución de probabilidad de la magnitud de los caudales punta superiores al umbral. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.

Como conclusión se obtuvo que la hipótesis de homogeneidad se verifica de manera bastante satisfactoria en la mayoría de las estaciones analizadas (figura 85, imagen superior izquierda – EA 5023), aunque en ocasiones se producen algunas desviaciones puntuales de pequeña magnitud en meses concretos, generalmente en primavera u otoño. No obstante, en algunas estaciones se producen desviaciones de mayor magnitud en los meses de abril y mayo, correspondientes a zonas de montaña con fuerte presencia de nieve (figura 85, imagen superior derecha – EA 10016). Asimismo, es destacable la desviación marcada que se produce en torno al mes de octubre en estaciones de las regiones costeras del Levante y Sureste peninsular (figura 85, imagen inferior izquierda – EA 8042), que podría estar relacionada con la presencia de eventos de tormenta de carácter convectivo en esa época del año, que dan lugar a crecidas con caudales muy superiores a los generados durante el resto del año.

Por otra parte, se producen también, en muchas ocasiones, desviaciones relevantes en los meses de verano (figura 85, imagen inferior derecha – EA 10002), aunque en este caso es debido al escaso número de eventos registrados, por lo que las expresiones teóricas empleadas para los intervalos de confianza podrían no ser válidas, ya que el comportamiento de la distribución se aproxima al de una normal de manera asintótica, no siendo válida dicha hipótesis para muestras de pequeño tamaño. En algunos casos concretos ni siquiera se pudieron calcular los intervalos de confianza en esos meses del año al no haberse registrado ningún evento.

En consecuencia, aunque no puede extraerse una conclusión definitiva, los modelos de series parciales no homogéneas pueden ser una opción adecuada para el estudio de las avenidas estacionales en muchas situaciones, opción que conllevaría las distintas ventajas expuestas en apartados anteriores. No obstante, pueden existir en algunos casos comportamientos estacionales marcadamente heterogéneos que podrían requerir la realización de correcciones sobre los resultados obtenidos mediante dicha técnica, o la aplicación de técnicas de cálculo diferentes. Se trataría principalmente de cuencas de montaña con importante presencia de nieve, y de zonas costeras del Levante y Sureste peninsular con influencia de tormentas de carácter convectivo. Este último caso, se abordará en el apartado 5.2.3.2.

Asimismo, es necesario tener en cuenta a la hora de valorar los resultados del test que el estudio de las leyes de frecuencia se lleva a cabo de forma estacional, y no mensual. De esta forma, lo importante es analizar el comportamiento de los caudales a lo largo de cada uno de los periodos estacionales identificados, teniendo en cuenta que dentro de un determinado periodo puede haber meses con un comportamiento discordante debido a la aleatoriedad muestral, sin que ello tenga una gran relevancia de cara a la aplicación de la metodología de cálculo de las leyes de frecuencia estacionales propuesta.

En consecuencia, lo realmente importante es que se produzca un incumplimiento sistemático, y de cierta importancia, en todos, o casi todos, los meses del periodo estacional. En ese caso, sí se pondrá de manifiesto una falta de homogeneidad estacional que puede poner en cuestión la idoneidad de aplicar el modelo de las series parciales no homogéneo a la estimación de las leyes de frecuencia estacionales. El contraste gráfico de las leyes de frecuencia obtenidas en los cálculos con los datos estacionales, del que se hablará en el apartado 5.2.3.1.6., podría poner también de manifiesto, en esos casos, desviaciones claras de las leyes de frecuencia respecto a los datos.

Como ya se ha expuesto, en el caso de existencia de una clara heterogeneidad en el comportamiento de los distintos periodos estacionales considerados, podría ser necesaria la realización de correcciones sobre los resultados obtenidos mediante el procedimiento de cálculo general recomendado, o la aplicación de técnicas de cálculo diferentes.

En la figura 86 se muestra el gráfico resultante de aplicar el test a la EA 3182, mencionada en los apartados anteriores. Se observa cómo los valores mensuales permanecen dentro de los intervalos de confianza, por lo que se puede asumir como razonable la hipótesis de homogeneidad. En el caso del mes de agosto no es posible aplicar el test al no haberse registrado ningún evento.

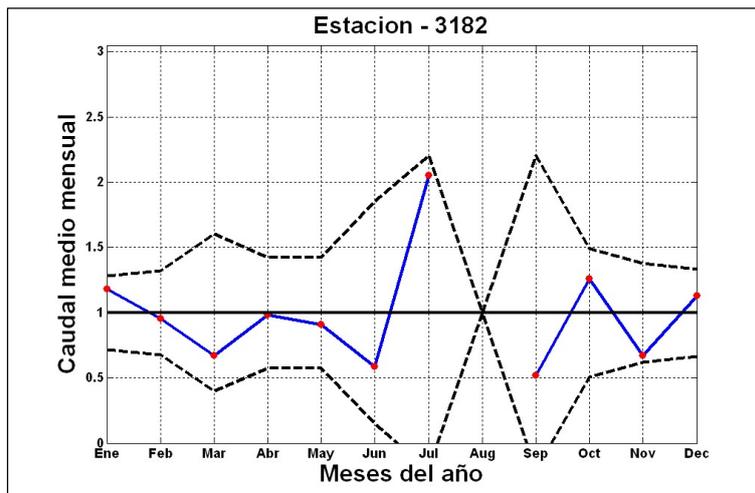


Figura 86. Gráfico con los resultados del test de homogeneidad de la distribución de probabilidad de la magnitud de los caudales punta superiores al umbral para la EA 3182. DH del Tajo. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.

RECOMENDACIONES

- El cálculo de las avenidas estacionales mediante modelos de series de duración parcial no homogéneos implica asumir como hipótesis que la distribución que describe la probabilidad de que el caudal de un evento de avenida supere o no un valor determinado, sabiendo que ha superado el umbral, es aproximadamente la misma a lo largo de todo el año, variando únicamente de unas estaciones a otras la frecuencia de aparición de los eventos.
- En caso de que se considere que pueden existir mecanismos de generación de las crecidas claramente diferenciados entre unos periodos estacionales y otros, puede ser conveniente analizar si se verifica o no razonablemente dicha hipótesis antes de abordar el estudio. En el caso de que se concluya que esa hipótesis claramente no es apropiada para el caso concreto que se esté considerando, podría ser necesaria la realización de correcciones sobre los resultados obtenidos mediante el procedimiento expuesto en este apartado, o la aplicación de técnicas de cálculo diferentes.
- Un posible test estadístico para llevar a cabo dicho análisis es el propuesto en Jiménez y Mediero [2014c], basado en la determinación del intervalo de confianza (para un determinado nivel de significancia, por ejemplo, del 10%) asociado a la media muestral de los máximos existentes en cada mes. El test se aplica sobre la serie de caudales punta que superan el umbral, distinguiendo el mes del año en el que se produce cada uno de los datos.
- A la hora de valorar los resultados del test es importante analizar el comportamiento de los caudales a lo largo de cada uno de los periodos estacionales identificados, teniendo en cuenta que dentro de un determinado periodo puede haber meses con un comportamiento discordante debido a la aleatoriedad muestral, sin que ello tenga una gran relevancia. Lo realmente importante es que se produzca un incumplimiento sistemático, y de cierta importancia, en todos, o casi todos, los meses del periodo estacional.

- La aplicación del test a todas las estaciones de aforos existentes en cada una de las regiones de la figura 40 indica que los modelos de series parciales no homogéneos pueden ser una opción adecuada para el estudio de las avenidas estacionales en muchas situaciones. No obstante, existen, en algunos casos, comportamientos estacionales marcadamente heterogéneos. Se trataría principalmente de cuencas de montaña con importante presencia de nieve, y de zonas costeras del Levante y Sureste peninsular con influencia de tormentas de carácter convectivo.

5.2.3.1.4. Definición de los periodos estacionales

Una de las cuestiones clave en la obtención de las avenidas estacionales es determinar los periodos de tiempo dentro del año con un comportamiento diferenciado respecto a la ocurrencia de las avenidas, pero aproximadamente homogéneo dentro del propio periodo. Como se comentó anteriormente, las ventajas de llevar a cabo un estudio estacional podrían perderse si la división en periodos estacionales que se adopte es en cierta medida artificial (Ouarda *et al.*, 1993). De esta forma, los periodos estacionales a considerar en el estudio se deben determinar a partir del análisis de los datos hidrológicos y no en base a las estaciones climáticas convencionales.

Para la realización de ese análisis se proponen a continuación, siguiendo lo expuesto en Jiménez y Mediero [2014c], dos test estadísticos. Un test sobre el número medio de eventos de crecida para cada uno de los meses del año, desarrollado en el mencionado trabajo, y el test propuesto por Ouarda *et al.* [1993].

El primero de los test se basa en determinar el número medio de eventos de crecida para cada uno de los meses del año a partir de la serie de caudales punta que han superado el umbral en el punto de estudio, lo que permite diferenciar aquellos meses del año con una mayor incidencia de las avenidas frente a los que las sufren en menor medida. Para objetivar la decisión de agrupar los distintos meses en periodos con una incidencia similar de las avenidas se establece un procedimiento estadístico sobre los datos del número medio de eventos mensuales. El fundamento del test estadístico propuesto es el siguiente. El número medio mensual de eventos es una variable aleatoria que sigue una distribución de Poisson, expresión [AV-1]. Para dicha distribución se puede determinar el valor de la variable aleatoria que corresponde a un valor de la probabilidad acumulada del 5% y del 95%, respectivamente. Los meses del año que se salgan de dichos intervalos, por arriba o por abajo, tendrán una probabilidad muy baja (menos del 5%) de presentar un comportamiento homogéneo respecto a la media anual, por lo que será razonable considerar que corresponden a periodos del año con un comportamiento estadístico diferenciado respecto a la ocurrencia de avenidas. Este procedimiento permite además determinar si la variabilidad del número medio de eventos de avenida entre unos meses y otros del año se debe a la existencia de unas características estadísticas diferentes, propias de ese periodo, o si se deben a causas puramente aleatorias.

En cuanto al test propuesto por Ouarda *et al.* [1993], consiste en representar en un gráfico de forma continua el número acumulado de eventos de avenida, $n(t)$, o de excedencias del umbral, para cada año de la serie completa. Cada estación a considerar quedará entonces representada por una parte homogénea del gráfico en la que la pendiente de la curva, es

decir, la derivada del número acumulado de eventos respecto al tiempo, $dn(t)/dt$, será aproximadamente constante. En Jiménez y Mediero [2014c] se propone representar, en lugar de un gráfico para cada año, un gráfico medio para el conjunto de todos los años de la serie. Además, con objeto de hacer comparables los gráficos de distintas estaciones, se expresa el gráfico de forma adimensional, dividiendo por el número total de eventos, de tal forma que el número de eventos acumulado expresado en el gráfico es 1.

El test de Ouarda *et al.* [1993] presenta la ventaja respecto al expuesto anteriormente de permitir el análisis con una resolución temporal inferior a la mensual, lo que puede ser necesario en determinados casos. Sin embargo, tiene la desventaja de que no proporciona un procedimiento cuantitativo claro para definir los distintos periodos estacionales del año, basándose la selección en una apreciación visual. De esta manera, ambos procedimientos pueden complementarse.

A modo de ejemplo, se muestra en las figuras siguientes el resultado obtenido al aplicar los test estadísticos anteriores a la identificación de los periodos estacionales de la EA 3182 de la DH del Tajo. En base a estos resultados se han identificado los periodos estacionales indicados en la tabla 45, junto con su duración y el número medio de excedencias correspondiente a cada periodo.

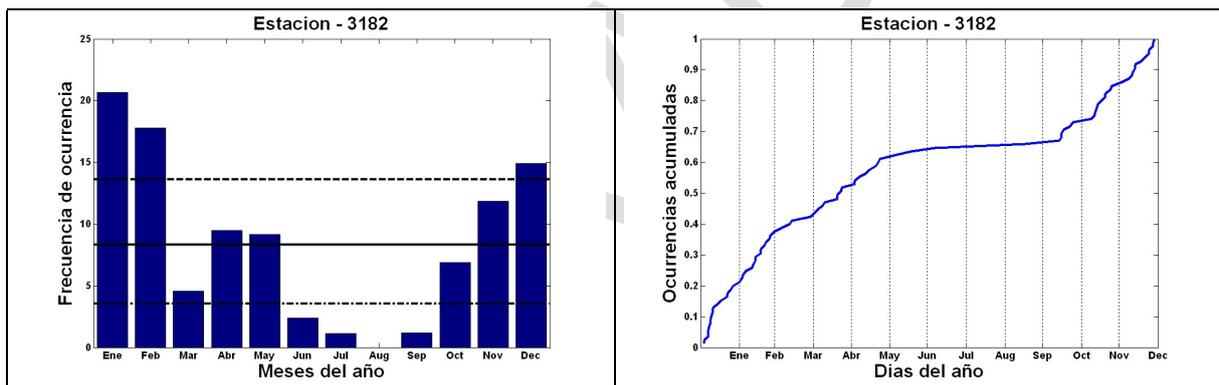


Figura 87. Gráficas obtenidas en el análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en la EA 3182. Izquierda: número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y los percentiles del 5% y 95%). Derecha: Test de Ouarda *et al.* [1993]. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.

Tabla 45. Periodos estacionales identificados para la EA 3182. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014c.

Periodo	Meses	Duración (meses)	Nº medio de excedencias
1	2ª mitad de diciembre, enero y febrero	2.5	2.14
2	Marzo, abril y mayo	3	0.95
3	Junio, julio, agosto, septiembre y 1ª mitad de octubre	4.5	0.14
4	2ª mitad de octubre, noviembre y 1ª mitad de diciembre	2	0.81

Uno de los estudios llevados a cabo en Jiménez y Mediero [2014c] consistió en aplicar de manera sistemática los dos test anteriores a todas las estaciones disponibles en las distintas regiones de la figura 40, obteniendo gráficos promedio para cada una de las regiones y determinando los patrones de distribución estacional de las avenidas para cada una de ellas.

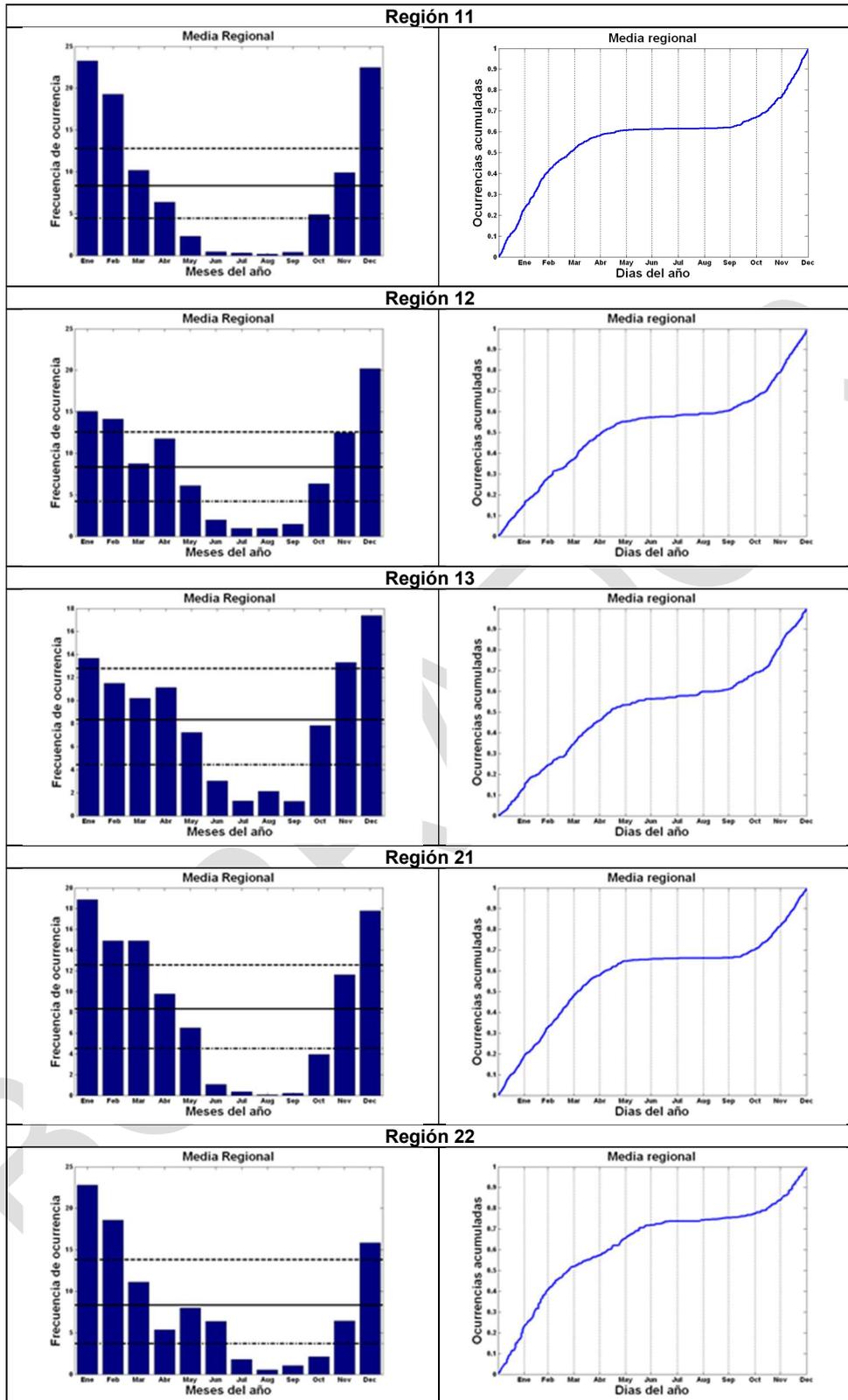
En la figura 88 se muestran los resultados obtenidos. En las gráficas de la izquierda se representa el número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y el valor correspondiente al 5% y al 95% de probabilidad), y en las de la derecha el gráfico correspondiente al test de Ouarda *et al.* [1993] medio para cada región. Como resultado, se identificaron de forma aproximada los distintos periodos estacionales que se pueden distinguir dentro del año a los efectos del cálculo de las leyes de frecuencia estacionales para las distintas zonas de España (tabla 46). En las regiones 42 y 83 no se llevó a cabo el estudio por las razones expuestas en el apartado 5.2.3.1.2.

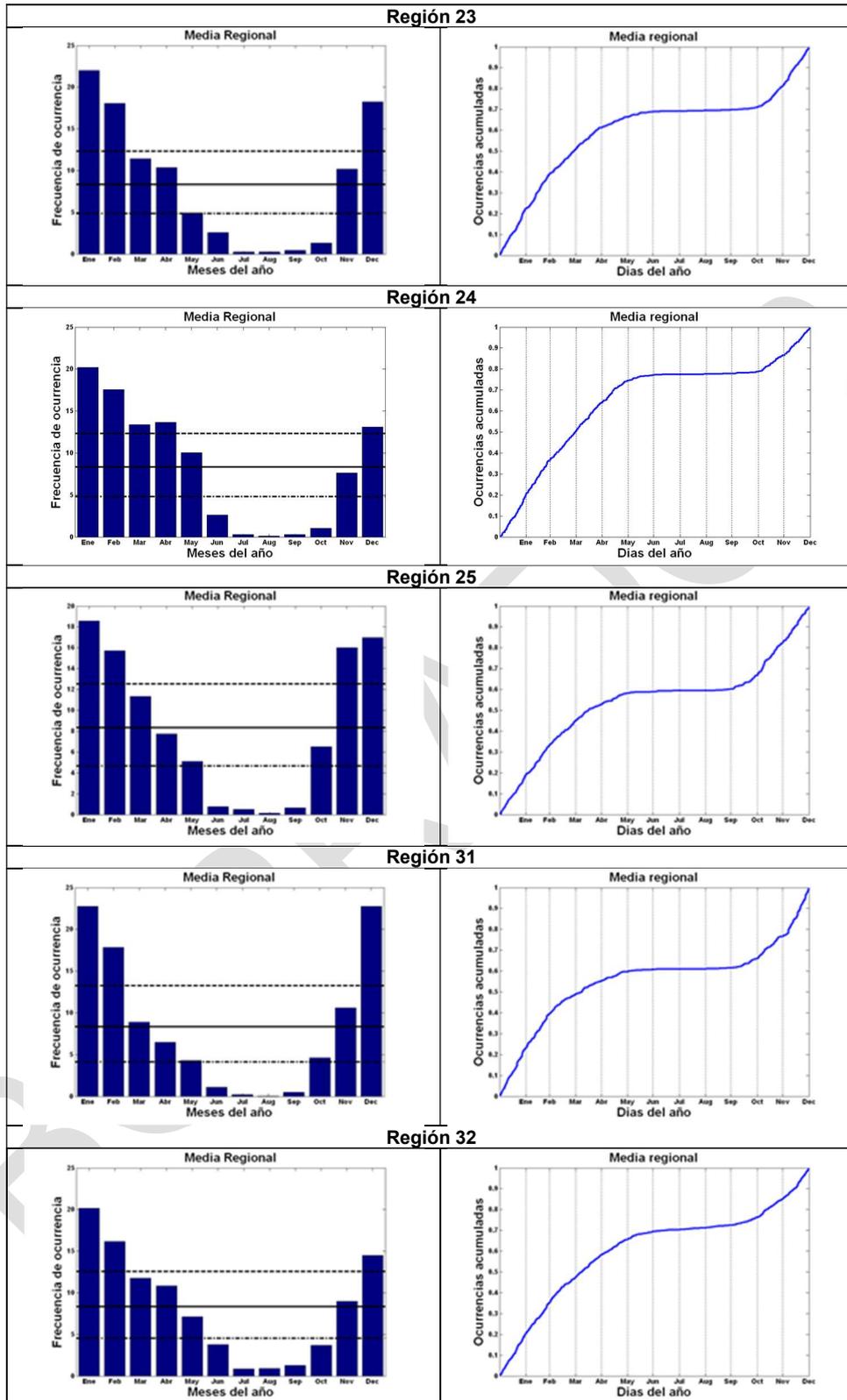
El mencionado trabajo se llevó a cabo con las series de aforos disponibles en el momento de su realización y no se encuentra disponible con las series de datos actualizadas existentes en el momento de la redacción de esta Guía. No obstante, se considera que, en general, los resultados no se modificarían sustancialmente con las nuevas series de datos, por lo que se consideran suficientes a los propósitos de esta Guía, al tratarse de patrones medios regionales de referencia.

Los gráficos de la región 31, en la DH del Tajo, serían representativos del patrón de distribución típico de la mayoría de las cuencas atlánticas, con una gran concentración de avenidas en los meses de invierno, muy escasa incidencia en los de verano, y una situación intermedia y muy similar en los de primavera y otoño. Los gráficos de la región 81 en la DH del Júcar representan el comportamiento típico de algunas de las cuencas mediterráneas más alejadas de la costa y no afectadas por fenómenos de carácter convectivo (cabecera del Júcar, cabecera del Segura, algunas cuencas del Ebro, ...). Se observa la principal concentración de avenidas en los meses del final del invierno y parte de la primavera, y poca incidencia (aunque no despreciable) en verano y parte del otoño. La región 72 en la DH del Segura es representativa de las cuencas mediterráneas costeras afectadas por tormentas muy intensas de carácter convectivo. Las avenidas se concentran en los meses de otoño (principalmente octubre y noviembre), con una frecuencia menor y bastante homogénea durante el resto del año, salvo en los meses de julio y agosto en los que la incidencia es reducida, aunque no despreciable. Por último, los gráficos de la región 92 en el Ebro ilustran la situación típica de las cuencas con una influencia importante del deshielo en primavera, principalmente de las cuencas pirenaicas. Las avenidas se concentran al final de la primavera (principalmente en los meses de mayo y junio), con una distribución bastante repartida en el resto del año. En el caso de la región 92, hay también una incidencia importante en los meses de otoño (octubre y noviembre), debido a las tormentas mediterráneas típicas de esa época que afectan a esa región, aunque en menor medida que en otras zonas. Por supuesto, los patrones tipo comentados no se producen de forma completamente idéntica en las distintas zonas, existiendo diferencias en cuanto al comienzo y final de los distintos periodos estacionales, y a su importancia relativa.



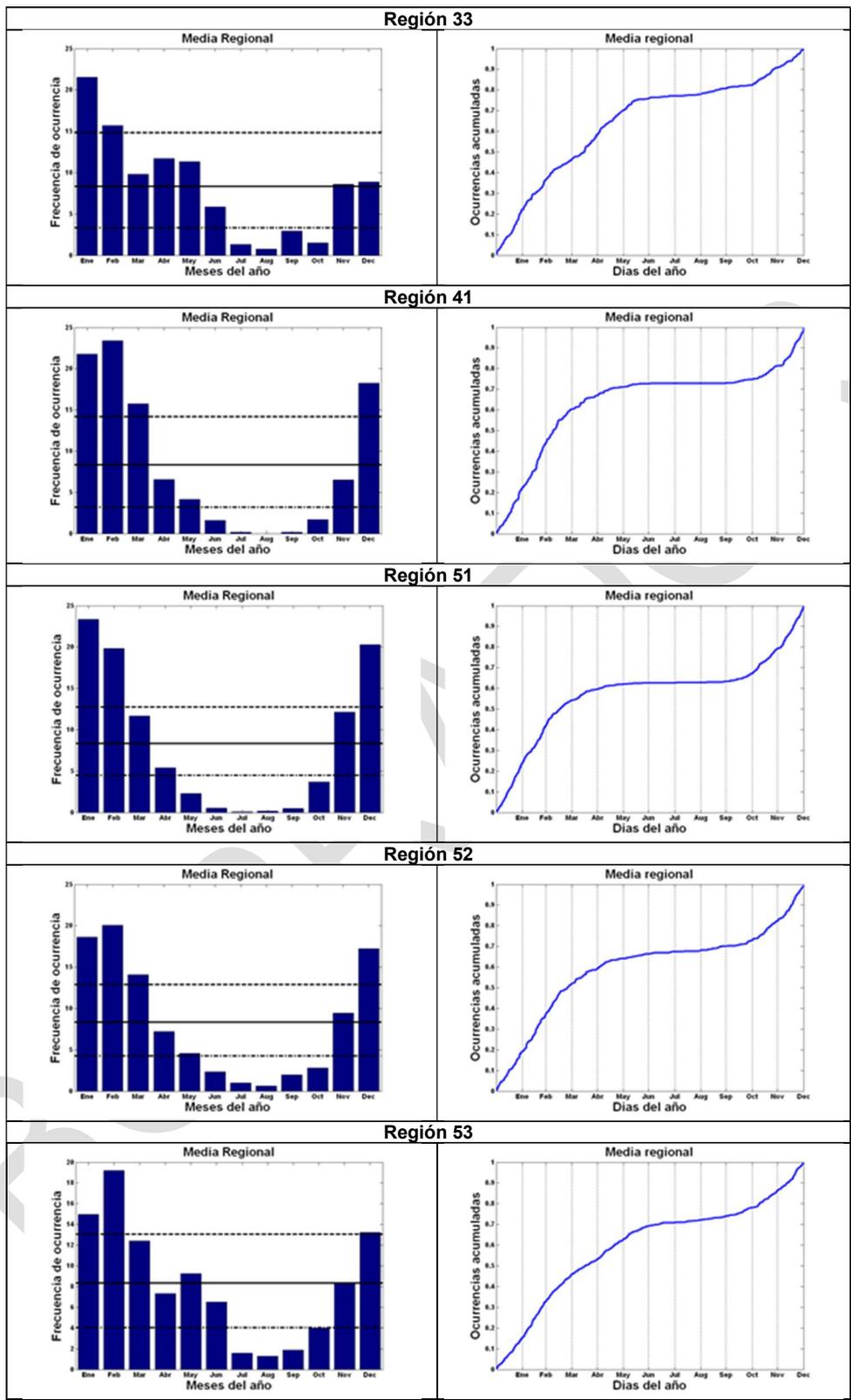
CEDEX

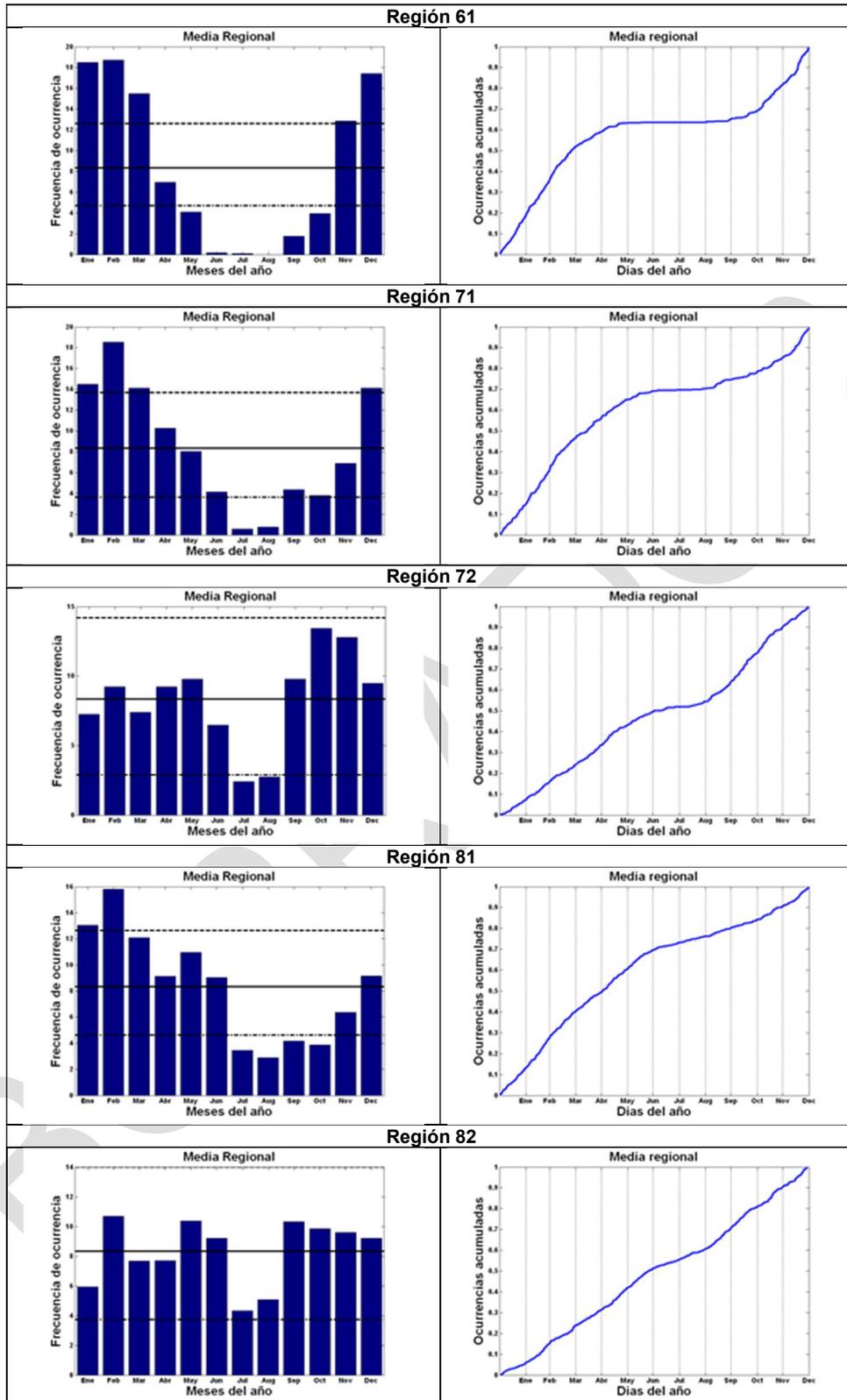


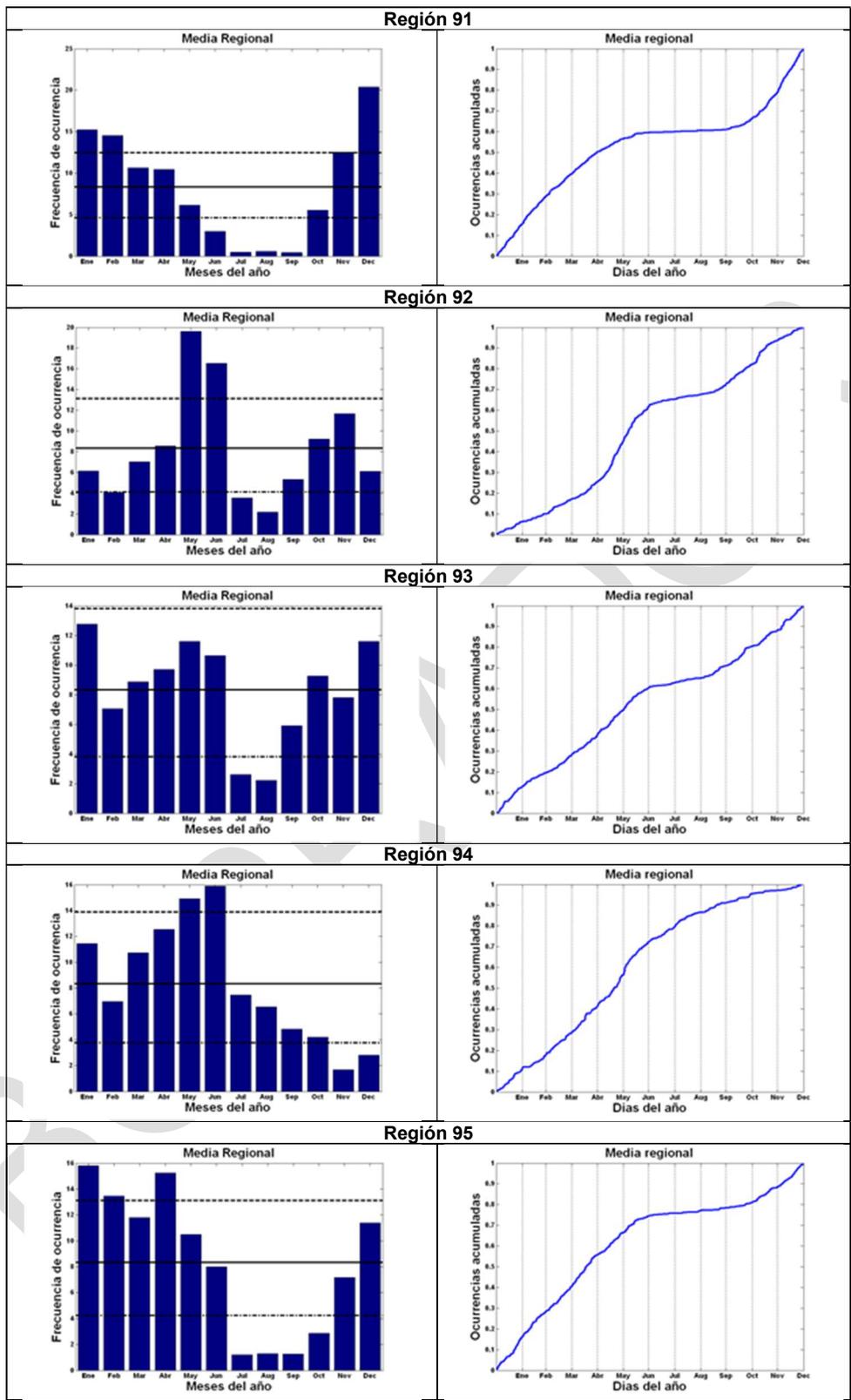




CEDEX







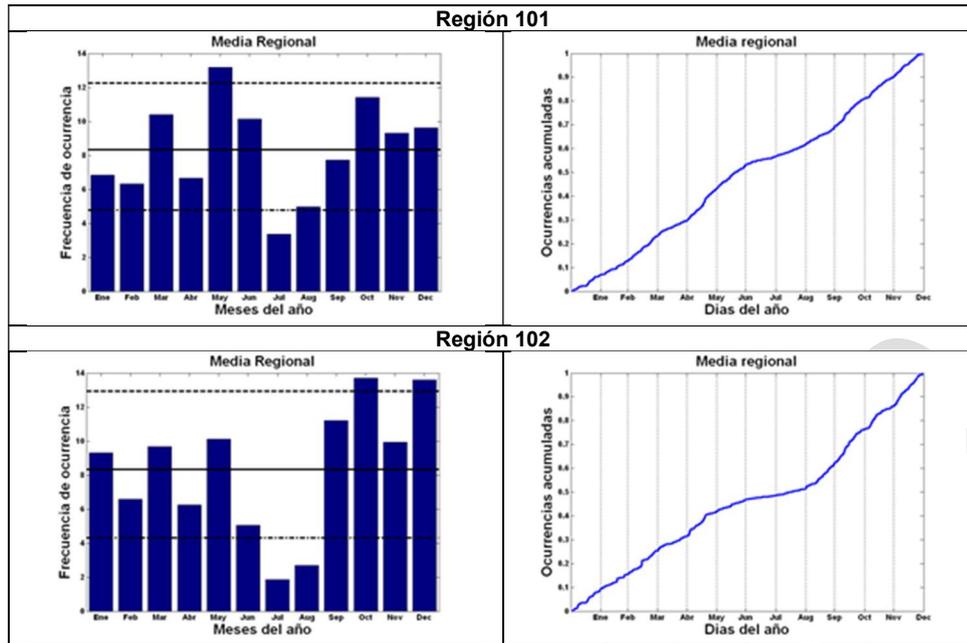


Figura 88. Análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en cada región estadística. Izquierda: número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y los percentiles del 5% y 95%). Derecha: Test de Ouarda *et al.* [1993] (Fuente: CEDEX, 2009a).

Tabla 46. Periodos del año con frecuencia similar de ocurrencia de avenidas en cada una de las regiones estadísticas (Fuente: CEDEX, 2009a).

Región	Periodo	Meses	Región	Periodo	Meses
11	1	Diciembre, Enero, Febrero	53	1	2ª mitad Diciembre, Enero, Febrero, 1ª mitad Marzo
	2	Marzo, Abril		2	2ª mitad Marzo, Abril, Mayo, Junio
	3	Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre		3	Julio, Agosto, Septiembre, 1ª mitad Octubre
	4	Octubre, Noviembre		4	2ª mitad Octubre, Noviembre, 1ª mitad Diciembre
12	1	2ª mitad Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero	61	1	2ª mitad Diciembre, Enero, Febrero, Marzo
	2	Marzo, Abril, Mayo		2	Abril, 1ª mitad Mayo
	3	Junio, Julio, Agosto, Septiembre		3	2ª mitad Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre, 1ª mitad Octubre
	4	Octubre, 1ª mitad Noviembre		4	2ª mitad Octubre, Noviembre, 1ª mitad Diciembre
13	1	2ª mitad Noviembre, Diciembre, Enero, 1ª mitad Febrero	71	1	2ª mitad Diciembre, Enero, Febrero, 1ª mitad Marzo
	2	2ª mitad Febrero, Marzo, Abril, 1ª mitad Mayo		2	2ª mitad Marzo, Abril, Mayo, 1ª mitad Junio
	3	2ª mitad Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre		3	2ª mitad Junio, Julio, Agosto, 1ª mitad Septiembre
	4	Octubre, 1ª mitad Noviembre		4	2ª mitad Septiembre, Octubre, Noviembre, 1ª mitad Diciembre
21	1	Diciembre, Enero, Febrero, Marzo	72	1	Diciembre, Enero, Febrero, Marzo, Abril, Mayo, Junio



CEDEX

Región	Periodo	Meses	Región	Periodo	Meses	
	2	Abril, Mayo		2	Julio, Agosto	
	3	Junio, Julio, Agosto, Septiembre, 1ª mitad Octubre		3	Septiembre, Octubre, Noviembre	
	4	2ª mitad Octubre, Noviembre		81	1	Enero, Febrero
22	1	Diciembre, Enero, Febrero	2		Marzo, Abril, Mayo, 1ª mitad Junio	
	2	Marzo, Abril, Mayo, Junio	3		2ª mitad Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre, 1ª mitad Noviembre	
	3	Julio, Agosto, Septiembre, Octubre	4		2ª mitad Noviembre, Diciembre	
	4	Noviembre	82	1	Diciembre, Enero, Febrero, Marzo, Abril, Mayo, Junio	
23	1	Diciembre, Enero, Febrero		2	Julio, Agosto	
	2	Marzo, Abril, Noviembre		3	Septiembre, Octubre, Noviembre	
	3	Mayo, 1ª mitad Junio		91	1	2ª mitad Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero
	4	2ª mitad Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre	2		Marzo, Abril, Mayo	
24	1	Diciembre, Enero, Febrero, Marzo, Abril	3		Junio, Julio, Agosto Septiembre, 1ª mitad Octubre	
	2	Mayo	4		2ª mitad Octubre, 1ª mitad Noviembre	
	3	Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre	92	1	2ª mitad Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero, Marzo, Abril	
	4	Noviembre		2	Mayo, Junio	
25	1	Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero		3	Julio, Agosto 1ª mitad Septiembre	
	2	Marzo, 1ª mitad Abril		4	2ª mitad Septiembre, Octubre, 1ª mitad Noviembre	
	3	2ª mitad Abril, Mayo, Octubre	93	1	2ª mitad Septiembre, Octubre, Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero, Marzo, Abril, Mayo, Junio	
	4	Junio, Julio, Agosto, Septiembre		2	Julio, Agosto, 1ª mitad Septiembre	
31	1	Diciembre, Enero, Febrero		94	1	Enero, Febrero, Marzo, Abril, 1ª mitad Mayo
	2	Marzo, Abril, Mayo			2	2ª mitad Mayo, 1ª mitad Junio
	3	Junio, Julio, Agosto, Septiembre	3		2ª mitad Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre	
	4	Octubre, Noviembre	4		Noviembre, Diciembre	
32	1	2ª mitad Diciembre, Enero, Febrero, 1ª mitad Marzo	95	1	Enero, Febrero, Marzo, Abril	
	2	2ª mitad Marzo, Abril, Mayo, 1ª mitad Junio		2	Mayo, 1ª mitad Junio	
	3	2ª mitad Junio, Julio, Agosto, Septiembre, 1ª mitad Octubre		3	2ª mitad Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre	
	4	2ª mitad Octubre, Noviembre, 1ª mitad Diciembre		4	Noviembre, Diciembre	
33	1	Enero, Febrero	101	1	Enero, Febrero, Marzo, Abril, 1ª mitad Mayo	
	2	Marzo, Abril, Mayo, 1ª mitad Junio		2	2ª mitad Mayo, Junio	
	3	2ª mitad Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre		3	Julio, Agosto, Septiembre	

Región	Periodo	Meses	Región	Periodo	Meses
	4	Noviembre, Diciembre		4	Octubre, Noviembre, Diciembre
41	1	Diciembre, Enero, Febrero, 1ª mitad Marzo	102	1	Enero, Febrero, Marzo, Abril, Mayo
	2	2ª mitad Marzo, Abril, 1ª mitad Mayo		2	Junio, Julio, Agosto
	3	2ª mitad Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre		3	Septiembre, Octubre, Noviembre, Diciembre
	4	Noviembre			
51	1	Diciembre, Enero, Febrero			
	2	Marzo, Abril			
	3	Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre, 1ª mitad Octubre			
	4	2ª mitad Octubre, Noviembre			
52	1	Diciembre, Enero, Febrero, 1ª mitad Marzo			
	2	2ª mitad Marzo, Abril, 1ª mitad Mayo			
	3	2ª mitad Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre			
	4	Noviembre			

Los periodos estacionales de referencia para cada una de las regiones estadísticas expuestas en la tabla 46 pueden ser útiles como primera aproximación a la hora de llevar a cabo estudios concretos. En algunos casos los dos periodos transitorios entre el de mayor frecuencia de llegada de avenidas y el periodo de estiaje presentan un comportamiento similar, por lo que podrían unirse en un solo periodo, especialmente si ambos periodos, o uno de ellos, es de corta longitud. No obstante, aunque el patrón medio de distribución intraanual de las avenidas en cada región es muy similar al de cada una de las estaciones de medida por separado, existen en algunos casos diferencias en estaciones concretas, por lo que es conveniente realizar un análisis de esta distribución para las estaciones disponibles en la zona de estudio, por si el comportamiento local de dicha zona pudiera diferir del medio de la región.

Por otra parte, aunque es conveniente analizar el comportamiento de la zona de estudio a la hora de determinar los periodos estacionales, tomando los patrones regionales solo como una referencia general, es importante tener en cuenta que los resultados locales se obtienen a partir de una muestra de datos concreta, por lo que están sujetos a una determinada incertidumbre, y podrían ir variando en cierta medida según se vaya disponiendo de nueva información. De esta forma, es conveniente seleccionar los periodos estacionales teniendo en cuenta una visión regional o, al menos, del entorno del punto de estudio, de tal forma que se adopte una decisión más robusta y se garantice la consistencia entre los estudios de presas próximas.

Como se indicó anteriormente, distintos autores (Waylen y Woo, 1982; Cruise y Arora, 1990; Rasmussen y Rosbjerg, 1991) destacan que, cuando hay un marcado comportamiento estacional tiene claras ventajas el considerar distintos periodos estacionales en el estudio, sin embargo, si el comportamiento estacional es menos marcado y homogéneo la consideración de distintas estaciones en el estudio es menos interesante. De esta forma, a la hora de seleccionar las estaciones de estudio se recomienda adoptar periodos estacionales lo más largos posible, atendiendo solo a cambios marcados en la frecuencia de aparición de las crecidas, y mantenidos en periodos más o menos extensos, sin que sea importante la existencia de diferencias de comportamiento puntuales en momentos concretos dentro de esos periodos,



que pueden deberse a las características concretas de la muestra y podrían variar al ir disponiendo de nueva información. No obstante, en ocasiones puede ser conveniente establecer algún periodo estacional de corta duración, si presenta un comportamiento claramente diferenciado y se identifica en el resto de las estaciones de la región o, al menos, de la zona de la región en la que se encuentra el punto de estudio.

En este mismo sentido, aunque el test de Ouarda *et al.* [1993] permite concretar más el comienzo y el final de las estaciones, afinando casi hasta nivel diario, no es conveniente realizar esto con un excesivo detalle, teniendo en cuenta la incertidumbre asociada a la muestra (salvo que la decisión venga avalada por información de carácter regional), siendo preferible, salvo excepciones, seleccionar los periodos a nivel de meses o medios meses.

Por otra parte, tal como se indicó anteriormente, es frecuente en algunas zonas que los periodos transitorios entre el de mayor y menor frecuencia de ocurrencia de crecidas presenten un comportamiento muy parecido, a pesar de no tener ambos periodos continuidad temporal. Hay que destacar que la unión de ambos periodos en una única estación sería perfectamente válida, aunque ésta quede constituida por dos periodos separados en el tiempo. Esta opción es especialmente interesante si ambos periodos, o uno de ellos, son de corta longitud, obteniéndose resultados más robustos mediante su unión. Sin embargo, si ambos periodos son suficientemente largos y con suficientes datos, pueden mantenerse por separado, aunque se obtendrán leyes de frecuencia estacionales muy similares en ambos periodos.

RECOMENDACIONES

- Los periodos estacionales a considerar en el estudio deben presentar un comportamiento diferenciado respecto a la ocurrencia de las avenidas, pero aproximadamente homogéneo dentro del propio periodo. En consecuencia, deben determinarse a partir del análisis de los datos hidrológicos y no en base a las estaciones climáticas convencionales.
- Para analizar el patrón estacional de comportamiento del punto de estudio se proponen dos test estadísticos: un test sobre el número medio de eventos de crecida para cada uno de los meses del año (Jiménez y Mediero, 2014c) y el test de Ouarda *et al.* [1993].
- Como resultado de la aplicación sistemática de los dos test anteriores, se identificaron de forma aproximada unos periodos estacionales de referencia para cada una de las regiones estadísticas de la figura 40 (CEDEX, 2009a), que pueden ser útiles como primera aproximación a la hora de llevar a cabo estudios concretos.
- No obstante, es conveniente analizar el comportamiento concreto de la zona de estudio a la hora de determinar los periodos estacionales, tomando los patrones regionales solo como una referencia general. La selección final de los periodos estacionales debe realizarse teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:
 - Es conveniente seleccionar los periodos estacionales teniendo en cuenta una visión regional o, al menos, del entorno del punto de estudio, de tal forma que se adopte una decisión más robusta y se garantice la consistencia entre los estudios de presas próximas.

- Se recomienda adoptar periodos lo más largos posible, atendiendo solo a cambios marcados en la frecuencia de aparición de las crecidas, y mantenidos en periodos más o menos extensos. No obstante, en ocasiones puede ser conveniente establecer algún periodo estacional de corta duración, si presenta un comportamiento claramente diferenciado y se identifica a nivel regional.
- No es conveniente determinar el comienzo y el final de las estaciones con un excesivo detalle, siendo preferible, salvo excepciones, seleccionar los periodos a nivel de meses o medios meses.
- La unión en una única estación de periodos temporales con un comportamiento muy parecido, aunque separados en el tiempo, es válida y especialmente interesante si ambos periodos, o uno de ellos, son de corta longitud, obteniéndose resultados más robustos mediante su unión.

5.2.3.1.5. Propuesta de interpretación del concepto de periodo de retorno para su aplicación estacional. Criterio de selección de los periodos de retorno estacionales para el cálculo de resguardos

Una cuestión importante a la hora de utilizar las leyes de frecuencia estacionales es interpretar correctamente el concepto de periodo de retorno de diseño. En este sentido, es fundamental tener en cuenta que el periodo de retorno es un concepto anual y, por tanto, no puede aplicarse directamente a las leyes de frecuencia estacionales, ya que éstas recogen sólo la probabilidad de que se supere el caudal de diseño en una parte del año y no en su totalidad.

Como se ha dicho anteriormente, cuando se diseñan los órganos de desagüe de una presa para un determinado periodo de retorno (T), lo que se pretende conseguir es que la probabilidad de que se supere el nivel máximo admisible en el embalse a lo largo de un año sea $\frac{1}{T}$, pero obviamente el riesgo de que se supere no es uniforme a lo largo del año. Las funciones de distribución estacionales, al estar referidas a un periodo temporal inferior al año, recogen sólo una parte de la probabilidad anual, de tal forma que la probabilidad anual se puede obtener como composición de las estacionales.

En consecuencia, el periodo de retorno anual no puede aplicarse a las leyes de frecuencia estacionales para obtener el caudal de diseño correspondiente a cada uno de los periodos estacionales. Por el contrario, a la hora de seleccionar los caudales de diseño para cada estación en la que se haya dividido el año es necesario distribuir previamente la probabilidad anual correspondiente al periodo de retorno T entre las distintas estaciones. Esta distribución no es única, sino que puede llevarse a cabo de múltiples formas diferentes, por lo que es necesario definir un criterio apropiado para realizarla.

Se puede analizar esta cuestión a través del siguiente ejemplo. Consideremos una zona en la que se pudieran distinguir dos periodos estacionales diferentes a lo largo del año (uno con duración r meses y otro con duración s meses, $r+s=12$), con funciones de distribución estacionales $G(x)$ y $H(x)$. La probabilidad de que se supere un caudal dado (q) será diferente en cada una de las dos épocas del año: $1-G(q)$ en la primera y $1-H(q)$ en la segunda, y la probabilidad de no excedencia anual, $F(q)$, se podrá expresar como producto de las



CEDEX

probabilidades de no excedencia estacionales, suponiendo que la ocurrencia de una avenida en un periodo es independiente del otro.

$$F(q) = G(q) \cdot H(q) \quad [69]$$

Asimismo, se verificará:

$$T = \frac{1}{1-G(q)H(q)} \quad [70]$$

Siendo T el periodo de retorno correspondiente al caudal q según la ley de frecuencia anual.

Tanto $G(q)$ como $H(q)$ serán lógicamente mayores que $F(q)$ y, por tanto, $1-G(q)$ y $1-H(q)$ serán menores que $1-F(q)$, al ser la probabilidad de excedencia del caudal q a lo largo de una determinada estación menor que a lo largo de todo el año. Este es el motivo por el que las leyes de frecuencia estacionales proporcionan siempre caudales menores que la anual para una misma probabilidad (figura 79).

Sin embargo, aunque las probabilidades de excedencia en cada uno de los periodos estacionales sean menores a la anual, no ocurre lo mismo con la probabilidad de excedencia por unidad de tiempo (figura 80). Si se considera, como parece lógico, que la distribución de probabilidad dentro de cada periodo estacional es uniforme a lo largo del tiempo, se podría definir una función de distribución mensual en cada periodo como:

$$\begin{aligned} g_m(q) &= \sqrt[r]{G(q)} \\ h_m(q) &= \sqrt[s]{H(q)} \end{aligned} \quad [71]$$

En la que se ha asumido que la superación de un determinado caudal en un mes es independiente de otro. Asimismo, si se distribuye uniformemente la probabilidad anual entre todos los meses del año, se tendría:

$$f_m(q) = \sqrt[12]{F(q)} \quad [72]$$

Y su relación con las estacionales será:

$$f_m^{12}(q) = g_m^r(q) \cdot h_m^s(q) \quad [73]$$

Por lo que sólo pueden darse dos situaciones, o bien la probabilidad mensual es la misma en los dos periodos y, por tanto, igual a la media anual ($g_m(q)=h_m(q)=f_m(q)$), o bien la probabilidad mensual es menor a la media anual en uno de los periodos y mayor en el otro, no siendo uniforme la distribución de probabilidad a lo largo del año y, por tanto, estando uno de los periodos sometido a un riesgo por unidad de tiempo mayor que el riesgo medio anual correspondiente al periodo de retorno T .

Si, por ejemplo, quisiéramos garantizar la no inundabilidad de una determinada zona aguas abajo de la presa para un determinado periodo de retorno (T) fijando unos resguardos apropiados para cada periodo estacional, la determinación del caudal de diseño correspondiente a cada periodo no debería realizarse entrando en cada una de las leyes de

frecuencia estacionales con un periodo de retorno T igual al periodo de retorno anual, sino distribuyendo de manera apropiada la probabilidad anual entre las distintas estaciones. De hecho, en el caso de seleccionar los caudales estacionales como los de periodo de retorno T , la probabilidad anual resultante de componer las i probabilidades estacionales no se correspondería con la de ese periodo de retorno:

$$\prod_i \left(1 - \frac{1}{T}\right) < 1 - \frac{1}{T} \quad [74]$$

En concreto, la probabilidad anual correspondería a un periodo de retorno inferior a T , por lo que el diseño con los caudales estacionales de T años de periodo de retorno dejaría del lado de la inseguridad.

Como se ha dicho, lo correcto es tomar aquellos caudales estacionales correspondientes a una determinada probabilidad resultado de distribuir la probabilidad anual entre los distintos periodos estacionales. De entre todas las posibilidades existentes para distribuir la probabilidad anual entre los periodos estacionales, una opción razonable sería distribuir la probabilidad de manera homogénea entre todos los meses del año, de tal manera que en ninguna época del año haya un mayor riesgo que en otra (Jiménez y Mediero, 2014c). Es decir, que el valor de la probabilidad mensual sea igual en todas las estaciones e igual al valor de probabilidad mensual asociado a la distribución anual para el periodo de retorno T . Esto implicaría trabajar con un caudal de diseño variable a lo largo del año, teniendo tantos caudales de diseño como periodos estacionales se hayan definido.

En el caso del ejemplo anterior, se tendría un caudal q_1 en el primer periodo estacional y uno q_2 en el segundo, que corresponderían a probabilidades de excedencia mensuales idénticas en cada una de las estaciones, e iguales a la probabilidad de excedencia mensual asociada al caudal q correspondiente al periodo de retorno T según la distribución anual:

$$1 - g_m(q_1) = 1 - h_m(q_2) \Rightarrow g_m(q_1) = h_m(q_2) = f_m(q) \quad [75]$$

Por otra parte, la probabilidad de excedencia anual deberá ser $1/T$, por lo que se deberá verificar:

$$T = \frac{1}{1-F(q)} = \frac{1}{1-G(q_1)H(q_2)} = \frac{1}{1-g_m^r(q_1)h_m^s(q_2)} = \frac{1}{1-g_m^{12}(q_1)} = \frac{1}{1-h_m^{12}(q_2)} \quad [76]$$

Donde se han empleado las ecuaciones [70] y [71]. La expresión [76] permite determinar los caudales de diseño q_1 y q_2 de cada periodo, y determinar a partir de ellos los resguardos apropiados para cada uno de los periodos del año. Uno de los caudales (q_1 ó q_2) será mayor que el anual correspondiente al periodo de retorno T (q), y el otro menor, por lo que el diseño será más exigente que el correspondiente al caudal anual en uno de los periodos y menor en el otro.

Teniendo en cuenta [71] y [72], el valor de la función de distribución para los caudales de diseño en cada periodo será:



$$g_m(q_1) = f_m(q) = \sqrt[r]{G(q_1)} = \sqrt[12]{F(q)} \Rightarrow G(q_1) = [F(q)]^{\frac{r}{12}}$$

$$h_m(q_2) = f_m(q) = \sqrt[s]{H(q_2)} = \sqrt[12]{F(q)} \Rightarrow H(q_2) = [F(q)]^{\frac{s}{12}} \quad [77]$$

Lógicamente, la composición de las probabilidades estacionales da como resultado la anual:

$$G(q_1) \cdot H(q_2) = [F(q)]^{\frac{r}{12}} \cdot [F(q)]^{\frac{s}{12}} = [F(q)]^{\frac{r+s}{12}} = F(q) \quad [78]$$

Ya que $r+s=12$. Por consiguiente, los caudales de diseño estacionales corresponderán, respecto a su función de distribución estacional, a los siguientes periodos de retorno relacionados con el periodo de retorno anual T (Jiménez y Mediero, 2014c):

$$G(q_1) = [F(q)]^{\frac{r}{12}} \Rightarrow 1 - \frac{1}{T_G} = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{r}{12}} \Rightarrow T_G = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{r}{12}}}$$

$$H(q_2) = [F(q)]^{\frac{s}{12}} \Rightarrow 1 - \frac{1}{T_H} = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{s}{12}} \Rightarrow T_H = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{s}{12}}} \quad [79]$$

Siendo T_G y T_H los periodos de retorno estacionales de cada periodo. Las expresiones anteriores se pueden emplear para cualquier número de periodos estacionales dentro del año, simplemente sustituyendo r o s por el número de meses que corresponda a cada periodo estacional. La expresión general sería la siguiente:

$$T_{est_i} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{n^\circ \text{meses}_i}{12}}} \quad [80]$$

Siendo T_{est_i} el periodo de retorno correspondiente al periodo estacional i , y $n^\circ \text{meses}_i$ la duración en meses de ese periodo.

En el caso de las leyes de frecuencia estacionales correspondientes a la EA 3182 que se expusieron en la figura 79, y en el supuesto de que el periodo de retorno anual de diseño fuese de 500 años, la aplicación de la expresión [80] proporcionaría los periodos de retorno y los caudales estacionales de la tabla 47. Se observa cómo el caudal correspondiente a los meses de invierno (periodo 1), en los que hay una mayor incidencia de avenidas, es mayor que el anual; mucho menor en los meses de verano (periodo 3) en los que no hay prácticamente incidencias de avenidas, y similares al anual en los otros dos periodos.

Tabla 47. Caudales y periodos de retorno estacionales en la EA 3182 de la DH del Tajo, para un periodo de retorno anual de 500 años.

Periodo	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)
Anual	500	619
1	2398	749
2	1998	613
3	1332	357
4	2997	646

No obstante, en determinadas situaciones podría ser conveniente utilizar un criterio diferente al expuesto para la distribución de la probabilidad anual entre los distintos periodos estacionales, en función de los condicionantes existentes en cada caso. En estos casos, hay que tener en cuenta que siempre se deberá verificar:

$$\prod_{i=1}^{N_{est}} \left(1 - \frac{1}{T_{est,i}} \right) = 1 - \frac{1}{T} \quad [81]$$

Donde N_{est} es el número de periodos estacionales en los que se ha dividido el año.

La obtención de los periodos de retorno estacionales es necesaria siempre que se vaya a realizar un diseño en la presa o su embalse que pueda ser diferente a lo largo del año, adaptándose a las circunstancias hidrológicas propias de cada periodo estacional. El caso más claro, quizá el único, sería la determinación de resguardos estacionales en el embalse. En esta Guía se recomienda, a la hora de determinar resguardos estacionales en el embalse (ya sea con el objetivo de limitar los vertidos durante las crecidas para reducir el riesgo de inundación aguas abajo, o para mejorar la seguridad hidrológica de la presa) realizar el cálculo en cada periodo estacional en base a los periodos de retorno estacionales obtenidos según la ecuación [80].

RECOMENDACIONES

- Es fundamental tener en cuenta que el periodo de retorno es un concepto anual y, por tanto, no puede aplicarse directamente a las leyes de frecuencia estacionales.
- A la hora de seleccionar los caudales de diseño para cada estación en la que se haya dividido el año es necesario distribuir previamente la probabilidad anual correspondiente al periodo de retorno T entre las distintas estaciones.
- Esta distribución puede llevarse a cabo de múltiples formas diferentes. Se recomienda, en ausencia de condicionantes que puedan aconsejar otra cosa, distribuir la probabilidad de manera homogénea entre todos los meses del año, de tal manera que en ninguna época del año haya un mayor riesgo que en otra.
- En caso de utilizar el criterio anterior, los caudales de diseño estacionales corresponderán, respecto a su función de distribución estacional, a los siguientes periodos de retorno relacionados con el periodo de retorno anual T y con el número de meses de cada periodo estacional (Jiménez y Mediero, 2014c):



$$T_{est.i} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{n^{\circ} meses.i}{12}}}$$

- La obtención de los periodos de retorno estacionales es necesaria siempre que se vaya a realizar un diseño en la presa o su embalse que pueda ser diferente a lo largo del año, adaptándose a las circunstancias hidrológicas propias de cada periodo estacional y, en concreto, a la determinación de resguardos estacionales en el embalse. En esta Guía se recomienda, a la hora de determinar resguardos estacionales en el embalse (ya sea con el objetivo de limitar los vertidos durante las crecidas para reducir el riesgo de inundación aguas abajo, o para mejorar la seguridad hidrológica de la presa) realizar el cálculo en cada periodo estacional en base a los periodos de retorno estacionales obtenidos según la ecuación anterior.
- En caso de utilizar una distribución diferente de la probabilidad entre los distintos periodos estacionales, hay que tener en cuenta que siempre se deberá verificar:

$$\prod_{i=1}^{N_{est}} \left(1 - \frac{1}{T_{est.i}}\right) = 1 - \frac{1}{T}$$

5.2.3.1.6. Representación gráfica de las leyes de frecuencia estacionales

En caso de que se considere que pueden existir mecanismos de generación de las crecidas claramente diferenciados entre unos periodos estacionales y otros, puede ser conveniente proceder a la representación gráfica de las leyes de frecuencia estacionales junto a la ley de frecuencia anual y a la información muestral (es decir, los datos de caudal de cada periodo estacional frente a sus probabilidades muestrales), de manera complementaria a la aplicación del test expuesto en el apartado 5.2.3.1.3., lo que puede ayudar a contrastar de forma aproximada los resultados obtenidos.

Esta representación gráfica permitirá verificar, asimismo, si todas las leyes estacionales proporcionan un valor de caudal inferior al anual para un mismo periodo de retorno (figura 79), lo que, como se indicó anteriormente, debe verificarse siempre. En caso de que dicha condición no se cumpliera indicaría la existencia de algún error en los cálculos. No obstante, como también se indicó, hay que tener en cuenta que las diferentes leyes de frecuencia estarán referidas a periodos temporales de distinta longitud. Si se lleva a cabo su representación gráfica una vez referidas a un mismo periodo temporal, por ejemplo, un mes, se observará que alguna de las leyes de frecuencia estacionales quedará situada por encima de la anual y otras por debajo, indicando el mayor o menor riesgo de ocurrencia de avenidas de cada periodo (figura 80).

Una cuestión importante, en caso de llevar a cabo esta representación gráfica, es la selección de los datos de caudal que constituyen las muestras. Aunque las leyes de frecuencia estacionales proporcionan la probabilidad de que un determinado valor de caudal no sea superado a lo largo de un determinado periodo estacional dentro de un año, las series de caudales a representar no pueden obtenerse como los máximos caudales registrados cada año en el periodo estacional de que se trate. La selección de los datos de esa forma, teniendo en cuenta que en los periodos estacionales con poca frecuencia de ocurrencia de crecidas puede

haber años en los que no ocurra ninguna avenida, llevaría a considerar caudales de escasa magnitud (el máximo del año en ese periodo) cuyo origen no es una crecida, distorsionando la representación gráfica. Por otra parte, habrá años en los que ocurra más de una avenida en un determinado periodo. De esta forma, los datos de caudal de avenida a representar deben seleccionarse como aquellos que superan un determinado umbral, lo que garantiza que han sido generados por una crecida. En definitiva, estará formado por el conjunto de caudales obtenido siguiendo las recomendaciones proporcionadas en el apartado 5.2.3.1.2., agrupados según los periodos estacionales identificados según lo indicado en 5.2.3.1.4.

No obstante, hay que tener en cuenta que habitualmente no se dispondrá de series continuas de caudales instantáneos, salvo que se trabaje con información como la proporcionada por el SAIH (aunque, en general, este tipo de información contará con periodos de registro considerablemente más cortos que, por ejemplo, la procedente de los datos de explotación de la presa). De hecho, en el apartado 5.2.3.1.2. se recomendaba, en general, trabajar con las series de caudales máximos medios diarios, las cuales se consideraban suficientes al objeto de determinar la frecuencia media de aparición de eventos en cada periodo estacional. De esta forma, la serie de caudales que superan el umbral corresponderá, en general, a caudales medios diarios, de los que solo se conocerá su caudal instantáneo asociado en determinados casos (habitualmente solo para los máximos anuales o, como mucho, los máximos mensuales). Dado que las leyes de frecuencia de caudales máximos anual y estacionales se refieren a caudales instantáneos, será necesario transformar los caudales medios diarios de la muestra (aquellos para los que no se conozca su caudal instantáneo asociado) en caudales instantáneos. Con ese objeto, pueden utilizarse, en una primera aproximación, las relaciones entre caudales máximos medios diarios e instantáneos comentadas en el apartado 5.2.1.1., aunque hay que tener en cuenta que esas relaciones han sido obtenidas para caudales máximos anuales y podrían conllevar mayores errores al aplicarlas a otro tipo de caudales. Esta circunstancia, junto a otras, hace que el contraste de las leyes de frecuencia estacionales con los datos tenga, en general, un carácter aproximado.

Para representar gráficamente la serie de caudales punta correspondiente a cada periodo estacional es necesario relacionar cada caudal con su probabilidad muestral. En caso de representar toda la muestra de caudales punta sobre el umbral, la asignación de probabilidad no puede realizarse por el procedimiento indicado en el apartado 5.2.1.4., ya que no se trata de una muestra de caudales máximos anuales, sino que debe realizarse a partir de la ecuación [AV-5] del Anexo V que relaciona, dentro del modelo de series parciales, la probabilidad de los máximos anuales con el número medio de superaciones del umbral y la probabilidad de que los caudales que superan el umbral tengan una determinada magnitud.

$$F(x) = e^{-\lambda[1-G(x)]} \quad [82]$$

Donde $F(x)$ es la función de distribución de máximos anuales, λ el número medio anual de superaciones del umbral y $G(x)$ la función de distribución que describe la magnitud de los caudales que superan el umbral. En la aplicación del modelo de series parciales no homogéneo a la estimación de las leyes de frecuencia estacionales la ecuación anterior sigue siendo válida, siendo ahora $F(x)$ la función de distribución estacional, λ el número medio estacional de superaciones del umbral y $G(x)$ la función de distribución que describe la

magnitud de los caudales que superan el umbral (la misma en todos los periodos estacionales).

De esta forma, la probabilidad muestral de un caudal x que ha superado el umbral en un determinado periodo estacional se obtendrá mediante la ecuación [82] a partir del número medio de superaciones del umbral en dicho periodo deducido de la muestra (es decir, el número total de caudales punta que constituyen la muestra de ese periodo estacional dividido por el número total de años de registro) y de la probabilidad muestral del caudal dentro del conjunto de caudales que han superado el umbral en ese periodo, obtenida mediante la aplicación de una fórmula de gráfico. A estos efectos, se recomienda utilizar la fórmula de Gringorten (ecuación [35]).

A modo de ejemplo, se muestra a continuación el proceso de representación gráfica de los datos para la EA 9040 ubicada en la región 92 de la DH del Ebro. La tabla 48 recoge los caudales punta seleccionados por corresponder a hidrogramas que superan un umbral de 89 m³/s. El número de años de registro en la estación es de 45 y el número total de caudales que han superado el umbral de 132, por lo que el número medio anual de excedencias es de 2,93¹⁹.

A partir de la aplicación de los test expuestos en el apartado 5.2.3.1.4. (figura 89) se han identificado los siguientes periodos estacionales, muy similares a los regionales de referencia indicados en la tabla 46 para la región 92:

- Periodo 1: 2ª mitad noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo, abril, 1ª mitad mayo.
- Periodo 2: 2ª mitad mayo, junio.
- Periodo 3: julio, agosto, 1ª mitad septiembre.
- Periodo 4: 2ª mitad septiembre, octubre, 1ª mitad noviembre.

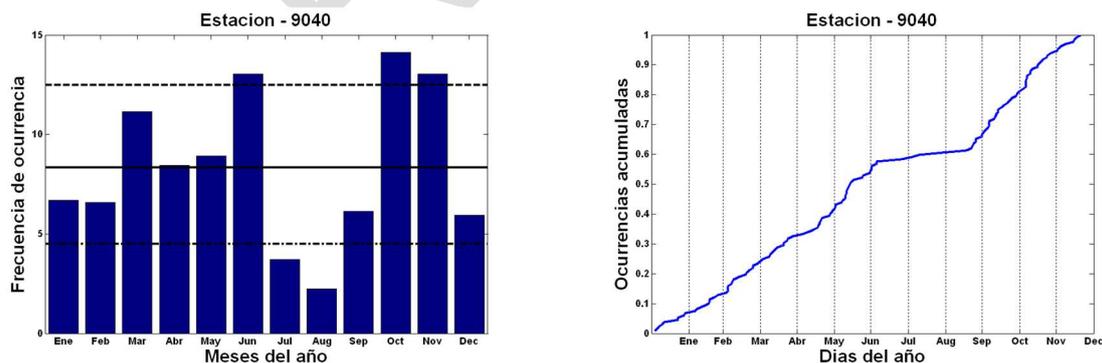


Figura 89. Gráficas obtenidas en el análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en la EA 9040 de la DH del Ebro. Izquierda: número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y los percentiles del 5% y 95%). Derecha: Test de Ouarda et al. [1993].

¹⁹ Por simplicidad, para desarrollar este ejemplo se ha utilizado directamente la serie de caudales medios diarios sobre el umbral. Asimismo, la serie de aforos utilizada es la que había disponible cuando se llevaron a cabo los estudios descritos en Jiménez y Mediero [2014c] y en CEDEX [2009a], y puede no corresponder con la información existente en la actualidad.

Por otra parte, el análisis de la homogeneidad estacional a partir del test expuesto en el apartado 5.2.3.1.3. (figura 90) muestra un comportamiento bastante satisfactorio. Se producen desviaciones puntuales en los meses de mayo y noviembre (compartidos entre los periodos estacionales 1 y 2 y 1 y 4, respectivamente), pero de pequeña magnitud y que no se mantienen de manera generalizada en los periodos estacionales, por lo que la hipótesis de homogeneidad se puede considerar, en este caso, aceptable.

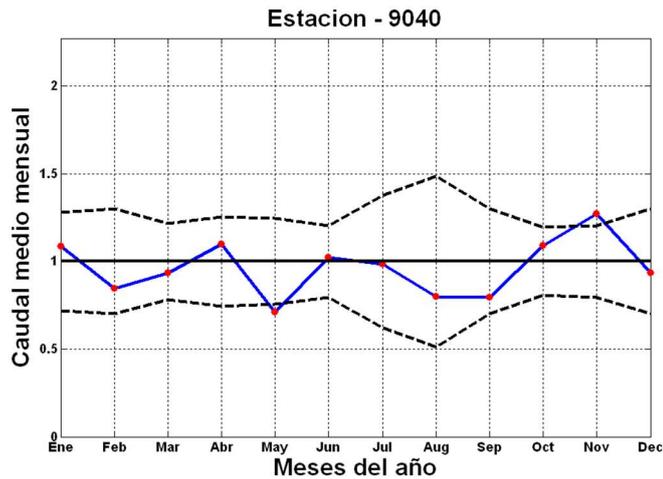


Figura 90. Resultado de aplicar el test de homogeneidad de la distribución de caudales punta superiores al umbral a la EA 9040 de la DH del Ebro.

Tabla 48. Caudales sobre el umbral seleccionados en la EA 9040 de la DH del Ebro.

Año hidrológico	Nº de excedencias	Caudales (m ³ /s)
1951/52	0	
1952/53	0	
1953/54	3	120,4
		99,0
		107,2
1954/55	4	100,5
		100,5
		134,0
		100,5
1955/56	3	109,8
		128,4
		100,5
1956/57	1	100,5
1957/58	3	128,4
		134,0
		100,5
1958/59	3	147,0
		128,4
		100,5
1959/60	4	169,8
		119,9
		99,5
		194,5



CEDEX

Año hidrológico	Nº de excedencias	Caudales (m ³ /s)
1960/61	3	189,0
		170,0
		99,5
1961/62	6	110,0
		228,7
		150,0
		150,0
		150,0
		99,5
1962/63	3	118,2
		102,4
		118,2
1963/64	6	110,0
		224,0
		190,5
		134,0
		130,0
		120,0
1964/65	3	112,6
		89,8
		150,6
1965/66	7	291,0
		89,4
		316,0
		134,8
		103,4
		153,0
1966/67	2	157,2
		264,9
		263,8
		89,9
		348,5
1967/68	2	107,8
		132,0
		120,1
		91,4
		202,1
		91,0
		106,7
		138,9
		109,2
1968/69	9	178,3
		173,6
1969/70	2	251,0
		560,0
		159,4
		159,4
		232,4
		142,2
1971/72	1	133,6
1972/73	1	100,2
1973/74	6	199,1
		241,6
		311,8

Año hidrológico	Nº de excedencias	Caudales (m ³ /s)
		223,1
		297,2
		186,3
1974/75	1	100,2
1975/76	0	
1976/77	3	133,6
		133,6
		100,2
1977/78	2	356,8
		92,0
1978/79	8	158,8
		120,0
		135,0
		167,5
		150,0
		135,0
		120,0
		543,0
1979/80	3	235,0
		98,6
		98,6
1980/81	0	
1981/82	1	89,8
1983/84	0	
1984/85	2	316,0
		89,8
1985/86	3	96,6
		93,1
		89,7
1986/87	3	316,2
		243,1
		110,6
1987/88	12	273,2
		100,1
		251,7
		170,0
		152,5
		217,3
		100,1
		145,5
		100,1
		114,1
		316,2
		124,6
1988/89	0	
1989/90	1	133,8
1990/91	1	221,6
1991/92	1	157,9
1992/93	2	121,7
		93,5
1993/94	2	105,6
		137,8
1998/99	0	
1999/00	3	149,0



Año hidrológico	Nº de excedencias	Caudales (m ³ /s)
		117,0 89,4
2000/01	6	109,0 139,0 129,0 93,0 97,0 111,0
Nº medio excedencias	2,93	

La tabla 49 recoge los caudales que han superado el umbral agrupados por periodos estacionales. El primero de dichos periodos cuenta con 54 datos, el segundo con 26, el tercero con 9 y el cuarto con 43, por lo que el número de excedencias medio estacional es de 1,2; 0,58; 0,20 y 0,96; respectivamente. Siguiendo la ecuación [82], la estimación a partir de la muestra del valor de la función de distribución estacional para cada caudal se obtiene a partir del número medio de excedencias estacional y de la probabilidad muestral del dato dentro de la serie estacional de máximos sobre el umbral. Como se ha indicado, esta probabilidad muestral puede estimarse a partir de la fórmula de Gringorten conociendo la posición del dato en la serie ordenada de menor a mayor y el número total de datos de la muestra. En la mencionada tabla 49 se han ordenado los datos de cada periodo estacional de menor a mayor, asignando a cada uno de ellos un número de orden. Asimismo, se ha aplicado a cada dato la fórmula de Gringorten y la ecuación [82]. El resultado de aplicar esta última ecuación proporcionará la probabilidad que, junto con el valor del caudal, servirá para representar gráficamente los datos.

Tabla 49. Caudales sobre el umbral seleccionados en la EA 9040 de la DH del Ebro, agrupados por periodos estacionales y ordenados de menor a mayor, y cálculo de sus probabilidades muestrales.

Periodo estacional 1 (λ=1,20)			Periodo estacional 2 (λ=0,58)			Periodo estacional 3 (λ=0,20)			Periodo estacional 4 (λ=0,96)						
Nº de orden	Caudal (m³/s)	F(s)	Nº de orden	Caudal (m³/s)	F(s)	Nº de orden	Caudal (m³/s)	F(s)	Nº de orden	Caudal (m³/s)	F(s)				
1	89,8	0,010347	0,304357	1	89,4	0,022233	0,567895	1	100,5	0,061404	0,823847	1	89,4	0,012387	0,387896
2	89,8	0,028825	0,311795	2	89,7	0,062102	0,580433	2	103,2	0,171053	0,847225	2	89,8	0,036178	0,396425
3	91,0	0,047302	0,318785	3	98,6	0,101911	0,593991	3	110,6	0,280702	0,866009	3	89,8	0,059369	0,40835
4	91,4	0,065778	0,325933	4	99,5	0,14172	0,607865	4	111,0	0,390351	0,88521	4	93,9	0,08256	0,414475
5	92,0	0,084257	0,33324	5	99,5	0,181529	0,622063	5	119,2	0,5	0,904937	5	98,6	0,105751	0,423806
6	93,0	0,102735	0,340712	6	100,1	0,221338	0,636593	6	124,6	0,609649	0,9249	6	100,1	0,128942	0,433348
7	93,1	0,121212	0,348351	7	100,2	0,261146	0,651463	7	157,9	0,719298	0,945406	7	100,2	0,152134	0,443304
8	96,6	0,13969	0,356161	8	100,2	0,300955	0,666679	8	186,3	0,828947	0,966368	8	100,5	0,175325	0,453079
9	97,0	0,158167	0,364146	9	100,5	0,340764	0,682252	9	316,2	0,938596	0,987794	9	105,6	0,198516	0,463279
10	99,0	0,176644	0,372311	10	100,5	0,380573	0,698188					10	107,8	0,221707	0,473709
11	99,5	0,195122	0,380658	11	100,5	0,420382	0,714496					11	109,0	0,244898	0,484374
12	100,1	0,213599	0,389193	12	100,5	0,460191	0,731185					12	110,0	0,268089	0,495279
13	100,5	0,232077	0,397919	13	106,7	0,5	0,748264					13	110,0	0,29128	0,506429
14	102,4	0,250554	0,40684	14	107,2	0,539809	0,765741					14	112,6	0,314471	0,51783
15	103,4	0,269032	0,415962	15	114,1	0,579618	0,783627					15	118,2	0,337862	0,529488
16	109,8	0,287509	0,425288	16	120,0	0,619427	0,801931					16	120,4	0,360853	0,541409
17	117,0	0,305987	0,434823	17	120,0	0,659236	0,820663					17	121,7	0,384045	0,553598
18	119,9	0,324464	0,444472	18	134,0	0,699045	0,839831					18	133,6	0,407236	0,566061
19	120,0	0,342942	0,45454	19	138,9	0,738854	0,859448					19	133,6	0,430427	0,578805
20	120,1	0,361419	0,464731	20	157,2	0,778662	0,879523					20	133,6	0,453618	0,591835
21	128,4	0,379897	0,474751	21	159,4	0,818471	0,900067					21	137,8	0,476809	0,605159
22	128,4	0,398374	0,485803	22	159,4	0,85828	0,92109					22	142,2	0,5	0,618783
23	128,4	0,416851	0,496695	23	194,5	0,898089	0,942605					23	149,0	0,523191	0,632714
24	129,0	0,435329	0,507832	24	232,4	0,937898	0,964622					24	150,0	0,546382	0,646959
25	130,0	0,453806	0,519218	25	297,2	0,977707	0,987153					25	150,6	0,569573	0,661524
26	132,0	0,472284	0,530859	26	543,0	1,017516	1,010211					26	152,5	0,592764	0,676417
27	133,8	0,490761	0,542761									27	170,0	0,615955	0,691645
28	134,0	0,509239	0,55493									28	170,0	0,639147	0,707216
29	134,0	0,527716	0,567372									29	189,0	0,662338	0,723138
30	134,8	0,546194	0,580093									30	199,1	0,685529	0,739418
31	135,0	0,564671	0,593099									31	224,0	0,70872	0,756064
32	135,0	0,583149	0,606396									32	228,7	0,731911	0,773086
33	139,0	0,601626	0,619992									33	235,0	0,755102	0,79049
34	145,5	0,620103	0,633893									34	251,0	0,778293	0,808287
35	147,0	0,638581	0,648105									35	251,7	0,801484	0,826484
36	150,0	0,657058	0,662636									36	264,9	0,824675	0,84509
37	150,0	0,675536	0,677492									37	273,2	0,847866	0,864116
38	150,0	0,694013	0,682682									38	291,0	0,871058	0,88357
39	153,0	0,712491	0,708213									39	316,0	0,894249	0,903462
40	158,8	0,730968	0,724091									40	316,0	0,91744	0,923802
41	167,5	0,749446	0,740326									41	316,2	0,940631	0,944599
42	169,8	0,767923	0,756924									42	348,5	0,963822	0,965865
43	173,6	0,786401	0,773895									43	356,8	0,987013	0,98761
44	178,3	0,804878	0,791246												
45	190,5	0,823356	0,808986												
46	202,1	0,841833	0,827124												
47	217,3	0,86031	0,845669												
48	221,6	0,878788	0,864629												
49	223,1	0,897265	0,884015												
50	241,6	0,915743	0,903835												
51	243,1	0,93422	0,924099												
52	263,8	0,952698	0,944818												
53	311,8	0,971175	0,966002												
54	560,0	0,989653	0,98766												

En la figura 91 se muestra el resultado de llevar a cabo dicha representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel, para lo cual se han transformado las probabilidades obtenidas en la tabla 49 mediante la expresión [31]. Junto a los datos se ha representado la ley de frecuencia anual y las leyes de frecuencia estacionales. Asimismo, se ha representado la serie de caudales máximos anuales, siguiendo lo indicado en el apartado 5.2.1.4. Como resultado, se observa que las series de datos estacionales se ajustan de manera satisfactoria a las distintas leyes de frecuencia estacionales obtenidas.

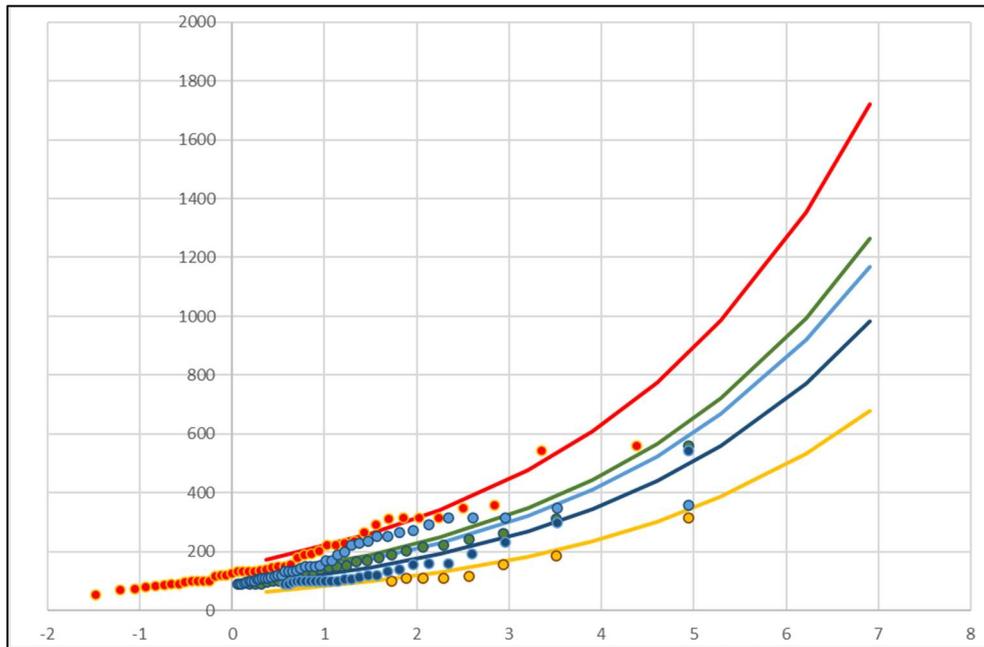


Figura 91. Representación gráfica de las leyes de frecuencia anual y estacionales de la EA 9040 de la DH del Ebro, junto a las series de caudales estacionales sobre el umbral y máximos anuales.

A la hora de analizar el ajuste entre las leyes de frecuencia estacionales y los datos hay que tener en cuenta que en algunos casos la serie estacional cuenta con un número muy reducido de datos (principalmente en puntos de medida con un número de años de registro no muy elevado y en aquellos periodos estacionales con una baja frecuencia de ocurrencia de crecidas), por lo que su representatividad es muy limitada. En el caso de algunos periodos de estiaje el número de datos puede ser extremadamente reducido (figura 92), o incluso carecer de datos por completo. La falta de representatividad de las series se manifiesta principalmente en los estadísticos de mayor orden, coeficientes de sesgo y variación, relacionados principalmente con la pendiente y la curvatura de la ley de frecuencia (figura 92), siendo menos frecuente que se presenten desviaciones sustanciales relacionadas con la media. En este sentido, hay que tener además en cuenta que, al partir el cálculo de las funciones estacionales de la anual, se estará imponiendo un valor regional al coeficiente de sesgo, lo que puede acentuar en algún caso la discrepancia con los datos de la muestra.

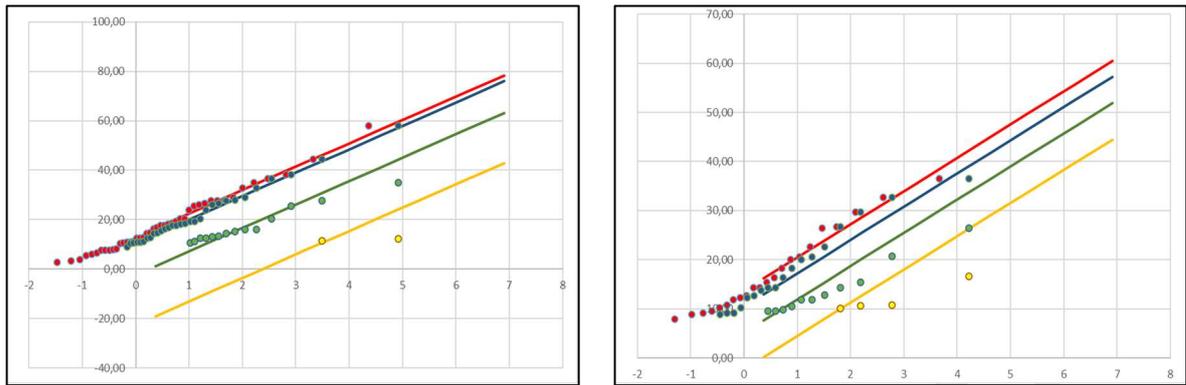


Figura 92. Ejemplos de contraste gráfico de las leyes de frecuencia estacionales con las series de datos. Izquierda: Ejemplo de periodo de estiaje con muy pocos datos. Derecha: Ejemplo de discrepancia en pendiente y curvatura en el caso de periodos estacionales con pocos datos.

Asimismo, hay que tener en cuenta que la ley de frecuencia anual ha sido obtenida a partir de una serie de caudales máximos anuales, serie cuya representación gráfica, en ocasiones, puede diferir de la correspondiente a la serie de caudales máximos sobre el umbral (figura 93). Estas circunstancias, junto a la incertidumbre en el paso de los caudales medios diarios a instantáneos, comentada anteriormente, hace que, como se ha dicho, el contraste de las leyes de frecuencia estacionales con los datos solo pueda ser, en general, aproximado.

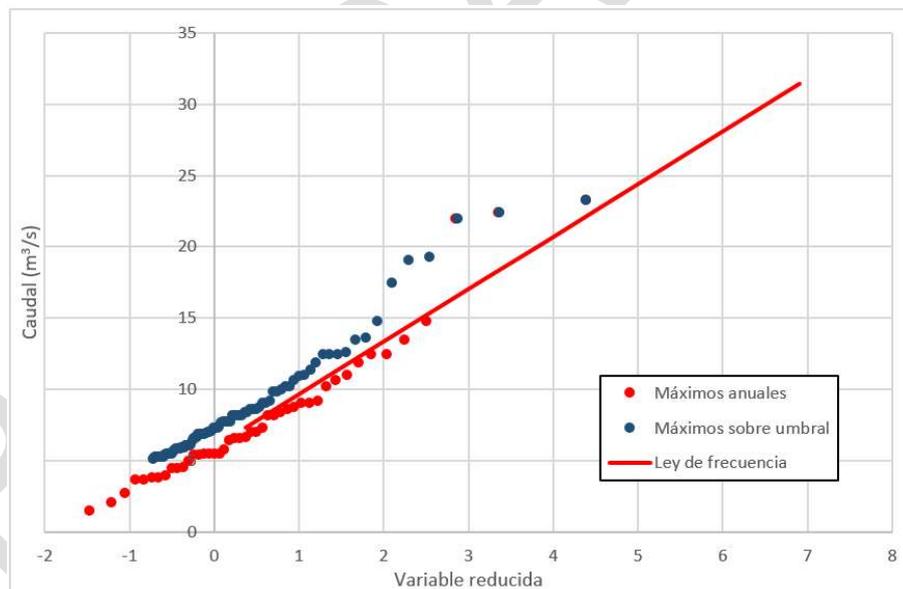


Figura 93. Diferencia en la representación gráfica de una serie de caudales medios diarios máximos anuales y de caudales medios diarios sobre un umbral, correspondientes a la EA 2034 de la DH del Duero. Junto a los datos se ha representado también la ley de frecuencia de caudales máximos anuales.



Alternativamente, pueden representarse únicamente aquellos datos de la serie de máximos sobre el umbral que correspondan a caudales máximos estacionales del año. Lógicamente, habrá periodos estacionales que no cuenten con ningún caudal sobre el umbral en determinados años, por lo que tampoco habrá dato de caudal en la serie de máximos estacionales para ese año. En este caso, la asignación de probabilidades muestrales a los datos se realizará mediante el procedimiento expuesto en el apartado 5.2.1.4., teniendo en cuenta que el número total de datos de la muestra que debe utilizarse al aplicar la fórmula de Gringorten será igual al número de años de registro con que cuente el punto de medida, con independencia del número de años en que se haya superado el umbral en el periodo estacional considerado.

A continuación, se muestra el proceso de representación gráfica de la serie de datos máximos estacionales para la EA 9040 utilizada anteriormente. La tabla 50 recoge los caudales sobre el umbral de cada periodo estacional que corresponden a máximos estacionales de un año. El primero de los periodos cuenta con 26 datos, el segundo con 19, el tercero con 8 y el cuarto con 25, respectivamente. En todo los periodos estacionales hay varios años en los que no se ha superado el umbral y que, por tanto, no cuentan con datos en la serie. Los datos se han ordenado de menor a mayor, correspondiendo, como es lógico, los caudales existentes en cada periodo estacional a los puestos de mayor número de orden. El valor de la función de distribución estacional para cada caudal se obtiene aplicando la fórmula de Gringorten, a partir del número de orden del dato y del número total de datos de la serie que será igual a 45, es decir, al número de años con registro en la EA. El valor de la función de distribución de cada dato se ha transformado en su correspondiente variable reducida para llevar a cabo la representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel (figura 94).

Tabla 50. Caudales máximos estacionales de la EA 9040 de la DH del Ebro, agrupados por periodos estacionales y ordenados de menor a mayor, y cálculo de sus probabilidades muestrales.

Periodo estacional 1			Periodo estacional 2			Periodo estacional 3			Periodo estacional 4		
Nº de orden	Caudal (m ³ /s)	F(x)	Nº de orden	Caudal (m ³ /s)	F(x)	Nº de orden	Caudal (m ³ /s)	F(x)	Nº de orden	Caudal (m ³ /s)	F(x)
1			1			1			1		
2			2			2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		
11			11			11			11		
12			12			12			12		
13			13			13			13		
14			14			14			14		
15			15			15			15		
16			16			16			16		
17			17			17			17		
18			18			18			18		
19			19			19			19		
20	89,8	0,433511	20			20			20		
21	89,8	0,455674	21			21			21	100,2	0,455674
22	92,0	0,477837	22			22			22	100,5	0,477837
23	96,6	0,5	23			23			23	107,8	0,5
24	99,0	0,522163	24			24			24	109,0	0,522163
25	100,5	0,544326	25			25			25	116,2	0,544326
26	102,4	0,566489	26			26			26	120,4	0,566489
27	117,0	0,588652	27	89,4	0,588652	27			27	121,7	0,588652
28	128,4	0,610816	28	89,7	0,610816	28			28	133,6	0,610816
29	133,8	0,632979	29	98,6	0,632979	29			29	133,6	0,632979
30	134,0	0,655142	30	99,5	0,655142	30			30	137,8	0,655142
31	139,0	0,677305	31	100,2	0,677305	31			31	149,0	0,677305
32	147,0	0,699468	32	100,2	0,699468	32			32	150,6	0,699468
33	150,0	0,721631	33	100,5	0,721631	33			33	169,0	0,721631
34	153,0	0,743794	34	100,5	0,743794	34			34	199,1	0,743794
35	167,5	0,765957	35	100,5	0,765957	35			35	224,0	0,765957
36	169,8	0,788121	36	100,5	0,788121	36			36	228,7	0,788121
37	178,3	0,810284	37	107,2	0,810284	37			37	235,0	0,810284
38	190,5	0,832447	38	114,1	0,832447	38	100,5	0,832447	38	251,0	0,832447
39	202,1	0,85461	39	120,0	0,85461	39	109,2	0,85461	39	264,9	0,85461
40	217,3	0,876773	40	138,9	0,876773	40	110,6	0,876773	40	273,2	0,876773
41	221,6	0,898936	41	157,2	0,898936	41	111,0	0,898936	41	316,0	0,898936
42	243,1	0,921099	42	194,5	0,921099	42	118,2	0,921099	42	316,0	0,921099
43	263,8	0,943262	43	232,4	0,943262	43	157,9	0,943262	43	316,2	0,943262
44	311,8	0,965426	44	297,2	0,965426	44	186,3	0,965426	44	348,5	0,965426
45	560,0	0,987589	45	543,0	0,987589	45	316,2	0,987589	45	356,8	0,987589

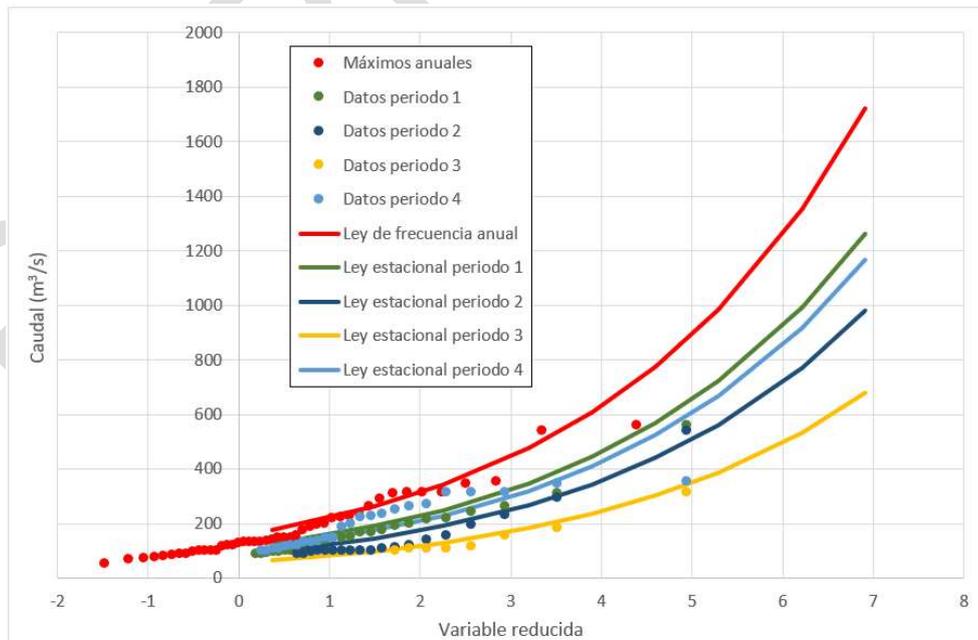


Figura 94. Representación gráfica de las leyes de frecuencia anual y estacionales de la EA 9040 de la DH del Ebro, junto a las series de caudales máximos estacionales y máximos anuales.



Como se ha indicado, la representación gráfica de las leyes de frecuencia junto con los datos estacionales puede en algunos casos ayudar a determinar si un determinado periodo estacional presenta un comportamiento heterogéneo, distinto al resto de periodos, de tal forma que la hipótesis implícita en el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales mediante el modelo de series parciales no homogéneo no se verifique. En el caso de que los datos presenten un desajuste marcado respecto a la ley de frecuencia (teniendo en cuenta todas las limitaciones respecto al contraste entre las leyes de frecuencia y los datos expuestas anteriormente), que se presente de forma similar con carácter regional (es decir, en varios puntos de registro de una zona con determinadas características físicas que puedan hacer pensar en un comportamiento estacional diferenciado respecto al resto de la región estadística), y que venga avalado por los resultados del test estadístico expuesto en el apartado 5.2.3.1.3., la ley de frecuencia estacional obtenida para dicho periodo estacional mediante el procedimiento general recomendado en esta Guía podría no ser válida.

En algunas ocasiones en las que se dé dicho supuesto, puede obtenerse una aproximación a la ley de frecuencia estacional del periodo no homogéneo mediante el ajuste de una nueva función de distribución a los datos estacionales. Se partirá de la serie de caudales máximos sobre el umbral (transformados, en su caso, a caudales instantáneos²⁰), a la que se ajustará una nueva función GEV mediante el método de series parciales expuesto en el Anexo V²¹. En primer lugar, esto requiere determinar el parámetro λ de la función de Poisson, que será igual al número medio estacional de superaciones del umbral. En segundo lugar, se deberá ajustar una función de Pareto generalizada a la serie estacional de caudales máximos sobre el umbral, determinando sus parámetros (u , α y k) preferentemente mediante el método de L-momentos. Al realizar este ajuste, se valorará la conveniencia de imponer a la función el valor del L-CS regional utilizado para obtener la ley de frecuencia anual. Finalmente, el parámetro λ de la función de Poisson y los parámetros u , α y k de la función de Pareto generalizada se combinarán según las expresiones [AV-9] y [AV-10] (el parámetro k de la función GEV será el mismo que el de la función de Pareto), para obtener los parámetros de la nueva función GEV. En el caso de llevar a cabo este procedimiento, es necesario tener en cuenta las posibles limitaciones asociadas a la falta de representatividad de la serie de datos, a la transformación de datos medios diarios en instantáneos, así como a la diferencia que pueden presentar las series de máximos sobre un umbral respecto a las series de máximos anuales, expuestas anteriormente. Por otra parte, en caso de que para ese periodo estacional existan datos de caudal que hayan superado el umbral en todos los años de la serie, el ajuste de la nueva función GEV podría también llevarse a cabo a partir de la serie de caudales máximos estacionales.

²⁰ Se aplicará alguno de los procedimientos expuestos en el apartado 5.2.1.1., analizando la validez de las relaciones anuales o viendo la posibilidad de definir unas propias para el periodo estacional.

²¹ En el caso de llevar a cabo el ajuste de una función Gumbel, se deberá ajustar a la serie de datos de caudal máximo sobre el umbral una función de distribución exponencial, en lugar de una función de Pareto, la cual se combinará posteriormente con la función de Poisson para proporcionar la función Gumbel, según se expone en el Anexo V.

Lógicamente, al modificar una de las leyes de frecuencia estacionales, la combinación del conjunto de funciones estacionales ya no conducirá a la función anual. De esta forma, se recomienda calcular la función anual ($F_{anual}(x)$) a la que serían equivalentes el conjunto de funciones estacionales ($F_{estación_i}(x)$) (incluyendo la nueva función estacional del periodo considerado no homogéneo) y comprobar que conduce a resultados más conservadores.

$$F_{anual}(x) = \prod_i F_{estación_i}(x) \quad [83]$$

En caso de que la nueva función estacional del periodo considerado no homogéneo lleve a resultados menos conservadores a escala anual, se recomienda (dada la dificultad que presenta la determinación de las leyes de frecuencia estacionales de forma consistente con la anual en aquellos casos en que no es aplicable el modelo de las series parciales no homogéneo) utilizar la ley de frecuencia estacional obtenida originalmente mediante el procedimiento general recomendado en esta Guía, la cual proporcionará resultados más conservadores y permitirá mantener la consistencia con la función anual.

RECOMENDACIONES

- En caso de que se considere que pueden existir mecanismos de generación de las crecidas claramente diferenciados entre unos periodos estacionales y otros, puede ser conveniente proceder a la representación gráfica de las leyes de frecuencia estacionales junto a la ley de frecuencia anual y a la información muestral (es decir, los datos de caudal de cada periodo estacional frente a sus probabilidades muestrales), de manera complementaria a la aplicación del test expuesto en el apartado 5.2.3.1.3.
- Esta representación gráfica permitirá verificar, asimismo, si todas las leyes estacionales proporcionan un valor de caudal inferior al anual para un mismo periodo de retorno, lo que debe verificarse siempre. En caso de que dicha condición no se cumpliera indicaría la existencia de algún error en los cálculos.
- Los datos de caudal a representar deben seleccionarse como aquellos que superan un determinado umbral, lo que garantiza que han sido generados por una crecida, agrupados según los periodos estacionales identificados. No obstante, habitualmente no se dispondrá de series continuas de caudales instantáneos (salvo que se trabaje con información como la proporcionada por el SAIH), por lo que los datos disponibles corresponderán, en general, a caudales medios diarios, que será necesario transformar en caudales instantáneos.
- Para representar gráficamente la serie de caudales máximos sobre el umbral correspondiente a cada periodo estacional es necesario relacionar cada caudal (x) con su probabilidad muestral ($F(x)$), la cual se obtendrá mediante la siguiente ecuación a partir del número medio de superaciones del umbral en dicho periodo deducido de la muestra (λ) y de la probabilidad muestral del caudal dentro del conjunto de caudales punta de ese periodo ($G(x)$), obtenida mediante la aplicación de la fórmula de gráfico de Gringorten.

$$F(x) = e^{-\lambda[1-G(x)]}$$



- Alternativamente, pueden representarse únicamente aquellos datos de la serie de máximos sobre el umbral que correspondan a caudales máximos estacionales del año. En este caso, la asignación de probabilidades muestrales se realizará aplicando la fórmula de Gringorten, teniendo en cuenta que el número total de datos de la muestra que debe utilizarse es igual al número de años de registro con que cuente el punto de medida.
- Hay que tener en cuenta que en algunos casos la serie estacional cuenta con un número muy reducido de datos, por lo que su representatividad es muy limitada. La falta de representatividad de las series se manifiesta principalmente en los estadísticos de mayor orden, acentuada en algunos casos al imponer un valor regional al coeficiente de sesgo. Esta circunstancia, junto a otras como la incertidumbre en el paso de los caudales medios diarios a instantáneos, hace que el contraste de las leyes de frecuencia estacionales con los datos solo pueda ser, en general, aproximado.
- En el caso de que los datos presenten un desajuste marcado respecto a la ley de frecuencia que se produzca de forma similar con carácter regional y que venga avalado por los resultados del test estadístico expuesto en el apartado 5.2.3.1.3., la ley de frecuencia estacional obtenida para dicho periodo estacional mediante el procedimiento general recomendado en esta Guía podría no ser válida. Si se da ese caso, en algunas ocasiones, puede obtenerse una aproximación a la ley de frecuencia estacional del periodo no homogéneo, mediante el ajuste de una nueva función de distribución a los datos estacionales.
- Si se lleva a cabo lo comentado en el punto anterior, se recomienda calcular la función anual a la que serían equivalentes el conjunto de funciones estacionales (incluyendo la nueva función estacional del periodo considerado no homogéneo) y comprobar que conduce a resultados más conservadores, recomendando utilizar la ley de frecuencia estacional obtenida originalmente mediante el procedimiento general recomendado en esta Guía en caso contrario, la cual proporcionará resultados más conservadores y permitirá mantener la consistencia con la función anual.

5.2.3.2. Leyes de frecuencia estacionales de caudal máximo. Caso de la función de distribución TCEV

En los anteriores apartados se ha expuesto el procedimiento recomendado en esta Guía para la estimación de las leyes de frecuencia estacionales. La descomposición de la ley de frecuencia anual en las estacionales puede llevarse a cabo mediante las expresiones indicadas en el apartado 5.2.3.1.1. en el caso de emplear, tal como se recomendó en el capítulo 5.2.1.3., una función GEV para caracterizar la ley de frecuencia anual (la cual puede reducirse a una función Gumbel en determinados casos).

Como se ha indicado, dicho procedimiento se basa en asumir que, de forma aproximada, la función de distribución que caracteriza la magnitud de los caudales que superan el umbral seleccionado es igual en todas los periodos estacionales identificados, variando únicamente entre ellos la frecuencia de ocurrencia de crecidas (en realidad, de hidrogramas con un caudal punta que supera el umbral). Sin embargo, puede haber zonas geográficas en las que, por sus características climáticas e hidrológicas, esta hipótesis no se cumpla. Un ejemplo claro de esa

situación son las cuencas costeras del Levante y Sureste peninsular, donde los mayores caudales de avenida se generan por lluvias convectivas de gran intensidad que ocurren en los meses de otoño y que tienen, por tanto, un marcado carácter estacional. En consecuencia, en este caso el mecanismo de generación de las crecidas no puede suponerse igual en todas las estaciones del año. Mientras que a lo largo de todo el año pueden ocurrir crecidas asociadas al paso de sistemas frontales, en los meses de otoño pueden generarse además por la formación de sistemas convectivos.

La gran diferencia en la magnitud de los caudales generados por un mecanismo y por otro puede requerir la utilización de una función TCEV para caracterizar la ley de frecuencia de caudales máximos, tal como se expuso en el apartado 5.2.1.3. Como allí se indicó, esta función de distribución está constituida por el producto de dos funciones Gumbel. La primera representa los caudales generados por sistemas frontales, de menor magnitud pero más frecuentes, y la segunda los generados por lluvias convectivas, de mucha mayor magnitud pero mucho menos frecuentes. Los caudales de bajo periodo de retorno están prácticamente definidos por la primera rama de la función, mientras que los de alto periodo de retorno lo están por la segunda. Dado que la ocurrencia de los caudales originados por lluvias convectivas está asociada a un determinado periodo estacional del año, la ley de frecuencia estacional en dicho periodo será muy similar a la anual en el rango de los altos periodos de retorno, por lo que dicha estación será la crítica de cara al análisis de la seguridad hidrológica de las presas.

La determinación de las leyes de frecuencia estacionales, en el caso de utilizar una función TCEV, puede llevarse a cabo mediante el procedimiento expuesto en los apartados anteriores, aunque con algunas modificaciones. En primer lugar, es necesario separar las dos componentes que forman la función, constituida cada una de ellas por una función Gumbel:

$$F(x) = e^{-e^{\frac{x-u_1}{\alpha_1}} - e^{\frac{x-u_2}{\alpha_2}}} = e^{-e^{\frac{x-u_1}{\alpha_1}}} \cdot e^{-e^{\frac{x-u_2}{\alpha_2}}} = F_1(x) \cdot F_2(x) \quad [84]$$

Siendo u_1 y α_1 , los parámetros de posición y escala de la primera función Gumbel, y u_2 y α_2 , los de la segunda.

La primera función Gumbel representa la probabilidad de ocurrencia de los caudales como consecuencia del paso de sistemas frontales, que pueden ocurrir a lo largo de todo el año, y, por lo tanto, puede descomponerse en distintas funciones estacionales por el procedimiento expuesto en los apartados anteriores, asumiendo que se cumplen las hipótesis requeridas por dicho procedimiento. La segunda, por el contrario, representa la probabilidad de ocurrencia de los caudales por lluvias convectivas, propias de un determinado periodo estacional, por lo que no puede descomponerse en funciones estacionales. De esta forma, en los periodos estacionales definidos fuera de los meses de otoño se tendrá una ley de frecuencia estacional correspondiente a una función Gumbel obtenida por descomposición de la primera rama de la función TCEV, mientras que en los meses de otoño se tendrá que la probabilidad de ocurrencia de caudales viene dada por la combinación de dos funciones, la función Gumbel obtenida por descomposición de la primera rama de la TCEV y la segunda rama de dicha función (también una función Gumbel), que representa un fenómeno propio de esa estación. En consecuencia,



como se ha dicho, en el periodo estacional correspondiente a los meses de otoño la ley de frecuencia estacional será muy similar a la anual para altos periodos de retorno.

El procedimiento a seguir sería el siguiente:

- 1) Descomposición de la función TCEV en dos funciones Gumbel y obtención de sus parámetros.
- 2) Selección de un valor de umbral y obtención de la serie de datos de caudales punta que superan el umbral.
- 3) Definición de los periodos estacionales, incluido el periodo estacional correspondiente a los meses de otoño en los que ocurren los fenómenos de carácter convectivo.
- 4) Cálculo del número medio de superaciones del umbral a lo largo de un año y en cada periodo estacional.
- 5) Descomposición de la función Gumbel correspondiente a la primera rama de la TCEV en otra función Gumbel para cada uno de los periodos estacionales definidos. Esa sería la función estacional para todos los periodos, excepto para el periodo correspondiente a los meses de otoño en los que se producen las lluvias convectivas.
- 6) Obtención de la función estacional para el periodo de lluvias convectivas mediante composición de la segunda función Gumbel de la TCEV y de la función Gumbel obtenida en el paso anterior para ese periodo.

A la hora de obtener el número medio de superaciones, anual y estacionales, puede ser recomendable eliminar de la serie de caudales punta sobre el umbral aquellos *outliers* correspondientes al periodo estacional en el que ocurren las lluvia convectivas, ya que lo que interesa en este caso es conocer las frecuencias relativas de ocurrencia de eventos relacionados con el paso de sistemas frontales. No obstante, habitualmente no habrá gran diferencia en el resultado obtenido si no se tiene en cuenta esta precaución.

A modo de ejemplo, se expone a continuación el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales de caudales máximos para la EA 6070. La ley de frecuencia de caudales máximos en dicha estación se ha representado en la figura siguiente, siendo sus parámetros:

- $u_1=18,5634$
- $\alpha_1=23,7678$
- $u_2=-1.874,2$
- $\alpha_2=577,8992$

Correspondiendo los dos primeros a la primera rama de la función, y los dos últimos a la segunda.

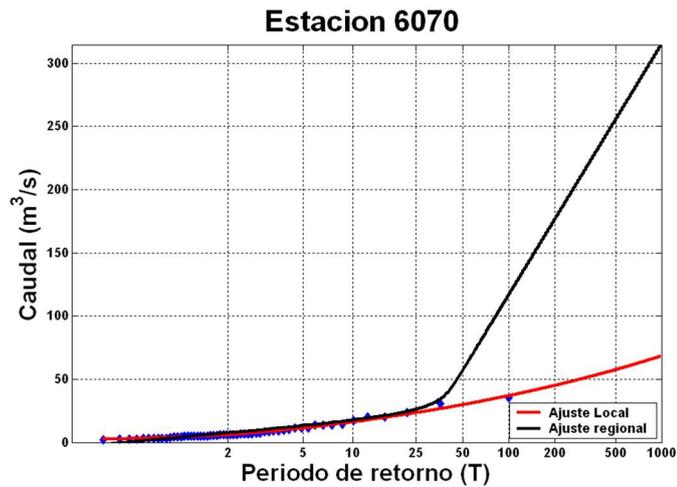


Figura 95. Ley de frecuencia de caudales máximos en la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas.

Para esta estación se ha adoptado un valor de caudal umbral de $2,14 \text{ m}^3/\text{s}$, a partir del cual se ha obtenido una serie de caudales punta que proporciona un número medio de excedencias anual de 2,00. En la siguiente figura se representa el resultado de aplicar el test de homogeneidad estacional, expuesto en el apartado 5.2.3.1.3., a dicha serie de datos. Se observa como los caudales medios mensuales permanecen dentro del rango en todos los meses del año excepto en los de septiembre y octubre, indicando la mayor magnitud de las avenidas en el otoño asociadas con lluvias convectivas.

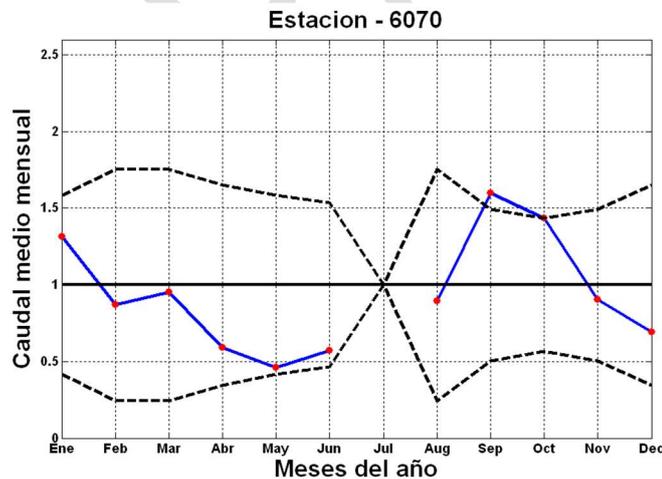


Figura 96. Resultado de aplicar el test de homogeneidad estacional a la serie de caudales punta sobre el umbral de la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas.

Por otra parte, en la figura 97 se muestra el análisis de la frecuencia de aparición de eventos de crecida a lo largo del año. El patrón estacional de distribución de crecidas es muy similar al de referencia de la región 72, en la que se encuentra la EA 6070, que se expuso en el apartado 5.2.3.1.4. Como resultado, se han identificado los siguientes periodos estacionales, correspondiendo el primero de ellos al de ocurrencia de tormentas convectivas:

- Periodo 1: septiembre, octubre y 1ª mitad noviembre
- Periodo 2: 2ª mitad noviembre, diciembre, 1ª mitad enero, abril, mayo y junio
- Periodo 3: 2ª mitad enero, febrero y marzo
- Periodo 4: julio y agosto.

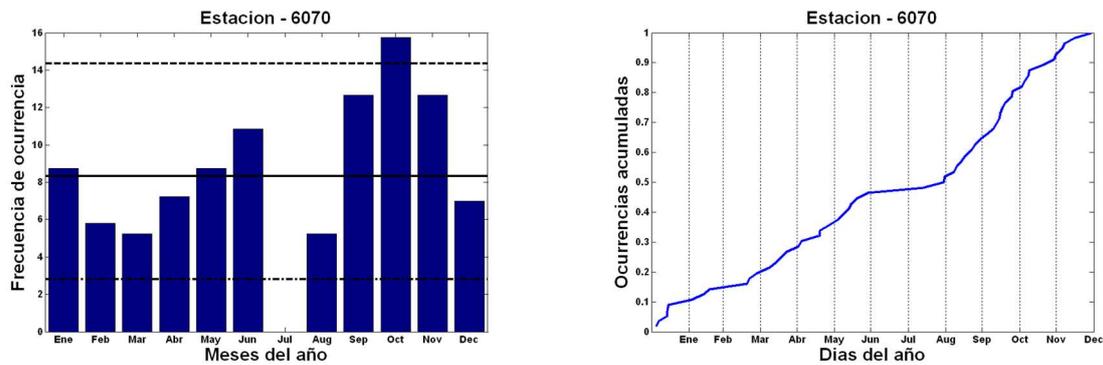


Figura 97. Gráficas obtenidas en el análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas. Izquierda: número medio de eventos mensual (las líneas horizontales indican el número medio de eventos anual y los percentiles del 5% y 95%). Derecha: Test de Ouarda et al. [1993].

El número de excedencias medio en cada periodo estacional es de 0,71; 0,96; 0,21 y 0,11; respectivamente, cuya suma proporciona el valor de 2,00 correspondiente a la excedencia media anual. A partir de estos valores se ha procedido a descomponer la función Gumbel correspondiente a la primera rama de la función TCEV, obteniendo los resultados expuestos en la figura y tabla siguientes.

Tabla 51. Parámetros de las funciones de distribución Gumbel obtenidas por descomposición de la primera rama de la función TCEV ajustada a la serie de caudales máximos anuales de la EA 6070 de la DH de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas.

Parámetros	Primera rama TCEV	Periodo 1	Periodo 2	Periodo 3	Periodo 4
u	18,5634	-5,9084	1,2244	-34,5242	-50,9988
α	23,7678	23,7678	23,7678	23,7678	23,7678

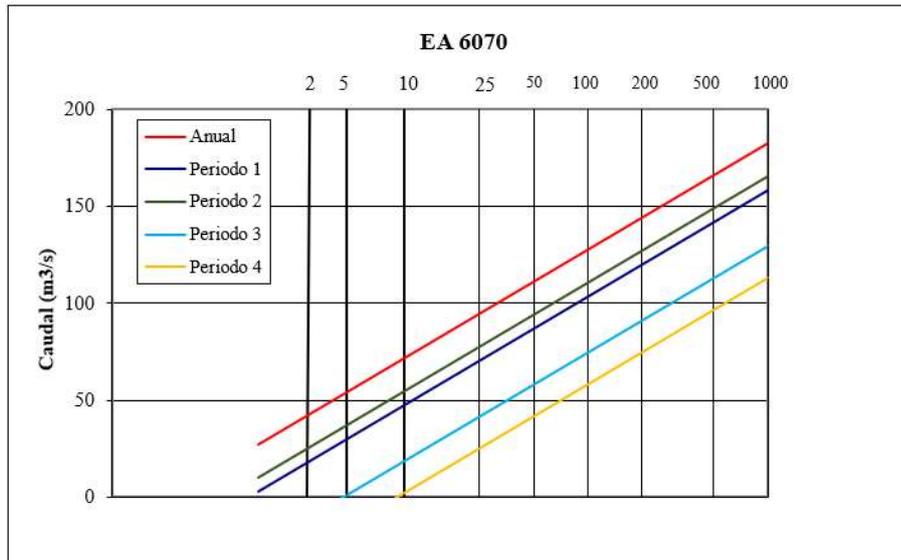


Figura 98. Descomposición en funciones estacionales de la función Gumbel correspondiente a la primera rama de la TCEV ajustada a la serie de datos de la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas.

Las funciones Gumbel obtenidas corresponden a la ley de frecuencia estacional final en el caso de los periodos estacionales 2, 3 y 4; y debe combinarse con la segunda rama de la función TCEV en el caso del periodo estacional 1. El resultado final se muestra en la tabla 52 y la figura 99, en la que puede observarse, como se comentó anteriormente, que la función estacional del primer periodo es prácticamente idéntica a la anual para altos periodos de retorno.

Tabla 52. Tipo y parámetros de las funciones de distribución estacionales obtenidas a partir de la función TCEV de la EA 6070 de la DH de las Cuencas Mediterráneas Andaluzas.

		Periodo 1	Periodo 2	Periodo 3	Periodo 4
Tipo		TCEV	Gumbel	Gumbel	Gumbel
Parámetros	u_1	-5,9084	1,2244	-34,5242	-50,9988
	α_1	23,7678	23,7678	23,7678	23,7678
	u_2	-1874,2	-	-	-
	α_2	577,8992	-	-	-

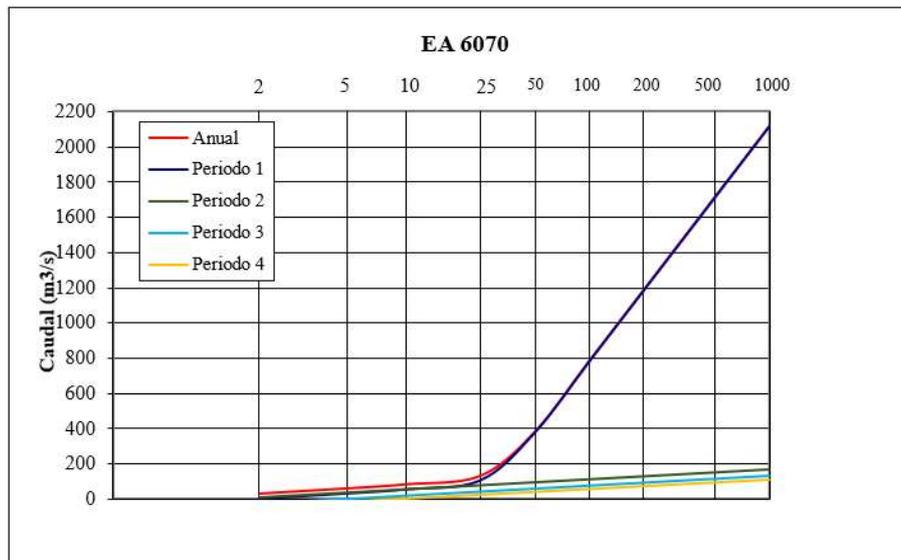


Figura 99. Funciones estacionales y anual de la EA 6070 de la DH de Cuencas Mediterráneas Andaluzas.

RECOMENDACIONES

- En el caso de las cuencas costeras del Levante y Sureste peninsular, debido a sus características climáticas e hidrológicas, puede que no se cumplan las hipótesis requeridas por la metodología general recomendada en esta Guía para el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales. En estas zonas, habitualmente, el mecanismo de generación de las crecidas no puede suponerse igual en todas las estaciones del año. Mientras que a lo largo de todo el año pueden ocurrir crecidas asociadas al paso de sistemas frontales, en los meses de otoño pueden generarse además por la formación de sistemas convectivos.
- La gran diferencia en la magnitud de los caudales generados por un mecanismo y por otro puede requerir la utilización de una función TCEV para caracterizar la ley de frecuencia de caudales máximos.
- La determinación de las leyes de frecuencia estacionales, en el caso de utilizar una función TCEV, puede llevarse a cabo mediante el siguiente procedimiento:

- 1) Descomposición de la función TCEV en dos funciones Gumbel y obtención de sus parámetros.

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-u_1}{\alpha_1}}} \cdot e^{-e^{-\frac{x-u_2}{\alpha_2}}} = e^{-e^{-\frac{x-u_1}{\alpha_1}}} \cdot e^{-e^{-\frac{x-u_2}{\alpha_2}}} = F_1(x) \cdot F_2(x)$$

- 2) Selección de un valor de umbral y obtención de la serie de datos de caudales punta que superan el umbral.
- 3) Definición de los periodos estacionales, incluido el periodo estacional correspondiente a los meses de otoño en los que ocurren los fenómenos de carácter convectivo.
- 4) Cálculo del número medio de superaciones del umbral a lo largo de un año y en cada periodo estacional.

- 5) Descomposición de la función Gumbel correspondiente a la primera rama de la TCEV en otra función Gumbel para cada uno de los periodos estacionales definidos. Esa sería la función estacional para todos los periodos, excepto para el periodo correspondiente a los meses de otoño en los que se producen las lluvias convectivas.
- 6) Obtención de la función estacional para el periodo de lluvias convectivas mediante composición de la segunda función Gumbel de la TCEV y de la función Gumbel obtenida en el paso anterior para ese periodo.
 - Dado que la ocurrencia de los caudales de origen convectivo está asociada a un determinado periodo estacional del año, la ley de frecuencia estacional en dicho periodo será muy similar a la anual en el rango de los altos periodos de retorno, por lo que dicha estación será la crítica de cara al análisis de la seguridad hidrológica de las presas.

5.2.3.3. Leyes de frecuencia estacionales de volumen de avenida

Puesto que el nivel máximo que se alcanza en el embalse como consecuencia de la llegada de una avenida viene determinado, en muchos casos, tanto por el caudal punta del hidrograma como por su volumen, resulta también necesario determinar las leyes de frecuencia estacionales de volumen de avenida.

Estas leyes de frecuencia pueden obtenerse mediante el mismo procedimiento de cálculo expuesto en los apartados anteriores. Sin embargo, la obtención de las series de máximos sobre un umbral tiene ciertas singularidades en el caso de los volúmenes de avenida. En primer lugar, como ya se comentó anteriormente, el volumen de avenida es una variable más difícil de definir que el caudal, ya que depende de la identificación de un hidrograma, con su comienzo y su final. Los hidrogramas asociados a eventos de cierta importancia, con caudales punta de cierta magnitud, suelen aparecer más o menos claros, y pueden identificarse siguiendo ciertos criterios como los expuestos en el apartado 5.2.2.1. Sin embargo, los hidrogramas suelen volverse más imprecisos cuanto menor es el caudal punta que tienen asociados, siendo en muchos casos difícil definir el comienzo y final de los hidrogramas asociados a caudales punta de magnitud reducida. De esta forma, puede resultar complicado obtener el conjunto de volúmenes de avenida de cada año hidrológico con objeto de seleccionar un umbral y la consiguiente serie parcial de volúmenes.

Por otra parte, tal como se expuso en el citado apartado, la variable principal del hidrograma a la hora de determinar el nivel máximo en el embalse es su caudal punta. El volumen del hidrograma puede también tener una influencia apreciable, pero de menor importancia. En consecuencia, y puesto que los cuantiles de caudal punta y volumen que proporcionen las leyes de frecuencia deben combinarse en un mismo hidrograma, en el apartado 5.2.2.1. se recomendó que las series de datos de volúmenes de avenida estuvieran formadas por los volúmenes de los hidrogramas asociados a los caudales que constituyen la serie de caudales máximos anuales, considerando el volumen como una variable subordinada al caudal. No hacerlo así, y tomar series de datos de caudal y de volumen de forma independiente, que no se hayan combinado en un mismo hidrograma de crecida, dificulta el establecimiento de relaciones de dependencia estadística entre ambas variables.

De esta forma, se recomienda formar la serie parcial de volúmenes de avenida por los volúmenes de los hidrogramas asociados a los caudales punta que forman la serie parcial de caudales, es decir, los caudales punta de los hidrogramas que han superado el umbral, en lugar de definir un umbral de volumen a partir del cual determinar la serie de volúmenes que lo superan. En definitiva, el umbral seleccionado a partir de las recomendaciones del apartado 5.2.3.1.2., lo que permite realmente es identificar los eventos de crecida más relevantes, a partir de los cuales se obtienen las series parciales de las variables, tanto caudal como volumen, presentes en los mismos. El número medio de ocurrencias, anual y estacionales, será, por lo tanto, el mismo para ambas variables, puesto que ese número realmente se refiere a la frecuencia de aparición de eventos de crecida relevantes. Y también lo serán, por tanto, los periodos estacionales en que se descompone el año.

Según esto, las leyes de frecuencia estacionales de volumen de avenida pueden obtenerse mediante descomposición de la ley de frecuencia anual, siguiendo el mismo procedimiento general expuesto en apartados anteriores, a partir de las mismas frecuencias relativas de llegada de eventos en cada periodo estacional, y de los mismos periodos estacionales, utilizados para determinar las leyes de frecuencia estacionales de caudal máximo (figura 100).

Al igual que se indicó en el apartado 5.2.3.1.5. para los caudales, a la hora de determinar resguardos estacionales en el embalse, se recomienda utilizar los periodos de retorno estacionales de cálculo proporcionados por la ecuación [80] incluida en dicho apartado.

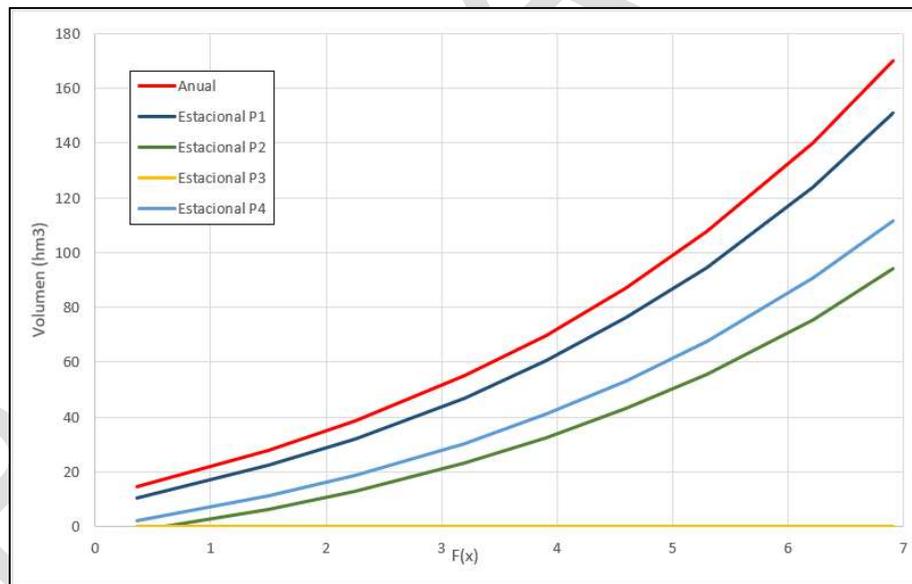


Figura 100. Leyes de frecuencia estacionales de volumen de avenida en la presa de Huesna (DH del Guadalquivir).

RECOMENDACIONES

- Las leyes de frecuencia estacionales de volumen de avenida pueden obtenerse mediante descomposición de la ley de frecuencia anual, siguiendo el mismo procedimiento general expuesto en apartados anteriores.

- Se recomienda formar la serie parcial de volúmenes de avenida por los volúmenes de los hidrogramas asociados a los caudales que han superado el umbral, en lugar de definir un umbral de volumen a partir del cual determinar la serie de volúmenes que lo superan. Por tanto, el número medio de ocurrencias, anual y estacionales, y los periodos estacionales en que se descompone el año, serán los mismos para ambas variables.
- Al igual que para los caudales, a la hora de determinar resguardos estacionales en el embalse, se recomienda utilizar los periodos de retorno estacionales de cálculo proporcionados por la ecuación [80] incluida en el apartado 5.2.3.1.5.

5.3. ESTIMACIÓN PRELIMINAR DEL GRADO DE LAMINACIÓN EN EL EMBALSE

Como se ha reiterado a lo largo del texto, es conocida la importancia de considerar el volumen de los hidrogramas de avenida a la hora de abordar el análisis de la seguridad hidrológica de las presas, especialmente en el caso de presas con grandes volúmenes disponibles para laminación, de tal forma que puede haber importantes diferencias entre el caudal punta del hidrograma de entrada y el máximo caudal vertido por la presa. Sin embargo, en aquellos casos en los que la laminación esperable en el embalse sea muy reducida, el volumen ya no será una variable relevante, pudiendo utilizar en los cálculos únicamente el caudal punta de la avenida, simplificando notablemente el alcance del estudio hidrológico a realizar.

De esta forma, antes de abordar el estudio de los niveles máximos en el embalse, puede ser útil disponer de una estimación aproximada del grado de laminación que es esperable que sufra el hidrograma de diseño como consecuencia de su propagación por el embalse, con la finalidad de determinar cuándo es necesario recurrir al estudio de los volúmenes de avenida y al análisis de los hidrogramas, y cuándo es suficiente con conocer y utilizar el caudal punta. Asimismo, como se expondrá más adelante, el conocimiento del grado de laminación esperable puede ser útil también a la hora de decidir si se aplica o no un procedimiento de análisis probabilístico.

En consecuencia, si el grado de laminación esperable es muy reducido (en cada caso habrá que decidir qué valor se considera en función de lo conservador que se quiera que sea el estudio) puede merecer la pena prescindir del efecto de la laminación a cambio de simplificar los cálculos. No obstante, si, en contra de lo recomendado en el apartado 5.2.1.7., no se mayoran los cuantiles a partir de los intervalos de confianza para tener en cuenta la incertidumbre, se recomienda prescindir del efecto de la laminación siempre que el porcentaje de laminación esperable sea inferior al porcentaje correspondiente al intervalo de confianza del 67%, ya que se considera que no tiene sentido tratar de precisar el caudal que deben verter los órganos de desagüe de la presa en un porcentaje menor que la propia incertidumbre del dato de partida, si dicha incertidumbre se está ignorando (figura 101).

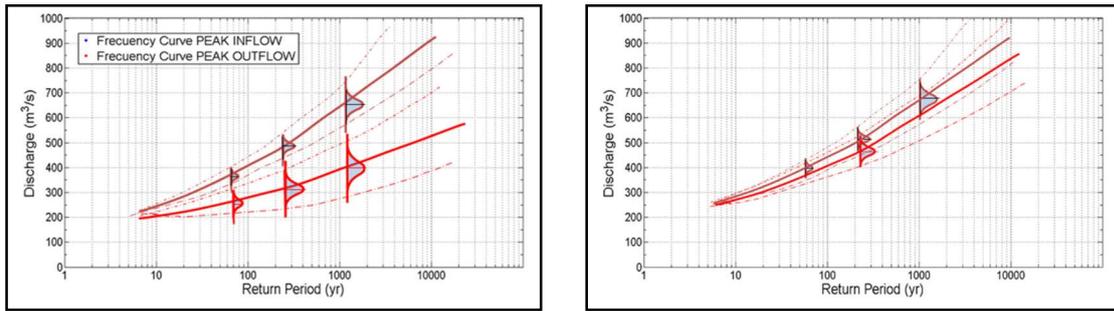


Figura 101. Comparación de leyes de frecuencia de caudales de entrada y salida en una presa con una capacidad de laminación grande, superior a la incertidumbre de los caudales (izquierda), y una capacidad de laminación pequeña, inferior a la incertidumbre (derecha).

Como procedimientos de estimación preliminar del grado de laminación se proporcionan los siguientes. En primer lugar, en el caso de que la presa disponga de aliviaderos de labio fijo (es el caso del 64% de las presas, según se expuso en el apartado 4.1.3.), se puede obtener una estimación del grado de laminación esperable en base a las siguientes relaciones:

- Se puede establecer la siguiente relación geométrica entre el hidrograma de entrada y el hidrograma de salida, en el caso de presas con aliviaderos de labio fijo, teniendo en cuenta que, al considerar de forma simplificada que el caudal vertido en cada instante depende únicamente del volumen almacenado en el embalse, el máximo caudal de salida se producirá justo en la intersección con la rama descendente del hidrograma de entrada (figura 102):

$$V_e = \frac{t_b Q_p}{2} - \frac{t_b Q_s}{2}; V_e = \frac{t_b}{2} (Q_p - Q_s); V_e = \frac{Q_p t_b}{2} \left(\frac{Q_p - Q_s}{Q_p} \right); V_e = V_H \left(1 - \frac{Q_s}{Q_p} \right)$$

$$\frac{V_e}{V_H} = 1 - \frac{Q_s}{Q_p} \quad [85]$$

Donde t_b , t_p , Q_p y V_H son el tiempo de base, el tiempo de punta, el caudal punta y el volumen del hidrograma de entrada, respectivamente, Q_s el máximo caudal de salida y V_e el volumen de embalse sobre la cota del aliviadero en el instante en el que se vierte el caudal Q_s .

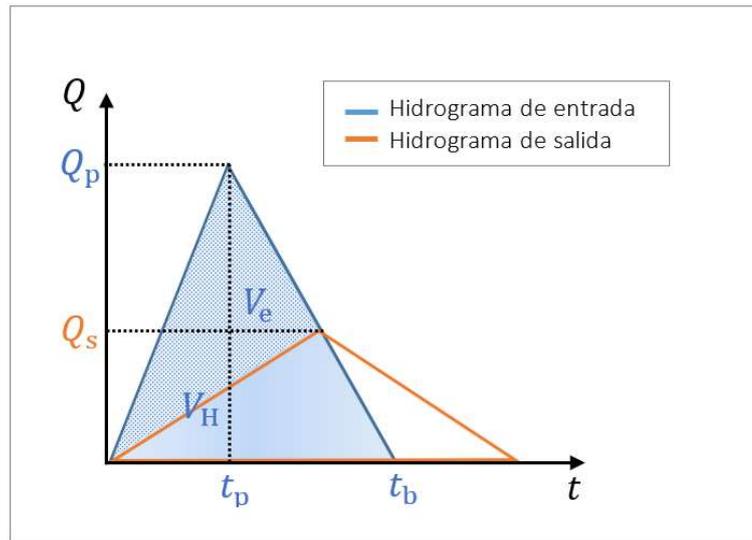


Figura 102. Relación geométrica entre el hidrograma de entrada y el hidrograma de salida para aliviadero de labio fijo.

- La relación entre el caudal de salida (Q_s) y el volumen de embalse sobre la cota del labio del aliviadero (V_e) vendrá dada por la ecuación de vertido:

$$Q_s = L C_d (\Delta h)^{3/2} \quad [86]$$

donde L es la longitud del aliviadero (la suma de la longitud de los distintos vanos, si hubiera varios), C_d es el coeficiente de desagüe y Δh es la altura de la lámina de agua sobre el labio del aliviadero.

Por otra parte, se considera que, de forma aproximada, la curva de embalse por encima de la cota del labio del aliviadero puede aproximarse por una ecuación lineal (figura 103):

$$V_e = \frac{V_E}{h_E} \Delta h \quad [87]$$

Siendo V_E el volumen de embalse sobre el labio del aliviadero para el nivel de avenida de proyecto (NAP) (también podría tomarse la cota de coronación) y h_E la altura sobre el labio del aliviadero para dicho nivel.

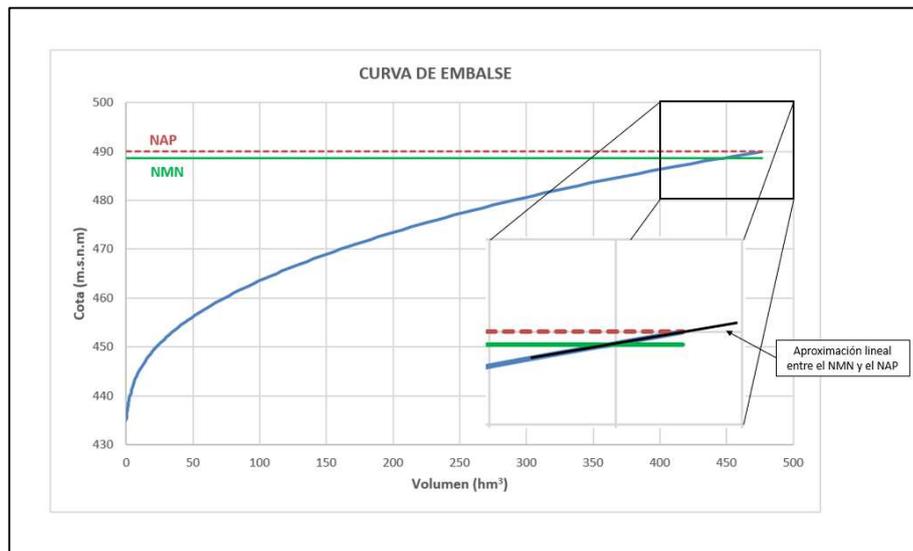


Figura 103. Aproximación lineal de la curva de embalse entre el Nivel Máximo Normal (NMN) y el Nivel de Avenida de Proyecto (NAP).

De esta forma, despejando Δh de la ecuación [87] y sustituyendo en [86], puede obtenerse la siguiente relación entre los términos adimensionales V_e/V_H y Q_s/Q_p , que establece una relación de vertido adimensional función de las características del embalse:

$$V_e = \frac{V_E}{h_E} \left(\frac{Q_s}{L C_d} \right)^{2/3} ; \frac{V_e}{V_H} V_H = \frac{(Q_p)^{2/3} V_E}{(Q_p)^{2/3} h_E} \left(\frac{Q_s}{L C_d} \right)^{2/3}$$

$$\frac{V_e}{V_H} = \frac{(Q_p)^{2/3}}{V_H} \frac{V_E}{h_E} \frac{1}{(L C_d)^{2/3}} \left(\frac{Q_s}{Q_p} \right)^{2/3} \quad [88]$$

Las ecuaciones [85] y [88] forman un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas son el máximo caudal de salida vertido por la presa (Q_s) y el volumen almacenado en el embalse sobre la cota del vertedero en el instante en el que se vierte el máximo caudal (V_e). Puesto que ambas ecuaciones relacionan el valor de V_e/V_H con el de Q_s/Q_p , la solución al sistema de ecuaciones corresponderá a aquellos valores de las incógnitas para los que se produce la intersección de las curvas que representan las ecuaciones. De este modo, el valor de Q_s podrá obtenerse fácilmente de forma gráfica (figura 104). Una vez conocido el máximo caudal de salida, el grado de laminación, expresado en tanto por ciento, vendrá dado por:

$$GL(\%) = \frac{Q_p - Q_s}{Q_p} 100 \quad [89]$$

En algunos casos, puede ser necesario estimar el coeficiente de desagüe (C_d) a partir de la curva de desagüe del aliviadero contenida en las Normas de Explotación de la presa. En este caso, se obtendrá el valor de C_d para cada uno de los puntos que definan dicha curva en el

rango comprendido entre la cota del aliviadero y el NAP mediante la siguiente expresión, tomando un valor suficientemente representativo del intervalo:

$$C_d = \frac{Q}{L(\Delta h)^{3/2}} \quad [90]$$

Siendo Q el caudal de salida asociado a la altura Δh sobre el aliviadero.

Dando valores a la relación Q_s/Q_p pueden obtenerse los correspondientes valores de V_e/V_H según las ecuaciones [85] y [88], representando gráficamente las parejas de valores obtenidas, lo que permitirá determinar el punto de intersección de ambas curvas. En la figura 104 se muestra un ejemplo correspondiente a la presa de Yesa, en la DH del Ebro, en el que, en lugar de representar en el eje de abscisas el valor de Q/Q_p , se ha representado el de $1-Q/Q_p$, lo que proporciona directamente el grado de laminación expresado en tanto por uno. En este caso, la relación geométrica entre los hidrogramas de entrada y salida estará representada mediante una recta a 45° , y la relación de vertido adimensional por una curva decreciente. El valor del eje de abscisas para el punto de intersección de la diagonal con la curva de vertido adimensional indicará el grado de laminación esperable en tanto por uno.

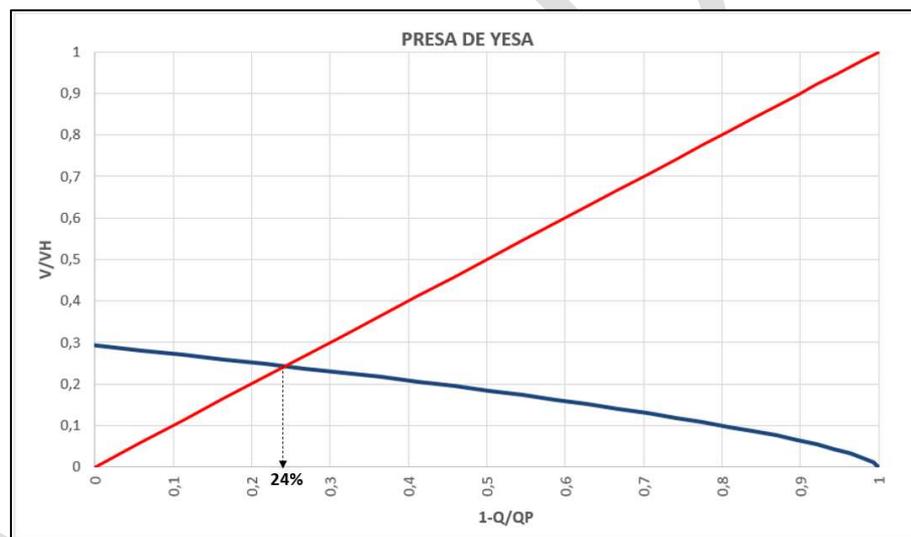


Figura 104. Obtención gráfica del grado de laminación esperable en el embalse. Presa de Yesa. DH del Ebro.

De forma alternativa, la estimación preliminar del grado de laminación esperable en el embalse puede llevarse a cabo en base al trabajo realizado dentro del Convenio de colaboración “Análisis de metodologías para mejorar la estimación de los hidrogramas de crecida”, entre la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) y el CEDEX (Sordo, 2010; Sordo *et al.*, 2012). Como resultado de este trabajo, se propusieron ecuaciones para la estimación aproximada del efecto laminador de los embalses mediante el cálculo del grado de laminación, tanto para presas con aliviaderos con compuertas como sin compuertas.

Para abordar el problema se construyó un entorno de simulación numérica que permitiera, mediante simulaciones de Monte Carlo, generar un conjunto numeroso de hidrogramas de avenida entrantes a una presa, en función de las características hidrometeorológicas de su

cuenca vertiente. La metodología de análisis se aplicó a un total de 21 emplazamientos de presa representativos (figura 105), repartidos por la geografía española. En cada emplazamiento se analizaron distintas configuraciones de presa, variando los parámetros de diseño, hasta obtener un total de 90 casos analizados. Para realizar las simulaciones se consideraron activos tanto los aliviaderos de superficie como los desagües de fondo, y se asumió la hipótesis de que inicialmente el embalse se encontraba en su NMN. Como criterio de operación de compuertas se consideró el método de evaluación volumétrica (Girón, 1988).



Figura 105. Ubicación geográfica de los 21 sitios de estudio seleccionados (Fuente: Sordo *et al.*, 2012).

El citado trabajo propone las siguientes expresiones para estimar el grado de laminación esperable en el embalse (figura 106):

- 1) En el caso de que la presa disponga de aliviaderos de labio fijo, sin compuertas, el grado de laminación esperable (GL_{LF}) puede estimarse en base a las siguientes ecuaciones:

$$CVV = \frac{V_{COR} - V_{ALI}}{V_T} \tag{91}$$

$$CC_{LF} = \frac{-0.7406 CVV + 0.7429}{CVV^2 - 0.5197 CVV + 0.7321} \tag{92}$$

$$GL_{LF}(\%) = (1 - CC_{LF}) 100 \tag{93}$$

- 2) Por su parte, en caso de que la presa cuente con aliviaderos con compuertas, el grado de laminación esperable (GL_C), se podrá obtener para cada configuración de embalse en base a las siguientes ecuaciones:

$$RRC = \frac{V_{COR} - V_{NMN}}{V_T} \tag{94}$$

$$CC_C = \frac{-1.093 RRC + 1.001}{RRC^2 + 0.3362 RRC + 0.9679} \quad [95]$$

$$GL_C(\%) = (1 - CC_C) 100 \quad [96]$$

Siendo CVV el coeficiente de volumen de vertido, definido como el volumen máximo que alcanza el embalse durante el paso de la avenida menos el volumen de embalse a la cota del labio del aliviadero (V_{ALI}), dividido por el volumen del hidrograma entrante al embalse. Asimismo, RRC es el coeficiente de volumen de laminación, definido como el volumen máximo que alcanza el embalse durante el paso de la avenida menos el volumen de embalse para el NMN (V_{NMN}), dividido entre el volumen del hidrograma de entrada al embalse. Por otra parte, CC es el coeficiente de caudal, definido como el caudal máximo vertido por la presa, dividido entre el caudal máximo entrante al embalse, cuya estimación se realiza a través de la ecuación [92] para aliviaderos de labio fijo y de la ecuación [95] para aliviaderos con compuertas. Finalmente, el grado de laminación esperable se obtiene a partir de CC mediante las ecuaciones [93] y [96], según sea el tipo de aliviadero. Lógicamente, el grado de laminación esperable en el caso de aliviaderos con compuertas, para un mismo volumen de laminación, será menor que en el caso de aliviaderos de labio fijo, como de hecho se deduce de las expresiones anteriores, ya que la capacidad de vertido para un mismo incremento de volumen de embalse, en el caso de disponer de compuertas, es mayor.

Para estimar el grado de laminación mediante este procedimiento, será necesario disponer de una estimación del volumen de avenida para el periodo de retorno de diseño, así como de una estimación del volumen de embalse de laminación (incremento máximo del volumen de embalse durante el paso de la avenida respecto al correspondiente al NMN). En el caso de presas en servicio, y para la situación de proyecto, esta última magnitud puede aproximarse por la diferencia entre el volumen de embalse para el NAP y para el NMN.

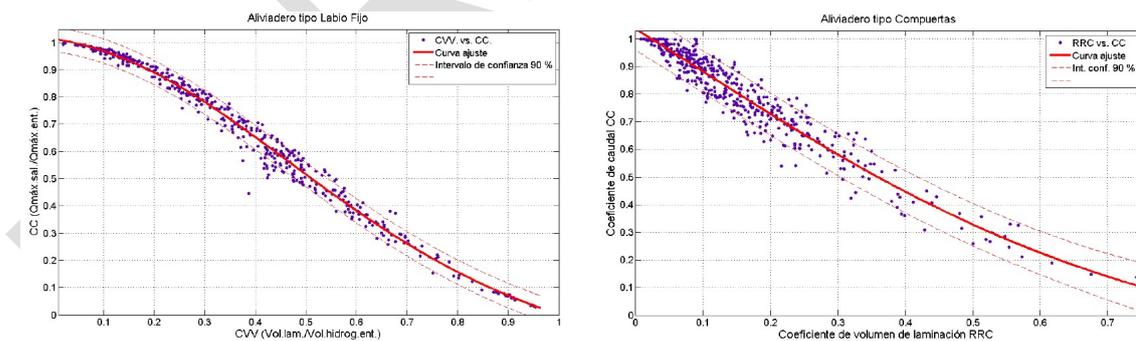


Figura 106. Curvas de ajuste de la relación CVV vs. CC para presas con aliviaderos de labio fijo (izquierda) y RRC vs. CC para presas con aliviaderos con compuertas (derecha) (Fuente: Sordo *et al.*, 2012).

Los dos procedimientos de estimación propuestos pueden proporcionar resultados distintos debido a la diferente forma en que se han obtenido. El primer procedimiento propuesto, basado en una relación geométrica simplificada entre los hidrogramas de entrada y salida del embalse solo es válido para presas con aliviaderos de labio fijo, por lo que la única alternativa en el caso de que la presa disponga de aliviaderos con compuertas es utilizar las expresiones



[97] a [99]. Por otro lado, dicho primer procedimiento asume ciertas simplificaciones como considerar únicamente como relevante el vertido por los aliviaderos de superficie, suponer una forma simplificada de los hidrogramas, de tal forma que se puedan aproximar por una forma triangular, o aproximar la curva de embalse por una relación lineal en el intervalo de niveles de embalse entre el NMN y NAP. No obstante, se ha comprobado que este procedimiento simplificado proporciona resultados bastante precisos cuando las simplificaciones comentadas son aceptables.

Por otro lado, los modelos propuestos en Sordo [2010] y Sordo *et al.* [2012] permiten considerar una forma más realista de los hidrogramas, consideran también el vertido por los desagües de fondo y permiten el cálculo de presas con aliviaderos con compuertas. No obstante, como contrapartida, las expresiones matemáticas propuestas han sido obtenidas a partir del promedio de los resultados conseguidos para el conjunto de configuraciones de presa y embalse analizadas, por lo que no permiten considerar las características concretas de la presa y embalse en estudio. Asimismo, en el caso de aliviaderos con compuertas, los resultados se basan en asumir una determinada estrategia de operación de compuertas (el método de evaluación volumétrica de Girón [1988]), por lo que el grado de laminación esperable podría diferir si se utilizan otras reglas de operación. El contraste de los grados de laminación proporcionados por este procedimiento con los obtenidos al realizar el cálculo de la laminación de distintos hidrogramas (hidrogramas de forma sencilla, sin considerar el vertido por los desagües de fondo y para un periodo de retorno de 1.000 años), dentro del análisis de distintas aproximaciones para el cálculo del nivel máximo en el embalse que se expone en el apartado 5.7., parecen indicar que tiende a proporcionar valores algo mayores a los reales, aunque los resultados podrían ser más ajustados en el caso de analizar otras situaciones más complejas. No obstante, para grados de laminación reducidos, las expresiones matemáticas expuestas proporcionan resultados bastante ajustados, por lo que permiten la identificación de aquellos casos en los que serán esperables pequeños grados de laminación y en los que, por tanto, puede adoptarse la simplificación de trabajar solo con el caudal punta.

En cualquier caso, hay que tener en cuenta a la hora de aplicar cualquiera de los métodos expuestos, que ambos procedimientos suponen que la situación inicial en el embalse corresponde al NMN.

La utilización de los procedimientos de cálculo expuestos anteriormente y el análisis de sus resultados, permitirá adoptar una decisión respecto a la conveniencia de utilizar el volumen de la avenida en los cálculos o, por el contrario, de desprestigiar la laminación en el embalse y de simplificar los cálculos empleando únicamente el caudal punta.

RECOMENDACIONES

- Antes de abordar el estudio de los niveles máximos en el embalse, puede ser útil disponer de una estimación aproximada del grado de laminación que es esperable que sufra el hidrograma de diseño como consecuencia de su propagación por el embalse, con la finalidad de determinar cuándo es necesario recurrir al estudio de los volúmenes

de avenida y al análisis de los hidrogramas, y cuándo es suficiente con conocer y utilizar el caudal punta.

- En cada caso deberá decidirse qué valor de laminación se considera como muy reducido, en función de lo conservador que se quiera que sea el estudio, para prescindir del efecto de la laminación. No obstante, si, en contra de lo recomendado en el apartado 5.2.1.7., no se mayoran los cuantiles a partir de los intervalos de confianza para tener en cuenta la incertidumbre, se recomienda prescindir del efecto de la laminación siempre que el porcentaje de laminación esperable sea inferior al porcentaje correspondiente al intervalo de confianza del 67%.
- Se indican dos procedimientos para estimar el grado de laminación esperable: uno basado en establecer una relación geométrica simplificada entre el hidrograma de entrada y de salida, y otro basado en la aplicación de las expresiones matemáticas propuestas en Sordo [2010] y Sordo *et al.* [2012], siendo válido el primer procedimiento únicamente para el caso de presas con aliviaderos de labio fijo.
- El primer procedimiento asume ciertas simplificaciones como considerar únicamente como relevante el vertido por los aliviaderos de superficie, suponer una forma simplificada de los hidrogramas, de tal forma que se puedan aproximar por una forma triangular, o aproximar la curva de embalse por una relación lineal en el intervalo de niveles de embalse entre el NMN y NAP. El segundo permite considerar una forma más realista de los hidrogramas, el vertido por los desagües de fondo y aliviaderos con compuertas, aunque no permite considerar las características concretas de la presa y embalse en estudio y, en el caso de aliviaderos con compuertas, el grado de laminación esperable podría diferir si se utilizan otras reglas de operación distintas a las supuestas para obtener las expresiones matemáticas.
- La utilización de los procedimientos de cálculo indicados y el análisis de sus resultados, permitirá adoptar una decisión respecto a la conveniencia de utilizar el volumen de la avenida en los cálculos o, por el contrario, de despreciar la laminación en el embalse y de simplificar los cálculos empleando únicamente el caudal punta.

5.4. APLICACIÓN DE MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS AL CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE CRECIDA EN RÉGIMEN NATURAL. CUENCAS DE PEQUEÑO Y MEDIANO TAMAÑO

Tal como se expuso en el apartado 5.2., a la hora de llevar a cabo el estudio hidrológico de una presa se considera imprescindible analizar la información foronómica disponible en el punto de estudio o en otros puntos próximos de la cuenca. En caso de disponer de suficientes datos en el propio punto de la presa (lo que puede ser habitual en el estudio de presas existentes que dispongan de datos de explotación o de datos de la red SAIH), el análisis estadístico de las series de caudales máximos, o, en su caso, de volúmenes de avenida, permitirán obtener directamente los cuantiles del periodo de retorno de diseño (para la situación de proyecto y extrema).

No obstante, aunque no se disponga de datos en el punto de ubicación de la presa, el conocimiento y análisis de los datos disponibles en otros puntos de la cuenca (estaciones de aforo y embalses), o en cuencas próximas, será esencial para obtener los cuantiles de caudal



y volumen en el punto de estudio. En este caso, será necesario recurrir a algún tipo de herramienta o procedimiento matemático que permita determinar los cuantiles en el punto de estudio, habitualmente modelos hidrometeorológicos que simulen el proceso de transformación de precipitación en esorrentía. De esta forma, la información foronómica disponible en otros puntos será esencial para la calibración de los modelos, siendo su función fundamental extrapolar los resultados obtenidos en los puntos de medida disponibles en la cuenca (estaciones de aforo y embalses) al punto de interés.

Hay que tener en cuenta que los modelos hidrometeorológicos requieren asumir una serie de hipótesis en su elaboración y dependen de una serie de parámetros en principio desconocidos, por lo que resulta imprescindible calibrarlos en aquellos puntos en los que se dispone de información con objeto de asegurar la adecuación a la realidad de sus resultados.

La calibración de los modelos hidrometeorológicos debe realizarse de tal forma que, para las hipótesis de cálculo adoptadas, reproduzcan lo mejor posible el comportamiento estadístico de los datos registrados en los puntos aforados, asumiendo que el modelo así calibrado da resultados correctos en los puntos no aforados. El ajuste a los datos debe referirse tanto a los caudales como a los volúmenes, las dos variables principales que definen los hidrogramas de avenida.

Que la calibración de los modelos se lleve a cabo desde un punto de vista estadístico es esencial, ya que lo que se busca conocer con el modelo es las leyes de frecuencia de caudales punta y de volúmenes de avenida, por lo que es importante que éste se confeccione de tal forma que proporcione correctamente ese tipo de resultado. En este sentido, hay que tener en cuenta que la obtención de los cuantiles de caudal y volumen es fundamentalmente un problema estadístico y no un problema de modelación hidrometeorológica. La interpretación estadística de los resultados del modelo sólo podría llevarse a cabo si se conociese la probabilidad conjunta de las distintas variables que intervienen (cantidad total de precipitación durante la tormenta, distribución espacial y temporal de la precipitación, humedad antecedente del suelo en la cuenca, etc.). En la práctica, dichas probabilidades no se conocen, por lo que hay que recurrir a adoptar determinadas hipótesis de cálculo (precipitación uniforme sobre la cuenca, distribución temporal según hietogramas sintéticos, etc.) y a calibrar determinados parámetros de la modelación (por ejemplo, los parámetros de las ecuaciones de infiltración) para forzar el ajuste de los resultados al comportamiento estadístico de los datos. De esta forma, salvo en el caso de modelos estocásticos que consideren la combinación estadística de las probabilidades de las variables, principalmente climáticas, que intervienen en la generación de las avenidas, no será válido, en general, calibrar el modelo para que reproduzca correctamente los hidrogramas generados durante determinados eventos de crecida, aunque en determinados casos ambos procedimientos puedan conducir a calibraciones similares.

Por otra parte, lo expuesto conlleva que los modelos hidrometeorológicos habitualmente solo puedan aplicarse a cuencas de tamaño no muy grande en las que puedan asumirse las hipótesis de cálculo adoptadas. En cuencas de gran tamaño, la aplicación de modelos hidrometeorológicos con las hipótesis simplificadoras mencionadas puede proporcionar

resultados que no son correctos. El cálculo de los cuantiles en cuencas de gran tamaño se abordará en el apartado 5.6.

En cualquier caso, aunque se disponga de información en el propio punto de cálculo, es decir, en el punto de ubicación de la presa, y, por lo tanto, se puedan obtener las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes directamente a partir de éstos, se recomienda abordar también el cálculo mediante un modelo hidrometeorológico. La elaboración del modelo y su calibración para que reproduzca el comportamiento estadístico de los datos (caudales y volúmenes) permitirá, por una parte, verificar que la información sobre precipitaciones máximas disponible en la cuenca, junto con unas hipótesis de cálculo razonables, son capaces de reproducir razonablemente el comportamiento de la información foronómica. Esto permitirá comprobar la consistencia entre ambas fuentes de información, lo que aportará robustez a los resultados. Por otro lado, aunque ambos procedimientos de cálculo (análisis estadístico y modelación hidrometeorológica) se ajusten suficientemente bien al comportamiento estadístico de los datos de la muestra en su rango de probabilidades, pueden diferir en la extrapolación que realizan a altos periodos de retorno. De esta forma, se dispondrá de dos aproximaciones al valor de los cuantiles de alto periodo de retorno, pudiendo optar por una u otra en función de las características de cada caso, siendo recomendable, como se expondrá en los próximos apartados, salvo que se justifique lo contrario, tomar aquellos resultados más conservadores. Asimismo, la aplicación de un modelo hidrometeorológico proporcionará como resultado hidrogramas de avenida que, incluso aunque se utilicen para el diseño de la presa o la comprobación de su seguridad los cuantiles derivados de los modelos estadísticos ajustados a los datos, servirán como patrón para obtener por reescalado los hidrogramas de los periodos de retorno de cálculo.

Asimismo, como se expondrá con más detalle en el apartado 5.5., al menos en cuencas de pequeño o mediano tamaño, será necesario elaborar modelos hidrometeorológicos para obtener los cuantiles en situación alterada de la cuenca, es decir, con la presencia de infraestructura, principalmente presas, que modifiquen su comportamiento natural.

Por último, también será necesario recurrir a la utilización de modelos hidrometeorológicos para abordar la estimación del impacto del cambio climático, tal como se indicará en el apartado 5.8.

En cuanto a la construcción del modelo hidrometeorológico, hay que tener en cuenta que de todos los procesos físicos que tienen lugar en una cuenca durante una tormenta, sólo algunos tienen relevancia a la hora de determinar los caudales de avenida y será, por lo tanto, en la simulación de esos procesos en lo que deberá centrarse el modelo que se utilice.

La ocurrencia de crecidas en los ríos se produce fundamentalmente por la aparición a lo largo de una tormenta de elevadas intensidades de precipitación que superan la capacidad de infiltración del suelo y provocan, por tanto, la formación de escorrentía superficial. Este tipo de escorrentía se traslada muy rápidamente hasta el punto de desagüe lo que hace que se acumulen en poco tiempo grandes volúmenes de escorrentía procedentes de distintos puntos de la cuenca, dando lugar a la aparición de grandes caudales. No obstante, en ocasiones, la formación de la crecida no sigue un esquema tan sencillo como el expuesto, jugando también

un papel importante el flujo subsuperficial, por lo que habitualmente más que de escorrentía superficial se suele hablar de escorrentía directa.

En consecuencia, los procesos físicos cruciales para el cálculo de las avenidas, y cuya modelación es imprescindible que contemple el modelo, son el cálculo en cada instante del exceso de infiltración que dará lugar a la escorrentía superficial y el cálculo de cómo se mueve esa escorrentía por la red de drenaje para formar el caudal en el punto de desagüe. Otro tipo de procesos físicos como la evapotranspiración, la percolación o el flujo subterráneo, tienen una importancia muy secundaria y en la práctica pueden ignorarse.

De esta forma, el proceso de cálculo queda esquematizado en tres etapas (figura 107): modelación de la tormenta de cálculo (definición del hietograma de la tormenta y de la distribución espacial de la precipitación); cálculo de la escorrentía directa generada en cada instante (cálculo de la precipitación neta), proceso denominado habitualmente como función producción; y cálculo del caudal generado en el punto de desagüe en cada instante como consecuencia de la propagación de la escorrentía a través de la red de drenaje (cálculo del hidrograma de la avenida), proceso denominado habitualmente función distribución.

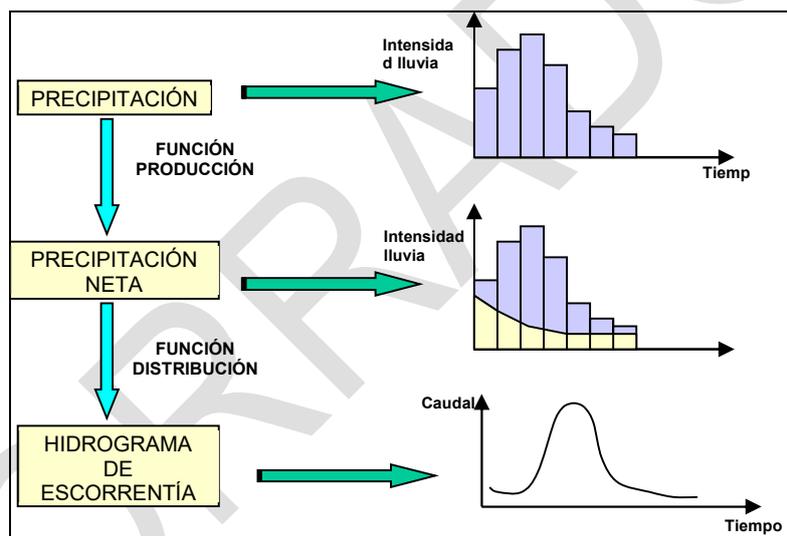


Figura 107. Esquema de cálculo en la modelación hidrometeorológica de crecidas.

Aunque otras opciones son posibles, es muy habitual, como se expondrá más adelante, la utilización del método del número de curva (SCS, 1972) para determinar el exceso de infiltración y el método del hidrograma unitario (Sherman, 1932) para transformar la escorrentía superficial (con más generalidad, la escorrentía directa) en el hidrograma de la avenida.

Por último, hay que destacar que el artículo 4.2. de la NTS-2 establece que, a la hora de llevar a cabo el estudio hidrológico de las avenidas, “...se considerará el conocimiento disponible sobre los posibles cambios a largo plazo en las condiciones hidrológicas de la cuenca y, en particular, en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita, las posibles repercusiones del Cambio Climático”. De esta forma, junto a la consideración de los efectos del cambio climático será necesario también tener en cuenta a la hora de confeccionar el

modelo hidrometeorológico, en la medida que se cuente con suficiente información, los posibles cambios futuros en las condiciones de la cuenca que puedan afectar a la generación de los caudales. Esto es especialmente importante en el caso de proyectos de presas nuevas o de remodelación de los órganos de desagüe de presas existentes con objeto de anticiparse a los posibles cambios, evitando que el dimensionamiento se quede obsoleto en un futuro cercano. En el caso de revisiones de seguridad, este aspecto tiene una menor importancia, ya que éstas se realizan de forma periódica y podrán tenerse en cuenta los cambios cuando estos realmente se produzcan. Lógicamente, se deberán analizar especialmente aquellos cambios que puedan suponer un incremento de la magnitud de las avenidas (como cambios en los usos del suelo que supongan una mayor generación de escorrentía, por ejemplo, por urbanización), no debiendo considerarse los que puedan reducirlas, ya que dejarán el diseño del lado de la inseguridad y podrían no llegar a materializarse.

RECOMENDACIONES

- Si no se dispone de datos en el punto de la presa, será necesario recurrir a modelos hidrometeorológicos que simulen el proceso de transformación de precipitación en escorrentía, permitiendo extrapolar los resultados obtenidos en los puntos con información al punto de la presa. La información foronómica disponible en otros puntos será esencial para la calibración de los modelos.
- La calibración de los modelos hidrometeorológicos debe realizarse desde un punto de vista estadístico, ya que lo que se busca conocer con el modelo son las leyes de frecuencia de caudales punta y de volúmenes de avenida. Es decir, los modelos deben proporcionar en los puntos de calibración unas leyes de frecuencia de caudales máximos y de volúmenes de avenida que reproduzcan lo mejor posible el comportamiento estadístico de los datos disponibles en los puntos aforados.
- Aunque se disponga de información en el punto de la presa, y, por lo tanto, se puedan obtener las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes directamente a partir de éstos, se recomienda abordar también el cálculo mediante un modelo hidrometeorológico, lo que permitirá verificar la consistencia entre la información sobre precipitaciones máximas y la información foronómica, y disponer de dos extrapolaciones distintas al valor de los cuantiles de alto periodo de retorno, siendo recomendable, salvo que se justifique lo contrario, tomar los resultados más conservadores. Asimismo, permitirá disponer de hidrogramas que podrán utilizarse como patrón para obtener por reescalado los hidrogramas a partir de los cuantiles proporcionados por los modelos estadísticos.
- Normalmente, los modelos deben recurrir a adoptar determinadas hipótesis de cálculo (precipitación uniforme sobre la cuenca, distribución temporal según hietogramas sintéticos, etc.), por lo que los modelos hidrometeorológicos habitualmente solo pueden aplicarse a cuencas de tamaño no muy grande en las que puedan asumirse las hipótesis de cálculo realizadas.
- De todos los procesos físicos que tienen lugar en una cuenca durante una tormenta, sólo algunos tienen relevancia a la hora de determinar los caudales de avenida. De esta forma, el proceso de cálculo tiene habitualmente tres etapas: modelación de la tormenta de cálculo (definición del hietograma de la tormenta y de la distribución espacial de la



precipitación), cálculo de la escorrentía directa generada en cada instante (cálculo de la precipitación neta) y cálculo del caudal generado en el punto de desagüe en cada instante como consecuencia de la propagación de la escorrentía a través de la red de drenaje (cálculo del hidrograma de la avenida).

- Será necesario tener en cuenta en el modelo hidrometeorológico, en la medida que se cuente con información, los posibles cambios futuros en las condiciones de la cuenca que puedan afectar a la generación de los caudales, especialmente en el caso de proyectos de presas nuevas o de remodelación de los órganos de desagüe de presas existentes. Se deberán analizar especialmente aquellos cambios que puedan suponer un incremento de la magnitud de las avenidas, no debiendo considerarse los que puedan reducirlas, ya que podrían no llegar a materializarse.

5.4.1. Construcción del modelo

5.4.1.1. División en subcuencas

La modelación hidrometeorológica de crecidas puede realizarse tanto mediante modelos agregados como mediante modelos distribuidos. Los modelos agregados consideran la cuenca en estudio como una unidad con un único valor en toda la cuenca para las distintas variables y parámetros empleados en la modelación (precipitación, parámetros de infiltración, etc.), ignorando por tanto la variabilidad espacial de esas variables y parámetros a lo largo de la cuenca. Por su parte los modelos distribuidos definen una malla mediante la cual realizan una subdivisión de la cuenca en elementos, generalmente de forma cuadrada, sobre los que se realizan los cálculos de los distintos procesos, asumiendo un valor diferente para los distintos parámetros y variables en cada una de las celdas. Esta malla puede ser tan fina como se quiera, reduciendo el tamaño de las celdas y, por tanto, aumentando la precisión con la que se refleja en el modelo la variabilidad espacial de los distintos parámetros y variables de cálculo. Dado que las ecuaciones que describen los distintos procesos físicos son fuertemente no lineales no se producen los mismos resultados si se obtiene un valor medio en la cuenca de las distintas variables y parámetros y se calcula con esos valores medios, que si se realizan los cálculos en cada punto de la cuenca con los valores locales y se agregan posteriormente los resultados en toda la cuenca. Esta circunstancia puede ser especialmente importante en el cálculo de los caudales de bajo periodo de retorno, al ser las lluvias de pequeña o moderada magnitud, principalmente si el valor del umbral de escorrentía en la cuenca es elevado. A modo de ejemplo, en la figura adjunta se muestra el cálculo de la ley de frecuencia de caudales máximos correspondiente a la cuenca del río Albaida en la DH del Júcar mediante un modelo agregado y distribuido. Se observa cómo, debido a la falta de homogeneidad de la precipitación y del umbral de escorrentía en la cuenca (figura 108), los resultados obtenidos para los periodos de retorno más bajos difieren considerablemente entre ambos modelos, subestimando el modelo agregado la generación de escorrentía directa (figura 109).

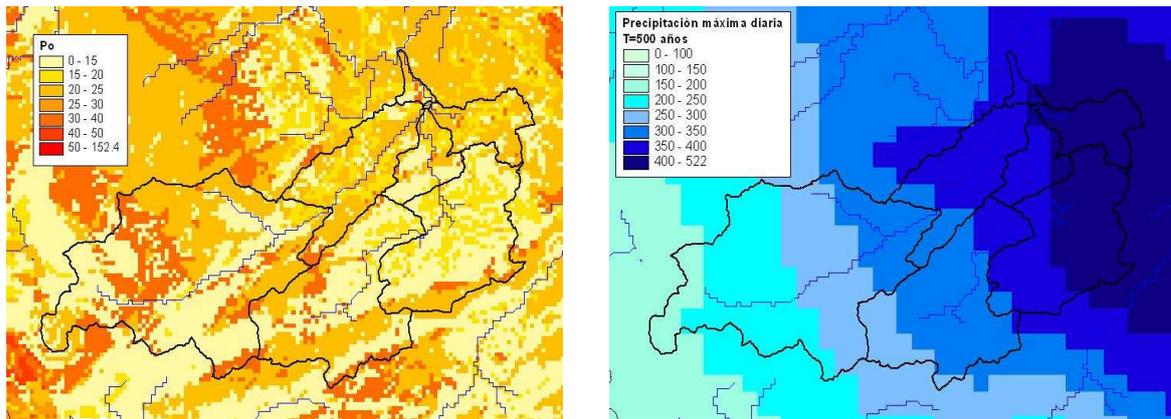


Figura 108. Distribución de la precipitación (derecha) y del umbral de escorrentía (izquierda) en la cuenca del río Albalá (DH del Júcar).

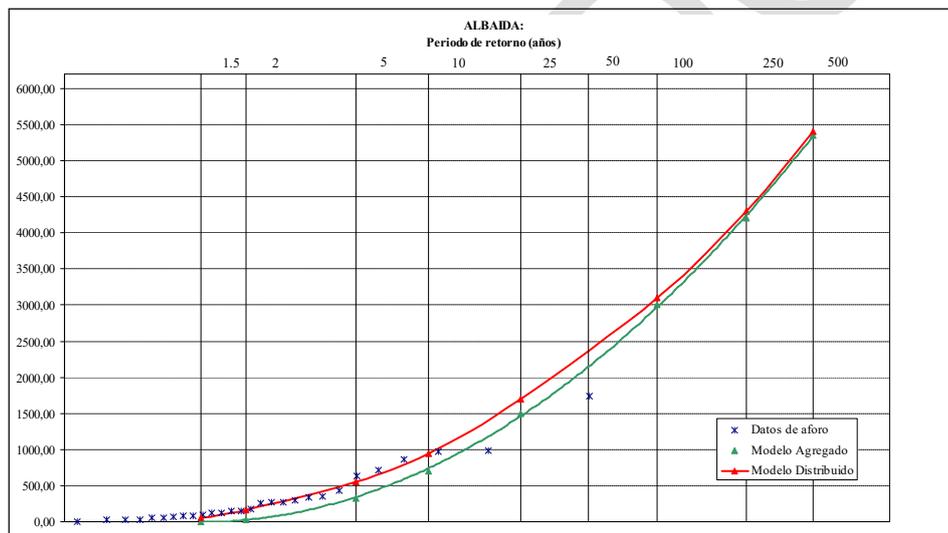


Figura 109. Leyes de frecuencia de caudales máximos en la cuenca del río Albalá (DH del Júcar) obtenidas mediante un modelo distribuido y agregado.

Para evitar estos problemas es necesario limitar la aplicación de los modelos agregados a cuencas en las que la variabilidad espacial de los distintos parámetros de cálculo no sea importante, es decir, donde los valores locales no difieran en exceso de los valores medios en la cuenca. No se puede dar una recomendación general sobre el tamaño máximo de cuenca admisible para el empleo de modelos agregados puesto que dependerá de las circunstancias concretas de cada cuenca. No obstante, para la aplicación de la técnica del hidrograma unitario (el procedimiento matemático más empleado como función distribución en los modelos), y fundamentalmente con el propósito de garantizar un reparto uniforme de la lluvia en la cuenca, se recomienda un tamaño máximo de cuenca de entre 500 y 2.000 km², dependiendo del autor, aunque, en general, serán recomendables tamaños de cuenca inferiores.

También pueden aparecer problemas al transformar la escorrentía directa en el hidrograma de avenida mediante un método agregado como el del hidrograma unitario. El uso, muy extendido, de hidrogramas unitarios sintéticos puede conducir a obtener relaciones entre caudal punta y volumen del hidrograma que no correspondan al comportamiento real de la cuenca. Como ejemplo se expone en la figura 110 una comparación entre dos hidrogramas unitarios calculados para la cuenca del río Magro (DH del Júcar), uno mediante aplicación del hidrograma unitario adimensional del *Soil Conservation Service* (SCS) y otro mediante la aplicación del hidrograma unitario distribuido de Clark. Se observa como la forma de los hidrogramas obtenidos es muy diferente, proporcionando el hidrograma distribuido de Clark hidrogramas con caudales punta muy superiores para un mismo volumen de escorrentía.

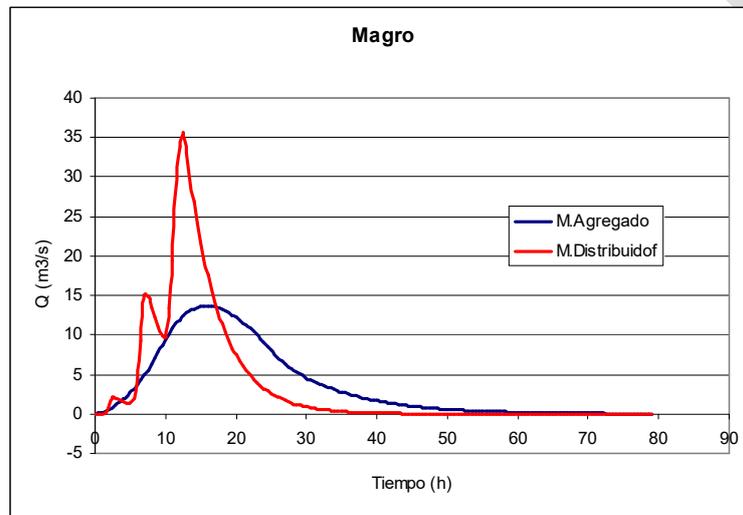


Figura 110. Comparación de hidrogramas unitarios para la cuenca del río Magro (DH del Júcar) obtenidos mediante la aplicación del hidrograma unitario adimensional del SCS y del hidrograma unitario distribuido de Clark.

Como solución intermedia entre los modelos agregados y distribuidos, es muy habitual el empleo de modelos semidistribuidos (figura 111), consistentes en la subdivisión de la cuenca de estudio en cuencas más pequeñas, que son calculadas mediante modelos agregados, y cuyos resultados son combinados posteriormente para obtener el caudal correspondiente a la cuenca completa. Cada una de las subcuencas deberá tener características suficientemente homogéneas de la precipitación y de los parámetros de infiltración, y será necesaria la definición de un esquema de cálculo formado por nodos de conexión y tramos de cauce que permitan la combinación de los resultados de las distintas subcuencas. Este esquema de cálculo requiere la utilización adicional de técnicas de propagación en cauce de los hidrogramas para desplazarlos de un nodo de conexión a otro. El número de tramos de propagación necesarios será mayor cuanto mayor sea el número de subcuencas en que se haya dividido la cuenca.

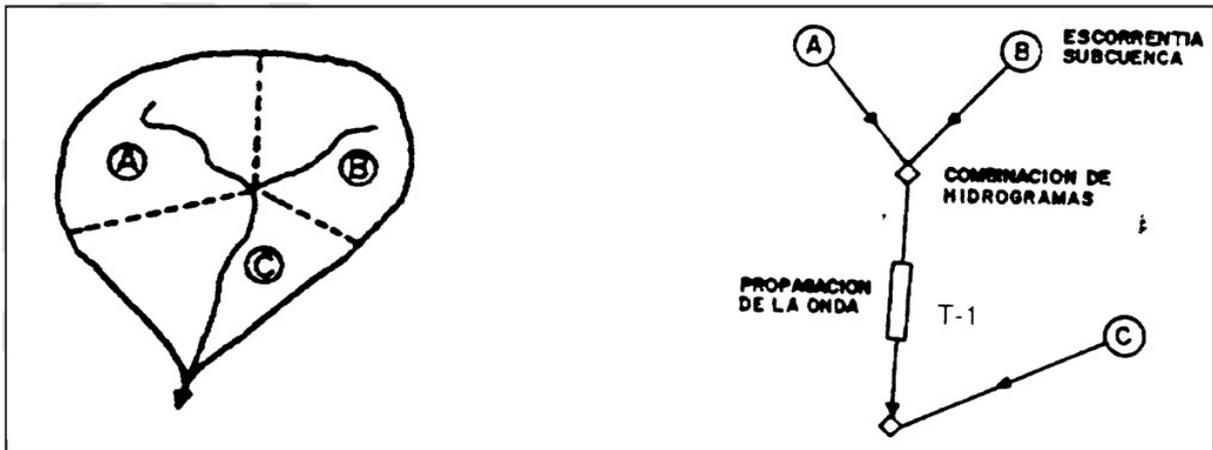


Figura 111. Desagregación de una cuenca en tres subcuencas y esquema de cálculo asociado (Fuente: Ferrer, 1992).

El cálculo preciso de la propagación de las ondas de avenida en los cauces requiere disponer de información detallada sobre la geometría de estos, información de la que habitualmente no se dispone cuando se está estudiando una cuenca extensa, recurriéndose en la mayoría de los casos al empleo de modelos simplificados con una estimación poco precisa de sus parámetros. Debido a esta circunstancia, se recomienda limitar el número de subcuencas del modelo, ya que un número elevado de tramos de propagación conlleva que el resultado final esté muy influido por el desfase entre hidrogramas obtenido como resultado de la aplicación de dichos modelos de propagación lo que, si el cálculo es poco fiable, podría provocar errores importantes en los resultados. De esta forma, la mayor precisión conseguida en el cálculo de la escorrentía al desagregar en un mayor número de subcuencas con parámetros más homogéneos podría perderse al tener también un mayor número de tramos de propagación cuyos parámetros son poco precisos.

En aquellos casos en los que se disponga de suficiente información como para modelar con precisión los distintos tramos de propagación, la presencia de un número elevado de tramos de propagación en el modelo no representará un problema, pero cuando la información sea escasa y, por tanto, el cálculo de la propagación poco fiable, sí podría serlo. En estos casos, la subdivisión de la cuenca deberá ser el resultado de un equilibrio entre la desagregación en un número elevado de subcuencas, que permita tener en cuenta de forma detallada la variabilidad espacial de los parámetros, y una desagregación más grosera que limite el número de tramos de propagación a considerar en el modelo.

Los modelos distribuidos, frente a la ventaja de reflejar mejor la variabilidad espacial de las distintas variables dentro de la cuenca, presentan el inconveniente de requerir disponer de una información mucho más detallada, así como de herramientas adecuadas para manejarla, y de exigir mayores tiempos de computación. Estos requerimientos que eran muy limitantes hace años no lo son hoy en día, siendo habitual actualmente el manejo de grandes volúmenes de información espacial mediante sistemas de información geográfica, así como el disponer de equipos informáticos con gran capacidad de cálculo. Los motivos que llevaron a emplear los modelos agregados o semidistribuidos en el pasado no son críticos hoy en día, por lo que



actualmente no está justificado recurrir de forma sistemática a ese tipo de modelos en detrimento de los distribuidos.

No obstante, algunos modelos distribuidos (por ejemplo, en el caso de aplicar el hidrograma unitario distribuido) requieren la definición de subcuencas con objeto de determinar aquellos puntos en los que se quiere obtener resultados. En estos casos, la división en subcuencas vendrá determinada por la localización de los puntos donde se necesite disponer de resultados para su uso posterior (por supuesto, el punto donde se ubique la presa en estudio), así como por la presencia de puntos con registro foronómico (presas o estaciones de aforo) que se vayan a utilizar en la calibración del modelo, o por la presencia de embalses cuya laminación se quiera tener en cuenta para determinar los caudales en régimen alterado. En cualquier caso, estos modelos requieren una subdivisión mucho menor que los modelos agregados, lo que permite limitar el número de tramos de propagación.

En esta Guía se recomienda, en general, el uso de modelos distribuidos. Se considera suficiente para el propósito que se persigue el empleo de modelos basados en la aplicación distribuida de los métodos del número de curva y del hidrograma unitario, o similares. Este tipo de herramientas están, además, disponibles en el modelo HEC-HMS del *US Army Corps of Engineers* (USACE, 2000), software de libre distribución de uso muy extendido. Los ejemplos y referencias que se incluirán en los próximos apartados estarán basados en este modelo. Por supuesto, el uso de otros modelos similares o más sofisticados, como el modelo *TETIS* desarrollado por la Universidad Politécnica de Valencia (Vélez, 2001) y también de libre distribución, es perfectamente válido, aunque la utilización de modelos más complejos requerirá, en general, mayores tiempos de computación y, sobre todo, el conocimiento de un mayor número de parámetros, que puede dificultar la construcción y calibración del modelo.

Desde un punto de vista operativo el trazado de las divisorias de las distintas subcuencas consideradas se puede obtener a partir de un modelo digital del terreno (MDT) y del mapa de direcciones de drenaje derivado de éste, mediante las herramientas disponibles en los Sistemas de Información Geográfica (SIG). Las versiones más recientes del modelo HEC-HMS incorporan herramientas SIG que permiten delimitar y caracterizar las distintas subcuencas a partir de la definición del terreno en el modelo de cuenca mediante un MDT, lo cual contribuye a simplificar la utilización de los modelos distribuidos. En la figura adjunta se representa el MDT de la cuenca del río Narcea (DH del Cantábrico Occidental), así como la delimitación de subcuencas realizada mediante el modelo HEC-HMS y las características fisiográficas de cada una de ellas.

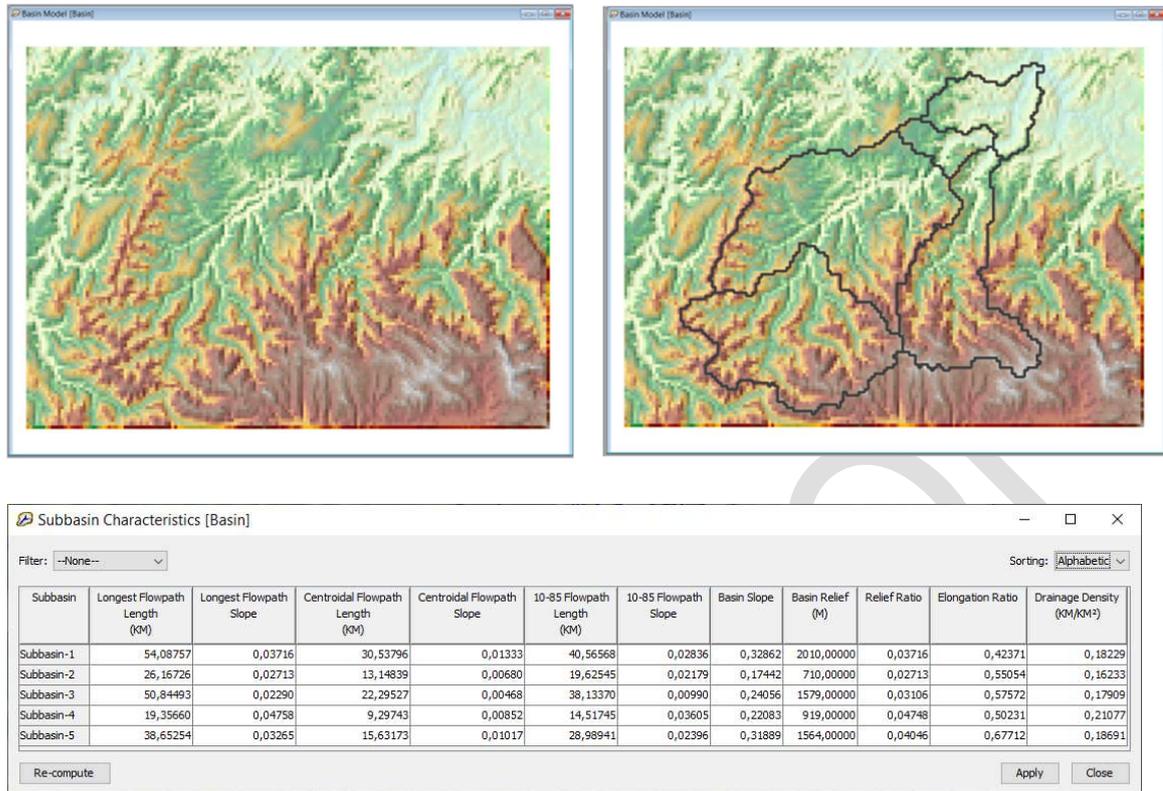


Figura 112. MDT (imagen superior izquierda) de la cuenca del río Narcea (DH del Cantábrico Occidental), y delimitación (imagen superior derecha) y caracterización (tabla inferior) de subcuencas obtenida mediante el modelo HEC-HMS.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda, en general, el empleo de modelos hidrometeorológicos distribuidos. Se considera que los modelos basados en la aplicación distribuida de los métodos del número de curva y del hidrograma unitario, o similares, tienen precisión suficiente para el propósito que se persigue.
- En el caso de los modelos distribuidos, no es necesaria una división excesiva en subcuencas. Ésta vendrá determinada por la localización de los puntos donde se necesite disponer de resultados para su uso posterior, así como por la presencia de puntos con información foronómica (presas y estaciones de aforos) que se vayan a utilizar en la calibración del modelo, o por la presencia de embalses cuya laminación se quiera tener en cuenta para determinar los caudales en régimen alterado.
- En el caso de recurrir a modelos semidistribuidos, la división en subcuencas deberá tener en cuenta no solo los puntos donde es necesario obtener resultados, sino que se deberá tratar de obtener subcuencas con características suficientemente homogéneas de la precipitación y de los parámetros de infiltración. En cualquier caso, si no se dispone de información detallada sobre la geometría de los cauces, se evitará manejar un número elevado de subcuencas que conlleve la presencia de un número elevado de tramos de propagación en el modelo.



5.4.1.2. Tormentas de cálculo

La modelación matemática de las tormentas de cálculo consiste en la definición de un evento sintético de precipitación, a través de su magnitud, duración, y distribución espacial y temporal, correspondiente a un determinado periodo de retorno. En la modelación de estas tormentas, dada la complejidad de la estructura espaciotemporal real de la precipitación, se asumen una serie de hipótesis simplificadoras, siendo quizá la más restrictiva la suposición de la simultaneidad de precipitaciones de la misma probabilidad en todos los puntos de la cuenca. En los modelos agregados, además, se supone que la precipitación es uniforme, es decir, que es idéntica en todos los puntos de la cuenca. Estas simplificaciones implican, como se ha dicho, un límite en el tamaño máximo de cuenca a calcular. En principio, se recomienda aplicar este tipo de modelos a cuencas con un tamaño máximo de entre 5.000 y 10.000 km² aunque, dependiendo de la variabilidad espacial y temporal de la precipitación propia de la zona, dicho límite podría ser inferior²². Por otra parte, también como simplificación, se asume que el caudal y el volumen obtenido a partir de la tormenta asociada a un determinado periodo de retorno tiene el mismo periodo de retorno que la lluvia. Esta circunstancia debe garantizarse a través de una adecuada calibración del modelo que, como ya se ha dicho y se expondrá en detalle más adelante, debe realizarse a nivel estadístico.

Siguiendo la recomendación general, proporcionada anteriormente, de utilizar modelos hidrometeorológicos distribuidos, la entrada de datos de precipitación en el modelo deberá hacerse preferiblemente de forma distribuida.

La estimación de la magnitud de la lluvia que puede caer sobre la cuenca se suele realizar mediante el análisis estadístico de las series de precipitación registradas en las estaciones pluviométricas situadas en la cuenca o su entorno. La información registrada en los pluviómetros, tal como se expuso en el apartado 5.1., suele consistir, en su mayor parte, en datos de precipitaciones diarias, a partir de los cuales se pueden confeccionar series de precipitaciones diarias máximas anuales. El ajuste de una función de distribución a estas series permitirá conocer los cuantiles de precipitación diaria en cada una de las estaciones, y su posterior interpolación espacial (apartado 5.4.1.2.1.) el valor de los cuantiles en cualquier punto de la cuenca. Finalmente, a partir de estos cuantiles y de la duración de la tormenta podrá determinarse la distribución temporal de la lluvia, tal como se expondrá en el apartado 5.4.1.2.2.

Una primera fuente de información para determinar el valor de los cuantiles de precipitación diaria puede ser el mapa de “*Máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular*” (DGC, 1999), desarrollado por el CEDEX, el cual proporciona el valor de los cuantiles de precipitación diaria en cualquier punto del territorio a partir del análisis estadístico regional de un conjunto de series de datos de precipitación diaria máxima anual disponibles en la red de pluviómetros de AEMET. No obstante, hay que señalar que este mapa se encuentra actualmente en proceso de revisión y actualización por parte del CEDEX, ya que en la actualidad se dispone de un mayor número de estaciones con suficiente información, así como de series de datos

²² Se están llevando a cabo estudios para concretar el valor del tamaño máximo de cuenca en función de la zona geográfica.

más largas, por lo que se aconseja utilizar dicha información, en su caso, únicamente como una primera aproximación a las precipitaciones máximas en la zona de estudio, en términos de magnitud y distribución espacial.

En este sentido, conviene señalar que en la elaboración del mencionado mapa se contó con un total de 2.231 estaciones, de las cuales únicamente 1.545 (elegidas por tener una longitud mínima de su serie de datos de 30 años) se utilizaron para la regionalización y el análisis estadístico de los cuantiles de precipitación. Las restantes 686 (con una longitud mínima de 20 años) se emplearon de forma complementaria en la interpolación espacial de la precipitación media. De esta forma, la longitud media de las series que se utilizaron en el trabajo fue de 34,7 años, si se considera el total de 2.231 estaciones, o de 39,2, si sólo se consideran las 1.545 estaciones básicas.

En la actualidad, como se ha dicho, se dispone de una mayor cantidad de información, lo que justifica la actualización del trabajo, siendo el número de estaciones seleccionadas para llevar a cabo la revisión de 4.733, con una longitud media de las series de datos de 39,4 años. De esta forma, se recomienda, mientras no esté disponible una nueva versión actualizada del mapa de precipitaciones máximas, determinar el valor de los cuantiles de precipitación diaria a partir del análisis estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales disponibles en los pluviómetros ubicados en la cuenca de estudio y su entorno para, después, mediante técnicas de interpolación espacial (apartado 5.4.1.2.1.), obtener su distribución en la superficie de la cuenca.

Al igual que se indicó en el apartado 5.2.1.2. para el caso de los caudales, se recomienda trabajar con series de precipitaciones diarias máximas anuales de, al menos, 20 o 30 datos, para que la muestra tenga una mínima representatividad. En cualquier caso, y al igual que para los caudales, se deberá tener en cuenta la incertidumbre asociada a la estimación de los cuantiles de precipitación mediante el cálculo de los correspondientes intervalos de confianza, mayorando los cuantiles en cierta medida para tener en cuenta dicha incertidumbre. De esta forma, la longitud de la serie de datos utilizada influirá en la mayor o menor incertidumbre de la estimación y, por lo tanto, en la magnitud de la mayoración. La estimación de los intervalos de confianza se realizará siguiendo las mismas indicaciones proporcionadas en el apartado 5.2.1.7. para los caudales y volúmenes. En concreto, se utilizarán las tablas incluidas en el Anexo IV, en las que se facilita el límite inferior del intervalo de confianza (expresado como % del valor del cuantil), para los modelos estadísticos recomendados en este apartado para el análisis estadístico de las precipitaciones, en función del número de datos de la muestra y del valor regional del L-CV y del L-CS. Los intervalos se proporcionan para los niveles de confianza del 50, 67, 80 y 90%, y los periodos de retorno de 100, 200, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años.

En base a los estudios realizados hasta la fecha para la mencionada actualización del mapa de precipitaciones máximas, en los que se ha abordado la revisión de la identificación de regiones con comportamiento estadístico homogéneo, la selección del esquema de regionalización más adecuado y el estudio del modelo estadístico (función de distribución y procedimiento de ajuste) con un mejor comportamiento en el conjunto del territorio, se

recomienda abordar el análisis estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales según los siguientes criterios:

- Se recomienda emplear las funciones de distribución de Valores Extremos Generalizada (GEV) o la función SQRT-ET_{max} (Etoh *et al.*, 1986), desarrollada específicamente para la modelación estadística de las precipitaciones (tabla 53), ajustadas mediante el método de los L-momentos, que son los modelos estadísticos que han demostrado un mejor comportamiento, tanto en relación con su capacidad descriptiva como predictiva, en el conjunto del territorio. Dado que todavía no se ha seleccionado el modelo definitivo a utilizar en la nueva versión del mapa de precipitaciones máximas, se recomienda utilizar ambos modelos adoptando, en general, aquel que proporcione los resultados más conservadores, salvo que se justifique lo contrario.

Tabla 53. Funciones de distribución recomendadas para el análisis estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales.

Función de distribución	Ecuación
SQRT-ET _{max}	$F(x) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}}$
Valores extremos generalizada (GEV)	$F(x) = \exp \left\{ - \left[1 - k \left(\frac{x-u}{\alpha} \right) \right]^{1/k} \right\}$

- Adicionalmente, también en base a los resultados obtenidos en los estudios realizados para la actualización del mapa de precipitaciones máximas, se recomienda llevar a cabo el ajuste de ambas funciones de forma regional, utilizando el esquema de regionalización del “índice de avenida”, según el cual se considera en los cálculos un valor regional para los estadísticos L-CV y L-CS, y el valor local para la media. En la figura 113 se muestran las regiones estadísticas identificadas hasta el momento en el mencionado trabajo, cuyo valor regional de CV, CS, L-CV y L-CS se indica en la tabla 54²³. Aunque esta regionalización es provisional, y podrá sufrir modificaciones en el futuro durante el desarrollo de los trabajos de actualización del mapa de precipitaciones máximas, puede ser útil como referencia para llevar a cabo el ajuste regional de las leyes de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales. El número de regiones estadísticas identificadas es de 40, ampliando las 26 utilizadas en el trabajo original. Junto con esta Guía se proporciona una cobertura en formato “shape” con el límite geográfico de las regiones propuestas, para facilitar, mediante el uso de un SIG, la asignación de los pluviómetros seleccionados en el estudio a la

²³ Los límites de las regiones homogéneas y el valor regional de sus estadísticos es el disponible en el momento de redacción de esta Guía, correspondientes a un primer encaje de dichas regiones, por lo que podrán sufrir modificaciones en el futuro durante el desarrollo de los trabajos de actualización del mapa de precipitaciones máximas. Aunque el método de ajuste recomendado es el de L-momentos, se indica también el valor regional de los coeficientes ordinarios (CV y CS), ya que se requiere el valor regional de CV para el ajuste de la función SQRT-ET_{max}, según lo expuesto en el Anexo VI.

región que les corresponde. El procedimiento a seguir para obtener, tanto los parámetros u , α y k de la función GEV como los parámetros α y k de la función SQRT-ET_{max}, mediante el procedimiento de ajuste recomendado, se expone en detalle en los Anexos II y VI, respectivamente.



Figura 113. Propuesta de regiones con comportamiento estadístico homogéneo respecto a las precipitaciones diarias máximas anuales, identificadas en los trabajos de actualización del mapa de precipitaciones máximas (Fuente: CEDEX).

Tabla 54. Valores regionales de los estadísticos CV, CS, L-CV y L-CS en las regiones estadísticas propuestas (Fuente: CEDEX)²⁴.

Región	CV	CS	L-CV	L-CS	Región	CV	CS	L-CV	L-CS
1_1	0,309	1,308	0,164	0,240	16_1	0,394	1,367	0,208	0,222
1_2	0,344	1,430	0,180	0,212	16_2	0,427	1,377	0,224	0,232
2	0,341	1,253	0,182	0,201	17_1	0,355	1,337	0,187	0,223
3	0,336	1,406	0,175	0,231	17_2	0,390	1,333	0,206	0,228
4	0,335	1,267	0,178	0,206	18	-	-	-	-
5	0,307	1,061	0,166	0,176	19	-	-	-	-
6	0,356	1,239	0,190	0,205	20_1	0,470	2,044	0,226	0,254

²⁴ El ajuste estadístico de las precipitaciones en las zonas costeras del Levante y Sureste peninsular está en estudio para tener en cuenta la posible ocurrencia de precipitaciones convectivas de elevada intensidad en esas zonas. Esto afecta principalmente a las regiones 15, 18, 19, 29_1 y 29_2, aunque también podría afectar a las cuencas de la vertiente mediterránea de la región 26 y, en menor medida, a la zona más oriental de la región 17_2.

Región	CV	CS	L-CV	L-CS	Región	CV	CS	L-CV	L-CS
7	0,367	1,318	0,195	0,219	20_2	0,496	1,696	0,254	0,261
8	0,372	1,168	0,200	0,205	21	0,380	1,304	0,202	0,220
9_1	0,325	1,016	0,177	0,165	22	0,386	1,220	0,205	0,233
9_2	0,318	1,200	0,170	0,201	23	0,347	1,078	0,188	0,184
10	0,358	1,366	0,189	0,215	24	0,376	1,355	0,198	0,224
11_1	0,358	1,354	0,188	0,232	25	0,384	1,263	0,204	0,218
11_2	0,396	1,437	0,208	0,249	26	0,474	1,622	0,244	0,258
12_1	0,311	1,043	0,169	0,187	27	0,465	1,527	0,240	0,260
12_2	0,371	1,380	0,196	0,211	28	0,415	1,538	0,214	0,249
13_1	0,366	1,585	0,189	0,241	29_1	-	-	-	-
13_2	0,381	1,571	0,196	0,247	29_2	-	-	-	-
14	0,461	1,606	0,238	0,267	30	0,593	1,454	0,313	0,242
15	-	-	-	-	31	0,605	1,578	0,312	0,287

A modo de ejemplo, se expone a continuación la aplicación del procedimiento de ajuste recomendado a la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257, ubicado en la DH del Guadiana, dentro de la región 10 (figura 114), el cual dispone de una serie de precipitaciones diarias máximas anuales con una longitud de 63 años (tablas 55 y 56).



Figura 114. Coordenadas del pluviómetro 04257 y región estadística en la que se encuentra ubicado.

Tabla 55. Serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257.

Año	Pd _{máx} (mm)	Año	Pd _{máx} (mm)	Año	Pd _{máx} (mm)
1945	51	1966	51,5	1987	45
1946	43,8	1967	23	1988	68,5
1947	28,5	1968	55	1989	41
1948	33	1969	40	1990	44
1949	30,2	1970	35,8	1991	50,3
1950	59,2	1971	46,5	1992	45,6
1951	65	1972	32,7	1993	42,7
1952	70	1973	41,4	1994	29,6
1953	38	1974	32	1995	104,8
1954	30,8	1975	88	1998	38
1955	73,6	1976	31,5	2000	48,3
1956	23	1977	47,4	2001	51,3
1957	28	1978	62	2002	51,5
1958	85	1979	25,6	2004	42,5
1959	57	1980	30	2007	47,2
1960	63,7	1981	37,2	2008	25,1
1961	65,5	1982	74	2013	33,3
1962	41,5	1983	36,4	2014	35
1963	64	1984	76	2015	27,8
1964	44,5	1985	54,5	2016	29,3
1965	47,2	1986	71,5	2017	68,5

Tabla 56. Principales características de la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257 y valores regionales de L-CV y L-CS correspondientes a la región donde se localiza.

N	Año inicio	Año fin	Media	Región	L-CV _{reg}	L-CS _{reg}
63 años	1945	2017	47,68 mm	10	0,189	0,215

A partir de los valores regionales de L-CV y L-CS, y del valor de la media de la serie, se puede conocer el L-momento λ_1 y los L-coeficientes t_2 y t_3 , según lo expuesto en el Anexo II (tabla siguiente).



Tabla 57. L-momentos y L-coeficientes del pluviómetro 04257.

λ_1	$\lambda_1 = b_0 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n x_j$	47,68
t_2	$t_2 = L-CV_{reg}$	0,189
t_3	$t_3 = L-CS_{reg}$	0,215

Como se indicó anteriormente, el procedimiento recomendado para obtener la ley de frecuencia de precipitaciones diarias consiste en el ajuste, bien de una función GEV o de una función SQRT-ET_{max}, mediante el método de los L-momentos, asumiendo valores regionales para el L-CV y el L-CS, es decir, utilizando el método de regionalización del índice de avenida.

La función de valores extremos generalizada (GEV) conlleva el ajuste de tres parámetros: el parámetro de localización (u), el parámetro de escala (α) y el parámetro de forma (k). Al realizar el ajuste de forma regional, los estadísticos t_2 y t_3 vienen dados directamente por sus valores regionales, siendo necesario estimar de forma local solo la media (λ_1). La estimación de los parámetros puede realizarse a través de las expresiones indicadas en el Anexo II, a través de la variable auxiliar c (tabla 58). La obtención de los parámetros α y u requiere la utilización de la función gamma (Γ).

Tabla 58. Ajuste regional de los parámetros u , α y k de la función de distribución GEV a la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257.

Variable auxiliar c	$c = \frac{2}{3 + t_3} - \frac{\log(2)}{\log(3)}$	-0,00885
Parámetro de forma k	$k \approx 7,8590c + 2,9554c^2$	-0,06929
Parámetro de escala α	$\alpha = \frac{t_2 \lambda_1 k}{(1 - 2^{-k}) \Gamma(1 + k)}$	12,14371
Parámetro de localización u	$u = \lambda_1 - \alpha \frac{1 - \Gamma(1 + k)}{k}$	39,78046

La ley de frecuencia obtenida se representa en la figura adjunta.

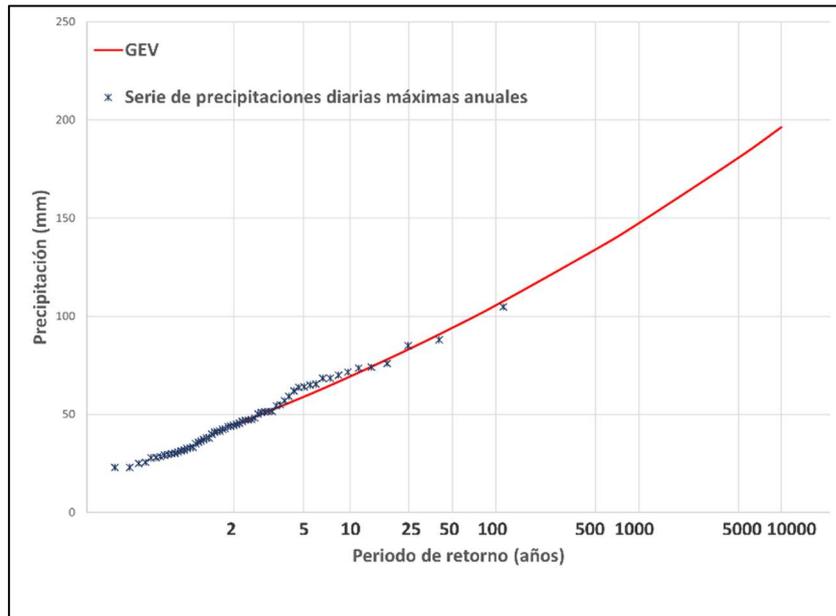


Figura 115. Ley de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257, obtenida mediante el ajuste regional de una función GEV.

Una vez ajustada la función GEV es posible obtener de forma explícita los valores de los cuantiles de precipitación (P_T) mediante la siguiente ecuación (tabla 59):

$$P_T = u + \frac{\alpha}{k} [1 - (-\ln (F(x))^k)] \quad [97]$$

Estando relacionado $F(x)$ con el periodo de retorno (T) de la siguiente forma:

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T} \quad [98]$$

BORRADOR



Tabla 59. Cuantiles de precipitación diaria máxima anual del pluviómetro 04257 obtenidos mediante el ajuste regional de una función GEV.

T	F(x)	Pd _{max} (GEV)
2	0,5	44
5	0,8	59
10	0,9	69
25	0,96	83
50	0,98	94
100	0,99	106
500	0,998	134
1.000	0,999	147
5.000	0,9998	181
10.000	0,9999	196

Por su parte, el ajuste de la función SQRT-ET_{max} conlleva determinar el parámetro de escala (α) y el parámetro de forma (k). El ajuste regional de esta función mediante el método de L-momentos se puede realizar según la metodología expuesta en el Anexo VI, que requiere el cálculo del cociente de momentos m_1 en base al valor regional del L-CV ($t_2 = L-CV_{reg}$) y determinar la media de la serie λ_1 . El valor del logaritmo del parámetro k se obtiene a partir de m_1 mediante una expresión polinómica, debiendo en este caso aplicar la correspondiente a $m_1 \leq 0,605$. En cuanto al parámetro α , su valor se obtiene a partir de k , de λ_1 y de la integral I_1 , cuyo valor puede determinarse a través de expresiones polinómicas en función del valor de k y del CV de la población. En este caso, puesto que se está asumiendo un procedimiento de regionalización basado en el índice de avenida, debe tomarse el valor regional de CV, que para la región 10 es 0,358, por lo que debe utilizarse la expresión polinómica correspondiente al rango $0,25 \leq CV \leq 0,39$ (tabla 60).

Tabla 60. Ajuste regional de los parámetros α y k de la función de distribución SQRT-ET_{max} a la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257.

m_1	$m_1 = \frac{b_0}{b_1} = \frac{t_2 + 1}{2}$	0,5945
$Ln(k)$	$ln(k) = -14237,9 \cdot m_1^3 + 26100,6 \cdot m_1^2 - 16009,5 \cdot m_1 + 3290,01$	5,5177
Parámetro de forma k	$k = \exp(ln(k))$	249,055
I_1	$I_1 = -0,00015947 \cdot (ln k)^5 + 0,0073489 \cdot (ln k)^4 - 0,1406 \cdot (ln k)^3 + 1,39611 \cdot (ln k)^2 - 7,1831 \cdot (ln k) + 15,3274$	0,5750
Parámetro de escala α	$\lambda_1 = \frac{k}{1 - e^{-k}} \frac{I_1}{\alpha}$	1,5018

La ley de frecuencia obtenida se ha representado gráficamente en la figura siguiente.

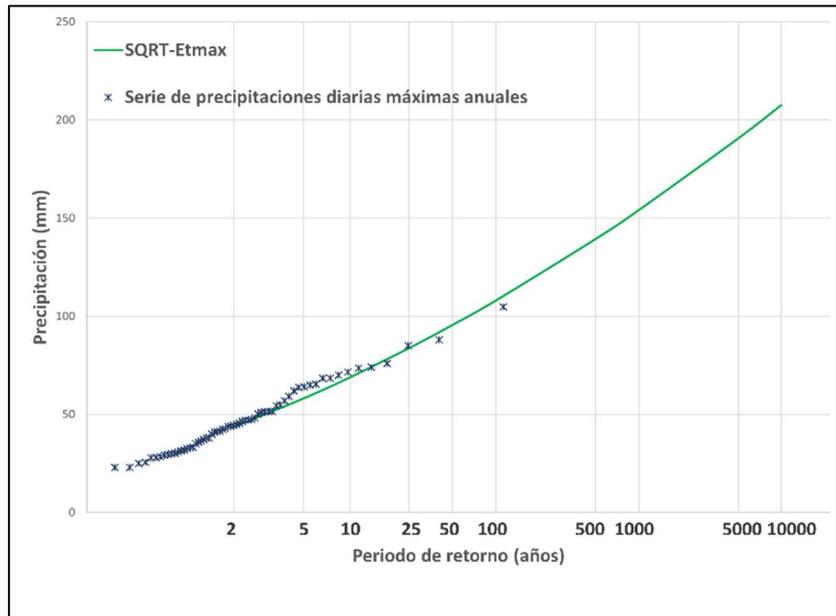


Figura 116. Ley de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257, obtenida mediante el ajuste regional de una función SQRT-ET_{max}.

Dado que no existe una expresión matemática explícita que permita obtener el valor del cuantil correspondiente a una determinada probabilidad $F(x)$ en el caso de la función SQRT-ET_{max}, la obtención de los cuantiles de precipitación (P_T) requiere en este caso la aplicación del procedimiento iterativo expuesto en el Anexo VI. La ecuación a resolver es la siguiente:

$$\frac{-\ln F}{k} = (1 + Z_F) \exp(-Z_F) \quad [99]$$

En la que $Z_F = \sqrt{\alpha \cdot P_T}$, y donde $F(x)$ se relaciona con el periodo de retorno mediante la expresión anterior [98]. La resolución de esta ecuación implica hallar el valor de Z_F mediante un proceso iterativo aplicando la siguiente expresión, y en el que el criterio de convergencia se impone sobre el valor de Z_F^2 :

$$Z_F^{i+1} = \ln \left(\frac{(1+Z_F^i)}{\frac{-\ln F}{k}} \right) \quad [100]$$

Siendo Z_F^i el resultado obtenido en la iteración i . Los resultados obtenidos para el pluviómetro 04257 se muestran en la tabla adjunta.

Tabla 61. Resultados obtenidos, para distintos periodos de retorno, para la variable auxiliar Z_F en el pluviómetro 04257.

T	F	$\frac{-\ln F}{k}$	Z_F	Z_F^2
2	0,5	0,0027831073	8,0915305660	65,47
5	0,8	0,0008959604	9,3550927648	87,52
10	0,9	0,0004230409	10,1823810908	103,68
25	0,96	0,0001639075	11,2192185600	125,87
50	0,98	0,0000811174	11,9832749869	143,60
100	0,99	0,0000403539	12,7379884209	162,26
500	0,998	0,0000080384	14,4701961482	209,39
1.000	0,999	0,0000040172	15,2105947454	231,36
5.000	0,9998	0,0000008031	16,9207295581	286,31
10.000	0,9999	0,0000004015	17,6540252958	311,66

Una vez encontrado el valor de Z_F para cada periodo de retorno T , el valor del cuantil de precipitación diaria vendrá dado por la siguiente expresión (tabla 62):

$$P_T = \frac{Z_F^2}{\alpha} \quad [101]$$

Tabla 62. Cuantiles de precipitación diaria máxima anual obtenidos mediante el ajuste regional de la función SQRT- ET_{\max} para el pluviómetro 04257.

T	F	Pd_{\max} (SQRT- ET_{\max})
2	0,5	44
5	0,8	58
10	0,9	69
25	0,96	84
50	0,98	96
100	0,99	108
500	0,998	139
1.000	0,999	154
5.000	0,9998	191
10.000	0,9999	208

Por último, la siguiente figura muestra la comparación de las dos leyes de frecuencia obtenidas mediante el ajuste de las funciones de distribución GEV y SQRT- ET_{\max} . Se puede observar cómo ambas funciones son muy similares entre sí, siendo algo más conservadores los cuantiles

proporcionados por la función $SQRT-ET_{max}$, por lo que, salvo justificación en contrario, serían éstos los que deberían utilizarse en la construcción del modelo hidrometeorológico.

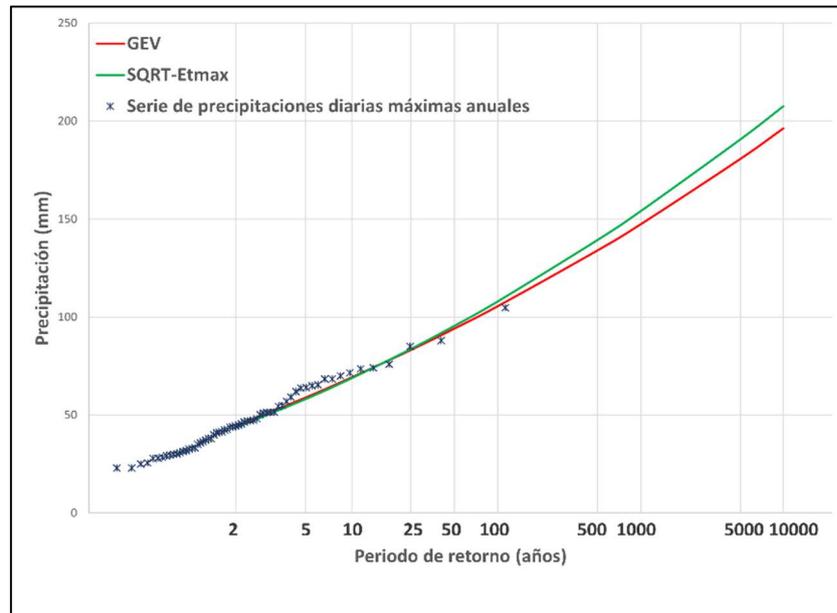


Figura 117. Contraste de las dos leyes de frecuencia ajustadas a la serie de precipitaciones diarias máximas anuales del pluviómetro 04257.

Como se ha indicado anteriormente, el análisis estadístico de las series temporales registradas en los pluviómetros proporciona el valor de los cuantiles de precipitación diaria en los puntos en los que existen estaciones, pero no proporciona información sobre el resto de los puntos de la cuenca. Dado que para la construcción del modelo hidrometeorológico se requiere disponer de información en toda la cuenca, será necesario estimar las precipitaciones en el resto de los puntos mediante interpolación espacial, para lo cual pueden utilizarse distintas técnicas, como los polígonos de Thiessen, isoyetas, inverso de la distancia al cuadrado, kriging, etc., que van a ser discutidas en el próximo apartado.

Si la modelación es agregada, a partir de esta interpolación se deberá obtener un valor medio areal para cada cuantil, lo que permitirá conocer la ley de frecuencia de precipitaciones diarias areales (figura 118). En el caso de utilizar un modelo distribuido, siguiendo lo recomendado en esta Guía, se necesitará disponer de los cuantiles de precipitación diaria distribuidos espacialmente en la cuenca por lo que, una vez realizada la interpolación no será necesario obtener la ley de frecuencia areal.

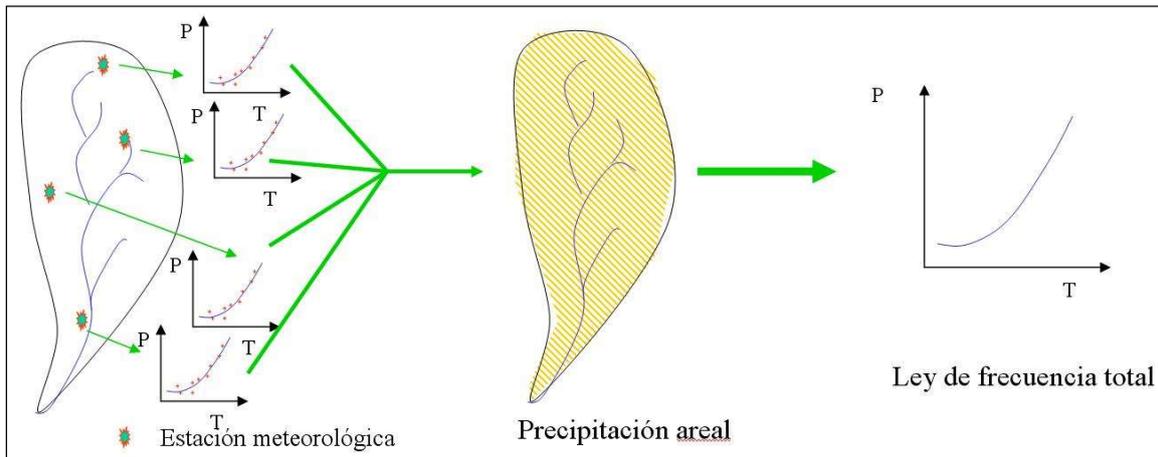


Figura 118. Esquema del proceso de obtención de la ley de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales areales en la cuenca.

RECOMENDACIONES

- La modelación matemática de las tormentas de cálculo consiste en la definición de un evento sintético de precipitación, a través de su magnitud, duración, y distribución espacial y temporal, correspondiente a un determinado periodo de retorno.
- En la modelación de estas tormentas, dada la complejidad de la estructura espaciotemporal real de la precipitación, se asumen una serie de hipótesis simplificadoras que conllevan un límite en el tamaño máximo de cuenca a calcular. En principio, se recomienda aplicar este tipo de modelos a cuencas con un tamaño máximo de entre 5.000 y 10.000 km² aunque, dependiendo de la variabilidad espacial y temporal de la precipitación propia de la zona, dicho límite podría ser inferior.
- Se recomienda determinar el valor de los cuantiles de precipitación diaria a partir del análisis estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales disponibles en los pluviómetros ubicados en la cuenca de estudio y su entorno para, después, mediante técnicas de interpolación espacial, obtener su distribución en la superficie de la cuenca. Se recomienda trabajar con series de precipitaciones diarias máximas anuales de, al menos, 20 o 30 datos, para que la muestra tenga una mínima representatividad. Al igual que para los caudales, se deberá tener en cuenta la incertidumbre asociada a la estimación de los cuantiles de precipitación mediante el cálculo de los correspondientes intervalos de confianza, mayorando los cuantiles en cierta medida para tener en cuenta dicha incertidumbre.
- En base a los estudios realizados por el CEDEX hasta la fecha para la actualización del mapa de "Máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular" (DGC, 1999), se recomienda abordar el análisis estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales según los siguientes criterios:
 - Se recomienda emplear las funciones de distribución de Valores Extremos Generalizada (GEV) o la función SQRT-ET_{max}, desarrollada específicamente para la modelación estadística de las precipitaciones, ajustándolas mediante el método de los L-momentos. Se recomienda utilizar ambos modelos

adoptando, en general, aquel que proporcione los resultados más conservadores, salvo que se justifique lo contrario.

- o Adicionalmente, se recomienda llevar a cabo el ajuste de ambas funciones de forma regional, utilizando el esquema de regionalización del “índice de avenida”, según el cual se considera en los cálculos un valor regional para los estadísticos L-CV y L-CS (tabla adjunta), y el valor local para la media, partiendo de las regiones con comportamiento estadístico homogéneo de la siguiente figura.



Región	CV	CS	L-CV	L-CS	Región	CV	CS	L-CV	L-CS
1_1	0,309	1,308	0,164	0,240	16_1	0,394	1,367	0,208	0,222
1_2	0,344	1,430	0,180	0,212	16_2	0,427	1,377	0,224	0,232
2	0,341	1,253	0,182	0,201	17_1	0,355	1,337	0,187	0,223
3	0,336	1,406	0,175	0,231	17_2	0,390	1,333	0,206	0,228
4	0,335	1,267	0,178	0,206	18	-	-	-	-
5	0,307	1,061	0,166	0,176	19	-	-	-	-
6	0,356	1,239	0,190	0,205	20_1	0,470	2,044	0,226	0,254
7	0,367	1,318	0,195	0,219	20_2	0,496	1,696	0,254	0,261
8	0,372	1,168	0,200	0,205	21	0,380	1,304	0,202	0,220
9_1	0,325	1,016	0,177	0,165	22	0,386	1,220	0,205	0,233
9_2	0,318	1,200	0,170	0,201	23	0,347	1,078	0,188	0,184
10	0,358	1,366	0,189	0,215	24	0,376	1,355	0,198	0,224
11_1	0,358	1,354	0,188	0,232	25	0,384	1,263	0,204	0,218
11_2	0,396	1,437	0,208	0,249	26	0,474	1,622	0,244	0,258
12_1	0,311	1,043	0,169	0,187	27	0,465	1,527	0,240	0,260
12_2	0,371	1,380	0,196	0,211	28	0,415	1,538	0,214	0,249
13_1	0,366	1,585	0,189	0,241	29_1	-	-	-	-
13_2	0,381	1,571	0,196	0,247	29_2	-	-	-	-
14	0,461	1,606	0,238	0,267	30	0,593	1,454	0,313	0,242
15	-	-	-	-	31	0,605	1,578	0,312	0,287

- Dado que en la actualidad se dispone de un mayor número de estaciones con suficiente información, así como de series de datos más largas, mientras no esté disponible una nueva versión actualizada del mapa de “Máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular”, se aconseja utilizar dicha información, en su caso,



únicamente como una primera aproximación a las precipitaciones máximas en la zona de estudio, en términos de magnitud y distribución espacial.

5.4.1.2.1. Interpolación de la precipitación y cálculo de la lluvia areal

Existen multitud de técnicas para la estimación de la lluvia areal sobre una cuenca partiendo de datos puntuales de precipitación. Algunos de los métodos dan directamente como resultado un valor medio areal de lluvia para toda la cuenca, mientras que otros proporcionan una distribución espacial de la precipitación a partir de la cual puede estimarse la media areal. Por tanto, cabe dividir estos métodos en dos tipos:

- Métodos directos: aquellos que calculan directamente la precipitación areal como una media ponderada de los valores puntuales.
- Métodos de ajuste de una superficie de precipitación: que permiten calcular, mediante interpolación de los valores de las estaciones, la lluvia en todos los puntos de la cuenca para después, si es necesario, obtener el valor agregado utilizando un esquema de integración.

5.4.1.2.1.1. *Métodos directos de cálculo de la lluvia areal*

Como se comentó anteriormente, en el caso de usar modelos hidrológicos agregados, es necesario pasar de datos puntuales de precipitación a un valor medio de precipitación aplicable a toda la superficie de la cuenca. Los métodos de este tipo utilizan la siguiente expresión general:

$$\bar{P} = \sum_{g=1}^G w_g \cdot p_g \quad [102]$$

Donde G es el número total de pluviómetros disponibles y w_g los factores de ponderación o pesos aplicados a los valores de precipitación en los pluviómetros, p_g , que cumplen:

$$\sum_{g=1}^G w_g = 1, 0 \leq w_g \leq 1 \quad [103]$$

La diferencia fundamental entre unos métodos y otros es la forma en que los pesos son obtenidos. Entre los métodos disponibles pueden destacarse los siguientes:

- **Método de la media aritmética:**

En este método los pesos asignados a cada punto de medida son idénticos y de valor $1/G$, por tanto, el valor medio areal será la media aritmética de los valores puntuales. Los resultados de este método sólo serán representativos si se cuenta con una red lo suficientemente uniforme de pluviómetros y si la distribución espacial de la precipitación en la cuenca no tiene mucha variabilidad, por ejemplo, cuencas muy llanas y sin grandes diferencias de precipitación dentro de ella.

- **Método de la media aritmética ponderada según la altitud del terreno:**

Este método permite tener en cuenta explícitamente información relativa a la topografía del terreno. Para ello, se divide la cuenca en zonas según su altitud, lo que requiere la selección de unos umbrales, y estas zonas, a su vez, pueden subdividirse en función de su orientación. A continuación, en cada subzona resultante se determina el área y la precipitación areal como la media aritmética de los pluviómetros que contiene. La precipitación media de toda la cuenca se obtiene mediante ponderación de los valores areales de cada subzona en función de las áreas de cada una de ellas.

- **Polígonos de Thiessen**

El método de Thiessen para el cálculo de la precipitación areal consiste en la división de la cuenca en una serie de polígonos correspondientes al área de influencia de los puntos de medida. A cada polígono se le asigna una precipitación igual a la correspondiente a su pluviómetro. Para la obtención de las áreas de influencia o polígonos de Thiessen se unen los puntos de medida gráficamente obteniendo una red de triángulos. A continuación, se trazan las mediatrices de los lados de dichos triángulos y se prolongan hasta que se corten, obteniendo así un polígono alrededor de cada pluviómetro (figura 119). El polígono correspondiente a cada pluviómetro incluye todos aquellos puntos que están más próximos a ese pluviómetro que al resto. En este caso, los factores de ponderación de cada estación serán las áreas correspondientes a cada polígono, a_g , divididas por el área total de la cuenca.

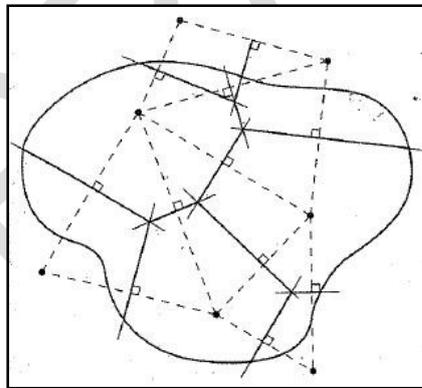


Figura 119. Construcción de los polígonos de Thiessen (Fuente: Lawrence, 2002).

El método de Thiessen no tiene en cuenta factores como la topografía, se basa tan sólo en la distancia a las estaciones de medida como factor determinante de la precipitación. Este inconveniente puede soslayarse mediante la técnica de los polígonos de Thiessen modificados, pero requiere la obtención previa de una superficie de precipitaciones interpoladas, generalmente mediante el método de las isoyetas. Esta técnica se expondrá en el próximo apartado. Por otra parte, la ventaja de basarse en la distancia es que se eliminan posibles redundancias cuando exista cierta aglomeración entre los pluviómetros.

- **Método de los dos ejes**

Este método al igual que el de Thiessen tampoco tiene en cuenta la topografía de la cuenca, sin embargo, añade junto al factor de la distancia la forma de la cuenca como criterio para obtener los pesos de cada estación. De esta forma, el factor de ponderación depende de la posición relativa de los pluviómetros respecto a los ejes de la cuenca, asignando un mayor peso a los pluviómetros que están más cerca del centro de esta.

Para la obtención del centro y los ejes de la cuenca se procede trazando, en primer lugar, la línea recta que discurre desde el punto de desagüe hasta el punto más alejado del contorno. Esta línea indica la dirección del eje mayor de la cuenca. A continuación, se traza la mediatriz de la línea anterior, obteniendo el eje menor, y al trazar la mediatriz del eje menor, se obtiene el eje mayor. La posición relativa de los pluviómetros respecto de los ejes se establece mediante el ángulo que forman las dos líneas que unen la estación con los extremos más alejados de los ejes, siendo los ángulos siempre menores o iguales a 90° (figura 120).

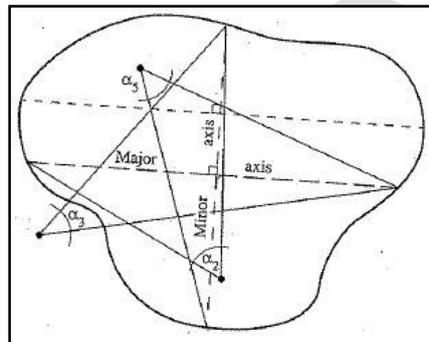


Figura 120. Construcción de los ejes y los ángulos del método de los dos ejes (Fuente: Lawrence, 2002).

El factor de ponderación de cada pluviómetro se obtiene como cociente del ángulo que forma esa estación con los ejes y la suma de los ángulos del conjunto de estaciones consideradas.

- **Método hipsométrico convencional:**

Se aconseja el uso de este método para introducir el efecto del relieve en aquellos casos en que la precipitación en cada punto de la cuenca depende principalmente de su altitud, por lo que es imprescindible contar con un modelo digital del terreno (MDT). El proceso de cálculo es gráfico y se muestra en la siguiente figura.

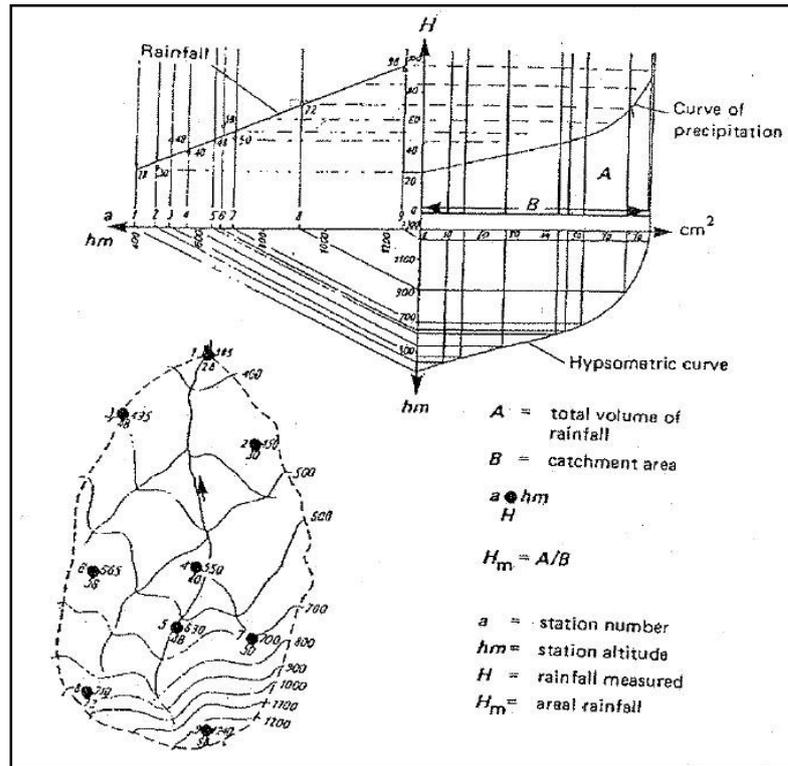


Figura 121. Proceso de cálculo del método hipsométrico (Fuente: XXX).

En primer lugar, se traza la línea (no necesariamente recta) que relaciona cota y lluvia a partir de la representación de las parejas de valores altitud-precipitación de cada pluviómetro (cuadrante superior izquierdo de la figura). Posteriormente, se construye la curva hipsométrica que indica el porcentaje de cuenca con cota inferior a una dada (cuadrante inferior derecho de la figura). Esta curva es fácilmente deducible mediante el tratamiento del MDT con un software adecuado, tal como un sistema de información geográfica (SIG). Por último, relacionando ambas curvas puede construirse gráficamente la curva de precipitación como la línea que proporciona el porcentaje de cuenca con precipitación inferior a una dada (cuadrante superior derecho). El área bajo la curva de precipitación es una estimación de la lluvia total caída sobre la cuenca, por lo que dividiendo dicho valor por la superficie de esta se obtendrá la precipitación areal.

En esta misma línea, se han desarrollado recientemente algoritmos que utilizan modelos digitales del terreno para estimar la precipitación en regiones montañosas, tal como el PRISM (Precipitation-elevation Regressions on Independent Slopes Model, Taylor *et al.*, 1993) que crea inicialmente un modelo suavizado de la topografía (elevación orográfica), y luego estima la precipitación para cada celda como una función de esa elevación orográfica, de su localización y su orientación. Además, este método de suavizado determinístico también tiene la posibilidad de calcular la incertidumbre de la estimación.



5.4.1.2.1.2. Métodos de ajuste de una superficie de precipitación

Como se dijo anteriormente, en el caso de utilizar un modelo distribuido se necesita disponer de los cuantiles de precipitación diaria distribuidos espacialmente en la cuenca por lo que, una vez realizada la interpolación, no es necesario obtener los valores areales. Estos datos de precipitación distribuidos se introducirán en el modelo en forma de capa *ráster* o *grid* (retícula formada por píxeles o celdas con información asociada), lo que permitirá tener en cuenta su variación espacial. Como recomendación general para estos métodos, y si no existe ningún otro condicionante, el tamaño de la celda del *grid* se tomará menor o igual a 1/10 de la menor distancia entre pluviómetros, lo que dará lugar a un número de celdas J dentro de la cuenca considerada. No obstante, es conveniente que, al realizar una modelación distribuida, las distintas capas tengan una misma resolución espacial, por lo que se recomienda adoptar un tamaño de celda que, respetando la condición anterior, sea igual entre todas las capas utilizadas.

Los valores de la precipitación en cada uno de los puntos del *grid*, \hat{p}_j , se estimarán a partir de los valores correspondientes a cada pluviómetro, p_g , afectados por los pesos, w_{jg} , mediante la siguiente expresión:

$$\hat{p}_j = \sum_{g=1}^G w_{jg} \cdot p_g \quad [104]$$

Para asegurar que la estimación de la precipitación es insesgada la mayoría de los métodos de interpolación cumplen la condición siguiente:

$$\sum_{g=1}^G w_{jg} = 1 \quad [105]$$

La diferencia fundamental entre los distintos métodos de ajuste de superficies de precipitación está en la forma en que se calculan los pesos, pudiendo clasificarse de las dos formas siguientes:

- 1ª Clasificación:
 - Métodos de suavizado: en los que la superficie de precipitación resultante no pasa exactamente por los valores de las estaciones.
 - Métodos de interpolación: la superficie sí pasa por los valores de las estaciones.
- 2ª Clasificación:
 - Métodos estocásticos o estadísticos: basados en la minimización de los errores de la interpolación, es decir, analizan el fenómeno en términos de incertidumbre o probabilidad de ocurrencia.
 - Métodos determinísticos: para los cuales las variables introducidas son ciertas y se basan en criterios matemáticos para obtener las superficies de lluvia.

- **Método de las isoyetas**

Este método consiste en el dibujo a mano alzada de las curvas de precipitación constante o isoyetas guiado por los valores conocidos en los pluviómetros y por el criterio del analista (figura 122). La ventaja fundamental de este método consiste en la posibilidad de incorporar el conocimiento que se tenga sobre los patrones y comportamiento de la lluvia en la zona en estudio.

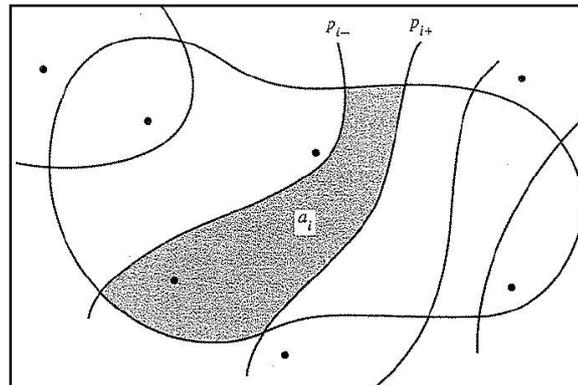


Figura 122. Construcción de la superficie de precipitación mediante el método de la isoyetas (Fuente: Lawrence, 2002).

En caso de que se requiera conocer el valor areal de la precipitación en la cuenca, \hat{p} , a partir de la superficie de precipitación obtenida, se aplicará la siguiente expresión:

$$\hat{p} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^l a_i \cdot \hat{p}_i \quad \text{con} \quad \hat{p}_i = 0,5 \cdot (p_{i-} + p_{i+}) \quad [106]$$

Donde l es el número de regiones delimitadas dentro de la cuenca entre dos isoyetas de valor consecutivo (p_{i-} y p_{i+}), a_i la superficie de la región i y A el área total de la cuenca.

- **Método de Thiessen modificado**

Este método trata de evitar los inconvenientes que presenta el método de Thiessen al basarse únicamente en la distancia entre las estaciones para determinar la precipitación, ignorando otros factores relevantes como la topografía de la cuenca. El método combina la información obtenida mediante el trazado de isoyetas con el método de cálculo de Thiessen, aplicando un factor corrector, K_g , a la precipitación del pluviómetro a la hora de asignarla como precipitación del polígono. El factor corrector viene dado por la relación entre la precipitación media en el polígono obtenida a partir de las isoyetas y la precipitación del pluviómetro correspondiente a dicho polígono. De esta forma, se tiene:

$$K_g = \frac{P_{ag}}{P_g} \quad P_g^a = K_g \cdot P_g \quad \hat{P} = \frac{1}{A} \sum_{g=1}^G a_g \cdot P_g^a \quad [107]$$

siendo las P_{ag} las precipitaciones areales que le corresponden al polígono g según el método de las isoyetas; P_g , la precipitación del pluviómetro correspondiente al polígono g ; P_g^a , la



precipitación del polígono corregida; a_g , las áreas de los polígonos de Thiessen y A el área total de la cuenca.

La aplicación de este método requiere asumir la hipótesis de que el patrón de distribución de la lluvia es relativamente constante, lo que permite determinar los factores correctores mediante el análisis de un único episodio de precipitación, un único cuantil o un único intervalo temporal (por ejemplo, la precipitación anual) y aplicarlos al cálculo de la precipitación areal de otros episodios, otros cuantiles u otros intervalos temporales (por ejemplo, las precipitaciones mensuales). Su aplicación requiere, por tanto, que efectivamente se verifique la existencia de cierta estabilidad en la distribución espacial de las lluvias.

Con este método se consigue obtener resultados próximos a los proporcionados por el método de las isoyetas (teniendo en cuenta otros factores además de la distancia entre las estaciones), mediante la aplicación de un método de cálculo sencillo como el propuesto por Thiessen, y sin necesidad de realizar el trazado de isoyetas de manera intensiva.

- **Método de interpolación en función inversa de la distancia**

Al estudiar la variable precipitación se observa que al aumentar la distancia entre dos puntos la precipitación tiende a diferenciarse, asumiéndose que el grado de correlación entre la precipitación de dos puntos de una cuenca es función inversa de la distancia, disminuyendo a medida que aumenta la distancia entre ellos.

La ponderación lineal permite la utilización de funciones que dependen inversamente de las distancias entre dos puntos. Entre los esquemas que más éxito han tenido destacan los correspondientes a formulaciones del tipo:

$$P(x, y) = \frac{\sum_i^N \frac{P_i}{d_i^b(x, y)}}{\sum_i^N \frac{1}{d_i^b(x, y)}} \quad [108]$$

Donde $d_i(x, y)$ es la distancia en planta entre el pluviómetro i y el punto de la cuenca con coordenadas x e y , y N y b son los parámetros que definen la forma de la función interpolada:

- N es el número de pluviómetros más cercano utilizados para obtener la precipitación en una celda, obteniéndose una superficie de lluvia más suavizada cuanto mayor sea el número de puntos. Este método tiene, por tanto, la ventaja de aprovechar la información proporcionada por varios pluviómetros, sin embargo, aparecen problemas cuando se trabaja con aglomeraciones de puntos en redes irregularmente espaciadas. En estos casos es recomendable realizar una selección previa de las estaciones de cálculo. Hay que destacar que cuando $N=1$ el método coincide con el de Thiessen.
- b es el exponente positivo que pondera las distancias. Cuanto mayor sea este exponente mayor será la velocidad a la que se pierde la información a medida que aumenta la distancia entre la celda que se está calculando y el pluviómetro. Se recomienda tomar un valor de b igual a 2 para obtener la mejor correspondencia entre este método y el de la isoyetas.

Con este método se obtiene una superficie de precipitación cuasi continua puesto que los datos seleccionados para obtener la precipitación de un punto pueden ser distintos de los seleccionados para obtener la del punto contiguo. La precipitación media sobre la cuenca, en caso de requerirse su cálculo, se obtiene mediante la siguiente expresión, donde Δx y Δy representan la resolución de la malla de cálculo en la dirección del eje X e Y, respectivamente, y siendo A, al igual que antes, el área de la cuenca.

$$\bar{p} = \frac{\sum P(x,y) \cdot \Delta x \cdot \Delta y}{A} \quad [109]$$

La desventaja principal de este método consiste en que sólo utiliza información geométrica, por lo que no se pueden considerar patrones conocidos de la lluvia en la región de estudio ni otros factores como la topografía. Además, no elimina ni discrimina las aglomeraciones de estaciones que hacen redundante la información.

- **Método de interpolación óptima o kriging**

El krigeado es un método de interpolación lineal e insesgado, lineal porque las estimaciones se realizan a través de combinaciones lineales de los datos, e insesgado porque impone como condición que el error residual medio sea nulo asumiendo que no existen tendencias espaciales en la precipitación.

La denominación de métodos de interpolación óptima o kriging, engloba a todos aquellos métodos en los que los factores de ponderación se obtienen minimizando la varianza del error de interpolación, $S^2(e_j)$, donde:

$$S^2(e_j) = S^2(\hat{p}_j - p_j) \quad \text{siendo} \quad \hat{p}_j = \sum_{g=1}^G w_{jg} \cdot p_g \quad [110]$$

el valor estimado en el pluviómetro j , p_j los valores de precipitación medidos en los pluviómetros y w_{jg} los factores por los que se pondera cada pluviómetro. La función varianza del error se minimiza asumiendo que no existen tendencias espaciales en la precipitación por lo que, como se ha dicho anteriormente, se trata de un estimador insesgado, de lo que se deduce que la suma de pesos es igual a la unidad. Además, se observa que las diferencias entre los valores de precipitación medidos en puntos cercanos son menores que entre puntos que se encuentran a mayor distancia. Esta circunstancia junto con la condición de partida de minimizar la función $S^2(e_j)$ conduce a un sistema de ecuaciones cuya solución permite determinar los valores de los pesos.

Los factores de ponderación aplicados por el kriging, a diferencia del método expuesto en el apartado anterior, dependen no sólo de la distancia de los pluviómetros al punto de estimación, sino también de la forma en cómo se organiza espacialmente la información disponible, es decir, de la correlación espacial entre los datos. La herramienta a través de la cual se analiza la estructura espacial de la información es el semivariograma.

De esta forma, el krigeado implica un proceso que tiene varios pasos, entre los que cabe destacar los siguientes: análisis geoestadístico de los datos a través del semivariograma para

detectar interdependencias entre las series de datos, modelado de los variogramas y creación de la superficie de precipitaciones interpoladas.

El modelado de la estructura de correlación espacial de los datos comienza con un gráfico del semivariograma empírico, calculado mediante la siguiente ecuación para todas las parejas de puntos de medida separadas entre sí una distancia h :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2 \cdot m} \sum_{i=1}^m (P_i - P_{i+h})^2 \quad [111]$$

siendo P_i el dato medido en el pluviómetro i , y m el número de puntos de medida separados entre sí la distancia h .

El siguiente paso es ajustar un modelo a los puntos que forman el semivariograma empírico. El modelado del semivariograma es un paso clave entre la descripción espacial de la información y la predicción de los valores en los puntos no medidos. El semivariograma empírico describe la autocorrelación espacial de los datos; sin embargo, no proporciona información para todas las direcciones y distancias posibles. Por este motivo, es necesario ajustar un modelo (es decir, una función o curva continua) al semivariograma empírico, siendo este proceso similar al análisis de regresión, en el que se ajusta una línea o curva continua a los datos.

Generalmente, los modelos de semivariograma se pueden describir mediante las tres componentes siguientes: el rango, la meseta y la pepita (figura 123). Si se analiza un modelo de semivariograma se puede observar que a una determinada distancia la curva empieza a ser prácticamente horizontal. La distancia a la que el modelo comienza a aplanarse se denomina rango. La información de puntos separados entre sí una distancia inferior al rango está autocorrelacionada espacialmente, mientras que la de puntos que se encuentran más alejados no lo está.

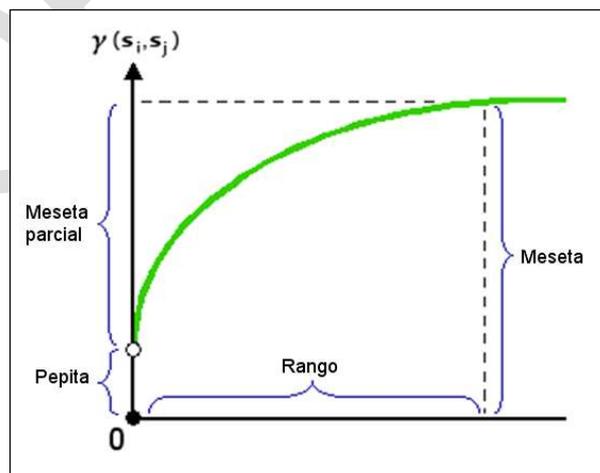


Figura 123. Componentes del semivariograma: rango, meseta y pepita (Fuente: Manual de ayuda de ARCGIS).

El valor de semivarianza para el cual se alcanza el rango se denomina meseta. En teoría, a una distancia de separación cero le debería corresponder un valor de semivarianza también

ceros. Sin embargo, es frecuente que los semivariogramas presenten para dicha distancia un valor mayor que cero, lo que se denomina efecto pepita. El valor de la pepita es igual a la semivarianza correspondiente a una separación nula entre los puntos. El efecto pepita puede atribuirse a errores de medición o a la variación espacial de la información a distancias menores que el intervalo de muestreo (o a ambas cosas). Por último, se denomina meseta parcial al valor de la meseta menos el de la pepita.

Para ajustar un modelo al semivariograma empírico es necesario seleccionar previamente una función que sirva como base para dicho ajuste. Existen varios tipos de modelos de uso habitual en el ajuste de los semivariogramas, entre los que se puede destacar el circular, el esférico, el exponencial, el gaussiano y el lineal.

El modelo seleccionado influye en la predicción de los valores desconocidos. Por ejemplo, cuanto más pronunciada sea la curva cercana al origen, más influirán los puntos de medida más cercanos en la predicción. A continuación, se muestran dos ejemplos de modelos de uso habitual, identificando las diferencias entre ellos:

- Modelo esférico: Este modelo describe una disminución progresiva de la autocorrelación espacial (y un consiguiente aumento en la semivarianza) hasta cierta distancia, después de la cual la autocorrelación es cero (figura 124). El modelo esférico es uno de los que más se utilizan.

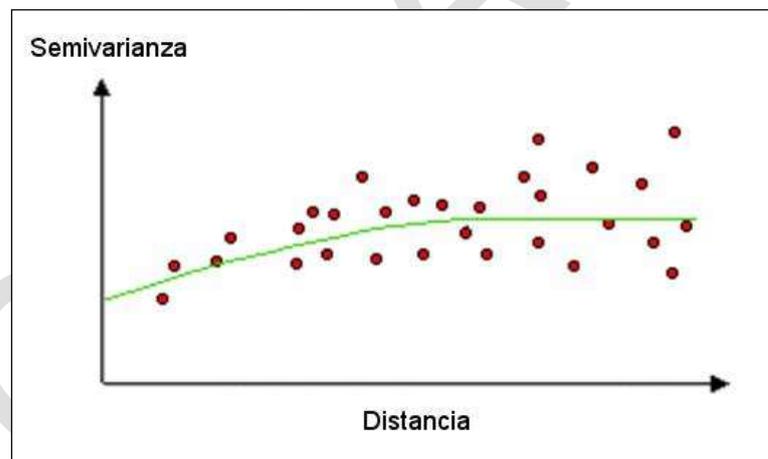


Figura 124. Modelo esférico de semivariograma (Fuente: Manual de ayuda de ARCGIS).

- Modelo exponencial: Este modelo se aplica cuando la autocorrelación espacial disminuye exponencialmente al aumentar la distancia. En este caso, la autocorrelación desaparece por completo sólo a una distancia infinita (figura 125). El modelo exponencial también es un modelo comúnmente utilizado.

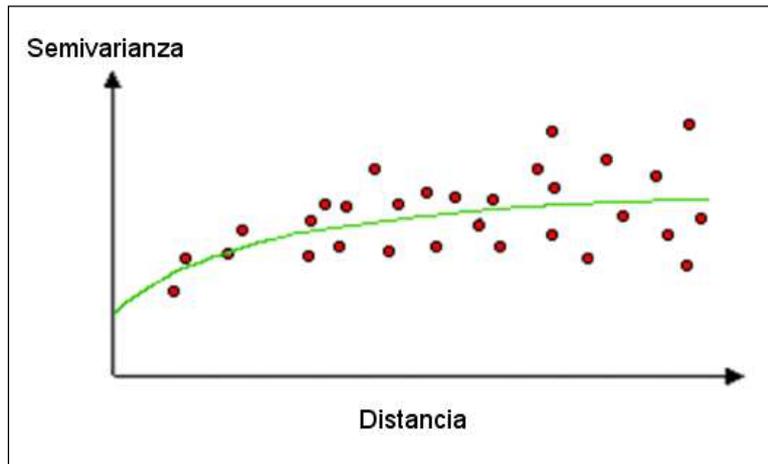


Figura 125. Modelo exponencial de semivariograma (Fuente: Manual de ayuda de ARCGIS).

La elección de qué modelo es el más adecuado para cada caso debe estar basada en el análisis de la autocorrelación espacial de los datos, y en el conocimiento previo que se tenga del fenómeno en estudio.

Una vez generado el modelo de semivariograma, se puede llevar a cabo la estimación de los valores de precipitación en los puntos de interés mediante ponderación de los valores medidos en los pluviómetros. El peso correspondiente a cada pluviómetro depende del punto de estimación, y debe determinarse imponiendo las condiciones expuestas al principio de este apartado. Para crear una superficie continua de precipitaciones, se deben realizar predicciones en cada centro de celda del mapa raster. En cualquier caso, es necesario tener en cuenta que los cálculos matemáticos en este método son numéricamente complejos, por lo que es necesario recurrir al uso de ordenadores y software adecuado para su aplicación.

- **Cokriging**

El cokriging es un método de interpolación basado en los mismos fundamentos que el método anterior y que permite incorporar en el proceso de estimación información sobre una variable secundaria, relacionada con la primera, y que es más fácil de medir o conocer que ésta. Si la variable principal es difícil o cara de medir, lo que limitará la cantidad de información disponible, puede recurrirse a una variable relacionada que sí pueda conocerse fácilmente de manera intensiva. En el caso de la precipitación esta variable secundaria podría ser, por ejemplo, la altitud. De esta forma, el cokriging permite mejorar en gran medida las estimaciones, ya que en el proceso de estimación intervienen los valores de la variable principal, la variable secundaria y todos los patrones de correlación espacial entre variables.

- **Interpolación polinómica y *splines***

Otra manera de obtener una superficie de precipitación continua consiste en imponer un polinomio de grado k como patrón de la precipitación en función de las coordenadas x e y , respecto a un origen de coordenadas. La precipitación de un punto con coordenadas (x,y) se expresará entonces como combinación lineal de $K+1$ polinomios de orden $i = 0, 1, 2, \dots, K$.

$$P(x, y) = \sum_{i=0}^K \Phi_i \cdot f_i(x, y) \quad [112]$$

Siendo $f_i(x, y)$ un polinomio de grado i y Φ_i un factor.

El grado de los polinomios ha de ser bajo para evitar fluctuaciones en el ajuste. Por ejemplo, se puede plantear la siguiente expresión bidimensional lineal:

$$P(x, y) = a_1 + a_2 \cdot x + a_3 \cdot y \quad [113]$$

Donde a_1 , a_2 y a_3 son parámetros a determinar en función de los valores de precipitación en los pluviómetros.

Existen diferentes métodos o condiciones de ajuste para obtener la superficie interpolada de precipitación, entre los que cabe destacar la interpolación de Lagrange, la condición de mínimos cuadrados o la condición de suavizado mediante el uso de *splines*.

5.4.1.2.1.3. Comparación entre métodos y ejemplo de aplicación

La elección del método más adecuado en cada caso para el cálculo de la precipitación areal depende de varios factores como el objetivo del análisis, la información y el conocimiento que se tenga de la cuenca, la experiencia que se posea en el uso de las distintas técnicas de cálculo, así como del tiempo y los recursos de cálculo de que se disponga.

Un aspecto clave en la selección de la técnica a utilizar es la densidad y representatividad de la red de medida de la que se parte. Por ejemplo, puede ser necesario recurrir a métodos que permitan introducir en el análisis información sobre la topografía, vientos o patrones climáticos, la cual puede ayudar a mejorar las estimaciones en caso de falta de cobertura espacial de la red o en caso de que ésta no capte adecuadamente la variabilidad del fenómeno a estudiar. Otra circunstancia a considerar es la existencia de aglomeraciones de estaciones que proporcionan información redundante, lo que requerirá la utilización de técnicas que permitan mitigar sus efectos. En estos casos la técnica de los polígonos de Thiessen puede dar buenos resultados.

Si el estudio se va a llevar a cabo mediante la aplicación de un modelo hidrológico agregado, puede recurrirse a alguna de las técnicas de cálculo directo de la precipitación areal expuestas anteriormente, aunque, lógicamente, también puede procederse al ajuste de una superficie de precipitación, a partir de la cual estimar por agregación la precipitación areal.

Entre las técnicas de cálculo directo de la precipitación areal, el método de la media aritmética es el de mayor sencillez, aunque sólo ofrece buenos resultados en caso de que la precipitación varíe poco dentro de la cuenca y se disponga de una red suficientemente uniforme de pluviómetros, por lo que en general su uso no es aconsejable.

El método de los polígonos de Thiessen es una de las técnicas de uso más habitual. Sus resultados son más precisos que los proporcionados por el método de la media aritmética, ya que pondera la precipitación de cada pluviómetro en función de su área de influencia, pero no permite introducir en el análisis información sobre la topografía o los patrones climáticos. Además, presenta el inconveniente de que un cambio en la configuración espacial de la red



de medida (por ejemplo, la introducción de una nueva estación) conlleva un cambio en la definición de los polígonos y, en consecuencia, la necesidad de recalcularlos.

En general, dentro de los métodos de cálculo directo de la precipitación areal, tanto el método de la media aritmética, como el de los polígonos de Thiessen o el de los dos ejes, no ofrecen buenos resultados en regiones donde la topografía influye fuertemente en la precipitación (a no ser que se cuente con una red de pluviómetros bien distribuida que permita medir adecuadamente la variabilidad espacial del fenómeno), ya que no permiten considerar en los cálculos el efecto de la topografía sobre la precipitación. Una buena alternativa en esos casos es el método hipsométrico que permite tener en cuenta la estructura espacial de la precipitación por medio de relaciones empíricas entre precipitación y topografía. Estudios recientes destacan la aproximación mediante métodos hipsométricos basados en modelos digitales del terreno, como el ya mencionado PRISM, que proporcionan buenos resultados de entrada para los modelos hidrológicos.

En caso de que se lleve a cabo el estudio mediante un modelo hidrológico distribuido, es obligado recurrir a procedimientos de interpolación de una superficie de precipitación. Dentro de este tipo de procedimientos, el método más recomendable es el de las isoyetas por ser el que proporciona unos resultados más precisos, ya que permite incorporar con total flexibilidad en el proceso de estimación de las precipitaciones el conocimiento de que se disponga sobre el clima, vientos, topografía, etc. No obstante, la potencial mayor precisión de este método depende del conocimiento que se posea sobre el funcionamiento de la zona de estudio por lo que, teniendo en cuenta su mayor laboriosidad, sólo es rentable utilizarlo si efectivamente se dispone de dicho conocimiento.

Una buena alternativa es el método de Thiessen modificado el cual, una vez obtenidos los coeficientes, permite obtener resultados con precisión similar a los de las isoyetas, pero mediante un procedimiento de cálculo mucho más sencillo. No obstante, si la relación de precipitaciones medias obtenida no difiere sustancialmente de la unidad, no se obtendrán resultados muy diferentes de los proporcionados por el método de Thiessen convencional.

Lógicamente, este método requiere para su aplicación disponer del trazado previo de las isoyetas en la cuenca. En este sentido y, como se expuso anteriormente, la aplicación del método modificado de Thiessen requiere asumir la hipótesis de que el patrón de distribución de la lluvia se mantiene relativamente constante entre la situación para la que se han trazado las isoyetas y el resto de situaciones de cálculo.

El uso de isoyetas trazadas a partir de información correspondiente a un determinado intervalo de tiempo en el cálculo de las precipitaciones correspondientes a un intervalo de tiempo inferior puede ser dudoso ya que, en general, la precipitación presenta una mayor variabilidad espacial y una menor correlación en intervalos de tiempo menores. En el caso de su aplicación al estudio de episodios de lluvia concretos, las lluvias de mayor duración asociadas a sistemas frontales son las que presentan una mayor autocorrelación espacial y unos patrones de distribución de precipitaciones más constantes. Por el contrario, las lluvias de menor duración, discretizadas en intervalos de tiempo de cortos, suelen presentar una gran variabilidad en su distribución espacial entre unos episodios y otros, principalmente si son de origen convectivo. Por último, en el caso de su aplicación al estudio de las tormentas de diseño suele ser habitual

realizar el trazado de las isoyetas para un determinado periodo de retorno, asumiendo que su estructura será similar para otras probabilidades, hipótesis que, en principio, puede resultar razonable.

En cualquier caso, el método de Thiessen modificado presenta el mismo inconveniente que el de Thiessen convencional en cuanto a la necesidad de recalcular los polígonos como consecuencia de un cambio en la configuración de la red de medida.

En lo que se refiere a los métodos basados en el inverso de la distancia, los resultados suelen estar muy influidos por las estaciones más cercanas al punto de estimación, por lo que pueden aparecer en los resultados acumulaciones concéntricas de precipitación en torno a las estaciones. Por otra parte, estos métodos se basan exclusivamente en la distancia entre las estaciones y no tienen en cuenta otros factores como la topografía de la zona o los patrones climáticos, por lo que podrían proporcionar resultados incorrectos en zonas donde la precipitación está muy condicionada por la topografía o donde existen patrones climáticos muy definidos. Además, su utilización no es adecuada en aquellos casos en los que la red de medida contiene estaciones muy próximas con información redundante.

Por último, dentro de los métodos de ajuste de una superficie de precipitación, y en base a multitud de estudios comparativos, puede decirse que los métodos de interpolación óptima o *kriging* (o *cokriging*, en caso de que se utilice una variable secundaria) proporcionan las mejores estimaciones en una gran variedad de situaciones debido a su capacidad para analizar la estructura de correlación espacial de la precipitación. Además, hoy en día, existe un gran número de programas de ordenador disponibles para la aplicación de estos métodos, estando implementados en muchos de los sistemas de información geográfica. No obstante, algunos métodos de interpolación no estocásticos, como la interpolación polinómica, incorporan en sus bases teóricas un análisis de la variabilidad espacial similar al de los procedimientos estocásticos, por lo que proporcionan resultados de similar precisión. Tanto los métodos de interpolación óptima, como los de interpolación polinómica, tienen en cuenta en el proceso de estimación la posible existencia de información redundante.

A continuación, se realiza un contraste de varios de los procedimientos de cálculo expuestos en los apartados anteriores mediante su aplicación a la cuenca del río Palancia, que se ha representado en la figura 126 junto con los pluviómetros existentes en la zona. Previamente al desarrollo del ejemplo, se ha realizado un estudio estadístico de la serie de precipitaciones diarias máximas anuales de cada uno de los pluviómetros, que ha permitido obtener los cuantiles correspondientes a distintos periodos de retorno. El ejemplo se ha desarrollado en base al cuantil de 500 años, cuyo valor en cada una de las estaciones se muestra en la siguiente tabla junto con la altitud a la que se encuentra ubicado el pluviómetro.

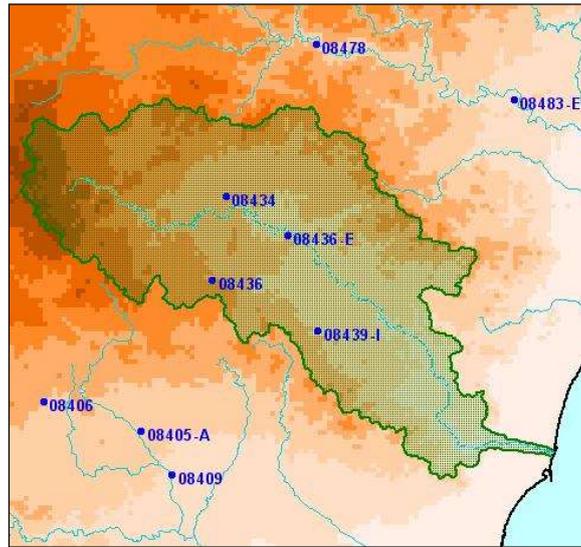


Figura 126. Cuenca del río Palancia y situación de los pluviómetros existentes en la zona.

Tabla 63. Cuantiles de precipitación máxima de 500 años de periodo de retorno y altitud de los pluviómetros. Cuenca del río Palancia.

Estación	P ₅₀₀ (mm)	Altitud (m)
8406	208	505
8409	174	222
8434	284	584
8436	353	812
8478	275	505
08405-A	181	320
08436-E	255	439
08439-I	245	467
08483-E	233	241

Los resultados obtenidos mediante los distintos procedimientos de cálculo se muestran en la figura siguiente, y en la tabla 64 la precipitación areal derivada de su agregación en la cuenca del Palancia.

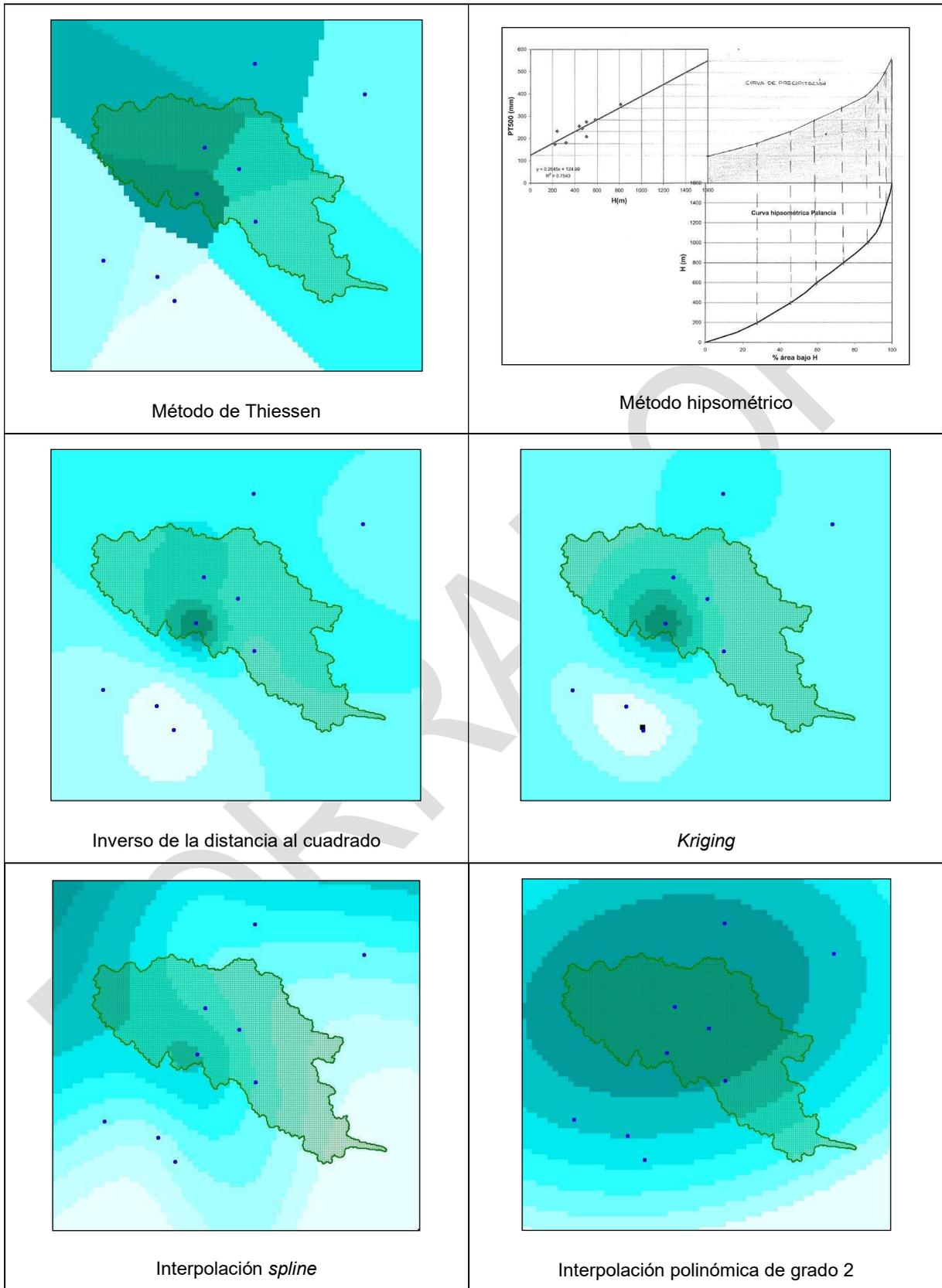


Figura 127. Precipitaciones correspondientes a 500 años de periodo de retorno obtenidas mediante distintos procedimientos de cálculo. Cuenca del río Palencia.



Tabla 64. Precipitación areal de 500 años de periodo de retorno obtenida por distintos procedimientos. Cuenca del río Palancia.

Método	P ₅₀₀ areal (mm)
Media aritmética	245
Thiessen	276
Inverso distancia al cuadrado	268
<i>Kriging</i>	258
Hipsométrico	270
<i>Spline</i>	249
Polinómico	263

RECOMENDACIONES

- En el caso de utilizar un modelo distribuido, siguiendo lo recomendado en esta Guía, se necesitará disponer de los cuantiles de precipitación diaria distribuidos espacialmente en la cuenca. Si la modelación se realiza de forma agregada, una vez realizada la interpolación será necesario obtener un valor medio areal para cada cuantil, lo que permitirá conocer la ley de frecuencia de precipitaciones diarias areales.
- La elección del método más adecuado para el cálculo de la precipitación areal depende de varios factores como el objetivo del análisis, la información y el conocimiento que se tenga de la cuenca, la experiencia que se posea en el uso de las distintas técnicas de cálculo, así como del tiempo y los recursos de cálculo de que se disponga.
- Si se va a utilizar un modelo hidrológico agregado se podrá emplear para el cálculo de la precipitación areal cualquiera de los métodos directos. En caso de emplear un modelo distribuido será necesario el ajuste de una superficie de precipitación. En este último caso, se recomienda, si no existe ningún otro condicionante, emplear un tamaño de celda menor o igual a 1/10 de la menor distancia entre pluviómetros.
- La utilización de métodos que permitan introducir en el análisis información sobre la topografía, vientos o patrones climáticos, puede ayudar a mejorar las estimaciones en caso de falta de cobertura espacial de la red o en caso de que ésta no capte adecuadamente la variabilidad del fenómeno a estudiar, como el método hipsométrico o el de las isoyetas.
- En caso de existencia de aglomeraciones de estaciones que proporcionen información redundante, será necesario emplear técnicas de interpolación que permitan mitigar sus efectos, como los polígonos de Thiessen, los métodos de interpolación óptima o la interpolación polinómica.
- Dentro de los métodos directos para el cálculo de la precipitación areal, el método de la media aritmética sólo ofrece buenos resultados en caso de que la precipitación varíe poco dentro de la cuenca. El método de los polígonos de Thiessen o el de los dos ejes ofrecen mejores resultados, pero no permiten considerar el efecto de la topografía, por lo que no proporcionan buenos resultados en regiones donde la topografía influye

fuertemente en la precipitación, a no ser que se cuente con una red de pluviómetros bien distribuida. Una buena alternativa en esos casos es el método hipsométrico.

- En el caso de las técnicas de cálculo de una superficie de precipitación, el método más recomendable es el de las isoyetas, ya que permite incorporar con total flexibilidad el conocimiento de que se disponga sobre el clima, vientos, topografía, etc., aunque teniendo en cuenta su mayor laboriosidad, sólo es rentable utilizarlo si efectivamente se dispone de dicho conocimiento. Una buena alternativa es el método de Thiessen modificado, aunque requiere asumir la hipótesis de que el patrón de distribución de la lluvia es relativamente constante. Los métodos de interpolación óptima o *kriging* proporcionan las mejores estimaciones en una gran variedad de situaciones, aunque algunos métodos de interpolación no estocásticos, como la interpolación polinómica, proporcionan resultados de similar precisión. Finalmente, los métodos basados en el inverso de la distancia presentan varios problemas, por lo que no es aconsejable su utilización en determinadas situaciones.

5.4.1.2.2. Construcción del hietograma de cálculo

El proceso de interpolación expuesto en el apartado anterior proporciona en cada punto de la cuenca el cuantil de precipitación diaria máxima anual correspondiente al periodo de retorno considerado (o, en su caso, el valor medio areal), es decir, representa una situación en la que simultáneamente cayese la precipitación correspondiente a la misma probabilidad en todos los puntos de la cuenca. Esta situación, sin embargo, no se da normalmente en la realidad, salvo en cuencas de muy pequeño tamaño, siendo habitual que en diferentes puntos de la cuenca la precipitación caída durante la tormenta corresponda a distintos periodos de retorno. En consecuencia, el campo de precipitaciones obtenido al interpolar es muy pesimista por lo que es necesario corregir las precipitaciones obtenidas. La forma habitual de llevar a cabo esta corrección consiste en reducir las precipitaciones (los mapas *ráster* correspondientes a cada periodo de retorno, si se trabaja con un modelo distribuido, o la ley de frecuencia de precipitaciones areales, si se trabaja con un modelo agregado) multiplicándolas por un factor reductor, denominado factor reductor por área (K_A).

La obtención de este factor para una determinada cuenca a partir de los datos de precipitación es compleja y requiere calcular, para cada año, la relación entre la máxima precipitación areal ocurrida durante las tormentas reales y la precipitación areal calculada interpolando la máxima precipitación del año de cada estación, obteniendo la media de esas relaciones para todos los años con información (Ferrer, 1992). Para evitar realizar estos cálculos, en general muy laboriosos, existen ábacos y gráficos, como los desarrollados en el Reino Unido por el *National Environmet Research Council* (NERC, 1975) y en EE.UU. por el *National Weather Service* (NWS, 1961), que permiten estimar su valor en función del área de la cuenca vertiente al punto de cálculo y de la duración de la tormenta considerada. Estos trabajos caracterizan las precipitaciones en los ámbitos geográficos donde se han realizado los estudios y, en consecuencia, aunque indudablemente constituyen una referencia, pueden no ser de aplicación en ámbitos geográficos distintos. En España este factor se puede estimar, en función del área vertiente al punto de cálculo, a partir de la expresión propuesta por Témez [1991] (figura 128), que es aplicable a las precipitaciones diarias:

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \quad [114]$$

Donde A es el área vertiente al punto de cálculo en km^2 .

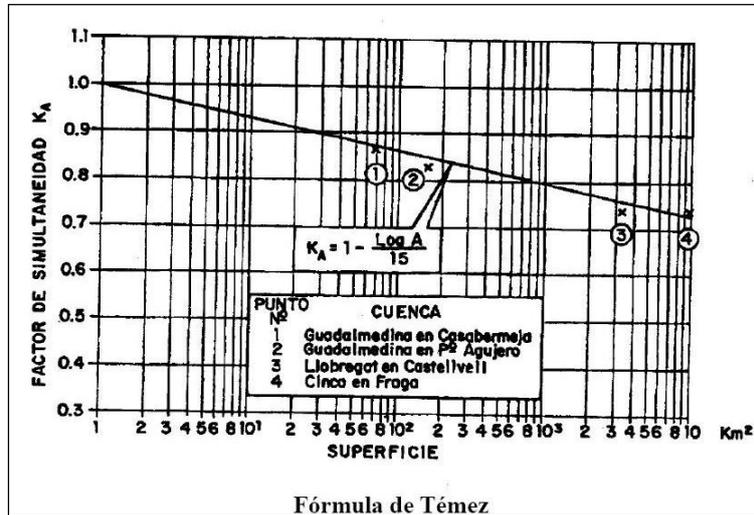


Figura 128. Factor corrector por área (Fuente: Téméz, 1991).

Es importante hacer hincapié en que el factor corrector a aplicar en una simulación concreta del modelo se debe obtener para el área total vertiente al punto de cálculo, aplicando ese valor a todas las subcuencas que configuren el modelo. Esto implica que su valor va a depender del punto en el que interese obtener los resultados en esa simulación concreta, lo que conlleva que, para un mismo modelo, se puedan aplicar diferentes valores de K_A según, por ejemplo, se vaya a realizar una simulación para calibrar el modelo y se necesite obtener resultados en un punto de medida (en el supuesto de que no se disponga de datos de aforos en el punto de la presa) o, una vez calibrado el modelo, se quieran obtener los resultados en el punto donde se ubique la presa (figura 129).

Punto de cálculo	Área (km ²)	ARF
E.A.1353	532,5	0,82
La Barca	1.213,0	0,79

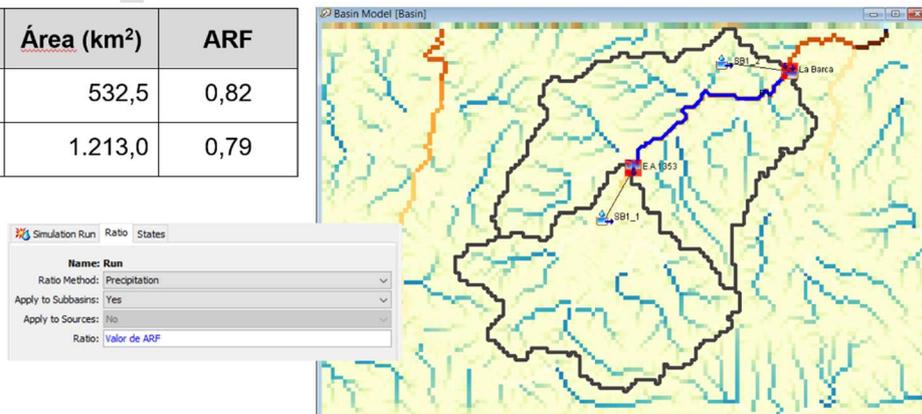


Figura 129. Aplicación del factor corrector por área en distintos puntos de cálculo en un modelo de cuenca del HEC-HMS: EA 1353 y punto de ubicación de presa de La Barca en el río Narcea.

Mediante el proceso anterior se obtiene la magnitud de los cuantiles de precipitación máxima de duración diaria, la información que habitualmente se encuentra disponible en las redes de medida con una mayor cobertura espacial y temporal. Sin embargo, en la mayoría de los casos, las tormentas habituales en la zona de estudio tendrán una duración diferente a un día. De esta forma, el siguiente paso consistirá en determinar la duración característica de los eventos de precipitación en la cuenca de estudio que vendrá determinada por las características climáticas de la región en la que se localice. En algunos estudios se suele seleccionar una duración de tormenta igual al tiempo de concentración (hipótesis considerada en el método racional), o una duración igual a 24 horas, al ser éste el intervalo temporal al que corresponde la información más habitualmente disponible, sin embargo, adoptar de forma sistemática estas duraciones no es correcto. La duración de la tormenta influye de manera relevante en el volumen del hidrograma y puede tener también influencia sobre el caudal punta, ya que la lluvia antecedente influye en el estado de humedad del suelo, por lo que tormentas más largas generarán más escorrentía y, por tanto, más caudal. De esta forma, lo correcto es tomar una duración de tormenta similar a las reales que suelen ocurrir en la zona.

Esta duración característica puede determinarse mediante dos procedimientos (figura 130):

- Analizando las duraciones de los hietogramas de los principales eventos de precipitación ocurridos en la cuenca de estudio o en sus proximidades (por ejemplo, la mayor tormenta de cada año, o la que genera el mayor caudal de cada año), preferiblemente a partir de la información registrada en pluviógrafos (de AEMET, de la red SAIH o de otras redes), que ofrecerán una discretización temporal más detallada, o, en su defecto, en pluviómetros convencionales, utilizando información a escala diaria.
- Analizando los hidrogramas de los principales eventos registrados en las estaciones de la red SAIH (o de otras redes con registro subdiario), o los hidrogramas o limnigramas registrados en las bandas limnigráficas de las estaciones de aforo convencionales, existentes en la cuenca de estudio o en cuencas próximas. La duración de un hidrograma (o de su limnigrama asociado) dependerá de la duración de la tormenta que lo ha generado y del tiempo de respuesta de la cuenca, verificándose la siguiente relación:

$$T_b = D_{Pneta} + T_C \quad [115]$$

Donde T_b es el tiempo de base del hidrograma, es decir, su duración, D_{Pneta} la duración de la precipitación neta, es decir, de la parte de la tormenta que genera la escorrentía directa, y T_C el tiempo de concentración de la cuenca. Para que se verifique la relación anterior es importante que la expresión matemática utilizada para determinar el tiempo de concentración identifique este tiempo de respuesta con el tiempo de recesión de la cuenca, como, por ejemplo, la fórmula de Témez [1987] (ecuación [126]). De esta forma, la duración del hidrograma (o limnigrama) menos el tiempo de concentración de la cuenca permitirá estimar la duración de la lluvia neta, siendo la duración total de la tormenta algo mayor que ésta. En este sentido, hay que tener en cuenta que la

tormenta de cálculo debe ser capaz de generar hidrogramas de duración similar a la de los principales hidrogramas reales.

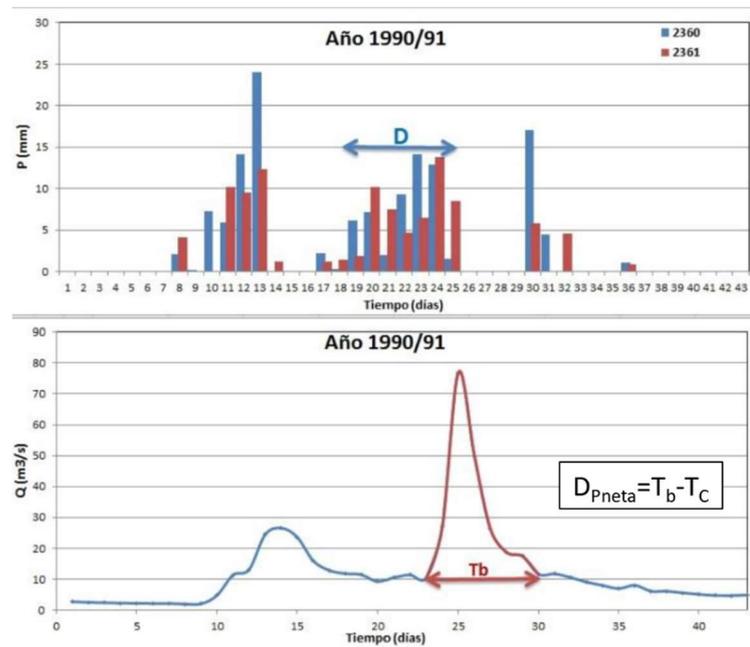


Figura 130. Ejemplo de determinación de la duración de un evento de precipitación a partir de la información registrada en dos pluviómetros (figura superior) o a través de la duración del hidrograma de avenida generado en una determinada cuenca (figura inferior).

Las duraciones determinadas en los análisis anteriores pueden representarse en un histograma para facilitar su visualización, así como la decisión de qué duración adoptar en el estudio (figura 131). Se podría tomar, por ejemplo, la duración más frecuente (la moda de la distribución), o, preferiblemente, determinar una horquilla de valores frecuentes dentro de la cual tomar un valor conservador.

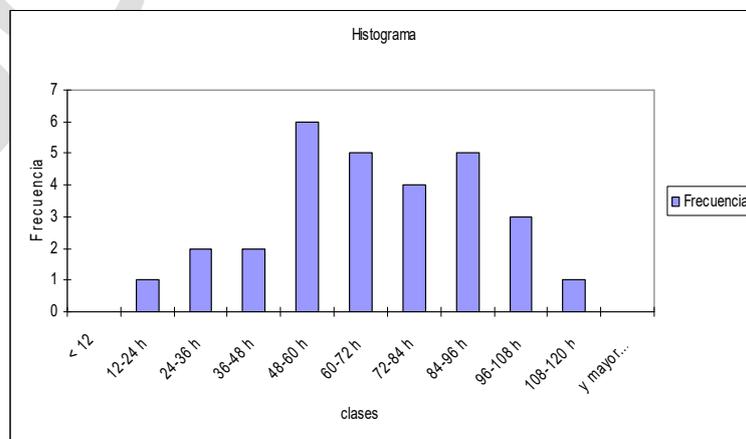


Figura 131. Histograma con la distribución de duraciones de lluvia neta en la región 12 (Fuente: MARM, 2011).

La duración que se considere para la tormenta de cálculo (D) condicionará la magnitud de la precipitación total caída sobre la cuenca, lo que, como se ha dicho, tendrá efectos sobre el hidrograma que se obtenga como resultado del modelo, principalmente en lo referente a su volumen.

Para obtener la lluvia de cálculo para duraciones distintas a la diaria se suelen emplear las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF), que proporcionan la máxima intensidad media de precipitación que puede ocurrir para una determinada duración de lluvia y periodo de retorno. A partir de estas curvas se podrá obtener la ley de frecuencia areal correspondiente a la duración D , si se trabaja con un modelo agregado, o un conjunto de mapas *ráster* con la distribución espacial del cuantil de precipitación correspondiente a dicha duración de lluvia, si se trabaja con uno distribuido.

El análisis de la información registrada en los pluviógrafos, por ejemplo, los de la red de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), permitirá conocer con precisión dichas curvas en los puntos de medida, pero no proporcionará información sobre aquellos puntos en los que no se disponga de registro. La extrapolación de las curvas IDF a puntos sin información se realiza ajustando expresiones algebraicas a las curvas ajustadas en los pluviógrafos, como es el caso de la expresión incluida en la Norma 5.2. IC de Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras (Témez, 1987; MF, 2019) que responde a la siguiente formulación:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{3,5287 - ,5287t^{0,1}} \quad [116]$$

Donde I_t es el cuantil de la intensidad media de precipitación correspondiente a la duración t , I_d el cuantil de la intensidad media diaria ($P_d/24$) y $\frac{I_1}{I_d}$ el factor de torrencialidad. Este último factor, igual al cociente entre los cuantiles de intensidad horaria y diaria, caracteriza la torrencialidad de la zona y ha sido regionalizado a nivel nacional (MF, 2019) (figura 132).

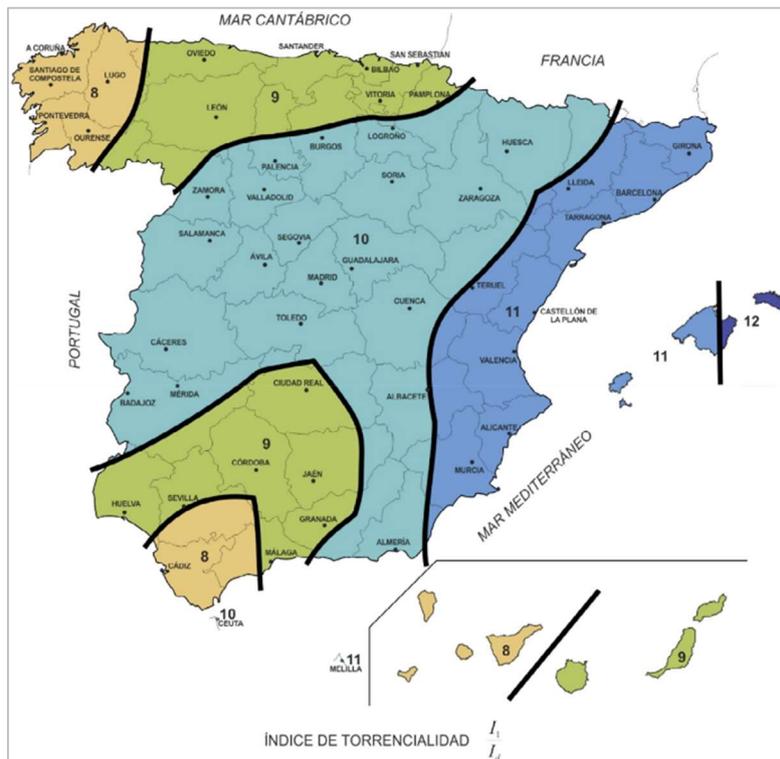


Figura 132. Mapa de factor de torrencialidad (Fuente: MF, 2019).

En la actualidad, dada la antigüedad del trabajo que dio lugar a las curvas IDF de la Norma 5.2. IC y la disponibilidad actual de un número mucho mayor de pluviógrafos con series más largas, se está llevando a cabo en el CEH del CEDEX la revisión de dichas curvas, junto a la actualización del mapa de precipitaciones máximas. De esta forma, mientras no esté disponible el resultado de este trabajo, puede ser aconsejable realizar un análisis de los datos disponibles en los pluviógrafos próximos a la zona de estudio cuya información sea representativa de la cuenca a modelizar, para lo cual se tendrán en cuenta ciertas características como la altitud o la vertiente en las que se localicen.

Para la obtención de las curvas IDF de un determinado pluviógrafo se deberá seguir el siguiente procedimiento (Ferrer, 1992):

- Obtención de series temporales de intensidades máximas anuales a partir de los datos del pluviógrafo. Los intervalos temporales a considerar dependerán de la resolución temporal del registro disponible, siendo habituales los siguientes: 10, 20 y 30 minutos; 1, 2, 4, 6, 12, 24, 48, 72, 96, 120, 144 y 168 horas (para obtener las series temporales de los últimos cinco intervalos se podría trabajar, con suficiente aproximación, con datos diarios).
- Análisis estadístico de las series temporales anteriores para obtener los cuantiles correspondientes a distintos periodos de retorno. Se recomienda utilizar el mismo tipo de función de distribución empleado para caracterizar los cuantiles de precipitación diaria máxima anual (funciones SQRT-ETmáx o GEV, según se recomendó

anteriormente). No obstante, en el caso de llevar a cabo el análisis de las curvas IDF, puede ser recomendable utilizar la función SQRT-ETmáx, dada la ausencia de recomendaciones para llevar a cabo un ajuste regional, cuyo ajuste local será más robusto al depender únicamente de dos parámetros.

- La representación gráfica, para cada periodo de retorno, del cuantil correspondiente a cada intervalo temporal permitirá obtener las curvas IDF del pluviógrafo (figura 133).

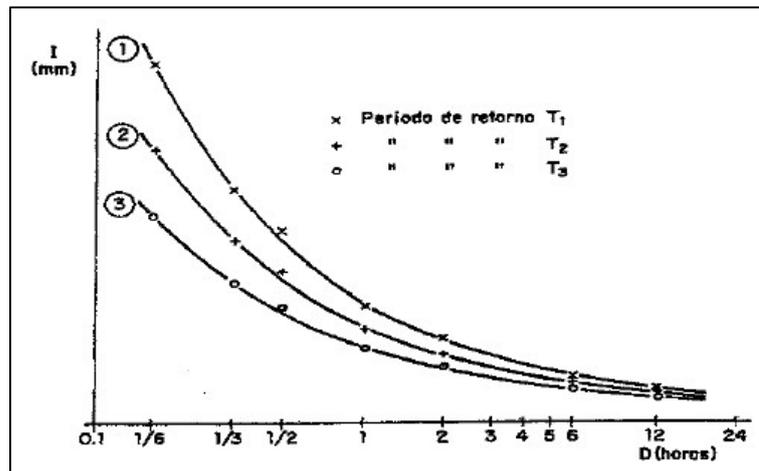


Figura 133. Representación gráfica de curvas IDF (Fuente: Ferrer, 1992).

A la hora de utilizar las curvas IDF obtenidas, es necesario tener en cuenta que, en general, solo será de aplicación a la cuenca de estudio la relación entre los cuantiles de intensidad correspondientes a distintos intervalos temporales, pero no la magnitud concreta de estos cuantiles, ya que la magnitud de las precipitaciones en el pluviógrafo serán distintas de las de la cuenca. De esta forma, para obtener el valor de la intensidad de precipitación $I(T, t)$ de una determinada duración t y un determinado periodo de retorno T en la cuenca de estudio (en un determinado punto de la cuenca si se utiliza un modelo distribuido o el valor areal si se utiliza uno agregado) se podrá utilizar la siguiente expresión (MF, 2019):

$$I(T, t) = I_d k_b \frac{I_{IDF}(T, t)}{I_{IDF}(T, 24)} \quad [117]$$

Siendo $I_{IDF}(T, t)$ la intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y al intervalo temporal t de las curvas IDF, $I_{IDF}(T, 24)$ la intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y a una duración de veinticuatro horas ($t = 24$ h) de las curvas IDF, k_b un factor que tiene en cuenta la relación entre la intensidad máxima anual en un período de veinticuatro horas y la intensidad máxima anual diaria (en defecto de un cálculo específico se puede tomar $k_b = 1,13$) e I_d la intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T , que vendrá dada por:

$$I_d = \frac{P_d}{24} K_A \quad [118]$$



Donde P_d es la precipitación diaria correspondiente al período de retorno T y K_A el factor reductor por área.

Cuando las nuevas curvas IDF obtenidas difieran claramente de la expresión general incluida en la Norma 5.2. IC y resulten más conservadoras, se podrán utilizar en la construcción del hietograma de cálculo. En caso de que las nuevas curvas resulten menos conservadoras se recomienda aplicar, salvo que se justifique lo contrario, las curvas de la Norma 5.2. IC.

El cuantil de la precipitación total caída durante la tormenta $P(T,D)$, es decir, durante la duración de tormenta D , vendrá dado por la siguiente expresión:

$$P(T, D) = D \cdot I(T, D) \quad [119]$$

Siendo $I(T,D)$ el cuantil de intensidad de precipitación correspondiente al intervalo temporal D y al periodo de retorno T (obtenido bien a partir de las curvas IDF incluidas en la Norma 5.2. IC o a partir del análisis de los datos de un pluviógrafo). Este cálculo se realizará para obtener los propios cuantiles areales, en el caso de utilizar un modelo agregado, o los mapas *raster* que representen la distribución espacial de los cuantiles de precipitación para diferentes probabilidades de ocurrencia, si se utiliza un modelo distribuido.

Para ilustrar este proceso se muestra a continuación la obtención de las curvas IDF del pluviógrafo 4452 de la red de AEMET, ubicado en el aeropuerto de Badajoz. A partir del registro de datos diarios (1955/56-2017/18) y diezminutales (1980/81-2017/18), se obtienen sus series de precipitaciones máximas anuales correspondientes a distintos intervalos temporales comprendidos entre 10 minutos y 7 días (tabla 65).

Tabla 65. Series de precipitación máxima anual correspondientes a intervalos temporales comprendidos entre 10 minutos y 7 días del pluviógrafo 4452.

Año hidrológico	10min	20min	30min	1h	2h	3h	4h	6h	12h	24h	48h	3d	4d	5d	6d	7d
1955/56	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	50,63	80,06	89,98	106,57	121,24	131,85	148,94
1956/57	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	87,70	88,77	93,86	92,90	92,73	114,47	120,14
1957/58	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	25,49	38,65	47,51	51,06	67,21	81,97	84,67
1958/59	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	32,86	56,81	67,43	81,61	84,50	93,80	106,09
1959/60	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	37,42	37,70	48,87	56,34	60,72	70,55	72,06
1960/61	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	43,50	46,93	51,49	67,21	73,18	73,95	85,49
1961/62	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	72,26	65,62	73,30	93,31	92,73	92,67	112,45
1962/63	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	30,87	45,34	51,49	55,41	64,84	70,35	74,62
1963/64	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	50,40	55,64	59,04	63,49	69,27	82,38	85,39
1964/65	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	60,81	64,99	71,00	72,81	75,96	78,78	78,52
1965/66	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	36,60	51,07	63,66	71,15	78,94	87,11	99,12
1966/67	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	53,79	49,91	49,29	52,40	52,08	54,82	55,15
1967/68	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	54,96	50,44	49,81	49,19	60,52	64,07	66,32
1968/69	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	45,72	64,77	69,00	71,46	79,25	83,10	83,34
1969/70	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	82,44	91,85	94,28	100,04	99,42	99,35	100,15
1970/71	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	33,56	42,90	47,19	51,68	55,17	59,45	62,73
1971/72	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	34,96	32,28	42,58	56,34	67,93	81,15	81,08

Año hidrológico	10min	20min	30min	1h	2h	3h	4h	6h	12h	24h	48h	3d	4d	5d	6d	7d
1972/73	NaN	46,19	45,13	46,88	46,29	46,01	63,05	65,91								
1973/74	NaN	38,24	35,78	35,34	46,71	50,64	50,60	50,43								
1974/75	NaN	45,02	50,01	50,44	66,18	72,05	71,99	71,75								
1975/76	NaN	38,94	58,72	59,78	63,69	63,61	68,91	86,00								
1976/77	NaN	36,25	44,07	53,27	61,62	67,21	67,88	67,65								
1977/78	NaN	43,73	49,48	49,50	63,38	69,47	75,28	78,01								
1978/79	NaN	43,38	62,33	82,01	84,72	102,10	111,18	110,81								
1979/80	NaN	38,82	62,65	81,27	102,63	114,55	133,50	155,19								
1980/81	7,50	8,00	8,50	15,50	20,90	21,30	22,70	22,70	28,20	28,40	33,70	34,40	34,40	45,40	62,80	62,80
1981/82	10,80	10,80	12,70	13,47	17,41	20,90	28,20	31,60	34,10	34,20	43,20	61,10	77,20	81,50	81,60	89,70
1982/83	16,70	22,10	28,00	28,90	38,60	38,80	38,80	38,80	38,80	38,80	60,00	62,20	62,50	62,50	62,50	62,50
1983/84	11,80	12,70	13,60	17,30	21,60	25,20	28,40	35,60	39,90	45,00	47,20	57,90	61,20	62,70	77,40	90,30
1984/85	5,80	7,50	8,50	16,50	27,90	37,70	46,00	49,30	59,80	66,30	67,50	67,50	67,50	70,50	75,70	79,90
1985/86	10,00	18,60	18,70	17,50	18,80	19,00	20,50	25,10	33,00	46,30	46,30	46,30	46,30	63,60	63,60	66,50
1986/87	11,00	14,70	15,00	17,59	19,06	22,04	29,47	31,98	39,70	52,70	70,30	73,10	76,20	87,00	100,80	103,70
1987/88	6,50	7,40	8,20	12,80	18,34	22,24	24,78	29,46	39,29	40,90	47,80	50,40	58,70	62,00	62,10	65,50
1988/89	NaN	36,70	50,20	60,00	63,80	63,80	64,20	69,30								
1989/90	15,20	17,60	18,00	20,04	27,20	29,21	31,10	31,27	37,80	46,80	58,60	68,60	93,20	104,40	120,40	124,20
1990/91	NaN	32,51	29,52	29,70	32,70	35,00	35,00	39,80								
1991/92	4,80	8,40	8,80	12,25	15,35	18,35	21,72	30,26	45,32	53,50	58,80	61,60	65,20	65,20	65,20	67,00
1992/93	9,90	11,50	11,70	13,14	12,88	13,33	16,31	18,26	18,79	21,90	26,55	27,69	28,90	29,30	31,30	34,44
1993/94	8,00	9,30	9,50	10,80	14,01	16,71	17,54	21,08	22,81	28,80	38,00	50,40	52,20	60,70	60,70	64,20
1994/95	8,20	14,20	15,70	17,59	16,38	16,30	16,21	16,04	15,98	23,90	30,70	30,70	32,70	33,80	41,40	41,90
1995/96	NaN	32,90	48,42	59,50	67,21	79,15	88,55	97,38								
1996/97	10,80	13,10	14,50	18,26	27,72	32,80	34,46	37,63	40,10	45,10	60,20	68,40	68,80	68,80	68,80	76,26
1997/98	14,50	19,80	24,60	36,40	44,70	50,30	62,40	77,00	106,70	128,90	134,90	140,10	190,70	194,50	197,00	201,00
1998/99	9,80	11,00	13,60	10,40	15,10	17,90	20,50	21,10	21,10	22,70	26,50	29,90	32,00	34,80	38,50	40,10
1999/00	7,20	10,50	12,50	17,20	20,30	24,30	25,60	30,20	32,00	32,50	55,80	62,80	82,20	92,10	96,50	117,30
2000/01	6,60	7,80	8,30	10,70	17,90	22,70	23,70	27,40	46,70	50,10	65,10	78,70	84,80	103,00	109,50	112,10
2001/02	9,00	12,10	12,50	12,60	24,60	30,50	31,80	34,70	38,10	39,10	45,30	47,10	49,30	56,70	59,50	65,40
2002/03	7,20	7,40	7,40	12,70	17,50	19,00	20,50	24,80	24,90	29,90	29,90	30,10	30,50	30,90	35,70	41,10
2003/04	8,20	9,20	9,60	10,20	20,00	21,60	22,00	22,20	24,80	31,80	38,40	49,90	50,60	51,10	67,40	72,40
2004/05	7,20	9,00	10,20	13,70	14,00	17,70	19,60	27,10	40,60	50,90	53,40	74,30	74,80	87,70	87,90	88,90
2005/06	4,80	9,10	10,30	16,80	20,60	21,90	21,90	22,10	26,60	33,10	33,30	53,50	61,10	61,90	61,90	62,60
2006/07	9,00	11,50	12,30	15,20	17,30	17,50	20,70	25,80	32,50	38,10	39,50	55,20	64,60	68,40	71,50	77,80
2007/08	15,80	28,70	30,00	30,30	30,30	30,30	30,30	30,30	33,30	34,70	50,70	53,80	58,00	58,00	58,00	72,30
2008/09	9,10	11,70	12,60	13,70	14,90	15,50	15,90	16,50	19,40	22,40	41,40	44,30	45,00	45,20	45,50	49,10
2009/10	6,90	10,30	10,60	10,90	15,40	18,20	20,00	23,60	30,00	35,60	51,60	59,70	73,80	91,00	103,20	103,20
2010/11	8,70	10,00	12,00	11,90	17,90	21,00	21,20	22,70	34,00	34,20	43,70	55,30	56,50	58,20	58,20	59,40
2011/12	4,50	6,20	7,00	8,30	11,00	12,20	13,00	15,70	22,50	35,20	47,90	49,90	49,90	49,90	49,90	59,30
2012/13	7,30	8,30	9,30	10,40	15,50	20,40	24,80	29,50	30,50	42,70	44,20	45,10	52,50	57,10	60,90	60,90



Año hidrológico	10min	20min	30min	1h	2h	3h	4h	6h	12h	24h	48h	3d	4d	5d	6d	7d
2013/14	6,80	12,10	14,10	19,20	24,50	29,50	29,90	31,80	34,00	46,20	48,80	57,10	84,30	84,40	84,40	109,50
2014/15	8,20	11,00	13,30	12,40	16,90	17,90	18,30	18,40	24,00	27,40	29,60	36,50	49,30	62,40	62,40	63,50
2015/16	5,70	11,10	12,00	17,40	30,30	36,30	37,00	41,20	49,20	58,30	69,30	77,20	77,20	77,20	77,20	85,40
2016/17	7,40	10,60	11,60	11,60	14,80	17,00	18,20	23,40	31,60	34,80	43,20	50,20	51,40	51,80	54,20	54,40
2017/18	6,60	9,20	10,40	NaN												

A cada una de estas series temporales se le ajusta, de forma local mediante L-momentos, una función de distribución SQRT-ET_{máx} (tabla 66) según el procedimiento indicado en el Anexo VI.

Tabla 66. Estadísticos y parámetros de ajuste local de la función SQRT-ET_{máx}, mediante el método de los L-momentos, a las series de precipitaciones máximas anuales correspondientes a intervalos temporales comprendidos entre 10 minutos y 7 días del pluviógrafo 4452.

	10min	20min	30min	1h	2h	3h	4h	6h	12h	24h	48h	3d	4d	5d	6d	7d
N	35	35	35	34	34	34	34	34	34	62	62	62	62	62	62	62
b₀=λ₁	8,79	11,79	13,02	15,70	20,58	23,40	25,69	28,96	35,17	43,03	51,31	57,87	65,09	70,53	75,86	81,18
b₁	5,22	7,06	7,84	9,34	12,19	13,89	15,33	17,25	21,24	25,63	30,13	33,84	38,54	41,75	32,51	48,37
λ₂=2·b₁-b₀	1,66	2,34	2,66	2,99	3,81	4,39	4,96	5,55	7,30	8,22	8,95	9,81	11,99	12,97	14,08	15,56
t₂=λ₂/λ₁	0,19	0,20	0,20	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,21	0,19	0,17	0,17	0,18	0,18	0,19	0,19
m₁	0,59	0,60	0,60	0,60	0,59	0,59	0,60	0,60	0,60	0,60	0,59	0,58	0,59	0,59	0,59	0,60
k	251,65	179,13	148,92	237,24	286,63	261,76	215,49	226,40	133,99	230,90	439,46	546,10	297,94	301,33	282,63	226,59
CV	0,35	0,40	0,41	0,38	0,36	0,35	0,38	0,39	0,45	0,40	0,34	0,32	0,37	0,36	0,36	0,36
α	8,17	5,53	4,76	4,50	3,61	3,10	2,67	2,39	1,71	1,62	1,62	1,52	1,15	1,07	0,98	0,86

A partir de las funciones ajustadas a cada serie, se calculan los cuantiles de precipitación máxima correspondientes a distintos periodos de retorno (tabla 67).

Tabla 67. Cuantiles obtenidos mediante el ajuste local de la función SQRT-ET_{máx}, por el método de los L-momentos, a las series de precipitación máxima anual correspondientes a intervalos temporales comprendidos entre 10 minutos y 7 días del pluviógrafo 4452.

T	10m	20m	30m	1h	2h	3h	4h	6h	12h	24h	48h	3d	4d	5d	6d	7d
2	8,03	10,79	11,85	14,35	18,83	21,40	23,47	26,67	31,96	39,65	46,98	52,91	59,57	64,56	69,42	74,18
5	10,73	14,62	16,21	19,22	25,03	28,55	31,56	35,79	43,93	53,16	61,47	68,71	79,06	85,64	92,32	99,54
10	12,71	17,45	19,43	22,79	29,57	33,79	37,50	42,49	52,78	63,08	72,02	80,19	93,32	101,07	109,09	118,16
25	15,43	21,34	23,87	27,69	35,79	40,98	45,67	51,69	65,01	76,71	86,43	95,86	112,87	122,21	132,08	143,75
50	17,60	24,46	27,43	31,62	40,75	46,72	52,21	59,04	74,82	87,60	97,90	108,30	128,46	139,07	150,43	164,21
100	19,89	27,74	31,18	35,74	45,98	52,76	59,09	66,79	85,19	99,07	109,94	121,35	144,86	156,80	169,73	185,74
500	25,66	36,07	40,71	46,17	59,15	68,01	76,50	86,37	111,49	128,06	140,23	154,14	186,23	201,53	218,44	240,19
1.000	28,35	39,96	45,14	51,04	65,29	75,12	84,62	95,50	123,81	141,58	154,30	169,36	205,49	222,36	241,14	265,59
5.000	35,07	49,69	56,34	63,22	80,64	92,88	104,93	118,35	154,71	175,41	189,39	207,26	253,63	274,40	297,85	329,14
10.000	38,17	54,20	61,51	68,83	87,72	101,07	114,33	128,90	169,01	191,02	205,55	224,70	275,82	298,39	324,01	358,47

Dividiendo los cuantiles anteriores por la duración del intervalo, es decir, expresándolos como intensidades, y representando las correspondientes a un mismo periodo de retorno frente a la duración del intervalo temporal se obtienen las curvas IDF del pluviógrafo (figura 134).

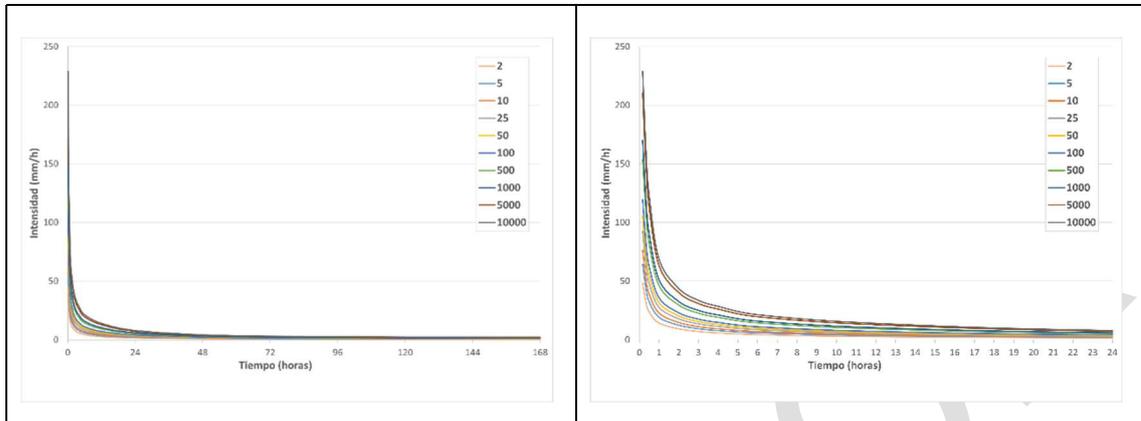


Figura 134. Curvas IDF del pluviógrafo 4452 (izquierda) y detalle de estas para duraciones menores de 24h (derecha).

Las curvas obtenidas se comparan en la figura siguiente con la procedente de la expresión algebraica incluida en la Norma 5.2. IC (la misma curva adimensional para todos los periodos de retorno, correspondiente a un factor de torrencialidad $\frac{I_1}{I_d} = 10$), para lo cual se han expresado previamente de forma adimensional, para hacerlas comparables, dividiendo los cuantiles de intensidad de precipitación por el cuantil de intensidad de precipitación diaria (I_d).

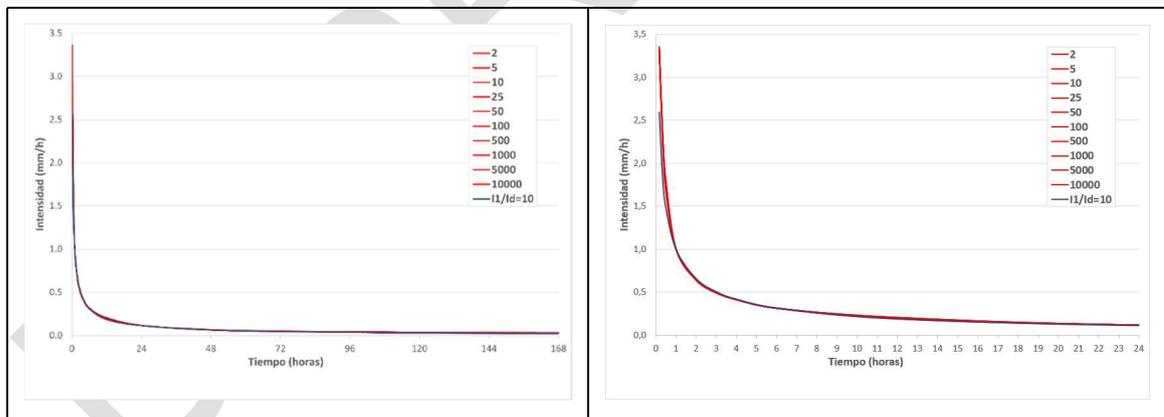


Figura 135. Comparación de las curvas IDF adimensionales (izquierda) y detalle de estas para duraciones menores de 24h (derecha). En rojo las correspondientes al pluviógrafo 4452 y en azul la procedente de la expresión algebraica de la Norma 5.2. IC para un factor de torrencialidad $\frac{I_1}{I_d} = 10$.

Se observa como las curvas IDF adimensionales del pluviógrafo coinciden entre sí para todos los periodos de retorno, presentando una forma funcional muy similar a la de la expresión algebraica incluida en la Norma 5.2. IC. Asimismo, se observa como las curvas del pluviógrafo proporcionan intensidades mayores para los intervalos temporales más pequeños, lo que conducirá a obtener hietogramas de cálculo más apuntados, y también para los más grandes

(por encima de 72 horas), lo que podría tener incidencia en la precipitación total de las tormentas de larga duración.

La siguiente etapa en el cálculo de las lluvias consiste en obtener el hietograma, es decir, en determinar cómo se distribuye la precipitación total a lo largo de la duración de la tormenta. La forma habitual de obtener la distribución temporal de la precipitación consiste en la utilización de hietogramas sintéticos teóricos contruidos a partir de las curvas IDF o a partir del análisis estadístico de diversos hietogramas expresados en forma adimensional. En España, dado que no existen estudios sobre la distribución temporal adimensional de las tormentas, se suele utilizar el primero de los dos métodos. El hietograma se construye de tal forma que en cada intervalo entorno al máximo la precipitación media es la máxima permitida por las curvas IDF para el periodo de retorno considerado. Se parte del máximo y se van añadiendo intervalos entorno al mismo hacia los extremos, de tal forma que se cumpla la condición anterior. Al asignar la precipitación a los nuevos intervalos que se vayan añadiendo entorno al máximo será necesario tener en cuenta la cantidad de precipitación asignada a los intervalos ya calculados.

Respecto a la forma del hietograma, es usual el uso de la forma simétrica, donde la distribución de las intensidades de precipitación es simétrica entorno al máximo con éste en el centro de la tormenta. También es posible utilizar distribuciones de las intensidades no simétricas, más conservadoras, en las que el intervalo de mayor intensidad es precedido por el segundo de mayor lluvia y seguido del tercero de mayor intensidad y así sucesivamente. Las distribuciones asimétricas asumen una mayor precipitación antes del máximo del hietograma, por lo que los caudales calculados mediante simulación hidrológica serán mayores al ser mayor la humedad del suelo y también mayor, por tanto, la escorrentía (Ferrer, 1992) (figura 136).

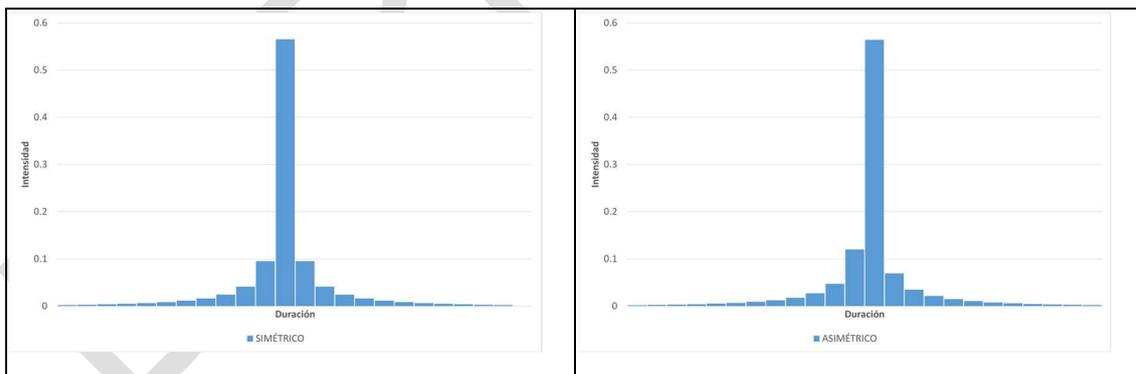


Figura 136. Ejemplos de hietogramas sintéticos de tipo simétrico (izquierda) y asimétrico (derecha).

En cuanto al intervalo de discretización del hietograma, se recomienda habitualmente tomar un valor menor que un 20% del tiempo de concentración de la cuenca, aunque esta recomendación está indicada para maximizar el caudal punta del hidrograma resultante. Si la calibración del modelo se va a llevar a cabo, como se recomienda en esta Guía, teniendo en cuenta no sólo el caudal punta sino también el volumen de avenida, la recomendación anterior puede dar lugar a hidrogramas excesivamente apuntados, lo que puede dificultar dicho ajuste.

En este último caso, puede ser adecuado discretizar el hietograma en intervalos de mayor duración que conduzcan a una mayor distribución de la precipitación a lo largo de la tormenta, de tal forma que se pueda llevar a cabo la calibración del modelo, tanto sobre el volumen de avenida como sobre el caudal punta, con un valor adecuado de los parámetros. El estudio de hietogramas de tormentas reales en la zona de estudio o próximas a ella, así como el análisis de la variación obtenida en los parámetros de calibración ante distintos tamaños de intervalo, puede ayudar a seleccionar la duración del intervalo a utilizar. La discretización óptima del hietograma dependerá de cada cuenca, pudiendo constituir el intervalo de discretización, como se indicará más adelante, un parámetro de calibración. Como referencia, en la figura siguiente se muestra el hietograma construido para el estudio hidrológico de la cuenca del río Narcea, tomado de MARM [2011], en el que se decidió discretizar la tormenta, de cinco días de duración, en aproximadamente 20 intervalos. Lógicamente, la aplicación práctica de las recomendaciones anteriores requerirá redondear el intervalo resultante a una cantidad que permita el fácil manejo del hietograma.

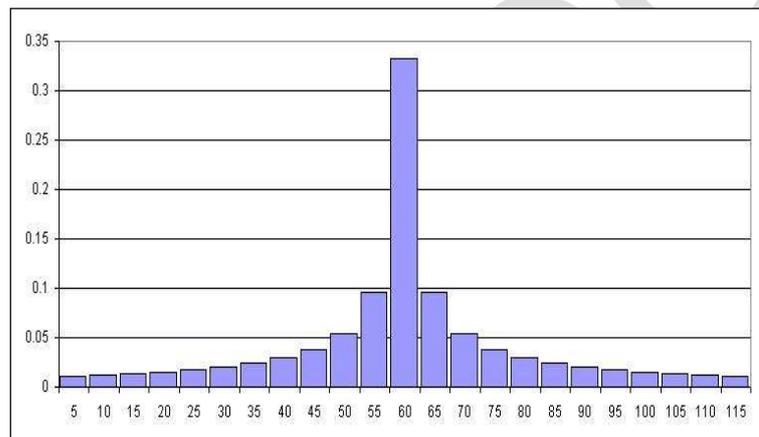


Figura 137. Hietograma sintético con distribución simétrica de las intensidades de precipitación utilizado en el estudio hidrológico del río Narcea (Fuente: MARM, 2011).

A modo de ejemplo, en la figura siguiente se muestran distintos hietogramas simétricos adimensionales (obtenidos dividiendo la precipitación de cada intervalo por la precipitación total del hietograma) construidos, considerando una duración de tormenta de 6 días y diferentes intervalos de discretización (3, 4 y 6 horas), a partir de las curvas IDF calculadas anteriormente para el pluviógrafo 4452. Se observa cómo para intervalos de discretización más pequeños el hietograma obtenido es más apuntado, con una mayor concentración de precipitación en los intervalos centrales.

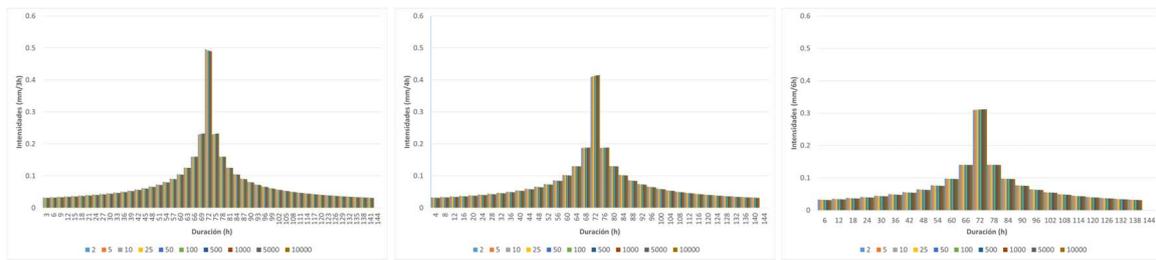


Figura 138. Hietogramas sintéticos simétricos adimensionales construidos considerando una duración de tormenta de 6 días y diferentes intervalos de discretización temporales: 3 horas (izquierda), 4 horas (centro) y 6 horas (derecha), a partir de las curvas IDF calculadas para el pluviógrafo 4452 (los diferentes colores indican distintos periodos de retorno).

Si el estudio se realiza mediante un modelo distribuido, será necesario obtener, para cada periodo de retorno que se considere, un hietograma de cálculo para cada celda de las capas *ráster*. En la práctica, de forma operativa, se obtendrá un hietograma adimensional para la cuenca (el valor de cada intervalo de este hietograma vendrá dado por la cantidad de precipitación que cae en él expresada en tanto por uno de la total). La distribución temporal dada por este hietograma se aplicará a las capas *ráster* de cuantiles de precipitación correspondientes a la duración de la tormenta (D), que se obtendrá multiplicando las capas *ráster* de cuantiles de precipitación diaria por el factor de paso de intensidad diaria a intensidad en la duración D , obtenido de las curvas IDF. Como resultado, se obtendría para cada periodo de retorno un conjunto de capas *ráster*, tantas como intervalos tenga el hietograma, resultado de multiplicar la capa correspondiente al cuantil de precipitación de la duración D por la cantidad de precipitación que cae en cada intervalo expresada en tanto por uno de la total. En la figura siguiente se muestra un ejemplo de capas *ráster* correspondientes a los intervalos 1°, 4°, 8°, 10° y 12° (intervalo central de máxima intensidad) de una tormenta de cálculo (MARM, 2011).

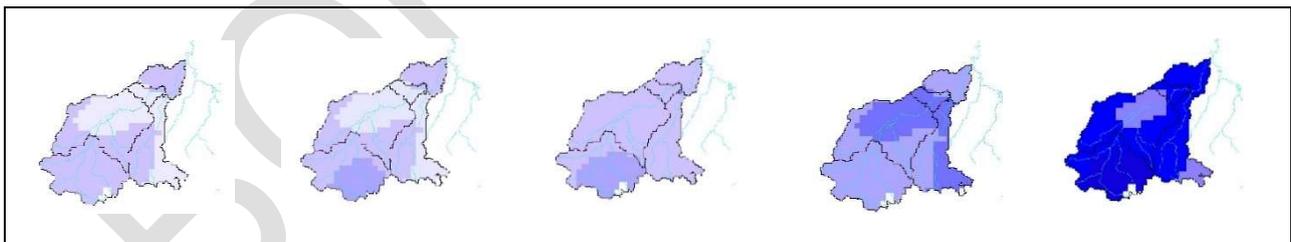


Figura 139. Ejemplo de capas *raster* de precipitación para distintos intervalos de una tormenta de cálculo (Fuente: MARM, 2011).

En el caso de emplear el modelo HEC-HMS, las últimas versiones incorporan nuevas funcionalidades que permiten la importación de los archivos de precipitaciones que definen el hietograma a un único archivo binario con formato *.dss*. De esta forma, cada archivo *.dss*

contendrá, de forma secuencial, la información de precipitación, distribuida en el espacio, de cada intervalo, para cada periodo de retorno²⁵.

RECOMENDACIONES

- Para tener en cuenta que no caerá simultáneamente en todos los puntos de la cuenca la precipitación de un mismo periodo de retorno se suele reducir la precipitación multiplicándola por un factor reductor, denominado factor reductor por área (K_A). Existen ábacos y gráficos en distintos países que permiten estimar su valor en función del área de la cuenca vertiente al punto de cálculo y de la duración de la tormenta considerada. En España este factor se puede estimar, en función del área vertiente al punto de cálculo, a partir de la expresión propuesta por Témez [1991], que es aplicable a las precipitaciones diarias:

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15}$$

Es importante tener en cuenta que el factor corrector a aplicar en una simulación concreta del modelo se debe calcular para el valor del área vertiente al punto de cálculo, aplicando ese valor a todas las subcuencas que configuren el modelo, por lo que su valor dependerá del punto para el que se quiera obtener resultados.

- Una vez obtenidos los cuantiles de precipitación máxima de duración diaria, el siguiente paso consistirá en determinar la duración característica de los eventos de precipitación en la cuenca de estudio, la cual puede determinarse mediante dos procedimientos:
 - Analizando los hietogramas de los principales eventos de precipitación ocurridos en la cuenca de estudio o en sus proximidades, preferiblemente a partir de la información registrada en pluviógrafos, o, en su defecto, en pluviómetros convencionales.
 - Analizando los hidrogramas o limnigramas de los principales eventos registrados en las estaciones existentes en la cuenca de estudio o en cuencas próximas. La duración de un hidrograma (o de su limnigrama asociado) dependerá de la duración de la tormenta que lo ha generado y del tiempo de respuesta de la cuenca, verificándose la siguiente relación:

$$T_b = D_{Pneta} + T_c$$

De esta forma, la duración del hidrograma (o limnigrama) menos el tiempo de concentración de la cuenca permitirá estimar la duración de la lluvia neta, siendo la duración total de la tormenta algo mayor que ésta. Hay que tener en cuenta que la tormenta debe ser capaz de generar hidrogramas de duración similar a la de los principales hidrogramas reales.

²⁵ Mientras las nuevas funcionalidades incorporadas en HEC-HMS destinadas a facilitar el uso de información espacial en diferentes proyecciones y formatos no estén totalmente implementadas y operativas, el archivo .dss puede generarse gracias al programa facilitado por el *Hydrologic Engineering Center* del *US Army Corps of Engineers* (asc2dssGrid.exe) a partir de *grids* en formato *ascii* de ArcGIS. Adecuar los *grids* al sistema SHG (*Standard Hydrologic Grid*) del modelo puede requerir el uso de la proyección cónica equivalente de Albers comúnmente utilizada en EE.UU.



Los resultados de estos análisis pueden representarse en un histograma para facilitar su interpretación. Se podría adoptar como duración de tormenta la duración más frecuente, o, preferiblemente, considerar una horquilla de valores frecuentes dentro de la cual tomar un valor conservador.

- Para obtener el cuantil de precipitación para la duración de la lluvia de cálculo (D) a partir del cuantil de precipitación diaria se deben emplear las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF).
- Para caracterizar las curvas IDF puede utilizarse la expresión algebraica incluida en la Norma 5.2. IC de Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras (Témez, 1987; MF, 2019). En la actualidad, dada la antigüedad del trabajo que dio lugar a las curvas IDF de la Norma 5.2. IC y la disponibilidad actual de un número mucho mayor de pluviógrafos con series más largas, se está llevando a cabo en el CEH del CEDEX la revisión de dichas curvas. Mientras no esté disponible el resultado de este trabajo, puede ser aconsejable realizar un análisis de los datos disponibles en los pluviógrafos próximos a la zona de estudio cuya información sea representativa de la cuenca a modelizar, para lo cual se tendrán en cuenta ciertas características como la altitud o la vertiente en las que se localicen. Cuando las nuevas curvas IDF obtenidas difieran claramente de la expresión general incluida en la Norma 5.2. IC y resulten más conservadoras, se podrán utilizar en la construcción del hietograma de cálculo. En caso de que las nuevas curvas resulten menos conservadoras se recomienda aplicar, salvo que se justifique lo contrario, las curvas de la Norma 5.2. IC.
- A la hora de utilizar las curvas IDF obtenidas en un pluviógrafo, es necesario tener en cuenta que, en general, solo será de aplicación a la cuenca de estudio la relación entre los cuantiles de intensidad correspondientes a distintos intervalos temporales, pero no la magnitud concreta de estos cuantiles, ya que la magnitud de las precipitaciones en el pluviógrafo serán distintas de las de la cuenca. Se recomienda relacionar las intensidades en la cuenca de estudio con las del pluviógrafo mediante la siguiente expresión (MF, 2019), donde k_b puede tomarse igual a 1,13:

$$I(T, t) = I_d k_b \frac{I_{IDF}(T, t)}{I_{IDF}(T, 24)}$$

- El hietograma se construye a partir de las curvas IDF de tal forma que en cada intervalo entorno al máximo la precipitación media es la máxima permitida por dichas curvas para el periodo de retorno considerado. Es usual el uso de hietogramas con forma simétrica, con el máximo en el centro de la tormenta, aunque también es posible utilizar distribuciones de las intensidades no simétricas, más conservadoras.
- Es habitual la recomendación de adoptar un intervalo de discretización del hietograma menor que un 20% del tiempo de concentración de la cuenca, aunque esta recomendación está indicada para maximizar el caudal punta del hidrograma resultante. Si la calibración del modelo se lleva a cabo teniendo en cuenta no sólo el caudal punta sino también el volumen de avenida, la recomendación anterior puede dar lugar a hidrogramas excesivamente apuntados, lo que puede dificultar dicho ajuste. Con este objetivo, puede ser adecuado discretizar el hietograma en intervalos de mayor duración de tal forma que se pueda llevar a cabo la calibración del modelo con un valor adecuado de los parámetros. El estudio de hietogramas de tormentas reales en la zona de estudio o próximas a ella, así como el análisis de la variación

obtenida en los parámetros de calibración ante distintos tamaños de intervalo, puede ayudar a seleccionar la duración del intervalo a utilizar. La discretización óptima del hietograma dependerá de cada cuenca, pudiendo constituir el intervalo de discretización un parámetro de calibración. Lógicamente, para su aplicación práctica se requerirá redondear el intervalo a una cantidad que permita el fácil manejo del hietograma.

- Si el estudio se realiza mediante un modelo distribuido, es necesario aplicar la distribución temporal del hietograma a las capas *ráster* de cuantiles de precipitación correspondientes a la duración de la tormenta de cálculo, obteniendo para cada periodo de retorno tantas capas como intervalos tenga el hietograma.

5.4.1.3. Modelación de la infiltración y otras detracciones. Función producción

Mediante la función producción se simula el proceso en el que parte de la lluvia se infiltra, o queda detenida o interceptada, no contribuyendo a la formación de la crecida. El resto de la precipitación dará lugar a la formación de la escorrentía superficial o, más exactamente, de la escorrentía directa. La parte que no participa en la formación de la crecida (que se “pierde”) incluye la interceptación por la vegetación, el almacenamiento en las depresiones del suelo y la infiltración. Las pérdidas por evapotranspiración, que son importantes en la simulación del proceso lluvia-escorrentía a largo plazo (por ejemplo, para evaluar la cantidad de recurso hídrico disponible), se consideran poco importantes en el caso de eventos de avenida. La infiltración es el proceso más importante de estas detracciones y es función principalmente del tipo de vegetación, de las propiedades físicas del suelo (incluido su contenido de humedad) y de la duración e intensidad de la lluvia. La tasa de infiltración del agua en el suelo depende en gran medida de las condiciones de la superficie del terreno, e incluso con suelos muy permeables, una delgada capa superior impermeabilizada por deposición de finos puede conducir a una baja infiltración. Al comienzo de la tormenta la infiltración suele ser elevada debido a la capacidad de almacenamiento del suelo, que depende de la porosidad, el espesor y la humedad de este, aunque una vez alcanzada la saturación, la infiltración será igual a la transmisividad del terreno saturado situado debajo.

Con la simulación de las detracciones lo que se pretende es conocer el volumen del hidrograma de escorrentía directa, que coincidirá con el volumen del hietograma de precipitación neta. Como ya se ha expuesto anteriormente, dado que, en general, se podrá disponer de datos procedentes del registro de explotación de las presas o, en su defecto, del registro de estaciones de aforo de la ROEA o del SAIH, a partir del cual se podrá obtener la serie temporal de volúmenes de avenida, se deberá utilizar esta información para la calibración de los parámetros del método de cálculo utilizado como función producción, de tal forma que el modelo sea capaz de reproducir el comportamiento estadístico de la serie de datos²⁶.

²⁶ El modelo deberá ser capaz de reproducir el comportamiento estadístico de los volúmenes de escorrentía directa, para lo cual será necesario separar la componente subterránea del hidrograma según lo expuesto en el apartado 5.2.2. No obstante, si, como es frecuente, el caudal base es reducido frente a los caudales de avenida, se podrá trabajar directamente con los volúmenes totales.



Existen distintos procedimientos desarrollados para calcular la infiltración, desde expresiones matemáticas con carácter experimental como las propuestas por Horton [1940] o Holtan [1971], hasta formulaciones más complejas basadas en soluciones aproximadas de la ecuación de Richards, que describe el movimiento vertical del agua en la zona no saturada, como la ecuación de Philip [1957], o deducidas a partir de modelos más o menos simplificados del proceso de percolación del agua en el terreno, como el modelo de Green y Ampt [1911].

En cuanto a los métodos de carácter empírico, la formulación de Horton es una de las más empleadas y asume que la capacidad de infiltración decrece a lo largo del tiempo hasta alcanzar un valor más o menos constante siguiendo una expresión que depende del valor límite de la infiltración, función únicamente del tipo de suelo, y de una constante que depende del tipo de suelo y del contenido inicial de humedad. Este método es sencillo y se ajusta bien a los datos experimentales, pero plantea dificultades para la estimación de los citados parámetros. El método de Holtan asume, por su parte, que la capacidad de infiltración sobre un valor mínimo constante es directamente proporcional al volumen de poros no saturados que existen en el suelo elevado a un exponente. La infiltración va decreciendo a medida que la humedad del suelo aumenta y por tanto se reduce el volumen de poros no saturados. Este método presenta el inconveniente de requerir que se determine previamente el espesor de suelo que controla el proceso.

En cuanto a las otras detracciones, puede encontrarse en la literatura técnica formulaciones que permiten estimar la intercepción a partir de un parámetro que representa el almacenamiento máximo sobre las hojas y de la tasa de evaporación. Asimismo, el almacenamiento en depresiones puede describirse mediante la ecuación de Linsley. No obstante, en tormentas importantes estas detracciones representan una parte muy pequeña del volumen.

En la práctica, lo más habitual es utilizar modelos de exceso de precipitación. Estos modelos tienen en cuenta conjuntamente todas las detracciones: intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración, y su objetivo es determinar la precipitación neta, es decir, la parte de la precipitación que se transforma en escorrentía directa y da lugar a la crecida. Entre estos métodos puede encontrarse el de pérdidas inicial y constante o el método del número de curva (SCS, 1972).

El método de pérdidas inicial y constante es un método muy simplificado, en el que se asume que toda la lluvia se detrae hasta que se satisfacen las pérdidas iniciales, momento a partir del cual se descuentan las pérdidas a un ritmo constante.

El método con un uso más extendido para estimar las detracciones en el cálculo de crecidas es el método del número de curva. Este método se basa en suponer que toda la lluvia se detrae hasta que se alcanza una determinada cantidad, denominada umbral de escorrentía (P_0), para la cual se supone que la capa superficial del suelo se satura y comienza a generarse la escorrentía directa. Para determinar la cantidad de escorrentía directa generada hasta un instante dado se establece la hipótesis de que la escorrentía está en la misma relación respecto a la precipitación total caída hasta ese instante (descontado el P_0) que el agua infiltrada (descontado también el P_0) respecto a la capacidad máxima de almacenamiento del suelo (S). Con esa hipótesis y la ecuación de continuidad se llega a la siguiente expresión:

$$E = 0 \quad P \leq P_0 \quad [120]$$

$$E = \frac{(P-P_0)^2}{(P-P_0)+S} \quad P > P_0$$

Donde E es la escorrentía directa, P la precipitación total, P_0 el umbral de escorrentía y S la retención máxima del suelo, con todas las cantidades expresadas en milímetros.

El método, por tanto, depende de dos parámetros, P_0 y S . El SCS, a partir de datos empíricos, obtuvo la siguiente relación entre el umbral de escorrentía y la máxima retención:

$$P_0 = 0,2S \quad [121]$$

Por lo que, en la práctica, el método depende de un único parámetro, P_0 , quedando la formulación del método de la siguiente manera:

$$E = 0 \quad P \leq P_0 \quad [122]$$

$$E = \frac{(P-P_0)^2}{P+4P_0} \quad P > P_0$$

El umbral de escorrentía se puede relacionar con otra magnitud denominada número de curva (que da nombre al método), introducida en su momento para facilitar su aplicación práctica mediante gráficos, y que viene dado por la siguiente expresión (con P_0 en mm):

$$CN = \frac{5000}{P_0+5} \quad [123]$$

La ventaja fundamental de este método radica en la facilidad para estimar sus parámetros a partir de datos edafológicos, de pendiente del terreno y de uso del suelo en la zona de estudio, mediante tablas elaboradas por el propio SCS. En España el P_0 , para unas condiciones medias de humedad antecedente, puede estimarse, por ejemplo, a partir de la tabla que se proporciona en el Anexo VII, que proporciona su valor para la clasificación de usos del suelo del *Corine Land Cover 2000* (CLC2000). Esta tabla, que se encuentra también incluida en la Norma para el Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras (Orden FOM/298/2016) y su posterior actualización mediante Resolución de 26 de marzo de 2018 de la Dirección General de Carreteras (MF, 2019), fue desarrollada en el marco de una colaboración entre el CEDEX y la Universidad de León (ULE, 2009; CEDEX, 2009c) a partir de los trabajos previos realizados con la clasificación de usos del suelo del CLC1990 (CEDEX, 1997; Ferrer, 2003). En la actualidad se dispone de versiones más recientes del *CORINE* para los años 2006 (CLC2006), 2012 (CLC2012) y 2018 (CLC2018), siendo esta la última versión disponible que se publicó en 2020, aunque todas ellas se basan en una clasificación de usos del suelo menos detallada que la del CLC2000.



La modelación de las detracciones en el HEC-HMS cuenta con la posibilidad de utilizar métodos agregados o métodos distribuidos. Entre los métodos agregados se encuentran los siguientes:

- Método de pérdidas por Déficit y Constante.
- Método de pérdida Exponencial, donde la infiltración se representa como una curva logarítmica de infiltración acumulada.
- Método de Green y Ampt.
- Método de pérdidas Inicial y Constante.
- Método del Número de Curva del SCS.
- Método de pérdida de Smith Parlange, que se aproxima a la ecuación de Richards.
- Método de pérdidas por cálculo de la humedad del suelo, donde se usan cinco capas de suelo para representar la dinámica del movimiento del agua en superficie y en el terreno.

En el caso de recurrir a una modelación distribuida, tal como se recomienda en esta Guía, que permita tener en cuenta la variabilidad espacial de las características de la cuenca y, por tanto, de los parámetros del método, el HEC-HMS permite utilizar los siguientes modelos:

- Método de pérdidas por Déficit y Constante distribuido.
- Método de pérdidas por cálculo de la humedad del suelo distribuido.
- Método del SCS distribuido.
- Método de Green y Ampt distribuido.

Como se ha dicho, el método de uso más extendido es el del número de curva, que se considera de suficiente precisión para el objetivo perseguido en la modelación hidrológica objeto de esta Guía, y cuyo uso es aconsejable por su facilidad para estimar sus parámetros. No obstante, cualquier otro método de cálculo más sofisticado será igualmente válido, aunque probablemente será más compleja la estimación de sus parámetros.

La determinación del parámetro P_0 ha sido realizada para todo el territorio de la España peninsular por el CEDEX, en colaboración con la Universidad de León (ULE, 2009; CEDEX, 2009b), estando disponibles los resultados en forma de capa *ráster* con resolución de 500x500 m (figura 140), por lo que se recomienda su utilización en la elaboración de los estudios hidrológicos. Esta capa se encuentra disponible en la página web del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico²⁷, de donde puede ser descargada.

Las variables de las que depende el P_0 y la forma en que se obtuvieron en el mencionado trabajo, son las siguientes:

²⁷ <https://www.miteco.gob.es/es/cartografia-y-sig/ide/descargas/agua/mapa-caudales.aspx>

- Grupo hidrológico de suelo: Para la estimación de esta variable se partió del método propuesto por Ferrer [2003] consistente en la obtención en distintos perfiles de suelo de la variable tasa mínima de infiltración (f_c), en algunos casos medida en campo y en otros estimada a partir de funciones de edafotransferencia desarrolladas por la misma autora. A partir del conjunto de datos puntuales se realizó una interpolación mediante *kriging*, obteniendo de esta forma un mapa de f_c para el conjunto de la España peninsular. Posteriormente, se realizó una clasificación de dichos valores para obtener un mapa de grupos hidrológicos de suelo.
- Uso del suelo: Se utilizó la información contenida en el CLC2000. El proyecto europeo *CORINE Land Cover*, se inició a finales de la década de los 80 del pasado siglo con el objetivo de generar una cartografía de usos de suelo homogénea y actualizada para todos los países de la Unión Europea a una escala de 1:100.000. En la actualidad, como se ha comentado anteriormente, se dispone de los mapas de usos de suelo: CLC1990, CLC2000, CLC2006, CLC2012 y CLC2018, que es la versión más reciente de estos mapas y que fue distribuida en el año 2020.
- Pendiente del terreno: Esta variable se derivó mediante operaciones de SIG a partir del *MDT* disponible en el Centro de Estudios Hidrográficos, con resolución espacial de 500x500 m, distinguiendo entre pendientes mayores y menores del 3%.

Los parámetros anteriores se relacionaron con el valor del P_0 en condiciones medias de humedad antecedente mediante la tabla incluida en el Anexo VII. El mapa resultante del proceso anterior se muestra en la figura adjunta (figura 140) en la que se puede observar la distribución espacial de dicho parámetro en el territorio de la España peninsular. El rango total de valores se mueve entre 0, para las superficies impermeables, y 152, correspondiente a las áreas de playas y dunas. El valor promedio para el conjunto de la España peninsular es de 22,9 y su mediana 21. El valor de P_0 más frecuente es 14.

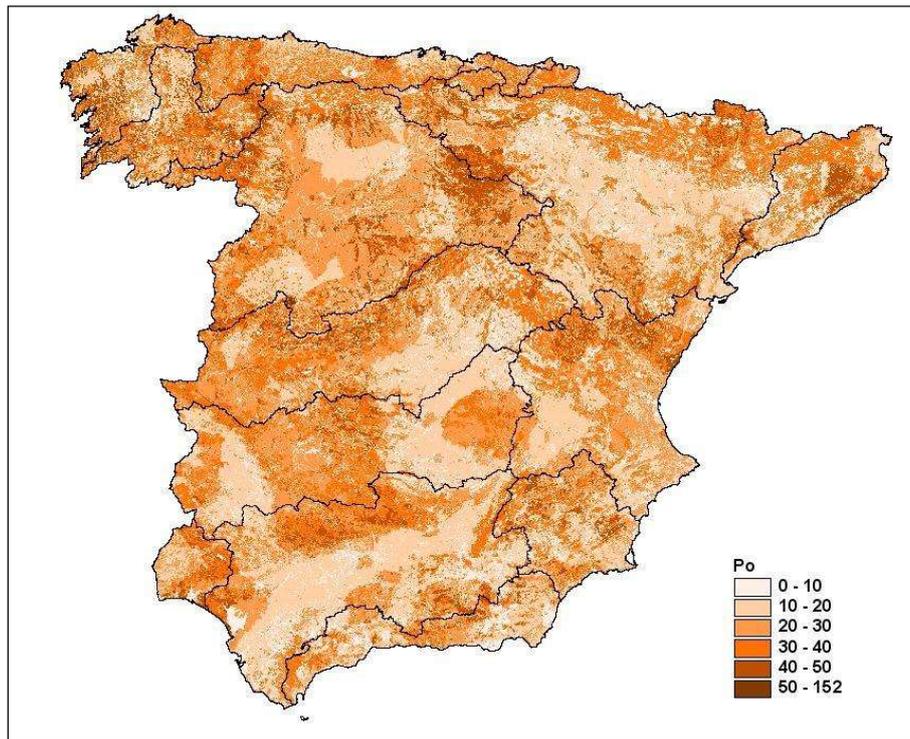


Figura 140. Mapa de umbral de escorrentía (mm) para la España peninsular (ULE, 2009; CEDEX, 2009b).

Recientemente, el estudio a escala nacional del parámetro P_0 ha sido actualizado incorporando los cambios producidos en los usos del suelo en los últimos años. Para ello se ha utilizado la información contenida en el CLC2018. Este nuevo mapa de umbral de escorrentía actualizado está pendiente de su difusión por parte de la Dirección General del Agua.

En el caso de utilizar el programa HEC-HMS, se requiere introducir en el modelo el valor del número de curva, en lugar del P_0 , lo que implica la transformación del mapa anterior a valores de número de curva mediante la expresión [123]. Si se opta por la modelación agregada, será necesario obtener el valor medio del número de curva para cada una de las subcuencas. La modelación distribuida requiere considerar la distribución espacial del número de curva. En el modelo HEC-HMS esto conlleva, en primer lugar, la generación de un *grid* con los valores del número de curva a partir de un fichero *.dss*. Las últimas versiones del programa incorporan nuevas funcionalidades que permiten la importación del fichero del número de curva a un fichero binario con formato *.dss*²⁸. Una vez generado el *grid* con los valores del número de curva, será posible su selección entre las opciones que incorpora el método de cálculo distribuido del número de curva del SCS para definir los parámetros en el modelo de cuenca (figura 141).

²⁸ Mientras las nuevas funcionalidades incorporadas en HEC-HMS destinadas a facilitar el uso de información espacial en diferentes proyecciones y formatos no estén totalmente implementadas y operativas, el fichero *.dss* puede generarse gracias al *plugin* HEC-GeoHMS para ArcGIS del Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers a partir de *grids* en formato *ascii* de ArcGIS. Adecuar los *grids* al sistema SHG (*Standard Hydrologic Grid*) del modelo puede requerir el uso de la proyección cónica equivalente de Albers comúnmente utilizada en EE.UU.

Por último, se destaca que, inicialmente, el valor del número de curva corresponderá a condiciones medias de humedad antecedente, valor que deberá calibrarse posteriormente a partir de la información disponible sobre volúmenes de avenida en los puntos de medida (apartado 5.4.2.1.).

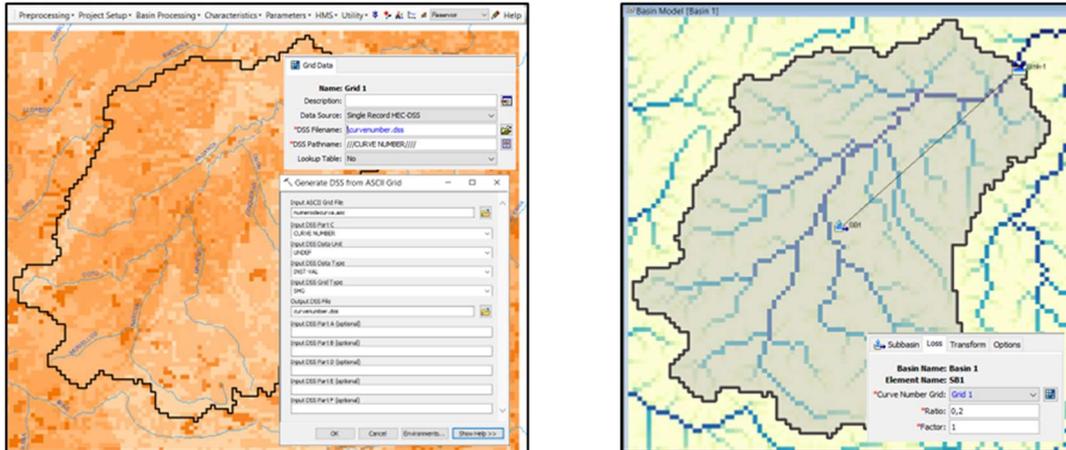


Figura 141. Generación del fichero .dss a partir del *grid* de número de curva en formato *ascii* gracias a las utilidades de HEC-GeoRAS (izquierda) y generación del *grid* de número de curva y asignación del mismo en la entrada de parámetros del método del número de curva distribuido para el cálculo de las pérdidas en HEC-HMS (derecha).

RECOMENDACIONES

- Mediante la función producción se determina qué parte de la lluvia no contribuye a la formación de la crecida y qué parte (precipitación neta) da lugar a la formación de la escorrentía directa.
- El método de uso más extendido como función producción es el del número de curva del SCS, que se considera de suficiente precisión para el objetivo perseguido en la modelación hidrológica objeto de esta Guía, y cuyo uso es aconsejable por la facilidad para estimar sus parámetros. No obstante, cualquier otro método de cálculo más sofisticado será igualmente válido, aunque probablemente será más compleja la estimación de sus parámetros.
- Para la obtención del umbral de escorrentía en condiciones medias de humedad antecedente, se proporciona una tabla en el Anexo VII basada en la clasificación de los usos del suelo del CLC2000. Esta tabla se encuentra también incluida en la Norma 5.2-IC para el Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras. Actualmente, se dispone de versiones más recientes del *CORINE* (CLC2006, CLC2012 y CLC2018), aunque con una clasificación de usos del suelo menos detallada que la del CLC2000.
- En general, se recomienda en la elaboración de los estudios hidrológicos el uso del mapa del parámetro P_0 elaborado por el CEDEX en colaboración con la Universidad de León para todo el territorio de la España peninsular. El mapa se encuentra en formato *raster* con resolución de 500x500 m. Esta capa se puede descargar de la página web del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, existiendo una actualización que incorpora los cambios producidos en los usos del



suelo, reflejados en el CLC2018, que está pendiente de su difusión por parte de la Dirección General del Agua.

- El modelo HEC-HMS dispone de herramientas para la aplicación del método del número de curva tanto de forma agregada como distribuida. Inicialmente, se introducirá en el modelo el número de curva correspondiente a las condiciones medias de humedad antecedente, y su valor se deberá calibrar posteriormente a partir de la información disponible sobre volúmenes de avenida en los puntos de medida (apartado 5.4.2.1.).

5.4.1.4. Cálculo del caudal de escorrentía directa. Función distribución

Una vez calculada la precipitación neta, es decir, la parte de la precipitación total sobre la cuenca que se transforma en escorrentía superficial (o en un sentido más amplio, en escorrentía directa), es necesario determinar cómo esa escorrentía al desplazarse por la red de drenaje genera los caudales a lo largo del tiempo en el punto de salida. Es decir, es necesario transformar el hietograma neto en el hidrograma de escorrentía directa. El procedimiento matemático que permite realizar este cálculo se suele denominar función distribución.

La realización de un cálculo detallado exigiría la simulación de la propagación de la escorrentía a través de un modelo más o menos simplificado de la red de drenaje real de la cuenca, mediante distintas aproximaciones de las ecuaciones de Saint-Venant, o mediante la aplicación de modelos hidrológicos de propagación. Ha sido muy habitual en los modelos hidrológicos tratar de aproximarse a este problema mediante la aplicación de las ecuaciones de onda cinemática a una representación simplificada de la red de drenaje. En la actualidad, algunos modelos permiten llevar a cabo un cálculo detallado, a partir de un MDT, mediante la resolución, a través de elementos o volúmenes finitos, de las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant.

Un procedimiento más simple y más frecuentemente utilizado para transformar el hietograma neto en el hidrograma de escorrentía directa, es la utilización de las denominadas funciones de transferencia, que no requieren una modelación detallada del movimiento del agua por la red de drenaje. De entre las funciones de transferencia, la universalmente utilizada es el hidrograma unitario, que se basa en asumir que la cuenca presenta un comportamiento lineal e invariante en el tiempo, siendo mucho menos utilizadas otro tipo de funciones no invariantes o no lineales. El método del hidrograma unitario, concebido para ser utilizado con modelos agregados, exige suponer que la lluvia es uniforme en toda la cuenca por lo que su aplicación solo es válida para cuencas hasta una determinada superficie máxima (de entre 500 y 2.000 km², dependiendo del autor) para asegurar que la lluvia es suficientemente uniforme.

El hidrograma unitario se define como la respuesta de la cuenca a una precipitación neta de 1 mm, de intensidad constante, uniforme sobre la cuenca y de una determinada duración. El método está basado en los principios enunciados por Sherman [1932] de constancia del tiempo de base del hidrograma para lluvias netas de la misma duración; de proporcionalidad, por el que dos lluvias netas de intensidad constante, igual duración y distinto volumen producen caudales proporcionales a dichos volúmenes; y de superposición, por el que los hidrogramas

generados por lluvias producidas en intervalos distintos de tiempo son independientes y se pueden sumar para obtener la respuesta del conjunto de intervalos. Estos principios equivalen a asumir la hipótesis de comportamiento lineal e invariante para la cuenca.

Para obtener el hidrograma unitario de una cuenca determinada existen dos posibilidades. La primera consiste en partir del análisis de los hidrogramas de avenidas reales medidos en los puntos de registro, método que es muy laborioso y complejo. Otra posibilidad, más usual, consiste en la utilización de hidrogramas unitarios sintéticos predefinidos, que han sido confeccionados por distintos autores u Organismos a partir del estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas. Estos hidrogramas suelen venir expresados en función de uno o dos parámetros que se pueden calibrar si la cuenca está aforada o determinarse a partir de expresiones empíricas. En general, se pueden distinguir dos grupos de hidrogramas unitarios sintéticos. Por una parte, están los hidrogramas unitarios con forma predefinida, tanto aquellos que adoptan una forma simplificada, por ejemplo, triangular (caso del hidrograma unitario de Snyder, el triangular del SCS o el triangular de Témez), como aquellos con formas más realistas expresados en forma adimensional, caso del hidrograma unitario adimensional del SCS. Por otra parte, están los hidrogramas unitarios conceptuales que, más que un hidrograma, lo que proponen es un procedimiento para la obtención de éste en una cuenca determinada. Están basados en modelos de transporte y almacenamiento en la cuenca, y entre ellos se encuentra el hidrograma unitario instantáneo de Clark o el hidrograma unitario instantáneo de Nash, que corresponden a una duración infinitamente pequeña de la unidad de lluvia neta. Por último, se pueden distinguir también los hidrogramas basados en la estructura geomorfológica de la red fluvial, caso del denominado hidrograma unitario geomorfológico.

El hidrograma unitario de Clark presenta la posibilidad de aplicación en forma distribuida, lo que permite tener en cuenta la estructura real de la red de drenaje, así como la distribución de la lluvia neta dentro de la cuenca, por lo que, sin perjuicio de que se puedan utilizar otras opciones de modelación más sofisticadas, constituye una buena opción para la elaboración de los modelos hidrológicos distribuidos. Además, la aplicación distribuida del hidrograma de Clark, junto con la aplicación distribuida del método del número de curva, está disponible entre las herramientas de modelación que ofrece el programa HEC-HMS (método *ModClark*).

La metodología propuesta por Clark es el resultado de la consideración de dos procesos, la traslación de la lluvia neta, calculada mediante el método de las isocronas y para lo que se requiere conocer el tiempo de viaje de la cuenca (T_v); y la laminación por almacenamiento en la cuenca, que se tiene en cuenta a través de un hipotético embalse lineal colocado en su punto de salida. En un embalse lineal se supone que el caudal de salida es proporcional al volumen almacenado en el mismo en ese instante:

$$O = \frac{1}{K} S \quad [124]$$

Siendo O el caudal de salida, S el volumen almacenado en el embalse y K un parámetro del método denominado coeficiente de almacenamiento.

Los parámetros a determinar son, por consiguiente, T_v y K . Se recomienda emplear las siguientes expresiones (Ferrer, 1992) para estimar su valor:

$$T_v = 0,64T_c \quad \frac{K}{T_v+K} = 0,25 \quad [125]$$

En la expresión anterior T_c es el tiempo de concentración de la cuenca, que se recomienda calcular mediante la siguiente expresión propuesta por Témez [1987]:

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} \quad [126]$$

Donde L es la longitud del cauce principal (km) y J su pendiente media, y que proporciona el valor de T_c en horas.

El valor de 0,25 para la relación anterior entre el coeficiente de almacenamiento (K) y el tiempo de viaje (T_v) debe tomarse simplemente como un valor de partida puesto que, como se indicará más adelante (apartado 5.4.2.2.), será necesario ajustar su valor para que el modelo sea capaz de reproducir correctamente las características estadísticas de la serie temporal de caudales máximos en los puntos de calibración. En la figura siguiente se muestra cómo cambia la forma del hidrograma unitario en función del valor de la relación anterior.

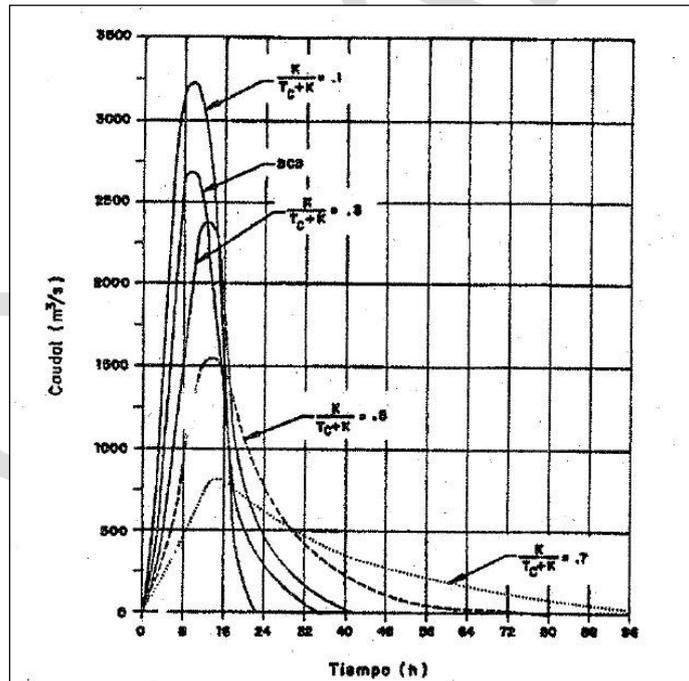


Figura 142. Comparación de diversos hidrogramas unitarios de Clark para diferentes valores de la relación entre T_v y K (Fuente: Ferrer, 1992).

En el método *ModClark* del HEC-HMS, versión distribuida del hidrograma unitario de Clark, el hidrograma de traslación se calcula considerando el área de las celdas de la retícula en que

se ha dividido la cuenca y el tiempo de traslación de cada celda al punto de drenaje. Estos tiempos de traslación se calculan mediante la expresión:

$$T_{celda} = T_v \frac{D_{celda}}{D_{max}} \quad [127]$$

Donde T_{celda} es el tiempo de traslación desde la celda hasta el punto de desagüe, T_v el tiempo de viaje de la cuenca, D_{celda} la distancia de la celda al punto de desagüe por la red de drenaje y D_{max} la distancia al punto de desagüe, a través de la red de drenaje, desde el punto más alejado de la cuenca.

La distancia desde cada celda al punto de desagüe (D_{celda}), denominada en el HEC-HMS como *Travel Length*, se especifica mediante un fichero de parámetros o *Grid Cell File* que, hasta las versiones más recientes del modelo HEC-HMS, era necesario generar de forma externa. El contenido y estructura del fichero de parámetros (figura 143) es el siguiente:

- Se estructura por subcuencas. Para cada subcuenca del modelo se indican las celdas que la componen, bajo el nombre de la subcuenca a la que pertenecen. Cada celda se indica en una fila mediante su coordenada X e Y, asociadas a un sistema de coordenadas local *Standard Hydrologic Grid* (SHG) que tiene su origen en el extremo inferior izquierdo de un recuadro con la misma extensión que las capas de información utilizadas y que, lógicamente, debe abarcar toda la zona de estudio. Como alternativa al sistema SHG, HEC-HMS incorpora la posibilidad de utilizar el sistema HRAP comúnmente empleado por el *National Weather Service* de EE.UU.
- A cada celda se le asigna una distancia en km, que es necesario calcular previamente, partiendo de un mapa de direcciones de drenaje de la cuenca, mediante las herramientas disponibles en los SIG, y que representa la distancia de la celda al punto de salida de la cuenca a través de la red de drenaje.
- También es necesario indicar para cada celda la parte de su superficie que se encuentra contenida dentro del contorno que define la subcuenca. Si dicho contorno se ha definido a partir del mapa de direcciones de drenaje, no existirán celdas compartidas por dos subcuencas.

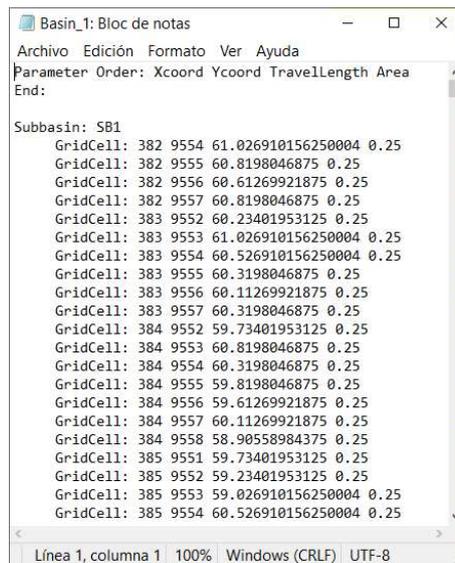


Figura 143. Fichero de texto o *Grid Cell File* con los valores de longitudes de drenaje para el modelo HEC-HMS.

La distancia al punto de desagüe desde el punto más alejado de la cuenca (D_{max}) será, lógicamente, la mayor de las distancias D_{celda} de entre todas las existentes en cada subcuenca.

Las nuevas versiones de HEC-HMS incorporan utilidades dentro de las herramientas SIG que permiten generar este fichero a partir de la definición del terreno en el modelo de cuenca mediante un MDT (figura 144). Hasta que las diferentes opciones que proporciona el modelo a la hora de definir la proyección estén totalmente operativas, adecuar la información espacial al sistema SHG puede requerir el uso de la proyección cónica equivalente de Albers, comúnmente utilizada en EE.UU.

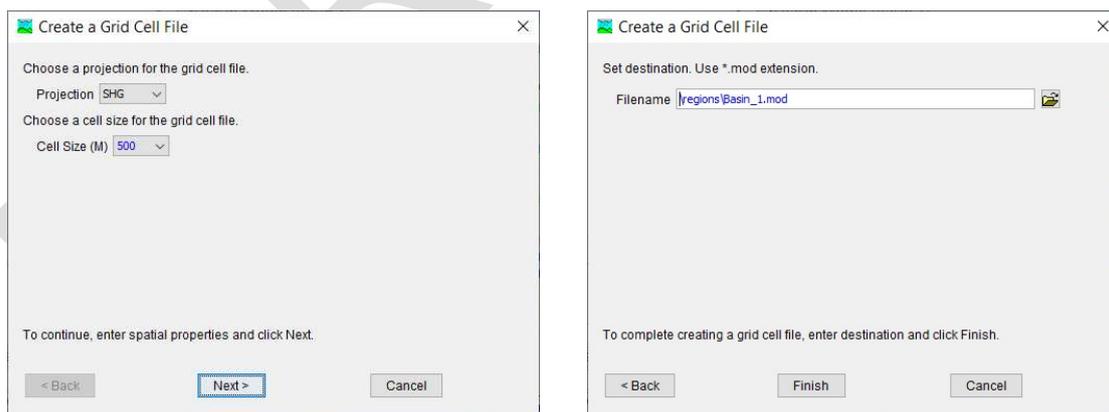


Figura 144. Generación del fichero *Grid Cell File* dentro de las herramientas SIG del modelo HEC-HMS.

El fichero así generado, cuyo formato va a depender de la versión utilizada de HEC-HMS, se incorpora al modelo de cuenca de dos modos distintos también en función de la versión del modelo. Las versiones más recientes implican seleccionar un método de discretización

estructurado para cada una de las cuencas y almacenan los elementos espaciales de discretización en formato *.sqlite* en una base de datos *SpatiaLite* (figura 145).

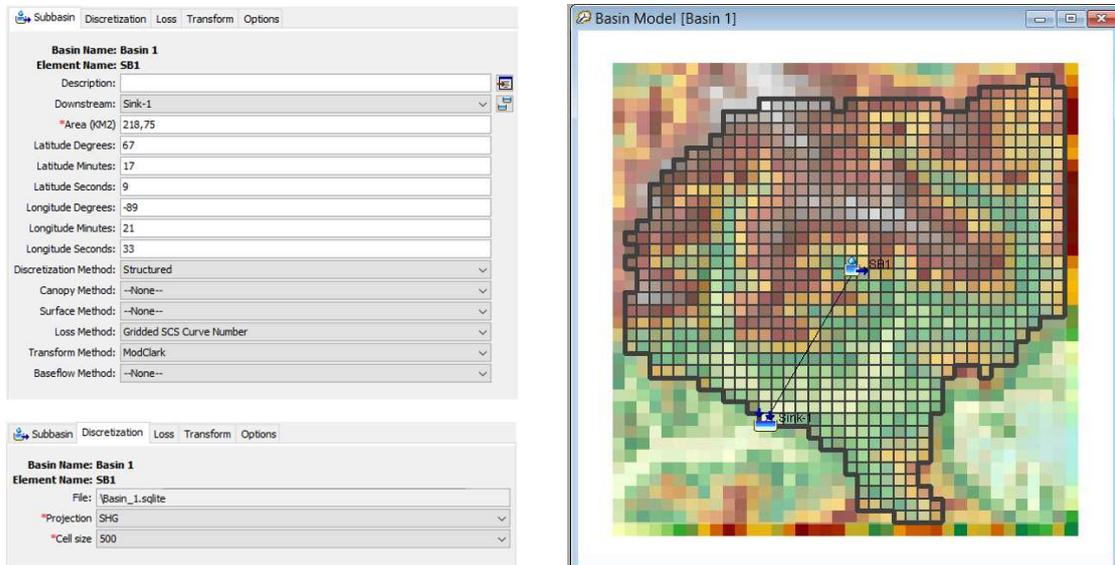


Figura 145. Selección del método de discretización y asignación del fichero *Grid Cell File* para una subcuenca en el modelo de cuenca de HEC-HMS.

Por su parte, las versiones previas requieren la definición de un *grid* regional a partir del fichero *Grid Cell File* que deberá ser asignado al modelo de cuenca (figura 146).

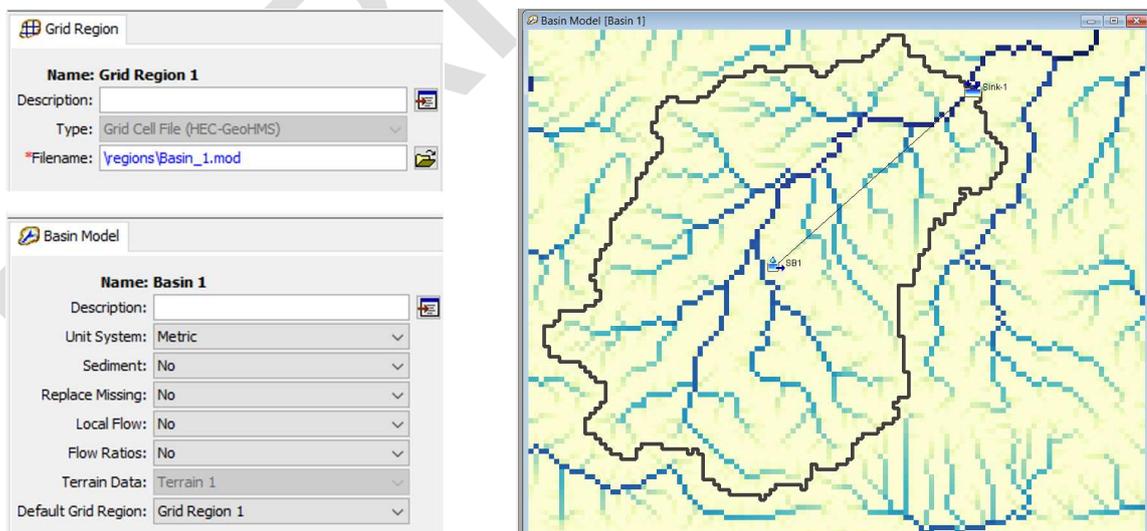


Figura 146. Asignación del fichero *Grid Cell File* y selección del *grid* regional para el modelo de cuenca de HEC-HMS.

Junto con el método del hidrograma unitario de Clark distribuido (*ModClark*), el modelo HEC-HMS permite también utilizar los siguientes métodos como función distribución:



- Hidrograma Unitario del SCS.
- Hidrograma Unitario de Snyder.
- Hidrograma Unitario de Clark agregado.
- Hidrograma Unitario definido por el usuario.
- Hidrograma en S definido por el usuario.
- Método de la Onda Cinemática.
- Método de la Onda Difusiva (resuelve las ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales, en la aproximación de onda difusiva, mediante combinación con el programa HEC-RAS).

RECOMENDACIONES

- Una vez calculada la precipitación neta, es necesario determinar cómo esa escorrentía al desplazarse por la red de drenaje genera los caudales a lo largo del tiempo en el punto de salida. El procedimiento matemático que permite realizar este cálculo se denomina función distribución.
- El método más utilizado como función distribución en la modelación de crecidas es el método del hidrograma unitario, que se basa en asumir que la cuenca presenta un comportamiento lineal e invariante en el tiempo.
- De entre los hidrogramas unitarios sintéticos disponibles, el hidrograma unitario de Clark presenta la posibilidad de su aplicación de forma distribuida, lo que permite tener en cuenta la estructura real de la red de drenaje, así como la distribución de la lluvia neta dentro de la cuenca, por lo que, sin perjuicio de que se puedan utilizar otras opciones de modelación más sofisticadas, constituye una buena opción para la elaboración de los modelos hidrológicos distribuidos. El modelo HEC-HMS dispone de herramientas para la aplicación distribuida del hidrograma de Clark, junto con la aplicación distribuida del método del número de curva (método *ModClark*).
- Los parámetros del método del hidrograma unitario de Clark son el tiempo de viaje (T_v) y el coeficiente de almacenamiento (K). Se recomienda emplear las siguientes expresiones (Ferrer, 1992) para estimar su valor:

$$T_v = 0,64T_c \quad \frac{K}{T_v+K} = 0,25$$

Para la aplicación de la expresión anterior, se recomienda determinar el tiempo de concentración (T_c) de la cuenca mediante la siguiente expresión propuesta por Témez [1987]:

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

- En el caso del parámetro K se deberá ajustar posteriormente su valor para que el modelo sea capaz de reproducir correctamente las características estadísticas de la serie temporal de caudales máximos en los puntos de calibración (apartado 5.4.2.2.).

5.4.1.5. Propagación en cauce

La propagación de la avenida vendrá condicionada por la configuración concreta del cauce y su llanura de inundación a lo largo de la red de drenaje. Su estudio detallado requerirá la aplicación de un modelo hidráulico en régimen variable con capacidad para resolver las ecuaciones de Saint-Venant, dependiendo de la configuración de la llanura de inundación, en una o dos dimensiones. La propagación implica cierto grado de laminación del hidrograma que vendrá condicionado por la capacidad de almacenamiento del tramo de río.

En consecuencia, el cálculo detallado de la propagación implicaría la utilización de un modelo hidrológico y otro hidráulico de tal forma que el hidrograma obtenido por el modelo hidrológico aguas arriba del tramo de propagación se introduciría en el modelo hidráulico para obtener como resultado el hidrograma propagado con el que seguir calculando el modelo hidrológico aguas abajo. Lo habitual es, sin embargo, calcular la propagación de los hidrogramas dentro del propio modelo hidrológico mediante algún modelo simplificado, aproximación que suele ser suficiente en la mayoría de los casos. En este apartado se exponen ciertas consideraciones básicas acerca de los modelos simplificados de uso más frecuente para el cálculo de la propagación de avenidas, comenzando por los modelos que se basan en simplificaciones de las ecuaciones para el cálculo del flujo unidimensional. No obstante, en ocasiones puede haber tramos de río singulares, por ejemplo, grandes llanuras inundables con un comportamiento hidráulico complejo y en las que se pueden producir laminaciones considerables, en los que puede ser conveniente calcular la propagación de forma más detallada mediante la aplicación de modelos hidráulicos.

Las ecuaciones de Saint-Venant de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento -a lo largo de la distancia x (m) y en un tiempo t (s)- correspondientes al movimiento del agua en lámina libre en una dimensión, se pueden escribir mediante las siguientes ecuaciones, representando la primera la conservación de la masa y la segunda la cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot (S_f - S_0) = 0 \quad [128]$$

(I) + (II) + (III) + (IV)

en las que A (m²) es el área, y (m) es el calado, Q (m³/s) es el caudal, V (m/s) es la velocidad, g es la aceleración de la gravedad (m²/s), S_f (m/m) es la pendiente de la línea de energía y S_0 (m/m) es la pendiente del lecho.

La segunda ecuación está compuesta de los términos de aceleración local (I) y convectiva (II), así como del gradiente de presión (III) y del balance entre la gravedad y la fuerza de fricción con el lecho (IV). Esta ecuación puede simplificarse despreciando aquellos términos que puedan tener una menor importancia relativa, dando lugar a las siguientes aproximaciones:

- Onda dinámica, en la que se consideran todos los términos.



- Onda difusiva, en la que se desprecian los términos de aceleración (I) y (II) que en la mayoría de los tramos fluviales suelen tener una magnitud inferior a los otros dos.
- Onda cinemática, en la que se desprecia también el término correspondiente a las fuerzas de presión (III), el cual puede tener una importancia reducida en aquellos casos en los que no hay remansos relevantes impuestos desde aguas abajo. En este caso se produce un equilibrio entre la fuerza de la gravedad y la de fricción con el lecho.

La elección de una aproximación en particular va a depender fundamentalmente de las características de la onda de avenida y de las pendientes del terreno y de la línea de energía, es decir, de la influencia que ejercen las condiciones aguas abajo sobre la propagación.

En el caso de hidrogramas con ramas rápidamente crecientes, será necesario comprobar la validez de la aplicación tanto de la aproximación de la onda difusiva como la de la onda cinemática debido a que ambas consideran despreciable el término correspondiente a la aceleración local (I). Asimismo, para tramos de propagación con pendientes inferiores al 0,4‰ pueden no ser válidas dichas simplificaciones, ya que en estos casos los valores de los términos de presión, de gravedad y de fricción tendrán una magnitud reducida que puede ser comparable a la de los términos de aceleración, aunque estos sean pequeños. Esta situación puede ser frecuente en tramos de desembocadura. En estos casos, la propagación deberá calcularse utilizando la aproximación de la onda dinámica en la que se resuelven las ecuaciones completas de Saint-Venant.

El método de la onda cinemática es apropiado en tramos con pendientes mayores del 2‰, en los que los términos de aceleración local (I), convectiva (II) y de gradiente de presión (III) son despreciables frente al efecto de la pendiente del terreno (la gravedad), que queda compensado con la pendiente de la línea de energía, calculada mediante una fórmula de pérdidas, generalmente la fórmula de Manning. La utilización de este método puede ser una buena alternativa y, de hecho, es el método de propagación que incorporan muchos modelos hidrológicos. No obstante, esta aproximación no es apropiada en los tramos más bajos de los ríos, con pendientes más reducidas, en los que los niveles aguas abajo pueden producir remansos que condicionen el flujo. En estos casos, será necesario aplicar la aproximación de onda difusiva que incluye en la ecuación de la cantidad de movimiento, además de los términos de pendientes de fricción y del terreno, el término de gradiente de presión.

Se han establecido algunos criterios numéricos para delimitar el campo de validez de las distintas aproximaciones de las ecuaciones de Saint-Venant, en función de la pendiente del terreno y de las características de la avenida. Estos criterios se especifican en la siguiente tabla en la que B_+ hace referencia a la morfología del tramo identificando tres rangos según el valor del ratio entre las anchuras de la llanura de inundación y del cauce, T_+ considera las características de la onda de avenida en términos de duración del hidrograma (T), velocidad media (u_0) y calado de referencia (d_0) de tal forma que $T_+ = \frac{T \cdot S_0 \cdot u_0}{d_0}$, F_0 es el número de Froude que relaciona las fuerzas de inercia y gravedad del fluido, S_0 es la pendiente del lecho y g es la aceleración de la gravedad.

Tabla 68. Criterios para la elección del modelo de propagación según Ponce y Yevjevich [1978] en la fila superior y Moussa y Bocquillon [2000] en la fila inferior.

Aproximación a la onda cinemática			Aproximación a la onda difusiva		
$B_+ = 1$	$B_+ = 8$	$B_+ = 20$	$B_+ = 1$	$B_+ = 8$	$B_+ = 20$
$T_+ \geq 171$			$TS_0(g/y)^{0.5} \geq 30$		
$F_0^2/T_+ \leq 0.0432$ con $T_+ \geq 39$	$F_0^2/T_+ \leq 0.0101$ con $T_+ \geq 154$	$F_0^2/T_+ \leq 0.0037$ con $T_+ \geq 383$	$F_0^2/T_+ \leq 0.0432$	$F_0^2/T_+ \leq 0.0101$	$F_0^2/T_+ \leq 0.0037$

Por último, conviene destacar que los modelos de propagación basados en las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales no resultan de aplicación en aquellas llanuras aluviales en las que la componente de velocidad transversal al flujo tiene una magnitud similar a la velocidad de éste y donde, por tanto, el flujo tendrá un comportamiento bidimensional.

En cuanto a los métodos hidrológicos de propagación simplificados, quizá el más utilizado sea el método de Muskingum. Este procedimiento parte de aplicar la ecuación de continuidad, o de conservación de la masa, a un conjunto de elementos de almacenamiento en los que se divide el tramo, y de asumir una relación lineal entre el volumen almacenado en el tramo (S) y los caudales entrantes (I) y salientes (O). Esta relación lineal permite tener en cuenta la distribución no uniforme del volumen almacenado a lo largo del tramo, distinguiendo entre un almacenamiento en prisma y un almacenamiento en cuña, que será positivo en la fase creciente del hidrograma y negativo en la decreciente, según la siguiente expresión, en la que K y X son coeficientes que representan el tiempo de traslación de la onda y la laminación en el tramo, respectivamente:

$$S = K[XI - (1 - X)O] \tag{129}$$

Este método tiene el inconveniente de que mantiene los parámetros constantes en el tiempo, cuando realmente dependerán de la magnitud de los caudales circulantes por el tramo. De esta forma, el valor considerado para los parámetros deberá corresponder a un caudal de referencia de la avenida en consideración. Este hecho debe tenerse en cuenta a la hora de realizar la propagación de las avenidas para un amplio rango de caudales. Podría darse la situación en que los parámetros deducidos para unos valores de caudales que no desborden el cauce sean muy diferentes de aquellos correspondientes a caudales que desbordan el cauce y ocupan la llanura de inundación, lo que podría llevar a cometer errores de importancia en el cálculo de la propagación.

Los parámetros K y X pueden calibrarse para el tramo de propagación en estudio si se dispone de información sobre hidrogramas entrantes y salientes de este. Dicha información, casi nunca se conoce, por lo que es necesario estimar el valor de los parámetros a partir de las características morfológicas del tramo. Una estimación adecuada de estos parámetros



requiere disponer de información detallada sobre la topografía del río, así como la realización de un análisis hidráulico de sus secciones (Ferrer, 1992), por lo que en muchas ocasiones puede ser más ventajoso y preciso aplicar el método de Muskingum-Cunge que se trata a continuación.

Se puede demostrar (Cunge, 1967) que la resolución de la ecuación de onda difusiva por diferencias finitas conduce a la misma expresión de cálculo que en el método de Muskingum, lo que permite relacionar los parámetros K y X con las características físicas de la sección del río:

$$K = \Delta x / c$$
$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right) \quad [130]$$

Donde Δx es la longitud del tramo o subtramo de cálculo, c la celeridad de la onda (que puede calcularse mediante la relación $c = \frac{\partial Q}{\partial A}$), Q el caudal circulante por el tramo en el instante considerado, B el ancho de la lámina de agua en la sección y S_0 la pendiente del cauce.

En general, se recomienda elegir un valor de Δx que no genere inestabilidades en el cálculo para el paso de tiempo elegido en la simulación (Δt) y, en particular, debe ser tal que cumpla la condición dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta x < \frac{1}{2} \cdot \left(c \cdot \Delta t + \frac{Q_0}{B \cdot S_0 \cdot c} \right) \quad [131]$$

siendo $Q_0 = Q_B + \frac{1}{2} \cdot (Q_{max} - Q_B)$, Q_{max} el caudal máximo y Q_B el caudal base del hidrograma de entrada en el tramo.

Las expresiones [130] anteriores pueden utilizarse para realizar una estimación adecuada de los parámetros del método de Muskingum. Cunge [1967] propuso emplear la ecuación de Muskingum para calcular la propagación, pero reconsiderando los valores de los parámetros en cada instante de cálculo a través de las mencionadas expresiones. Este procedimiento de cálculo, denominado método de Muskingum-Cunge, evita el mayor inconveniente del método de Muskingum, ya mencionado anteriormente, consistente en tomar un valor constante para los parámetros. De esta forma, al ser los parámetros realmente funciones del tiempo la relación entre el almacenamiento en el tramo y los caudales de entrada y salida deja de ser lineal. Para la aplicación de este procedimiento es necesario disponer de una topografía del terreno a una escala adecuada con el fin de obtener unos parámetros representativos de entrada al modelo de propagación.

Otra opción válida para calcular la propagación es utilizar el método de Puls modificado que divide el tramo de propagación en una serie de subtramos que el método supone se comportan como un embalse, es decir, que en cada uno el caudal saliente es únicamente función del volumen almacenado en el tramo. De esta forma, este procedimiento se basa en la resolución en cada tramo de la ecuación de continuidad y de dicha función de almacenamiento. El hidrograma de salida de un tramo será el de entrada del tramo situado inmediatamente aguas abajo. Por lo general, la función de almacenamiento será desconocida,

por lo que es necesario calcularla mediante un modelo hidráulico, habitualmente en régimen permanente, para lo que será también necesario, al igual que en el método de Muskingum-Cunge, disponer de información adecuada sobre la topografía del tramo. El método de Puls modificado ofrece resultados similares al método de Muskingum-Cunge, aunque este último puede constituir una mejor alternativa al resultar la estimación de sus parámetros menos laboriosa.

Ninguno de los modelos simplificados expuestos requiere la aplicación de condiciones de contorno aguas abajo, por lo que no son capaces de reproducir por sí solos los efectos sobre la propagación de remansos como los producidos por los embalses, las mareas, los puentes y azudes o las confluencias con otros ríos. En estos casos, habrá que valorar la influencia de la sobreelevación en la propagación y, si es necesario, tener en cuenta este efecto en los parámetros del modelo, dividiendo el tramo de propagación aguas arriba y aguas abajo de cada singularidad. Una buena opción en estos casos puede ser utilizar el método de Puls modificado que permite incorporar el efecto de obstrucciones que generen remansos si se tienen en cuenta mediante un modelo hidráulico apropiado a la hora de obtener la función de almacenamiento. Asimismo, podría utilizarse otro tipo de modelos que sean capaces de tener en cuenta el efecto de los remansos, como los basados en simplificaciones de las ecuaciones de Saint-Venant comentados anteriormente.

A continuación, se describen brevemente los métodos que ofrece el modelo HEC-HMS para el cálculo de la propagación:

- Método de la onda cinemática:

El método de la onda cinemática requiere caracterizar morfológicamente el tramo mediante su longitud total y pendiente media (ambos valores pueden obtenerse fácilmente a partir de la cartografía), así como indicar su rugosidad media en términos del coeficiente de rugosidad de Manning (n) (figura 147). El modelo permite elegir entre distintas formas regulares simples para describir la sección media del tramo: circular, rectangular, profunda (sección rectangular con un calado, al menos, del orden de la anchura), trapecial o triangular. De esta forma, este método no sería válido para el cálculo de tramos con zonas importantes de desbordamiento. El manual del programa lo considera apropiado para tramos con pendientes importantes en zonas urbanas donde los cauces naturales se han modificado para que tengan formas y pendientes regulares.

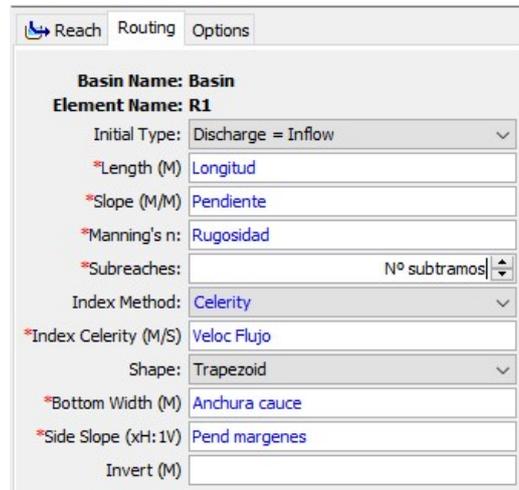


Figura 147. Menú de entrada de parámetros del método de la onda cinemática en el modelo HEC-HMS.

- Método de Muskingum:

El método de Muskingum requiere definir el tiempo de viaje (K) y el parámetro de laminación (X), según lo expuesto anteriormente, así como especificar el número de subtramos (N) en el que se dividirá el tramo de propagación (figura 148), el cual debe cumplir la siguiente condición para evitar problemas numéricos en el cálculo:

$$\frac{1}{2(1-X)} \leq N \leq \frac{1}{2X} \quad [132]$$

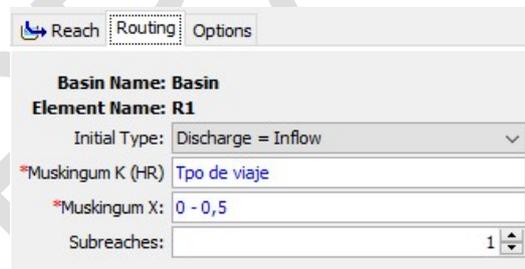


Figura 148. Menú de entrada de parámetros del método de Muskingum en el modelo HEC-HMS.

- Método de Muskingum-Cunge:

Este método requiere caracterizar morfológicamente el tramo mediante su longitud total y pendiente media (los valores de ambas pueden obtenerse fácilmente a partir de la cartografía), así como su rugosidad media en términos del coeficiente de rugosidad de Manning (n). Los parámetros necesarios para definir la geometría de la sección van a depender de la forma seleccionada entre las siguientes opciones: circular, de ocho puntos (bitrapezoidal), tabular, rectangular, trapezoidal o triangular. La sección de ocho puntos, o sección bitrapezoidal, es apropiada para representar de una forma simplificada el cauce y las márgenes del río, pudiendo asignar diferentes valores de la rugosidad a cada zona (figura 149). También puede ser apropiada la opción tabular, que implica definir la geometría de la sección mediante una serie de tablas que describen, en

función de la cota, el caudal que circula por el tramo, el área mojada, la anchura de la lámina de agua y el perímetro mojado.

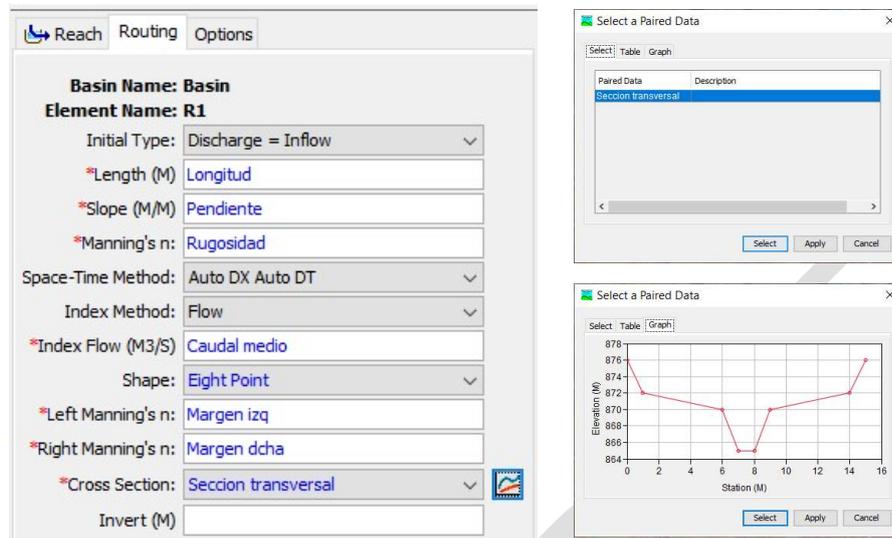


Figura 149. Menú de entrada de parámetros del método de Muskingum-Cunge en el modelo HEC-HMS.

- Método de Puls modificado:

Para la aplicación del método de Puls modificado es necesario definir, tal como se expuso anteriormente, una función de almacenamiento que relacione el volumen almacenado en el tramo con el caudal circulante por el mismo, para cuya definición suele utilizarse un modelo hidráulico sencillo. Como se indicó anteriormente, este procedimiento puede tener en cuenta los remansos generados por la existencia de obstáculos en el cauce, si se tienen en cuenta mediante un modelo hidráulico apropiado a la hora de obtener la función de almacenamiento. La utilización de este método requiere también especificar el número de subtramos en el que se dividirá el tramo de propagación, teniendo en cuenta que el tiempo de viaje de la onda en cada subtramo debe ser aproximadamente igual al intervalo de cálculo, de tal forma que dé tiempo a que en cada intervalo el volumen entrante pueda distribuirse por todo el subtramo (figura 150).

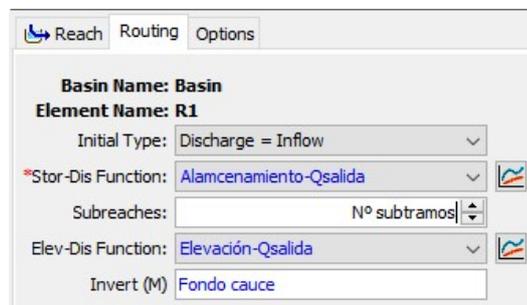


Figura 150. Menú de entrada de parámetros del método de Puls modificado en el modelo HEC-HMS.

- Método del calado normal:

El método del calado normal supone una variante del método de Puls modificado asumiendo que el tramo funciona en régimen uniforme (calado normal). En base a esta hipótesis, el modelo obtiene por sí mismo la relación entre el volumen almacenado en el tramo y el caudal que circula por el mismo, a partir de la fórmula de Manning. Lógicamente, se necesita caracterizar morfológicamente el tramo mediante su longitud total y pendiente media (los valores de ambas pueden obtenerse fácilmente a partir de la cartografía), así como su rugosidad media en términos del coeficiente de rugosidad de Manning (n). La sección transversal puede definirse a través de una de las formas simplificadas predefinidas que incluye el modelo: circular, de ocho puntos (bitrapezoidal), rectangular, trapezoidal o triangular (figura 151). La sección bitrapezoidal es particularmente idónea para representar los cauces naturales y sus márgenes, permitiendo el modelo, al igual que en el caso del método de Muskingum-Cunge, asignar diferentes valores de rugosidad a cada zona.

Figura 151. Menú de entrada de parámetros del método del calado normal en el modelo HEC-HMS.

- Método del tiempo de traslación:

Este método sólo tiene en cuenta el desfase entre el hidrograma de entrada y de salida del tramo como consecuencia del tiempo de viaje de la onda de avenida (figura 152). En consecuencia, solo es apropiado cuando el efecto de laminación es despreciable.

Figura 152. Menús de entrada de parámetros de los métodos de Tiempo de traslación (izquierda) y Tiempo de traslación y laminación (derecha) en el modelo HEC-HMS.

- Método del tiempo de traslación y laminación (K):

El método del tiempo de traslación y laminación puede considerarse como un caso especial del método de Muskingum en el que solo se considera el almacenamiento en el tramo debido a la componente de prisma, despreciando la componente de cuña (por lo que el parámetro X se toma igual a cero). De esta forma, sólo será de aplicación en el caso de hidrogramas de avenida que varíen lentamente. Los parámetros pueden definirse como constantes o como funciones del caudal (figura 153).

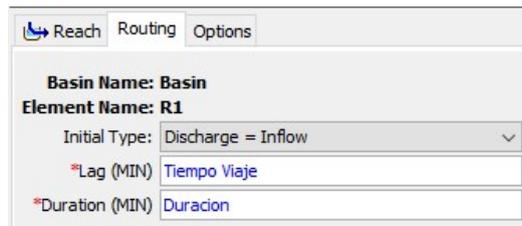


Figura 153. Menú de entrada de parámetros del método del tiempo de traslación y laminación en el modelo HEC-HMS.

- Método de Straddle-Stagger:

Por último, el método de Straddle-Stagger se basa en representaciones empíricas de los procesos de traslación y laminación en el tramo.

De entre los métodos comentados, se recomienda utilizar, en general, en caso de emplear el modelo HEC-HMS, el método de Muskingum-Cunge que permite tener en cuenta de una forma bastante precisa los procesos de traslación y laminación durante la propagación, a partir de una descripción sencilla de la sección tipo del tramo, considerando tanto el cauce como las márgenes inundables. Otra opción adecuada es el método de Puls modificado, que ofrece resultados similares al método de Muskingum-Cunge, aunque en la práctica puede resultar más laboriosa su aplicación al tener que obtener previamente la función de almacenamiento, salvo que se aplique en su versión del método del calado normal, en la que el propio modelo lleva a cabo la obtención de dicha función a partir de una sección tipo (descrita de forma similar al método de Muskingum-Cunge) asumiendo régimen uniforme. No obstante, tal como se ha indicado anteriormente, el método de Puls modificado puede ser una mejor opción si en el tramo de propagación existen elementos u obstrucciones al flujo que generan remansos, siempre que la función de almacenamiento se obtenga mediante un modelo hidráulico apropiado que permita tener en cuenta ese efecto.

En cualquier caso, tanto para aplicar el método de Muskingum-Cunge como el de Puls modificado, es necesario disponer de información adecuada sobre la topografía del tramo. Para ello, pueden utilizarse los modelos digitales del terreno (MDT), procedentes del proyecto PNOA-LiDAR del Plan Nacional de Ortofotografía Aérea (PNOA), disponibles en el centro de descargas de la página web del Instituto Geográfico Nacional (IGN). En general, lo más adecuado será utilizar los modelos con una resolución de 2 m, aunque en algunos casos de ríos de gran tamaño podría ser suficiente con el modelo de 5 m de resolución (figura 154).



Figura 154. MDT disponibles para su descarga en la web del IGN del proyecto PNOA-LiDAR.

Previamente a la selección de la sección tipo del tramo a utilizar en los cálculos, puede ser conveniente llevar a cabo un análisis de la morfología del tramo de propagación, consistente en identificar posibles diferencias morfológicas a lo largo del mismo que deriven en la necesidad de definir diferentes tramos y en comprobar la representatividad de las secciones definidas. Este análisis se basa en la observación, a partir de la información disponible, de la configuración de las llanuras de inundación en el tramo de propagación y de la morfología de las secciones. Como resultado de este análisis, puede ser necesario dividir el tramo de propagación en dos o más tramos, en función de sus características geométricas, presencia de determinados elementos que generen remansos, etc.

La representación gráfica de la curva que relaciona la anchura de la sección y su calado puede resultar útil en algunos casos para identificar la anchura del cauce y su altura, y la anchura de la llanura de inundación, de cara a definir las dimensiones de una sección bitrapezoidal que represente la geometría de la sección transversal del tramo (MARM, 2011).

Por otra parte, hay que tener en cuenta que los MDT obtenidos mediante la tecnología LiDAR no proporcionan habitualmente información sobre aquella parte del cauce que se encuentra inundada. Normalmente, esa falta de información suele ser poco relevante a los efectos del cálculo de la propagación en el tramo de grandes crecidas. Sin embargo, en determinados casos, dependiendo de la importancia de los caudales base o de la época en la que se haya realizado el vuelo, puede ser conveniente conocer la sección completa del cauce.

La única forma de conocer con precisión las dimensiones de la parte del cauce desconocida sería completar la información topográfica mediante la realización de una batimetría, lo que normalmente desborda el ámbito de un estudio hidrológico. Sin embargo, en ocasiones puede completarse de forma aproximada dicha información mediante un procedimiento más sencillo, teniendo en cuenta que la sección del cauce se aproximará por una sección trapezoidal.

Una posibilidad sería, en caso de que se conozca el caudal circulante por el tramo en el momento de la realización del vuelo (por conocer la fecha de su realización y disponer de una estación de medida próxima), aumentar la altura del cauce (manteniendo la pendiente de los

cajeros) de tal forma que la parte de la sección trapecial que se encuentra inundada tenga capacidad suficiente para transportar el caudal circulante por el tramo. Este cálculo hidráulico puede realizarse de forma simplificada estimando la pendiente media del tramo y asumiendo régimen uniforme.

Otra opción, en caso de que, en otros tramos del mismo río, ubicados aguas arriba o aguas abajo del tramo de propagación, se disponga de una batimetría (por ejemplo, zonas donde se hayan realizado estudios de inundabilidad para la elaboración de los Planes de Gestión del Riesgo de Inundación (PGRI) u otros trabajos), sería trasladar la información sobre la profundidad total del cauce desde la zona en la que se dispone de batimetría hasta el tramo de propagación, utilizando para ello las fórmulas de la geometría hidráulica propuestas por Leopold y Maddock [1953], en concreto la siguiente relación que liga la altura del cauce (d) con el caudal a cauce lleno (Q_c):

$$d = c \cdot Q_c^f \quad [133]$$

Siendo c y f parámetros que deberán calibrarse para cada río. De esta forma, podrá obtenerse una estimación de la altura total real del cauce en el tramo de propagación, a partir de la cual podrá corregirse la sección tipo obtenida inicialmente a partir del Lidar. Puede encontrarse más información sobre este procedimiento en MARM [2011].

RECOMENDACIONES

- Se recomienda emplear con carácter general el método de Muskingum-Cunge para el cálculo de los tramos de propagación del modelo. Otra opción adecuada es el método de Puls modificado, que ofrece resultados similares al método de Muskingum-Cunge, aunque en la práctica puede resultar más laboriosa su aplicación al tener que obtener previamente la función de almacenamiento, salvo que se aplique en su versión del método del calado normal.
- El método de Puls modificado puede ser una mejor opción si en el tramo de propagación existen elementos u obstrucciones al flujo que generan remansos, siempre que la función de almacenamiento se obtenga mediante un modelo hidráulico apropiado que permita tener en cuenta ese efecto.
- No obstante, en ocasiones puede haber tramos de río singulares en los que puede ser conveniente calcular la propagación de forma más detallada mediante la aplicación de modelos hidráulicos, a partir de alguna de las aproximaciones de las ecuaciones de Saint-Venant.
- Para la aplicación del método de Muskingum-Cunge o de Puls modificado es necesario disponer de información adecuada sobre la topografía del tramo. En concreto, en el caso del método de Muskingum-Cunge, se requiere conocer la geometría de una sección representativa del tramo de propagación. Para ello, pueden utilizarse los modelos digitales del terreno (MDT), con una resolución de 2 m, procedentes del proyecto PNOA-LiDAR, disponibles en el centro de descargas de la página web del Instituto Geográfico Nacional (IGN).



- Puede ser conveniente llevar a cabo un análisis de la morfología del tramo de propagación con objeto de identificar posibles diferencias morfológicas que aconsejen dividir el tramo en dos o más tramos, en función de sus características geométricas, presencia de determinados elementos que generen remansos, etc.
- La representación gráfica de la curva que relaciona la anchura de la sección y su calado puede resultar útil en algunos casos para identificar la anchura del cauce y su altura, y la anchura de la llanura de inundación, de cara a definir las dimensiones de una sección bitrapezoidal que represente la geometría de la sección transversal del tramo (MARM, 2011).
- Los MDT obtenidos mediante la tecnología LiDAR no proporcionan habitualmente información sobre aquella parte del cauce que se encuentra inundada. Normalmente, esa falta de información suele ser poco relevante a los efectos del cálculo de la propagación en el tramo de grandes crecidas. Sin embargo, si en algún caso fuera importante conocer la sección completa del cauce, puede seguirse alguno de los siguientes procedimientos:
 - En caso de que se conozca el caudal circulante por el tramo en el momento de la realización del vuelo, se puede aumentar la altura del cauce (manteniendo la pendiente de los cajeros) de tal forma que la parte de la sección trapezoidal que se encuentra inundada tenga capacidad suficiente para transportar el caudal circulante por el tramo.
 - En caso de que en otros tramos del mismo río se disponga de una batimetría, se podría trasladar la información sobre la profundidad total del cauce, desde la zona en la que se dispone de batimetría hasta el tramo de propagación, utilizando las fórmulas de la geometría hidráulica propuestas por Leopold y Maddock [1953] (MARM, 2011).

5.4.2. Calibración del modelo

Como se ha expuesto anteriormente, los procedimientos matemáticos que se elijan, tanto para la función producción como para la función distribución, dependerán de unos parámetros cuyo valor será, en principio, desconocido. El valor de dichos parámetros debe ser escogido de tal forma que el modelo hidrometeorológico reproduzca, lo más fielmente posible, el comportamiento real de la cuenca de estudio, el cual estará reflejado en los registros de las estaciones de aforo o embalses disponibles en la cuenca y, muy particularmente, en el caso de presas ya existentes, por los datos disponibles en la propia presa, ya sean procedentes del registro de explotación o del registro SAIH. Dado que el modelo se va a emplear para el cálculo de los hidrogramas de crecida correspondientes a determinados periodos de retorno, es decir, con un enfoque estadístico, su calibración también deberá tener un carácter estadístico. En consecuencia, el valor de los parámetros deberá elegirse de tal manera que el modelo sea capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento estadístico de las series de datos, tanto de caudal como de volumen, disponibles en los puntos de calibración, para lo cual será necesario asignar probabilidades muestrales a los datos de la serie, tal como se expuso en el apartado 5.2.1.4. De esta forma, las leyes de frecuencia de caudales punta y volúmenes de avenida obtenidas a partir del modelo deberán tratar de ajustar los datos con

sus probabilidades muestrales. Este ajuste debe buscarse, si es posible, en todo el rango de probabilidades cubierto por los datos, pero se recomienda atender especialmente al entorno del periodo de retorno de 10 años, el cual quedará bastante bien representado por los datos, teniendo en cuenta la longitud de las series habitualmente disponibles. Los periodos de retorno superiores estarán representados por la muestra con una mayor incertidumbre, y los periodos de retorno menores, en determinados casos, podrán estar simulados por el modelo con un mayor error, dada la mayor dificultad para simular correctamente la generación de la escorrentía directa a partir de precipitaciones más reducidas, especialmente si se utilizan modelos agregados.

Las leyes de frecuencia de caudales máximos y volúmenes de avenida que se obtengan a partir del modelo calibrado podrán diferir de las calculadas a partir del análisis estadístico de las series de datos de caudales y volúmenes, principalmente en el rango de los mayores periodos de retorno. Ambos resultados (los derivados del análisis estadístico y los derivados del modelo hidrometeorológico) constituirán dos aproximaciones diferentes a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. La comparación y análisis de ambos resultados permitirá decidir qué aproximación se considera más idónea, siendo recomendable considerar la alternativa más conservadora en ausencia de un criterio claro para realizar la selección. Esta doble aproximación a la estimación de los cuantiles está en sintonía con lo recomendado por el Comité Nacional Español de Grandes Presas en su Guía Técnica nº 4 sobre Avenida de Proyecto (CNEGP, 1997), según se expuso anteriormente en el apartado 2, lo que permite disponer de un mejor conocimiento del fenómeno para tomar la decisión del valor a utilizar.

En el caso de emplear como función producción el método del número de curva del SCS, y como función distribución el hidrograma unitario distribuido de Clark, los parámetros a calibrar serán el umbral de escorrentía (P_0), el tiempo de viaje de la cuenca (T_v) y el parámetro del embalse lineal del modelo de Clark (K). Para estimar estos parámetros se han proporcionado anteriormente fórmulas y procedimientos cuya aplicación permitirá obtener una primera aproximación al valor de cada parámetro, la cual no debe considerarse como un valor definitivo, sino como un valor de partida para proceder a su calibración. La principal utilidad de aplicar un criterio homogéneo para realizar una primera estimación de los valores de todos los parámetros radica en que, de esta manera, se podrán extrapolar los resultados obtenidos en un punto de calibración a otros puntos de la cuenca en los que no se disponga de información para llevar a cabo la calibración.

A la hora de realizar las simulaciones con el modelo hidrometeorológico será necesario definir, por un lado, los instantes de inicio y final de la simulación, de tal forma que el tiempo total de cálculo sea suficiente para determinar el hidrograma completo de la avenida. El tiempo mínimo de cálculo necesario puede estimarse como la duración del hidrograma de cálculo más el tiempo de concentración del punto final de la cuenca, utilizando para estimar éste alguna de las fórmulas que lo identifican con el tiempo de recesión de la cuenca. En particular, en esta Guía se recomienda la utilización de la fórmula propuesta por Témez [1987] (ecuación [126]). Por otra parte, es necesario fijar el intervalo de tiempo que el modelo utilizará para realizar los cálculos y generar los resultados. En principio, la utilización de un menor intervalo de cálculo permitirá obtener resultados más precisos, pero también supondrá un incremento del tiempo

de computación. De esta forma, es conveniente establecer un compromiso entre ambos aspectos que permita alcanzar resultados suficientemente precisos sin incrementar en exceso el tiempo de cálculo. La figura siguiente muestra los resultados obtenidos en varios casos de estudio, mediante el modelo HEC-HMS, adoptando distintos intervalos de cálculo de 1 minuto o superiores. El análisis realizado permite concluir que intervalos de cálculo inferiores a 10 - 30 minutos no proporcionan resultados sustancialmente distintos, aumentando, sin embargo, significativamente el tiempo de computación, por lo que se recomienda seleccionar el intervalo de cálculo dentro de esa horquilla.

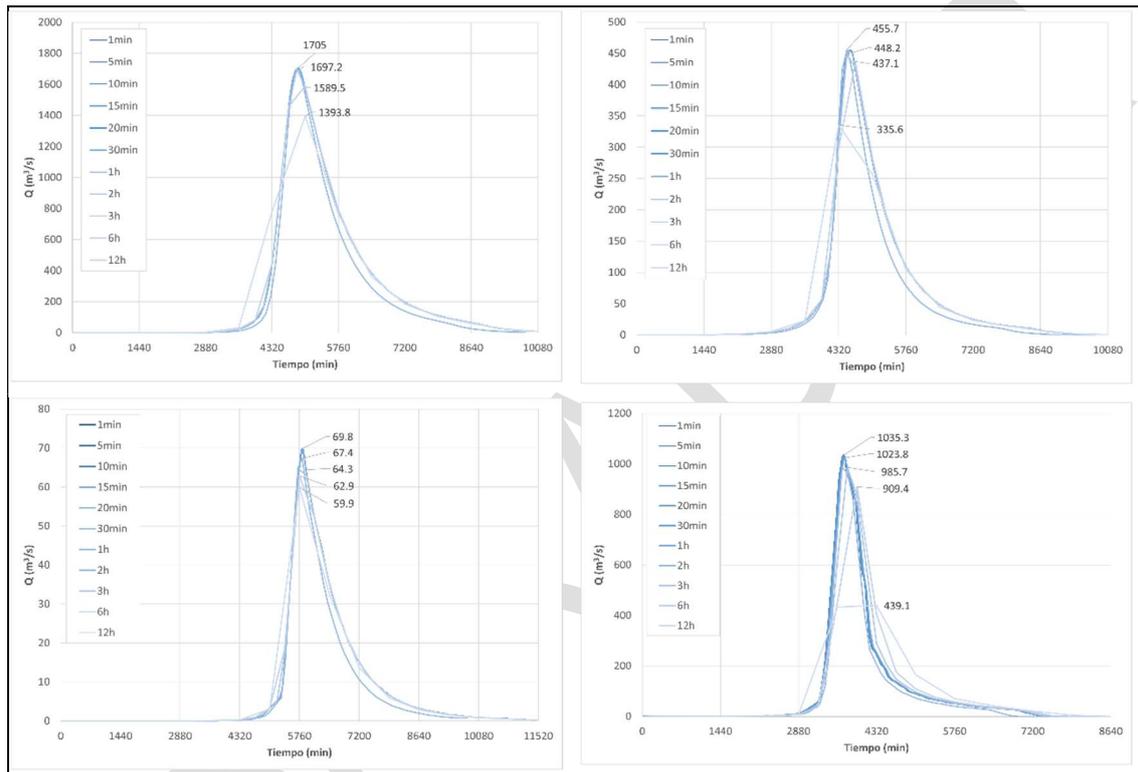


Figura 155. Hidrogramas obtenidos mediante el modelo HEC-HMS, para distintos tiempos de cálculo, en diferentes modelos de cuenca.

RECOMENDACIONES

- Es necesario calibrar los parámetros de los procedimientos matemáticos utilizados como función producción y función distribución para que el modelo represente correctamente el comportamiento real de la cuenca. Dado que el objetivo del modelo es estimar los cuantiles de caudal y volumen, su calibración deberá tener un carácter estadístico, de tal forma que el modelo sea capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento estadístico de las series de datos, tanto de caudal como de volumen, disponibles en los puntos de calibración. El ajuste entre los datos y los resultados del modelo debe buscarse especialmente en el entorno del periodo de retorno de 10 años.
- Los resultados derivados del análisis estadístico y del modelo hidrometeorológico constituirán dos aproximaciones diferentes a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. Su comparación y análisis permitirá decidir qué aproximación se

considera más idónea, siendo recomendable, en general, considerar la alternativa más conservadora.

- El tiempo de simulación del modelo debe ser como mínimo igual a la duración del hietograma de cálculo más el tiempo de concentración del punto final de la cuenca, para cuya estimación se recomienda la utilización de la fórmula propuesta por Témez [1987].
- Se recomienda seleccionar el intervalo de cálculo del modelo en el rango comprendido entre los 10 y los 30 minutos, lo que permitirá alcanzar resultados suficientemente precisos sin incrementar en exceso el tiempo de computación.

5.4.2.1. Calibración de la función producción

La función producción determina qué parte de la precipitación que cae en cada instante sobre la cuenca genera escorrentía directa, dando lugar a la crecida, y qué parte se infiltra y no forma parte de ésta. Es decir, permite determinar el hietograma neto. El volumen total de agua que generará la crecida o, lo que es lo mismo, el volumen del hidrograma de escorrentía directa se puede calcular multiplicando la precipitación total del hietograma neto por la superficie de cuenca vertiente al punto de cálculo. Por tanto, para un determinado hietograma de cálculo, el volumen del hidrograma vendrá determinado, esencialmente, por la función producción.

Los volúmenes de escorrentía directa proporcionados por la función producción, para cada periodo de retorno, deberán reproducir correctamente el comportamiento estadístico de la muestra de volúmenes obtenida a partir de los datos. De esta forma, se deberá ajustar el parámetro del método matemático elegido como función producción (el P_0 en el caso de trabajar con el método del número de curva) para que los volúmenes de escorrentía directa que se obtengan mediante aplicación del modelo, para cada uno de los periodos de retorno, reflejen lo mejor posible el comportamiento muestral en los puntos de calibración.

En el caso del estudio de presas en explotación, habitualmente se dispondrá de datos en el propio punto de la presa (procedentes del registro de explotación o del SAIH), por lo que la calibración del modelo se llevará a cabo preferentemente en ese punto, sin perjuicio de que puedan utilizarse también otros puntos de calibración. En el caso de que no se disponga de información en la presa en estudio, o en el caso de presas de nueva construcción, la calibración se llevará a cabo en estaciones de aforo o embalses que estén ubicados en la cuenca vertiente a la presa. En ocasiones, si no existen o existen pocos puntos de calibración en la cuenca de estudio y se cuenta con algún punto aforado aguas abajo del punto de ubicación de la presa, en el propio río principal o en algún afluente próximo que confluya aguas abajo, podría ser conveniente ampliar el ámbito del modelo para aprovecharlos como puntos de calibración.

Como se ha indicado, los volúmenes proporcionados por la función producción corresponden al volumen de escorrentía directa, es decir, no incluyen el volumen correspondiente a los caudales base del río que se puedan superponer con los caudales de avenida. De esta forma, estrictamente, la información muestral de volúmenes que se debería utilizar para calibrar

tendría que corresponder también al volumen de escorrentía directa, por lo que habría que descontar de los volúmenes de avenida obtenidos a partir de los datos la parte de volumen correspondiente al caudal base, tal como se expuso en el apartado 5.2.2.1. Sin embargo, dado que habitualmente el volumen base es reducido frente al de escorrentía directa, se recomienda utilizar directamente en la calibración los volúmenes totales de la avenida (volumen de escorrentía directa más volumen base), lo que permitirá obtener directamente como resultado del modelo el volumen total de la avenida sin necesidad de realizar correcciones posteriores. No obstante, cuando el volumen base suponga una parte importante del volumen de avenida, la utilización de los volúmenes totales en la calibración de la función producción puede llegar a plantear problemas (imposibilidad de llevar a cabo la calibración o necesidad de utilizar valores de los parámetros poco realistas), por lo que en estos casos será recomendable utilizar en la calibración la serie temporal de volúmenes de escorrentía directa. En este último supuesto, una vez calibrado el modelo y obtenidos los resultados, será necesario añadir a los hidrogramas un determinado caudal base, para tener en cuenta el volumen base no considerado en los cálculos, tal como se expondrá más adelante.

A la hora de aplicar el método del número de curva del SCS, se recomienda realizar la calibración mediante la obtención de un coeficiente corrector que al multiplicar el valor del P_0 correspondiente a las condiciones medias de humedad antecedente lo transforme en el valor calibrado (P_0^{cal}).

$$P_0^{cal} = P_0 \cdot \beta \quad [134]$$

La obtención de estos coeficientes correctores (β) en los puntos de calibración permitirá extrapolar fácilmente el resultado de la calibración a otras cuencas no aforadas en las que ésta no se pueda llevar a cabo. En el caso de emplear el método del número de curva distribuido, el modelo HEC-HMS cuenta con la posibilidad de introducir el coeficiente corrector de manera sencilla mediante un factor multiplicativo que se aplica sobre el *grid* de número de curva, el cual se deberá definir previamente a partir del P_0 en condiciones medias de humedad antecedente²⁹ (figura 156). A la hora de emplear esta utilidad del programa se deberá tener en cuenta que el factor se aplica sobre la totalidad de la cuenca modelada.

Figura 156. Menú de entrada de parámetros para el método del número de curva del SCS distribuido en el modelo HEC-HMS.

²⁹ En realidad, el factor corrector no se aplica sobre el número de curva, sino sobre el parámetro S (retención máxima en el suelo) relacionado con éste, lo que resulta equivalente a aplicarlo sobre el P_0 .

Junto al umbral de escorrentía (P_0) puede tener también cierta influencia en los volúmenes de los hidrogramas, aunque de mucha menor entidad, la duración adoptada para la tormenta de cálculo. Como se comentó en el apartado 5.4.1.2.2., la duración de la tormenta de cálculo influye en el volumen total de agua precipitado sobre la cuenca y, en consecuencia, también en el volumen de escorrentía directa generado por el modelo. Aunque esta influencia será, en general, reducida, en algunos casos en los que se encuentren dificultades para calibrar correctamente la función producción puede ser conveniente tantear con distintas duraciones de tormenta (dentro de la horquilla de valores frecuentes de duración de las tormentas reales en la zona), con objeto de facilitar dicha calibración. Por su parte, el intervalo temporal utilizado para discretizar el hietograma no tiene, como es lógico, ninguna influencia sobre los volúmenes de hidrograma proporcionados por el modelo, aunque, como se expondrá en el próximo apartado, sí puede tenerla sobre el caudal punta.

A continuación, se detalla el procedimiento de calibración de la función producción recomendado, ilustrado a través de un caso práctico correspondiente a la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental), realizado mediante la aplicación distribuida del método de número de curva del SCS con el modelo HEC-HMS:

1. Determinación de las subcuencas del modelo donde se va a realizar la calibración, que corresponderán a cuencas vertientes a una estación de aforo o embalse seleccionados como puntos de calibración. En el caso de presas en explotación, la calibración del modelo se llevará a cabo principalmente en el propio punto de la presa, ya que habitualmente se dispondrá en éste de información procedente del registro de explotación o de una estación SAIH (figura 157).

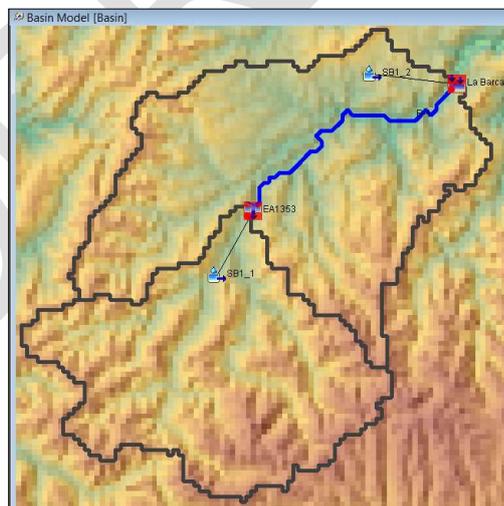


Figura 157. Subcuencas seleccionadas para la calibración en el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental).

2. Representación gráfica, preferentemente en papel de probabilidad Gumbel (apartado 5.2.1.4.), de los datos de volumen disponibles en los puntos de calibración frente a sus probabilidades muestrales. Se recomienda llevar a cabo el cálculo de estas probabilidades mediante la fórmula de Gringorten (ecuación [35]). Se tendrán en cuenta las consideraciones expuestas anteriormente sobre la utilización de la serie

temporal de volúmenes totales o de volúmenes de escorrentía directa. En el ejemplo utilizado para ilustrar el proceso de calibración se han empleado los datos de volúmenes totales (figura 158).

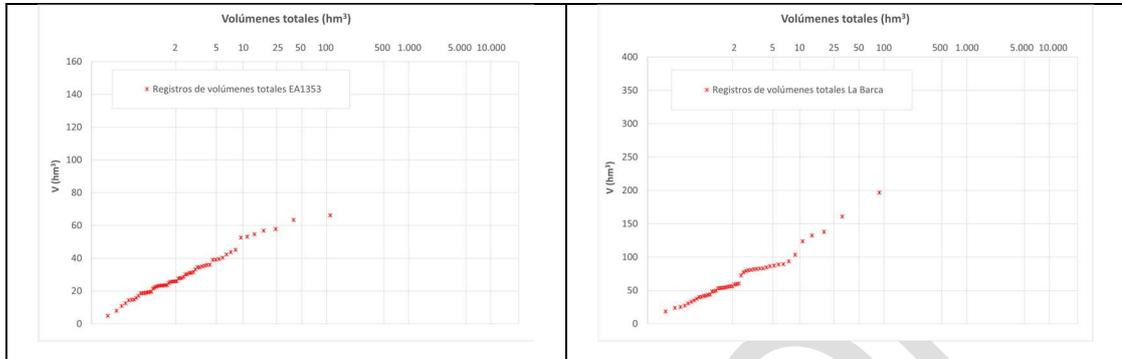


Figura 158. Datos de volumen total con sus probabilidades muestrales en los puntos de calibración del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.

3. Simulación de las subcuencas de calibración, para distintos periodos de retorno, considerando los valores de P_0 correspondientes a las condiciones medias de humedad antecedente, y obtención de los volúmenes de los hidrogramas resultantes. Se tendrá en cuenta, tal como se expuso en el apartado 5.4.1.2.2., que el valor del factor reductor por área (K_A) a emplear será en cada caso el correspondiente al tamaño de la cuenca vertiente a cada punto de calibración.
4. Representación gráfica de la ley de frecuencia de volúmenes obtenida mediante simulación en los puntos de calibración junto con los datos de volumen de avenida (figura 159).

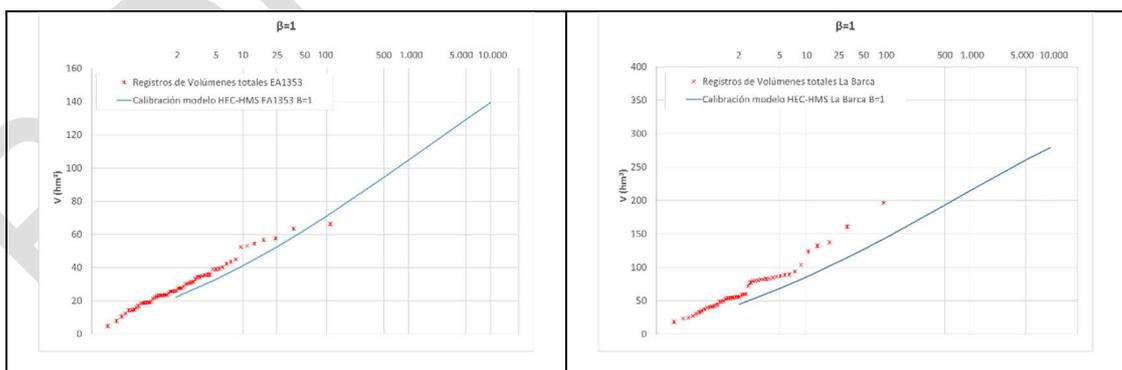


Figura 159. Cuantiles de volumen obtenidos con el modelo HEC-HMS para condiciones medias de humedad antecedente en los puntos de calibración (en azul) junto a los datos de volumen con sus probabilidades muestrales (en rojo). Modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.

Si, al contrastar los resultados, la ley de frecuencia simulada queda en el gráfico por debajo de los datos con sus probabilidades muestrales, significa que el P_0 en condiciones medias de humedad antecedente es mayor que el de calibración, por lo que habrá que tantear con valores del umbral de escorrentía inferiores obtenidos mediante multiplicación del P_0 por coeficientes correctores inferiores a la unidad ($\beta < 1$). Si, por el contrario, los resultados de la simulación quedasen por encima, el coeficiente corrector deberá ser mayor que la unidad ($\beta > 1$).

Tal como se indicó anteriormente, al realizar este contraste deberá buscarse, si es posible, un buen ajuste en todo el rango de probabilidades cubierto por los datos, aunque se recomienda atender especialmente al entorno del periodo de retorno de 10 años, el cual quedará bastante bien representado por los datos, teniendo en cuenta la longitud de las series habitualmente disponibles.

En la figura anterior, tanto en la gráfica de la izquierda, correspondiente al punto de calibración de la EA1353, como en la de la derecha, correspondiente al embalse de La Barca, los resultados del modelo HEC-HMS para $\beta = 1$ (es decir, con valores del P_0 correspondientes a las condiciones medias de humedad antecedente) infravaloran algo los volúmenes (ligeramente en mayor medida en el caso del embalse de La Barca), por lo que se deberán realizar tanteos con valores de $\beta < 1$ para su calibración.

5. Las distintas leyes de frecuencia obtenidas por simulación a partir de distintos valores del coeficiente corrector se representarán junto a los datos de la serie temporal de volúmenes con objeto de determinar el valor de dicho coeficiente que proporciona un mejor ajuste general a los datos en el entorno al periodo de retorno de 10 años.

La figura siguiente muestra los resultados de la calibración de la función producción llevada a cabo para el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea. En la gráfica de la izquierda se puede observar cómo, para la cuenca vertiente al primer punto de calibración, correspondiente a la estación de aforos EA1353, se ha obtenido un valor del coeficiente corrector $\beta=0,67$. Para el segundo punto de calibración, correspondiente al embalse de La Barca, se ha partido del valor ya calibrado en la cuenca vertiente a la EA1353 y se ha ajustado el valor en la cuenca comprendida entre ambos puntos, obteniendo en este caso un valor de $\beta=0,40$.

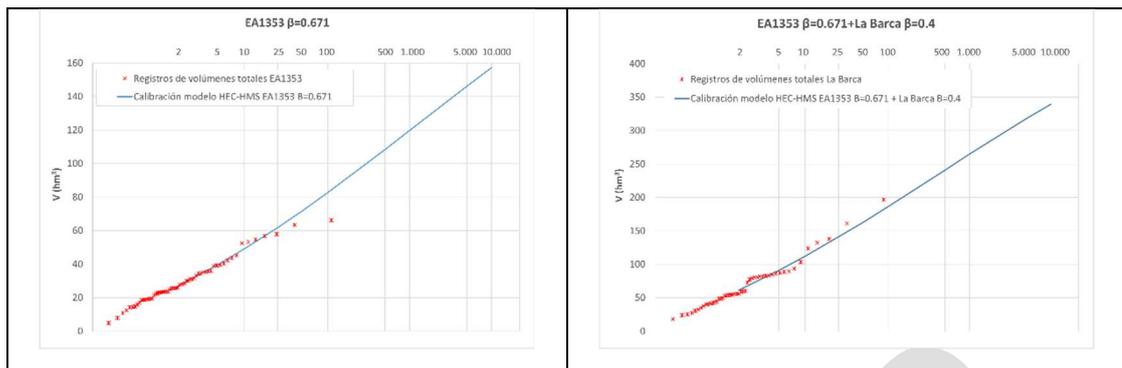


Figura 160. Cuantiles de volumen obtenidos mediante el modelo HEC-HMS calibrado (en azul) en los puntos de calibración junto a los datos de volumen con sus probabilidades muestrales (en rojo). Modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.

A partir de los coeficientes correctores obtenidos en las cuencas de calibración, se procederá a asignar unos coeficientes correctores al resto de subcuencas del modelo con el siguiente criterio:

- A las subcuencas donde se haya realizado calibración se les asignará el coeficiente obtenido en dicho proceso.
- A las subcuencas no calibradas directamente a partir de datos se les asignará un coeficiente corrector a partir de los valores obtenidos en las cuencas calibradas. En este proceso se tendrá en cuenta la similitud hidrológica de las cuencas según su fisiografía, sus precipitaciones, y sobre todo sus características de infiltración (características edafológicas y de usos del suelo), así como su proximidad geográfica.

Como se expuso anteriormente, puesto que la función producción determina el volumen de escorrentía directa generado por la tormenta, en rigor, la serie temporal a utilizar en su calibración deberá corresponder al volumen de escorrentía directa de los hidrogramas, descontando el volumen asociado a los caudales base del río. No obstante, siempre que sea posible, es recomendable utilizar en la calibración los volúmenes totales de los hidrogramas. Esta simplificación (asumible en muchos casos dado que frecuentemente el volumen base es reducido frente al de escorrentía directa) permite obtener directamente como resultado del modelo el volumen total de la avenida, evitando la necesidad de realizar correcciones posteriores sobre los hidrogramas para incluir el caudal base. No obstante, en algunos casos en los que el volumen asociado al caudal base suponga una parte importante del volumen total, puede ser necesario utilizar los volúmenes de escorrentía directa con objeto de permitir o facilitar el proceso de calibración. En estos casos, una vez calibrado el modelo y obtenidos los resultados, será necesario añadir a los cuantiles de volumen de escorrentía directa calculados por el modelo un determinado volumen base para transformarlos en los correspondientes cuantiles de volumen total.

Para estimar los volúmenes base a añadir, se recomienda obtenerlos, para cada periodo de retorno, como la diferencia entre los cuantiles de volumen total y de escorrentía directa de las

leyes de frecuencia determinadas a partir del análisis estadístico de los datos (tabla 69). La determinación de los cuantiles de volumen de escorrentía directa a partir de los datos se llevará a cabo empleando el mismo modelo estadístico y los mismos valores de L-CS regional recomendados en el apartado 5.2.2.2. para el ajuste de las leyes de frecuencia de volúmenes totales. La siguiente figura muestra la ley de frecuencia de volúmenes de escorrentía directa proporcionada por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca, una vez calibrado a partir de los datos de volumen de escorrentía directa, en la estación de aforos 1353 y su posterior corrección para obtener la ley de frecuencia de volúmenes totales.

Tabla 69. Estimación de volúmenes base a partir de las leyes de frecuencia de volúmenes totales y de escorrentía directa ajustadas a los registros de la EA1353.

Periodo de retorno (años)	Ley de frecuencia de volumen total (hm ³)	Ley de frecuencia de volumen de escorrentía (hm ³)	Volumen base estimado (hm ³)
2	26,7	11,2	15,5
5	38,8	18,4	20,4
10	47,4	23,5	23,9
25	58,9	30,4	28,5
50	68,0	35,8	32,2
100	77,6	41,5	36,1
500	101,7	55,9	45,8
1.000	112,9	62,6	50,3
5.000	141,5	79,6	61,9
10.000	154,9	87,6	67,3

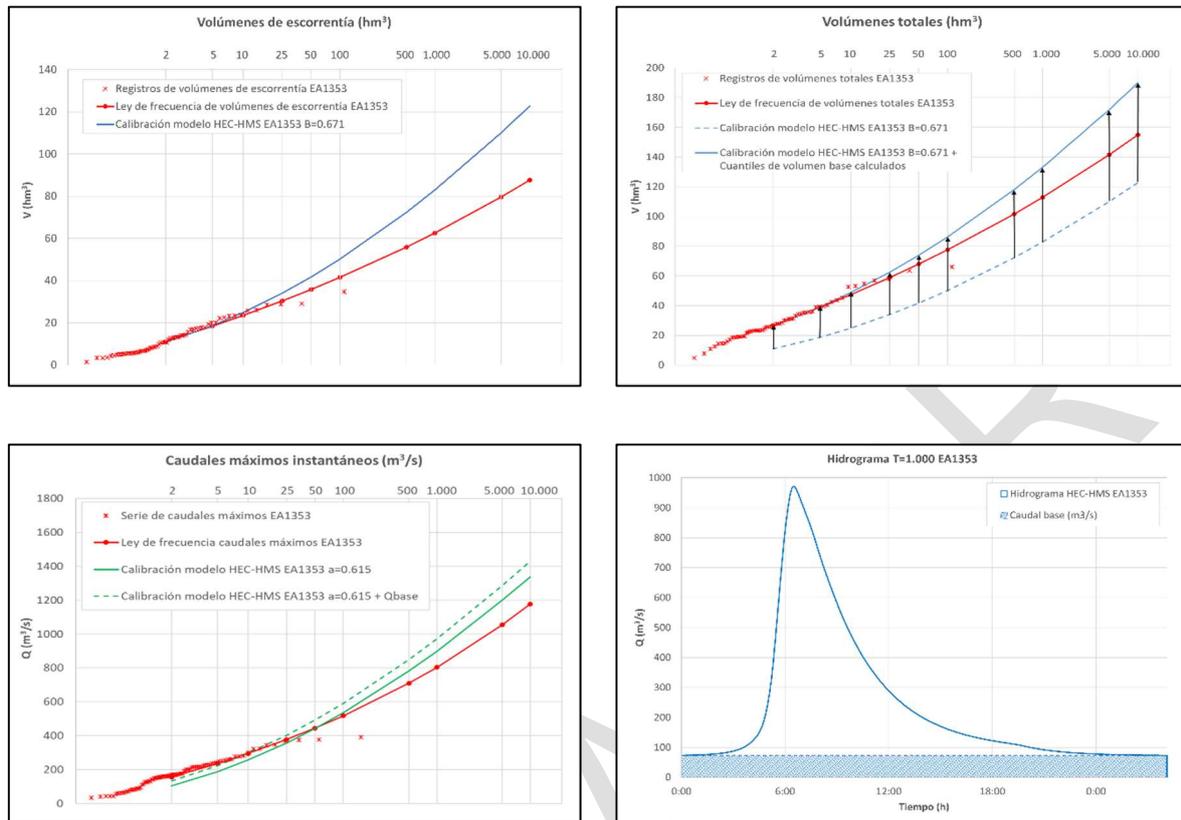


Figura 161. Fila superior: Obtención de la ley de frecuencia de volúmenes totales (en azul a la derecha) añadiendo los volúmenes base a la ley de frecuencia de volúmenes de escorrentía directa proporcionada por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca (en azul a la izquierda), en la EA1353, y su contraste con la obtenida a partir del análisis estadístico de los datos de volumen (en rojo en ambas gráficas). Fila inferior izquierda: Contraste de la ley de frecuencia de caudales punta proporcionada por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca (en verde), en la EA1353, con los datos de caudal registrados en la estación y con la ley de frecuencia obtenida a partir del análisis estadístico de los datos (en rojo), teniendo en cuenta los caudales base asociados a los volúmenes base. Fila inferior derecha: Hidrograma de 1.000 años de periodo de retorno obtenido a partir del modelo hidrometeorológico al que se le ha añadido el caudal base.

Este cambio en los volúmenes deberá reflejarse también en los hidrogramas proporcionados por el modelo. De esta forma, una vez completada la calibración del modelo hidrometeorológico (tanto de la función producción como distribución) se deberán corregir los hidrogramas resultantes, para cada periodo de retorno, sumándoles un caudal base constante igual al volumen base añadido a la ley de frecuencia de volúmenes de escorrentía directa dividido por la duración del hidrograma. En el caso de que estos caudales base sean relevantes frente a los caudales punta de los hidrogramas, puede ser aconsejable tenerlos en cuenta a la hora de calibrar la función distribución, con objeto de no mayorar los cuantiles de caudal punta proporcionados por el modelo. De esta forma, a la hora de contrastar los resultados del modelo con los datos durante el proceso de calibración, se sumará a los

caudales punta proporcionados por el modelo para cada periodo de retorno su correspondiente caudal base, obtenidos de la forma indicada anteriormente (figura 161)³⁰.

Por último, si, por las características concretas del caso en estudio, no fuera posible llevar a cabo una calibración del modelo que proporcione un ajuste adecuado de los volúmenes a los datos, se realizará la calibración de tal forma que se obtenga un buen ajuste a los caudales punta (apartado 5.4.2.2.), así como el mejor ajuste posible a los volúmenes. Posteriormente, los hidrogramas resultantes del modelo calibrado se reescalarán, ajustando su tiempo base, para adaptar su volumen a los cuantiles de la ley de frecuencia de volúmenes (en el caso de que sean inferiores a éstos), salvo que se justifique que los volúmenes proporcionados por el modelo son más adecuados.

RECOMENDACIONES

- El volumen del hidrograma viene determinado, para un hidrograma de cálculo dado, por la función producción. Los volúmenes proporcionados por la función producción corresponden al volumen de escorrentía directa, es decir, no incluyen el volumen correspondiente a los caudales base del río.
- La calibración se realizará ajustando el parámetro del método matemático elegido como función producción (el P_0 en el caso de trabajar con el método del número de curva) para que los volúmenes de escorrentía directa que se obtengan mediante aplicación del modelo, para cada uno de los periodos de retorno, reflejen lo mejor posible el comportamiento muestral en los puntos de calibración (en el propio punto de la presa si cuenta con datos o, en su defecto, en otros puntos aforados de la cuenca).
- A la hora de aplicar el método del número de curva del SCS, se recomienda realizar la calibración mediante la obtención de un coeficiente corrector que al multiplicar el valor del P_0 correspondiente a las condiciones medias de humedad antecedente lo transforme en el valor calibrado, lo que permitirá extrapolar fácilmente el resultado de la calibración a otras cuencas no aforadas:

$$P_0^{\text{cal}} = P_0 \cdot \beta$$

- También tendrá cierta influencia en los volúmenes de los hidrogramas la duración adoptada para la tormenta de cálculo, por lo que puede ser conveniente tantear con distintas duraciones de tormenta, dentro de la horquilla de valores frecuentes.
- La información muestral de volúmenes que se deberá utilizar para calibrar corresponderá a los volúmenes de escorrentía directa. Una vez calibrado el modelo y obtenidos los resultados, será necesario añadir a los hidrogramas un determinado caudal base, para tener en cuenta el volumen base no considerado en los cálculos. No obstante, dado que habitualmente el volumen base es reducido frente al de

³⁰ Dado que los caudales base se obtendrán dividiendo los volúmenes base por el tiempo de base del hidrograma de escorrentía directa, y puesto que este tiempo se verá modificado durante el proceso de calibración de la función distribución para ajustar los caudales punta, puede ser necesario realizar algunas iteraciones para llevar a cabo dicha calibración.



escorrentía directa, se recomienda utilizar directamente en la calibración, siempre que sea posible, los volúmenes totales de la avenida.

- Los parámetros del modelo se determinarán de tal manera que los cuantiles de volumen proporcionados por éste reproduzcan lo mejor posible el comportamiento estadístico de los datos de volumen, especialmente en el entorno del periodo de retorno de 10 años.
- A las subcuencas no calibradas directamente se les asignará un coeficiente corrector a partir de los valores obtenidos en las cuencas calibradas teniendo en cuenta la similitud hidrológica de las cuencas y su proximidad geográfica.
- Si la calibración se lleva a cabo a partir de los datos de volumen de escorrentía directa, será necesario añadir a la ley de frecuencia de volúmenes de escorrentía directa proporcionada por el modelo un volumen base que se obtendrá, para cada periodo de retorno, como la diferencia entre los cuantiles de volumen total y de escorrentía directa de las leyes de frecuencia determinadas a partir del análisis estadístico de los datos. Este cambio en los volúmenes deberá reflejarse también en los hidrogramas proporcionados por el modelo, que se deberán modificar sumándoles un caudal base constante igual al volumen base añadido a la ley de frecuencia de volúmenes de escorrentía directa dividido por la duración del hidrograma.

En el caso de que estos caudales base sean relevantes frente a los caudales punta de los hidrogramas, puede ser aconsejable tenerlos en cuenta a la hora de calibrar la función distribución. De esta forma, a la hora de contrastar los resultados del modelo con los datos durante el proceso de calibración, se sumará a los caudales punta, para cada periodo de retorno, su correspondiente caudal base.

- Una vez obtenida la ley de frecuencia de volúmenes proporcionada por el modelo, resulta conveniente comparar el resultado con la ley de frecuencia de volúmenes determinada a partir del análisis estadístico de los datos, tal como se expone en el apartado 5.4.4. La comparación y análisis de ambos resultados permitirá decidir qué aproximación se considera más idónea, siendo recomendable considerar la alternativa más conservadora, salvo que se justifique lo contrario.
- Ambos resultados constituyen dos aproximaciones diferentes a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. La comparación y análisis de ambos resultados permitirá decidir qué aproximación se considera más idónea, siendo recomendable considerar la alternativa más conservadora, salvo que en función de las características de cada caso concreto se justifique lo contrario.
- Si no fuera posible llevar a cabo una calibración del modelo que proporcione un ajuste adecuado de los volúmenes a los datos, se realizará la calibración de tal forma que se obtenga un buen ajuste a los caudales punta, así como el mejor ajuste posible a los volúmenes. Posteriormente, los hidrogramas resultantes del modelo calibrado se reescalarán, ajustando su tiempo base, para adaptar su volumen a los cuantiles de la ley de frecuencia de volúmenes (en el caso de que sean inferiores a éstos), salvo que se justifique que los volúmenes proporcionados por el modelo son más adecuados.

5.4.2.2. Calibración de la función distribución

La función distribución determina la distribución temporal en el punto de desagüe del volumen de escorrentía directa calculado mediante la función producción, y cuya entrada a lo largo del tiempo en la cuenca se conoce a través del hietograma neto. Es decir, determina la evolución del caudal de avenida a lo largo del tiempo en el río, el hidrograma de la avenida.

Diferentes distribuciones del volumen de escorrentía directa a lo largo del tiempo darán lugar a distintos caudales punta en el hidrograma y distintos tiempos base de éste. Cuanto mayor sea el tiempo base, más distribuido estará el volumen en el tiempo y menor será, por tanto, el caudal punta. Por el contrario, cuanto menor sea el tiempo base, más concentrado estará el volumen y mayor será el caudal punta del hidrograma. Por tanto, la función distribución determinará el caudal punta del hidrograma de avenida.

La forma en la que se distribuirá el volumen de escorrentía directa en el punto de desagüe variará en función de las características de la red de drenaje de la cuenca. De esta forma, es importante utilizar como función distribución un procedimiento matemático que permita reflejar las características propias de la red de drenaje, y que cuente con una parametrización que permita modular la respuesta de la cuenca de tal forma que se concentre en mayor o menor medida el volumen en el tiempo, generando, por lo tanto, caudales más o menos altos, con objeto de poder llevar a cabo una calibración adecuada.

Como se indicó en el apartado 5.4.1.4., el procedimiento de cálculo más utilizado como función distribución es el método del hidrograma unitario. Si se utiliza este procedimiento, es importante, en consecuencia, tal como se ha indicado en el párrafo anterior, seleccionar un hidrograma unitario sintético que permita reflejar lo mejor posible las características de la red de drenaje y que cuente con una parametrización que permita modular su forma más o menos apuntada. En este sentido, se recomienda emplear el hidrograma unitario de Clark que permite incorporar en su definición, a través de las isócronas, las características de la red de drenaje (preferiblemente en su versión distribuida que caracterizará la red de drenaje con un mayor detalle), y que cuenta con dos parámetros, lo que permite controlar su forma. Este hidrograma unitario constituye una mejor alternativa que otros con forma predefinida, dependientes de un único parámetro, como el hidrograma unitario adimensional del SCS (de uso muy extendido), cuando se requiere calibrar el modelo para que reproduzca tanto las características estadísticas del caudal punta como las del volumen de avenida.

Tal como se expuso en el mencionado apartado 5.4.1.4., el hidrograma unitario de Clark depende de dos parámetros: el tiempo de viaje (T_v) y el factor de laminación (K). Este último parámetro determina el grado de laminación en la cuenca y, por tanto, si el volumen está más o menos distribuido en el tiempo. Es decir, permite modular la forma más o menos apuntada del hidrograma y, en consecuencia, la magnitud del caudal punta.

Los parámetros de los que depende el método matemático elegido como función distribución, el tiempo de viaje (T_v) y el factor de laminación (K) en el caso de trabajar con el hidrograma unitario distribuido de Clark, se deberán ajustar para que los caudales punta que proporcione el modelo para los distintos periodos de retorno reflejen lo mejor posible las características

estadísticas de la muestra de caudales instantáneos máximos anuales en cada uno de los puntos de calibración.

En el caso de utilizar el hidrograma unitario de Clark, se recomienda realizar una primera estimación de los valores de T_v y K empleando las fórmulas propuestas en el apartado 5.4.1.4. (ecuaciones [125]), para cuya aplicación se recomienda que el tiempo de concentración (T_c) se calcule mediante la fórmula de Témez [1987] (ecuación [126]):

$$T_v = 0,64 \cdot T_c \qquad \frac{K}{T_v + K} = 0,25$$

Obviamente, la calibración se realizará para los mismos puntos para los que se haya realizado la calibración de la función producción. En general, se recomienda realizar la calibración únicamente sobre el parámetro K , adoptando para el tiempo de viaje el valor obtenido mediante la fórmula anterior. No obstante, en ocasiones, una vez realizada la calibración del parámetro K puede ser conveniente realizar pequeñas modificaciones sobre el tiempo de viaje para ajustar mejor los hidrogramas.

Se recomienda realizar la calibración del parámetro K a través de la relación anterior entre dicho parámetro y el tiempo de viaje, que será igual a un determinado coeficiente α que, en general, será diferente de 0,25. La obtención de ese coeficiente permite extrapolar fácilmente los resultados de calibración obtenidos en las cuencas aforadas a aquellas en las que no se dispone de datos de aforos.

$$\frac{K}{T_v + K} = \alpha \qquad [135]$$

Para distintos valores del coeficiente α se obtendrá el valor correspondiente de K , teniendo en cuenta el valor considerado para el tiempo de viaje. En el caso de aplicar la versión distribuida del hidrograma unitario de Clark mediante el modelo HEC-HMS (*ModClark*), los valores de T_v y K se introducirán en el modelo a través del menú de la figura adjunta.

Subbasin Discretization Loss Transform Options	
Basin Name: Basin 1	
Element Name: SB1	
*Time of Concentration (HR)	Tv = 0,64 x Tc
*Storage Coefficient (HR)	K

Figura 162. Menú de entrada de parámetros para el método *ModClark* en el modelo HEC-HMS en el que se puede especificar el valor de los parámetros T_v y K .

Adicionalmente, el intervalo de discretización empleado para construir el hidrograma de cálculo puede influir en la forma del hidrograma de avenida. Intervalos de discretización menores conducirán a mayores caudales punta, aunque la magnitud del incremento dependerá de la cuenca analizada. En consecuencia, junto al coeficiente de almacenamiento (K), o el parámetro α asociado, será conveniente realizar tanteos con diferentes valores del intervalo de discretización con objeto de facilitar o mejorar la calibración del modelo.

El proceso de calibración consistirá en determinar el valor de los parámetros que permite que los caudales punta proporcionados por el modelo, para los distintos periodos de retorno, representen lo mejor posible el comportamiento estadístico de las series de caudales máximos anuales registradas en los puntos de calibración. Como se indicó en el apartado anterior, esta representatividad estadística se buscará en todo el rango de probabilidades cubierto por la muestra, pero especialmente en el entorno del periodo de retorno de 10 años, que, como se comentó, quedará bastante bien representado por los datos, teniendo en cuenta la longitud de las series habitualmente disponibles.

En el caso de presas existentes en las que se cuente con información foronómica procedente del registro de explotación o de estaciones de la red SAIH, la calibración deberá llevarse a cabo preferentemente en el propio punto de la presa, con independencia de que se puedan utilizar también otros puntos de calibración de forma complementaria.

Como resumen de lo expuesto, se detalla a continuación el procedimiento de calibración recomendado, ilustrado, al igual que en el apartado anterior, a través de un caso práctico correspondiente a la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental), realizado mediante la aplicación distribuida del hidrograma unitario de Clark (método *ModClark*) con el modelo HEC-HMS:

1. Representación gráfica, preferentemente en papel de probabilidad Gumbel (apartado 5.2.1.5.), de los datos de caudal instantáneo máximo anual disponibles en los puntos de calibración frente a sus probabilidades muestrales. Se recomienda llevar a cabo el cálculo de estas probabilidades mediante la fórmula de Gringorten (ecuación [35]) (figura 163).

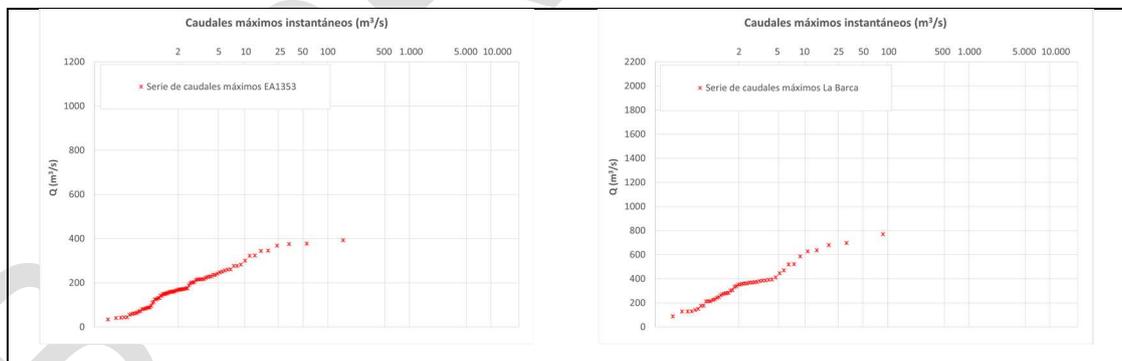


Figura 163. Datos de caudal instantáneo máximo anual con sus probabilidades muestrales en los puntos de calibración del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.

2. Simulación de las subcuencas de calibración, para distintos periodos de retorno, con los valores de P_0 calibrados según lo expuesto en el apartado anterior, y con los valores de T_v y K estimados inicialmente a partir de las fórmulas propuestas. Obtención de los caudales punta de los hidrogramas resultantes. Al igual que antes, se tendrá en cuenta que el valor del factor reductor por área (K_A) a emplear será en cada caso el correspondiente al tamaño de la cuenca vertiente al punto de calibración.

3. Representación gráfica de la ley de frecuencia de caudales punta obtenida mediante simulación en los puntos de calibración junto con las series de caudales instantáneos máximos anuales (figura 164).

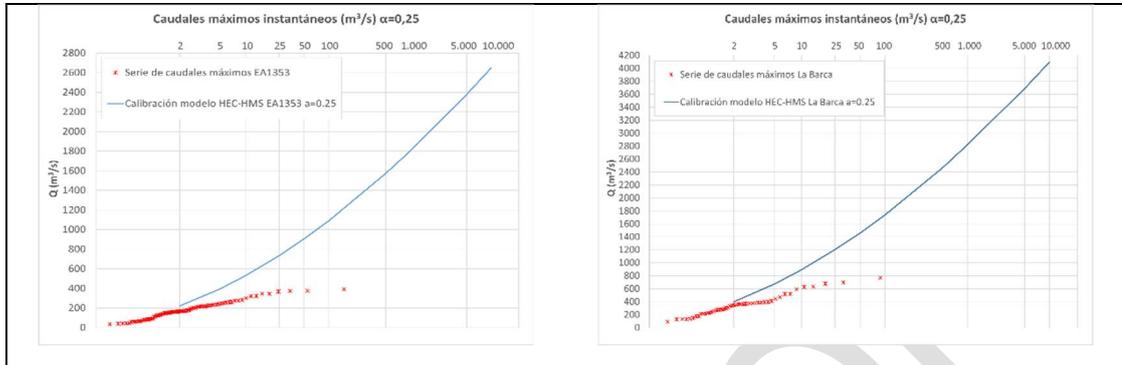


Figura 164. Cuantiles de caudal punta obtenidos con el modelo HEC-HMS para $\alpha = 0,25$ en los puntos de calibración (en azul) junto a los datos de caudal instantáneo máximo anual con sus probabilidades muestrales (en rojo). Modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.

Si, al contrastar los resultados, la ley de frecuencia proporcionada por el modelo quedara por debajo de la representación gráfica de los datos significará que el valor de calibración del coeficiente α es menor que el valor de 0,25 inicialmente utilizado, por lo que será necesario tantear con valores menores de dicho coeficiente ($\alpha < 0,25$). Si, por el contrario, los resultados de la simulación quedasen por encima, se deberá tantear con valores de α mayores que 0,25 ($\alpha > 0,25$).

Tal como se indicó anteriormente, al realizar el contraste deberá buscarse, si es posible, un buen ajuste en todo el rango de probabilidades cubierto por los datos, aunque se recomienda atender especialmente al entorno del periodo de retorno de 10 años.

En la figura anterior, tanto en la gráfica de la izquierda, correspondiente al punto de calibración de la EA1353, como en la de la derecha, correspondiente al embalse de La Barca, los resultados del modelo HEC-HMS para $\alpha=0,25$ sobreestiman algo los caudales punta, por lo que se deberán realizar tanteos con valores de $\alpha > 0,25$ para su calibración.

4. Las distintas leyes de frecuencia obtenidas por simulación a partir de distintos valores del coeficiente α se representarán junto a los datos de la serie temporal de caudales punta con objeto de determinar el valor de dicho coeficiente que proporcione un mejor ajuste general a los datos en el entorno del periodo de retorno de 10 años.

La figura siguiente muestra los resultados de la calibración de la función distribución llevada a cabo para el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea. En la gráfica de la izquierda se puede observar cómo, para la cuenca vertiente al primer punto de calibración, correspondiente a la estación

de aforos EA1353, se ha obtenido un valor del coeficiente corrector $\alpha=0,55$. Para el segundo punto de calibración, correspondiente al embalse de La Barca, se ha partido del valor ya calibrado en la cuenca vertiente a la EA1353 y se ha ajustado el valor en la cuenca comprendida entre ambos puntos, obteniendo en este caso un valor muy similar de $\alpha=0,50$.

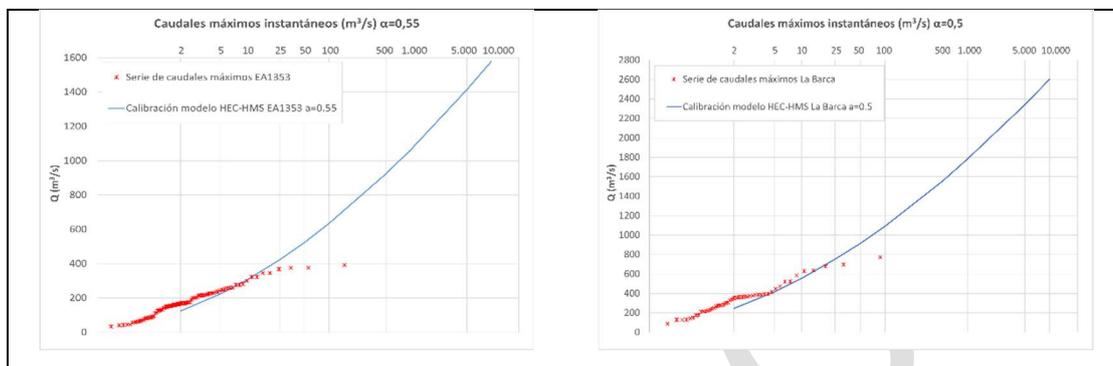


Figura 165. Cuantiles de caudal punta obtenidos mediante el modelo HEC-HMS calibrado (en azul) en los puntos de calibración junto a los datos de caudal instantáneo máximo anual con sus probabilidades muestrales (en rojo). Modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). Izquierda: punto de calibración correspondiente a la EA1353. Derecha: punto de calibración correspondiente al embalse de La Barca.

Como resumen del proceso de calibración, en la tabla adjunta se indican los valores obtenidos para los coeficientes α y β en los dos puntos de calibración considerados en la cuenca vertiente al embalse de La Barca.

Tabla 70. Coeficientes de calibración de las funciones producción y distribución obtenidos para el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental).

Punto de calibración	β	α
EA1353	0,67	0,55
La Barca	0,40	0,50

La figura siguiente ilustra las modificaciones que sufre el hidrograma de avenida durante el proceso de calibración, tomando como ejemplo el mencionado caso práctico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea. La gráfica de la izquierda corresponde al primer tanteo para $\beta = 1$ y $\alpha = 0,25$. La gráfica central muestra el resultado del ajuste del modelo con el volumen de avenida mediante la modificación del parámetro P_0 . Se observa cómo, como consecuencia del aumento de volumen simulado, se produce un incremento del caudal punta y, en mucha menor medida, del tiempo base del hidrograma. Finalmente, la gráfica de la derecha muestra el resultado del ajuste del modelo con el caudal punta mediante la modificación del parámetro K . En esta segunda fase de la calibración se reduce el caudal

punta del hidrograma aumentando, en consecuencia, el intervalo de tiempo en el que se distribuye el volumen y, por tanto, el tiempo de base del hidrograma.

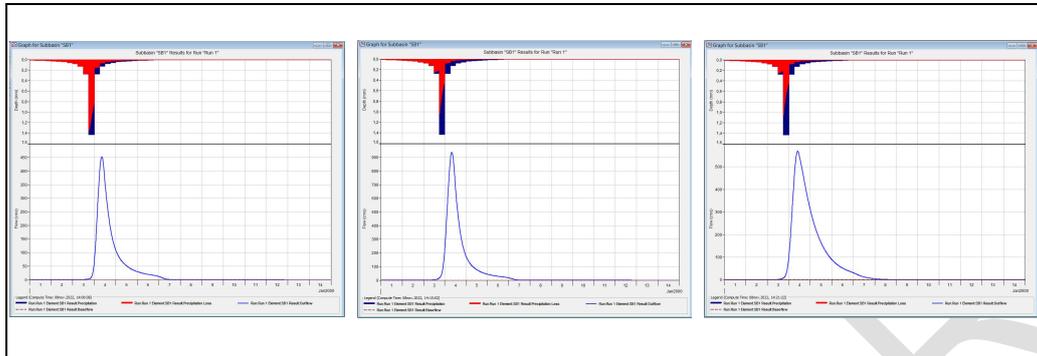


Figura 166. Modificación del hidrograma simulado por el modelo HEC-HMS de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental) durante las diferentes etapas del proceso de calibración. Los resultados corresponden al punto donde se encuentra ubicado el embalse de La Barca. La parte superior de las gráficas muestra el hietograma de cálculo y el hietograma neto (resultado de la función producción) y la parte inferior el hidrograma resultante de la función distribución.

Una vez calibrada la función distribución, se procederá a asignar los valores del coeficiente α en el resto de las subcuencas del modelo no calibradas, siguiendo el mismo criterio expuesto en el apartado anterior para la función producción:

- A las subcuencas donde se haya realizado la calibración se les asignará el coeficiente obtenido en dicho proceso.
- A las subcuencas no calibradas directamente se les asignará un coeficiente corrector a partir de los valores obtenidos en las cuencas calibradas. Al igual que antes, se tendrá en cuenta la similitud hidrológica de las cuencas, así como su proximidad geográfica.

Como se indicó anteriormente, junto al factor de laminación (K) puede tener también cierta influencia en el caudal punta de los hidrogramas el intervalo de discretización utilizado para construir el hietograma de cálculo. Aunque la magnitud de esta influencia dependerá de las características de la cuenca concreta en estudio, puede ser recomendable ajustar el valor de dicho intervalo con objeto de mejorar la calibración, especialmente en aquellos casos en los que se encuentren dificultades para calibrar correctamente el modelo (figura 167). Esta modificación del hietograma de cálculo partirá, lógicamente, de la duración de la tormenta determinada previamente y ajustada, en su caso, durante el proceso de calibración de la función producción.

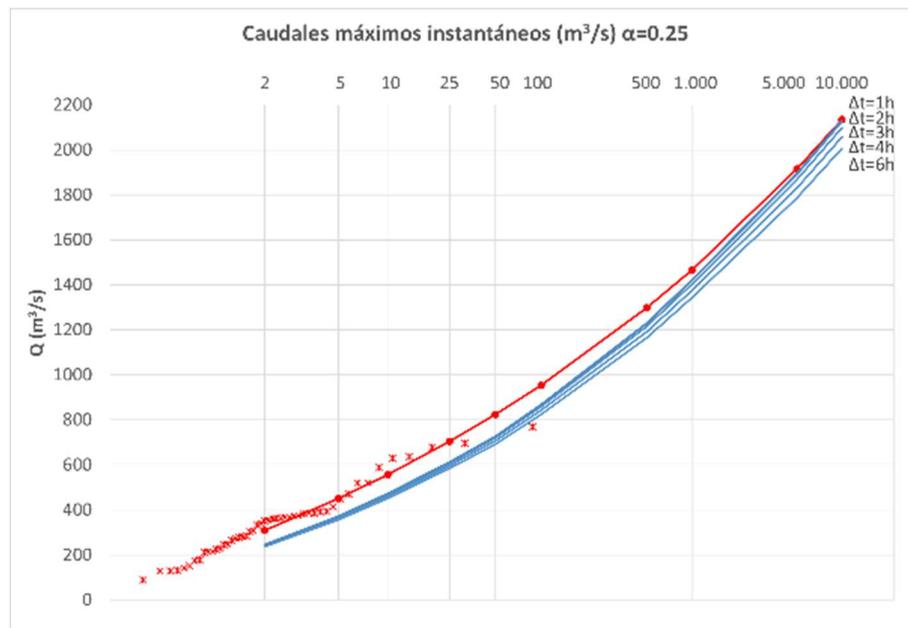


Figura 167. Ejemplo de leyes de frecuencia de caudales punta proporcionadas por un modelo hidrometeorológico elaborado con HEC-HMS para $\alpha=0,25$, para una tormenta de 6 días de duración y distintos intervalos de discretización del hietograma: 1, 2, 3, 4 y 6 h (en azul). Se muestran también los datos de caudal instantáneo máximo anual en el punto de calibración, así como la ley de frecuencia ajustada a los mismos (en rojo).

Tal como se expuso en el apartado anterior, en el caso de que la calibración de la función producción se haya llevado a cabo a partir de los datos de volumen de escorrentía directa, y sea necesario añadir a los hidrogramas un caudal base para obtener el volumen total de la avenida, puede ser aconsejable tenerlos en cuenta a la hora de calibrar la función distribución, con objeto de no mayorar los cuantiles de caudal punta proporcionados por el modelo. En este caso, y tal como se expuso en el mencionado apartado, a la hora de contrastar los resultados del modelo con los datos durante el proceso de calibración, se sumará a los caudales punta proporcionados por el modelo, para cada periodo de retorno, su correspondiente caudal base (figura 161).

Por último, recordar que, tal como se expuso en el apartado 5.2.1.1., en el caso de que el completado de los caudales instantáneos mediante transformación de los medios diarios pueda introducir un error importante en la estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos, puede utilizarse directamente los datos de caudal máximo medio diario para calibrar la función distribución del modelo hidrometeorológico. En este caso se comparará la ley de frecuencia de caudal máximo medio en 24 horas obtenida a partir del modelo (figura 168) con los datos de caudal máximo medio diario, multiplicados por un determinado coeficiente para pasar de caudales diarios a caudales en 24 horas (puede tomarse un valor del orden de 1,13), determinando un valor del coeficiente α para el cual los resultados del modelo reproduzcan el comportamiento estadístico de los datos lo mejor posible. El modelo así calibrado proporcionará una ley de frecuencia de caudales punta de la que podrán obtenerse directamente los cuantiles.

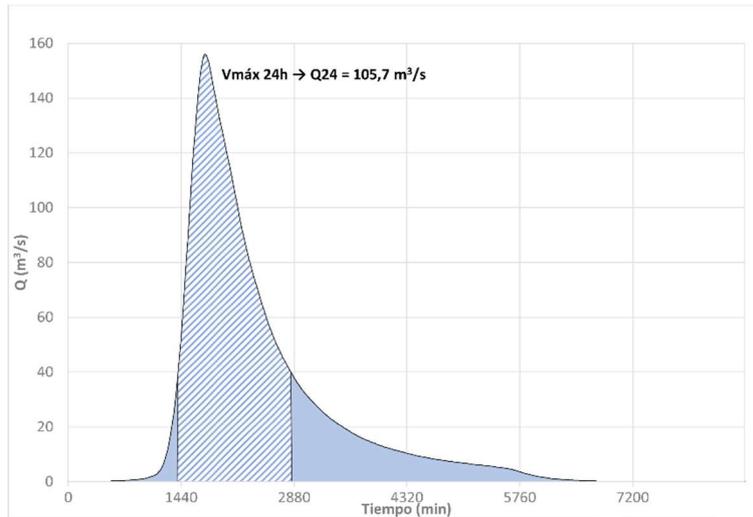


Figura 168. Ejemplo de identificación del volumen máximo en 24 horas en un hidrograma simulado.

RECOMENDACIONES

- La función distribución determina la distribución temporal en el punto de desagüe de la cuenca del volumen de escorrentía directa calculado mediante la función producción: el hidrograma de la avenida. Por tanto, la función distribución determinará el caudal punta del hidrograma.
- Si se utiliza el método del hidrograma unitario, es importante seleccionar un hidrograma unitario sintético que permita reflejar lo mejor posible las características de la red de drenaje y que cuente con una parametrización que permita modular su forma más o menos apuntada. Se recomienda emplear el hidrograma unitario de Clark, preferiblemente en su versión distribuida que caracterizará la red de drenaje con un mayor detalle.
- Se deberán ajustar los parámetros del modelo, el tiempo de viaje (T_v) y el factor de laminación (K) en el caso de trabajar con el hidrograma unitario distribuido de Clark, de tal forma que los caudales punta que proporcione éste para los distintos periodos de retorno reflejen lo mejor posible las características estadísticas de la muestra de caudales máximos anuales en cada uno de los puntos de calibración. Esta representatividad estadística se buscará en todo el rango de probabilidades cubierto por la muestra, pero especialmente en el entorno del periodo de retorno de 10 años.
- Se partirá de una primera estimación de los valores de T_v y K empleando las siguientes fórmulas, para cuya aplicación se recomienda que el tiempo de concentración (T_c) se calcule mediante la fórmula de Témez [1987]. Se recomienda realizar la calibración únicamente sobre el parámetro K , adoptando para el tiempo de viaje el valor obtenido mediante la fórmula propuesta.

$$T_v = 0,64 \cdot T_c \qquad \frac{K}{T_v + K} = 0,25$$

- Se recomienda realizar la calibración a través de un coeficiente (α), que facilitará la extrapolación de los resultados de la calibración a otras cuencas no aforadas, y que corresponde a la siguiente expresión:

$$\frac{K}{T_v + K} = \alpha$$

- Al igual que en el caso de la función producción, a las subcuencas no calibradas directamente se les asignará un valor del coeficiente α a partir de los valores obtenidos en las cuencas calibradas, teniendo en cuenta la similitud hidrológica de las cuencas y su proximidad geográfica.
- Junto al coeficiente de almacenamiento (K), o el parámetro α asociado, será conveniente realizar tanteos con diferentes valores del intervalo de discretización del hietograma, el cual puede influir también en la forma del hidrograma de avenida, con objeto de facilitar o mejorar la calibración del modelo. Se partirá de la duración de tormenta determinada previamente y ajustada, en su caso, durante el proceso de calibración de la función producción.
- En el caso de que la calibración de la función producción se haya llevado a cabo a partir de los datos de volumen de escorrentía directa, y se haya añadido a los hidrogramas un caudal base para obtener el volumen total de la avenida, puede ser aconsejable tenerlos en cuenta a la hora de calibrar la función distribución, con objeto de no mayorar los cuantiles de caudal punta proporcionados por el modelo.
- Se recomienda comparar el resultado obtenido con la ley de frecuencia de caudales instantáneos máximos anuales determinada a partir del análisis estadístico de los datos, tal como se expone en el apartado 5.4.4. La comparación y análisis de ambos resultados permitirá decidir qué aproximación se considera más idónea, siendo recomendable considerar la alternativa más conservadora, salvo que se justifique lo contrario.
- En el caso de que el completado de los caudales instantáneos mediante transformación de los medios diarios pueda introducir un error importante en la estimación de la ley de frecuencia de caudales máximos, puede utilizarse directamente los datos de caudal máximo medio diario para calibrar la función distribución del modelo hidrometeorológico, tal como se expuso en el apartado 5.2.1.1.

5.4.3. Asignación de intervalos de confianza a las leyes de frecuencia obtenidas a partir del modelo hidrometeorológico

En los apartados 5.2.1.7. y 5.2.2.4. se recomendó complementar siempre la estimación de los cuantiles obtenidos a partir del análisis estadístico con una valoración de la incertidumbre asociada mediante el cálculo de los intervalos de confianza. La estimación de estos intervalos debería concretarse en una mayoración de los cuantiles obtenidos, reduciendo la probabilidad de que éstos se subestimen. Asimismo, se recomendó que la mencionada mayoración se llevase a cabo incrementando el cuantil en el porcentaje que supone la diferencia entre el límite inferior del intervalo de confianza, correspondiente a un nivel de confianza de, al menos, el 67% (lo que supondría asumir una probabilidad del 16,5% de que el cuantil adoptado sea inferior al real), y la mediana de las estimaciones.



En el caso de llevar a cabo la estimación de las leyes de frecuencia de caudales instantáneos máximos anuales y de volúmenes de avenida mediante un modelo hidrometeorológico también se deberá realizar una estimación de la incertidumbre asociada. Al igual que en el caso del análisis estadístico de los caudales o volúmenes de avenida hay distintas fuentes de incertidumbre, como la propia calidad de la información o la mayor o menor idoneidad del modelo estadístico que se emplee, en el caso de la modelación hidrometeorológica también habrá distintas fuentes de incertidumbre: calidad de la información sobre precipitaciones máximas, idoneidad del modelo estadístico que se emplee para caracterizarlas, representatividad de las estaciones disponibles para representar la distribución espacial de la precipitación, representatividad de las curvas IDF, idoneidad de las hipótesis adoptadas para construir el hietograma de cálculo (simultaneidad de lluvias, forma del hietograma, etc.), simplificaciones realizadas para representar los procesos hidrológicos, calidad de la información foronómica con la que se calibra el modelo, ... Sin embargo, la incertidumbre asociada a todos estos factores es, en la práctica, muy difícil de estimar.

No obstante, al igual que en el caso del análisis estadístico, hay una fuente de incertidumbre que está asociada al propio proceso de inferencia estadística, a la estimación de los cuantiles de precipitación diaria máxima anual a partir de muestras de datos de escasa longitud, que sí puede cuantificarse, y que tendrá una gran relevancia al tener que basar el cálculo en la mayoría de los casos en la estimación de cuantiles de alto periodo de retorno. De esta forma, el cálculo de las leyes de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales deberá ir acompañado por la estimación de los correspondientes intervalos de confianza, que permitirán disponer de una primera aproximación a la incertidumbre asociada a la estimación de los cuantiles aunque, como se ha indicado, estos intervalos de confianza solo proporcionarán una cota inferior del error total de la estimación, al existir otros muchos factores que pueden introducir también incertidumbre en los cálculos.

Se recomienda, al igual que se hizo en los apartados 5.2.1.7. y 5.2.2.4., obtener dichos intervalos de confianza mediante simulaciones de Monte Carlo. Dado que, como se indicó, este proceso puede resultar complejo y laborioso, como alternativa, en el Anexo IV de esta Guía se proporcionan una serie de tablas con el límite inferior del intervalo de confianza, obtenido mediante simulaciones de Monte Carlo, para unos determinados casos estándar de ajuste. Los valores proporcionados corresponden tanto a una función GEV ajustada mediante el método de los L-momentos y regionalizando el L-CV y el L-CS, como a una función SQRT-ET_{max} ajustada mediante L-momentos a partir de un valor de L-CV regional, según la recomendación proporcionada en el apartado 5.4.1.2. Asimismo, se incluyen los casos de ajuste local de ambas funciones mediante el método de los L-momentos. Los resultados se proporcionan para los niveles de confianza del 50, 67, 80 y 90%; los periodos de retorno de 100, 200, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años; un rango de tamaños de muestra de entre 20 y 150 datos; un rango de valores de L-CV de entre 0,10 y 0,50³¹; y un rango de valores de L-CS de entre 0,17 y 0,50 (tabla 71).

³¹ En el caso de la función SQRT-ET_{max} el rango de valores de L-CV considerado es de 0,15 – 0,40 para el caso de ajuste regional, y de 0,25 – 0,45 para el de ajuste local, ya que las expresiones polinómicas propuestas por Ferrer y Mateos [1999] no permiten el cálculo fuera de ese rango de valores de L-CV.



Por otra parte, para obtener las tablas del Anexo IV, se han realizado las simulaciones para un número fijo de 130 estaciones por región, coincidente aproximadamente con el número medio de estaciones de las regiones estadísticas identificadas en el mencionado apartado 5.4.1.2. No obstante, como se dijo, este aspecto tiene una incidencia reducida en los intervalos de confianza.

Tal como se indicó en el apartado 5.2.1.7., a la hora de interpolar entre los valores proporcionados por la tablas, en función del número de datos de la muestra o del valor del L-CV o L-CS, se considera que es suficiente con llevar a cabo una interpolación lineal.

La mayoración de los cuantiles de la ley de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales se llevará a cabo, una vez seleccionado el nivel de confianza que se vaya a utilizar (al menos, el del 67%), incrementando el cuantil en el porcentaje indicado en la tabla para el periodo de retorno de que se trate:

$$P_T^{mayorada} = P_T \left(1 + \frac{IC\%}{100} \right) \quad [136]$$

Donde P_T es el cuantil de precipitación diaria máxima anual de T años de periodo de retorno y $IC\%$ el valor del límite inferior del intervalo de confianza proporcionado por las tablas (expresado en % del valor del cuantil) para el periodo de retorno T y el nivel de confianza seleccionado.

Finalmente, una vez mayorados los cuantiles de precipitación diaria máxima anual en cada estación de medida disponible, se interpolarán para obtener unos nuevos mapas *ráster* de precipitaciones diarias máximas anuales (si el cálculo se realiza de forma distribuida) o unas nuevas leyes de frecuencia de precipitación diaria máxima anual areal en cada subcuenca del modelo. A partir de ellas se calcularán unas tormentas de cálculo mayoradas (manteniendo la misma forma de hietograma, la misma duración total de tormenta y el mismo intervalo de discretización), y se repetirán las simulaciones a partir de estas nuevas tormentas manteniendo el valor de los parámetros del modelo determinados en la calibración, lo que permitirá obtener unos valores mayorados de los cuantiles de caudal instantáneo máximo anual y de volumen de avenida, así como el valor de los correspondientes intervalos de confianza.

A continuación, se ilustra el procedimiento de cálculo indicado aplicándolo a una cuenca ubicada en la región 5, según las regiones indicadas en la figura 113 del apartado 5.4.1.2. En la figura siguiente se muestra el límite de la cuenca, los pluviómetros utilizados en el estudio, los valores de L-CV y L-CS regionales y el contraste de los resultados de caudal máximo obtenidos mediante el modelo con los datos de la muestra y la ley de frecuencia ajustada a los mismos.

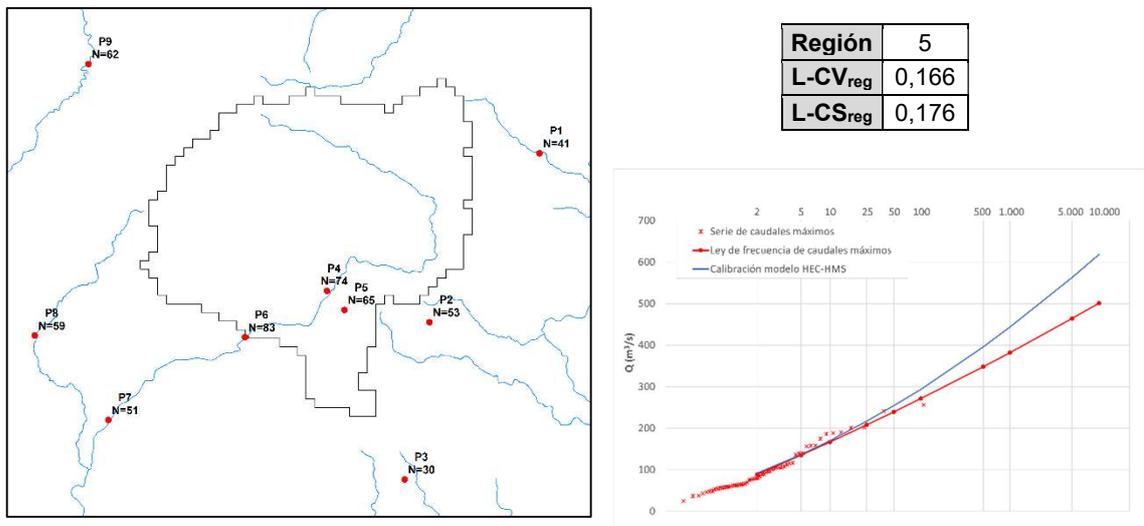


Figura 169. Selección de pluviómetros y longitudes de sus series (N) para el cálculo de las precipitaciones en una cuenca tomada como ejemplo, valores regionales de L-CS y L-CV y contraste de los resultados de cuantil de caudal máximo obtenidos mediante el modelo con los datos de la calibración en el punto de cálculo y la ley de frecuencia obtenida mediante análisis estadístico.

En la siguiente tabla se recoge, para cada uno de los pluviómetros seleccionados, el valor de los cuantiles obtenidos mediante el ajuste regional de una función de distribución SQRT-ETmax, según las recomendaciones proporcionadas en el apartado 5.4.1.2.

Tabla 72. Cuantiles de precipitación diaria máxima anual obtenidos mediante ajuste regional de una función de distribución SQRT-ETmax a las series de los pluviómetros seleccionados.

T	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
100	129,1	149,1	100,8	114,3	152,8	114,3	118,7	157,3	124,2
500	163,5	188,8	127,6	144,8	193,5	144,8	150,3	199,2	157,3
1.000	179,5	207,2	140,1	158,9	212,3	158,9	165,0	218,7	172,6
5.000	219,2	253,0	171,1	194,0	259,3	194,0	201,5	267,1	210,8
10.000	237,4	274,1	185,3	210,2	280,9	210,2	218,3	289,3	228,3

Consultando en las tablas del Anexo IV el valor del porcentaje correspondiente a los intervalos de confianza del 67, 80 y 90%, para el valor regional de L-CV y el número de datos disponible en cada pluviómetro, según lo indicado en la figura 169, se obtienen los valores de la tabla adjunta.



CEDEX

Tabla 73. Porcentajes correspondientes a los intervalos de confianza del 67, 80 y 90%, para un valor de L-CV de 0,166, en función del número de datos disponible en cada pluviómetro (N).

IC 67%	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
T	N=41	N=53	N=30	N=74	N=65	N=83	N=51	N=59	N=62
100	5	4	6	3	4	3	4	4	4
500	5	4	6	3	4	3	4	4	4
1.000	5	4	6	4	4	4	4	4	4
5.000	5	4	6	4	4	4	4	4	4
10.000	5	5	6	4	4	4	5	4	4

IC 80%	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
T	N=41	N=53	N=30	N=74	N=65	N=83	N=51	N=59	N=62
100	6	6	7	5	5	4	6	5	5
500	6	6	8	5	5	4	6	5	5
1.000	6	6	8	5	5	5	6	5	5
5.000	7	6	8	5	5	5	6	5	5
10.000	7	6	8	5	6	5	6	6	6

IC 90%	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
T	N=41	N=53	N=30	N=74	N=65	N=83	N=51	N=59	N=62
100	7	7	9	6	6	6	7	7	6
500	8	7	10	6	6	6	8	7	7
1.000	8	7	10	6	6	6	8	7	7
5.000	8	8	10	6	7	6	8	7	7
10.000	8	8	10	7	7	7	8	7	7

Aplicando los porcentajes obtenidos a los cuantiles de precipitación diaria máxima anual se obtienen los cuantiles de precipitación diaria máxima anual mayorados (tabla 74).

Tabla 74. Cuantiles de precipitación diaria máxima anual mayorados a partir de los intervalos de confianza del 67, 80 y 90%, para cada uno de los pluviómetros seleccionados.

IC 67%	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
T									
100	135,1	155,5	106,5	118,1	158,6	118,1	123,8	164,1	129,3
500	171,1	196,9	134,8	149,6	200,8	149,6	156,8	207,8	163,7
1.000	187,8	216,1	148,0	164,8	221,2	164,9	172,1	228,1	179,9
5.000	229,3	263,9	181,9	201,8	270,1	201,8	210,2	278,6	219,7
10.000	249,8	287,2	197,0	218,6	292,6	218,6	229,0	302,0	238,0

IC 80%	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
T									
100	136,4	157,3	107,8	119,5	160,4	119,2	125,4	165,8	130,6
500	172,8	199,2	137,4	151,3	203,1	151,0	158,8	209,9	165,4
1.000	189,6	218,7	150,8	166,7	223,6	166,5	174,2	230,4	181,8
5.000	233,5	268,2	184,1	204,1	273,1	203,7	214,0	281,5	222,0
10.000	253,1	291,1	200,7	221,1	296,8	220,7	232,0	306,7	241,7

IC 90%	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
T									
100	138,1	159,3	109,8	120,8	162,1	120,8	126,9	167,8	132,2
500	175,9	202,6	139,9	153,5	206,0	153,6	161,7	212,7	167,6
1.000	193,1	222,4	153,6	168,9	226,1	168,9	177,4	233,4	183,9
5.000	235,9	272,1	187,6	206,3	277,0	206,3	216,8	286,7	225,8
10.000	257,0	296,1	204,4	224,3	301,0	224,4	236,2	310,7	244,9

Finalmente, en la siguiente figura se muestran los mapas de precipitación diaria máxima anual de los periodos de retorno de 100, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, para el intervalo de confianza del 90%, así como los resultados obtenidos en el punto de cálculo mediante el modelo hidrometeorológico para los tres intervalos de confianza considerados.

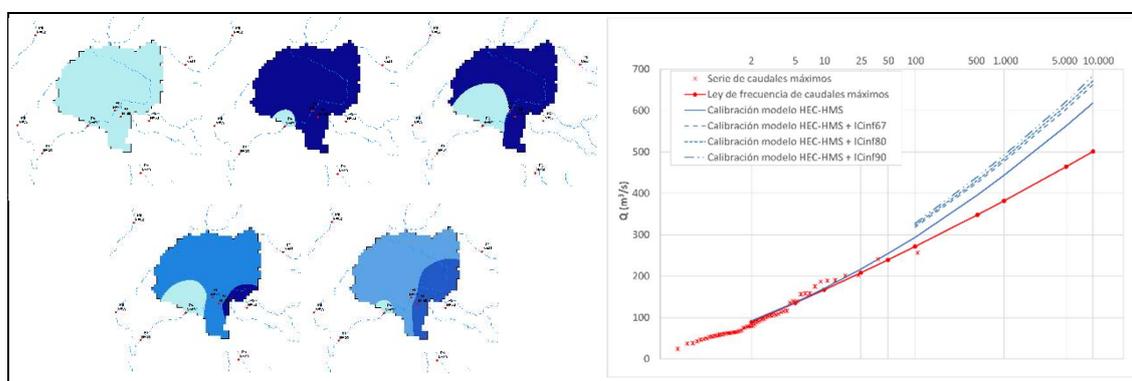


Figura 170. Mapas resultantes de la interpolación de los cuantiles de precipitación diaria máxima anual mayorados según los intervalos de confianza para los periodos de retorno de 100, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años y el intervalo de confianza del 90%, y resultados obtenidos mediante el modelo hidrometeorológico para los tres intervalos de confianza considerados.

RECOMENDACIONES

- Al igual que en el caso del análisis estadístico, los cuantiles estimados mediante el modelo hidrometeorológico estarán sometidos a un determinado nivel de incertidumbre que puede tener su origen en diversos factores. Una fuente de incertidumbre, que puede cuantificarse, y que tendrá una gran relevancia al extrapolar a altos periodos de retorno, es la asociada al proceso de inferencia estadística. También en el caso de emplear un modelo hidrometeorológico se deberá realizar una estimación de la incertidumbre asociada a este concepto. Con este objetivo, el cálculo de las leyes de frecuencia de precipitaciones diarias máximas anuales deberá ir acompañado por la estimación de los correspondientes intervalos de confianza.
- Se recomienda obtener estos intervalos de confianza mediante simulaciones de Monte Carlo o, como alternativa, mediante las tablas incluidas en el Anexo IV de esta Guía, que proporcionan el límite inferior del intervalo de confianza para unos determinados casos estándar de ajuste. Se facilitan valores tanto para una función GEV ajustada mediante el método de los L-momentos y regionalizando el L-CV y el L-CS, como para una función SQRT-ET_{max} ajustada mediante L-momentos a partir de un valor de L-CV regional, según la recomendación proporcionada en el apartado 5.4.1.2. Asimismo, se incluyen los casos de ajuste local de ambas funciones mediante el método de los L-



momentos. Los resultados se proporcionan para los niveles de confianza del 50, 67, 80 y 90%; los periodos de retorno de 100, 200, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años; un rango de tamaños de muestra de entre 20 y 150 datos; un rango de valores de L-CV de entre 0,10 y 0,50 ; y un rango de valores de L-CS de entre 0,17 y 0,50.

- Los intervalos de confianza se utilizarán para mayorar, en un determinado grado, los cuantiles de precipitación diaria máxima anual obtenidos, reduciendo la probabilidad de que éstos se subestimen. Se recomienda llevar a cabo la mencionada mayoración incrementando el cuantil en el porcentaje que supone la diferencia entre el límite inferior del intervalo de confianza, correspondiente a un nivel de confianza de, al menos, el 67%, y la mediana de las estimaciones.
- La mayor disponibilidad de información o la utilización de la técnica de regionalización redundará en una menor mayoración de los resultados. La mayoración de los cuantiles se llevará a cabo, una vez seleccionado el nivel de confianza que se vaya a utilizar (al menos, el del 67%), mediante la siguiente expresión:

$$P_T^{mayorado} = P_T \left(1 + \frac{IC\%}{100} \right)$$

- Finalmente, a partir de los cuantiles de precipitación diaria máxima anual mayorados se realizará la interpolación espacial de la precipitación, se calcularán unas tormentas de cálculo mayoradas (manteniendo la misma forma de hietograma, la misma duración total de tormenta y el mismo intervalo de discretización), y se repetirán las simulaciones manteniendo el valor de los parámetros del modelo, lo que permitirá obtener unos valores mayorados de los cuantiles de caudal instantáneo máximo anual y de volumen de avenida y, en consecuencia, sus correspondientes intervalos de confianza.
- Hay que tener en cuenta que, al igual que se comentó en el apartado 5.2.1.7., la incertidumbre caracterizada por estos intervalos de confianza corresponderá únicamente al proceso de inferencia estadística, no estando consideradas otras fuentes de incertidumbre. De esta forma, los intervalos de confianza solo proporcionarán una cota inferior del error de la estimación.

5.4.4. Contraste de los resultados del modelo hidrometeorológico con los del análisis estadístico

Una vez realizada la calibración de la función producción y distribución del modelo hidrometeorológico y obtenidas las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos y de volúmenes totales de avenida proporcionadas por éste en el punto donde se ubica la presa en estudio, resulta conveniente comparar el resultado obtenido con las leyes de frecuencia determinadas a partir del análisis estadístico de los datos, tanto de caudal como de volumen, según lo expuesto en el apartado 5.2. Como se comentó anteriormente, ambos resultados constituyen dos aproximaciones diferentes a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno, lo que permitirá disponer de un mejor conocimiento del fenómeno. La comparación y análisis de ambos resultados permitirá decidir qué aproximación se considera más idónea, siendo recomendable considerar la alternativa más conservadora, salvo que en función de las características de cada caso concreto se justifique lo contrario. Esta comparación puede llevarse a cabo

en base a las leyes de frecuencia originales o, preferentemente, en base a las leyes de frecuencia mayoradas a partir de sus intervalos de confianza, tal como se recomienda en esta Guía.

En el caso del ejemplo tomado para ilustrar el proceso de calibración en el apartado 5.4.2., ambas leyes de frecuencia de volúmenes totales de avenida presentan cuantiles prácticamente idénticos dentro del rango de probabilidades cubierto por los datos (figura 171 izquierda). No obstante, en el rango de los altos periodos de retorno, la ley de frecuencia procedente del análisis estadístico proporciona valores algo más conservadores que la derivada del modelo. Respecto a las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos, ambas leyes de frecuencia presentan cuantiles similares en el entorno del periodo de retorno de 10 años, utilizado para realizar la calibración, y difieren sustancialmente para periodos de retorno mayores, siendo superiores los proporcionados por el modelo hidrometeorológico (figura 172 izquierda). Esta situación se mantiene aproximadamente al comparar las leyes de frecuencia mayoradas a partir del intervalo de confianza del 67% (figuras 171 y 172 derecha).

Cuando las dos leyes de frecuencia (de caudales máximos y de volúmenes de avenida) correspondientes a uno de los procedimientos de cálculo proporcionen cuantiles superiores a los del otro para los periodos de retorno de diseño, será fácil determinar la opción de cálculo más conservadora. Sin embargo, en ocasiones, uno de los procedimientos de cálculo puede proporcionar mayores cuantiles para una de las variables, mientras que el otro los proporciona para la otra. En estos casos será necesario analizar los resultados para decidir cuál de las dos opciones es más conservadora. Por ejemplo, en el caso de estudio anterior, el modelo hidrometeorológico proporciona cuantiles mayores de caudal para altos periodos de retorno, mientras que los proporciona menores para los volúmenes. En este caso, dado que el porcentaje de incremento es superior para los caudales que para los volúmenes, y teniendo en cuenta que el caudal punta del hidrograma es la variable que en mayor medida determina el nivel máximo en el embalse, teniendo el volumen un papel secundario, parece probable que la utilización de los resultados proporcionados por el modelo hidrometeorológico conducirá a resultados más conservadores en la presa. Esta situación es similar si se utilizan los cuantiles mayorados a partir del intervalo de confianza del 67%, aunque, al ser mayores los intervalos de confianza asociados al análisis estadístico (al regionalizar en ese caso únicamente el L-CS) se magnifican las diferencias entre los cuantiles de volumen y se reducen entre los cuantiles de caudal, por lo que podrían existir más dudas sobre que los resultados proporcionados por el modelo hidrometeorológico, mayorados por los intervalos de confianza del 67%, constituyan la opción más conservadora en este caso. No obstante, cuando existan dudas sobre la opción de cálculo más conservadora, se recomienda llevar a cabo el cálculo del nivel máximo en el embalse en base a los resultados de ambos procedimientos, seleccionando posteriormente la opción que genere niveles mayores.

Lógicamente, si se decide proseguir los cálculos con las leyes de frecuencia procedentes del análisis estadístico de los datos, será necesario reescalar los hidrogramas de avenida

proporcionados por el modelo (apartado 5.7.4.), para cada periodo de retorno, con objeto de que tengan unos caudales punta y unos volúmenes coherentes con los de dichas leyes.

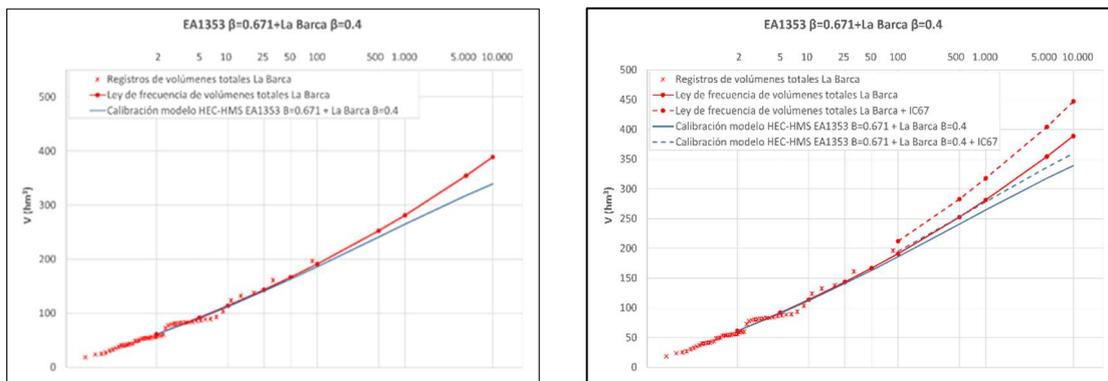


Figura 171. Contraste entre las leyes de frecuencia de volúmenes totales de avenida obtenidas a partir del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental) y a partir del análisis estadístico de la serie temporal de volúmenes registrada en la presa. Izquierda: Valores originales de los cuantiles. Derecha: Valores de los cuantiles mayorados a partir del intervalo de confianza del 67%.

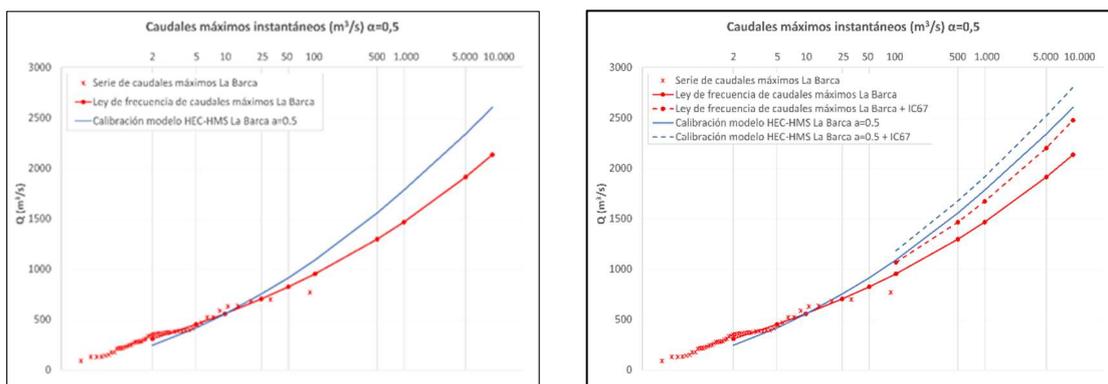


Figura 172. Contraste entre las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos obtenidas a partir del modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental) y a partir del análisis estadístico de la serie temporal de caudales instantáneos máximos anuales registrada en la presa. Izquierda: Valores originales de los cuantiles. Derecha: Valores de los cuantiles mayorados a partir del intervalo de confianza del 67%.

El contraste indicado en los párrafos anteriores solo puede llevarse a cabo en el caso de contar con un registro de datos de caudal instantáneo máximo anual y de volúmenes totales de avenida en el punto donde se encuentra ubicada la presa. Aunque esta situación será la más frecuente cuando se aborde el estudio hidrológico de presas existentes, que habitualmente contarán con información procedente del registro de explotación o de estaciones de la red SAIH (apartado 5.1.1.2.), no se dispondrá de datos en el caso de presas de nueva construcción o en el de presas en explotación que, por la razón que sea, no cuenten con información.

En estos casos, la calibración del modelo se llevará a cabo en otros puntos de la cuenca, en estaciones de aforos o en embalses que se encuentren aforados. Si, como resultado, el modelo hidrometeorológico proporciona, en el punto de calibración, leyes de frecuencia con cuantiles superiores, para los periodos de retorno de diseño, a los procedentes del análisis estadístico de los datos, se deberá utilizar para el cálculo de los niveles máximos en el embalse los resultados proporcionados por el modelo en el punto en el que éste se ubique. Sin embargo, si el modelo hidrometeorológico proporciona cuantiles inferiores, siendo más conservadores los derivados del análisis estadístico, puede ser recomendable mayorar los resultados del modelo en el punto de la presa con la finalidad de obtener unos cuantiles equivalentes a los proporcionados por el análisis estadístico de los datos en el punto de calibración. Con esta finalidad, puede seguirse el siguiente procedimiento operativo:

- 1) Obtención de los cuantiles correspondientes a distintos periodos de retorno (principalmente los de interés para el estudio) en el punto de calibración del modelo hidrometeorológico, según la ley de frecuencia obtenida mediante el análisis estadístico de los datos (o, preferentemente, según dicha ley de frecuencia mayorada a partir de sus intervalos de confianza, tal como se recomienda en esta Guía).
- 2) Determinación, para cada uno de los periodos de retorno anteriores, de los periodos de retorno equivalentes para los cuales la ley de frecuencia obtenida mediante el modelo hidrometeorológico en el punto de calibración (la original o la mayorada a partir de los intervalos de confianza) proporciona el mismo valor de cuantil.
- 3) Obtención de los cuantiles correspondientes a los periodos de retorno equivalentes determinados en el paso anterior, según la ley de frecuencia proporcionada por el modelo hidrometeorológico (la original o la mayorada a partir de los intervalos de confianza) en el punto de la presa.
- 4) Asignación de los cuantiles obtenidos en el paso anterior a los periodos de retorno originales empleados en el paso 1) para obtener la ley de frecuencia corregida en el punto de ubicación de la presa (correspondiente a una estimación de los cuantiles originales o de los cuantiles mayorados a partir de los intervalos de confianza, según la hipótesis de cálculo adoptada).

A continuación, se ilustra el procedimiento expuesto a través de un ejemplo. La figura 173 muestra las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos obtenidas a partir del modelo hidrometeorológico y del análisis estadístico en el punto de calibración del modelo, correspondiente a una subcuenca de la cuenca vertiente al punto donde se ubica la presa. Se observa cómo la ley de frecuencia del modelo se encuentra por debajo en el rango de los altos periodos de retorno. En la tabla que acompaña a la figura se recoge, para cada periodo de retorno, el valor del cuantil proporcionado por el análisis estadístico de los datos y el periodo de retorno equivalente para el cual se obtendría ese mismo valor de cuantil en la ley de frecuencia del modelo. Por otra parte, en la figura 174 se muestra



CEDEX

la ley de frecuencia proporcionada por el modelo hidrometeorológico en el punto donde se ubica la presa, y en la tabla adjunta a la figura el valor de los cuantiles de esa ley de frecuencia correspondientes a los periodos de retorno equivalentes determinados anteriormente. La asignación de esos cuantiles a los periodos de retorno originales proporcionará una ley de frecuencia corregida en el punto de la presa, más conservadora, equivalente a la derivada del análisis estadístico de los datos en el punto de calibración.

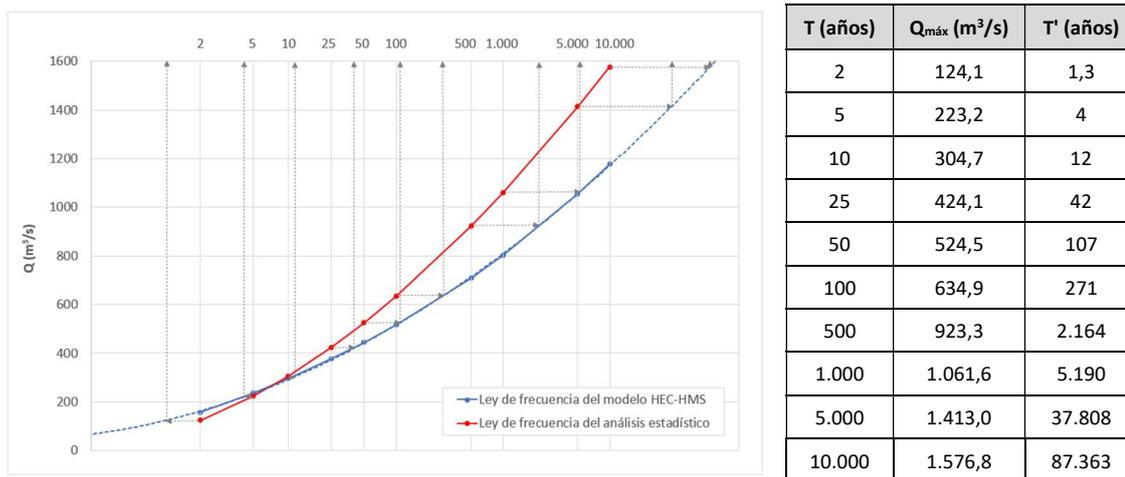


Figura 173. Representación gráfica de las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos derivadas del análisis estadístico de los datos (en rojo) y simulada por el modelo hidrometeorológico (en azul) en el punto de calibración del modelo. Las líneas de trazos indican el cálculo de los periodos de retorno equivalentes.

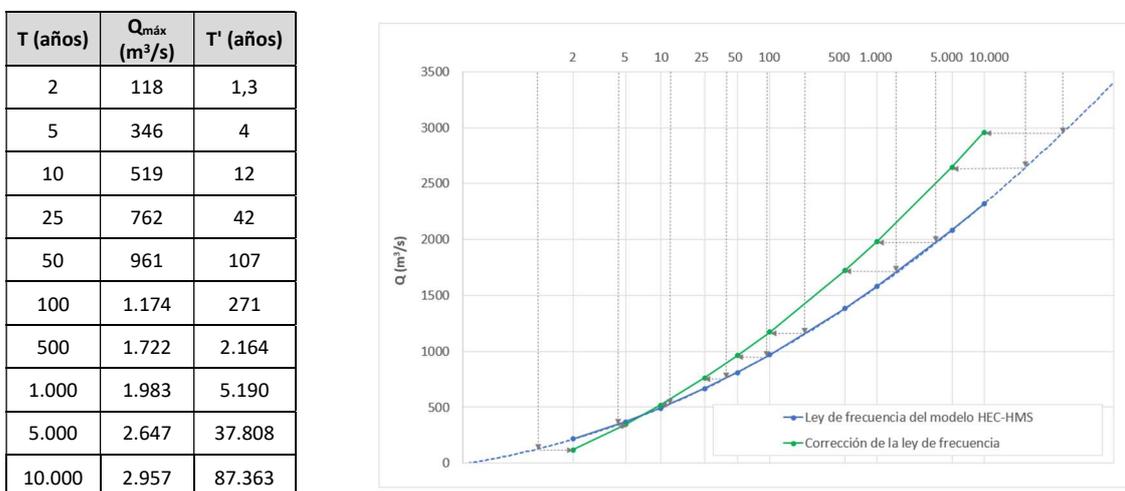


Figura 174. Representación gráfica de la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos simulada por el modelo hidrometeorológico en el punto de la presa (en azul) y la ley de frecuencia corregida (en verde) a partir de los periodos de retorno equivalentes (líneas de trazos).

RECOMENDACIONES

- Se recomienda comparar las leyes de frecuencia, tanto de caudal instantáneo máximo anual como de volumen de avenida, obtenidas, tras la calibración del modelo hidrometeorológico, en el punto de ubicación de la presa con las determinadas a partir

del análisis estadístico de los datos. Ambos resultados constituyen dos aproximaciones diferentes a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno, lo que permitirá disponer de un mejor conocimiento del fenómeno. Se recomienda considerar la alternativa más conservadora, salvo que en función de las características de cada caso concreto se justifique lo contrario.

- La comparación anterior puede llevarse a cabo en base a las leyes de frecuencia originales o, preferentemente, en base a las leyes de frecuencia mayoradas a partir de sus intervalos de confianza, tal como se recomienda en esta Guía.
- En ocasiones, uno de los procedimientos de cálculo puede proporcionar mayores cuantiles para una de las variables, mientras que el otro los proporciona para la otra. En estos casos será necesario analizar los resultados para decidir cuál de las dos opciones es más conservadora. Cuando existan dudas sobre la opción de cálculo más conservadora, se recomienda llevar a cabo el cálculo del nivel máximo en el embalse en base a los resultados de ambos procedimientos, seleccionando la opción que conduzca a niveles mayores.
- Si se seleccionan para realizar los cálculos las leyes de frecuencia procedentes del análisis estadístico de los datos, será necesario reescalar los hidrogramas de avenida proporcionados por el modelo para que tengan unos caudales punta y unos volúmenes coherentes con los de dichas leyes.
- En el caso de que la calibración se lleve a cabo en un punto de la cuenca diferente al punto en el que está ubicada la presa por no disponer de datos en éste, y si la ley de frecuencia procedente del análisis estadístico de los datos proporciona cuantiles superiores a la proporcionada por el modelo, puede ser recomendable mayorar los resultados del modelo en el punto de la presa con la finalidad de obtener unos cuantiles equivalentes a los proporcionados por el análisis estadístico de los datos en el punto de calibración.

Dicha ley de frecuencia corregida puede obtenerse mediante un procedimiento operativo basado en la determinación de unos periodos de retorno equivalentes que proporcionen el mismo valor de los cuantiles de la ley de frecuencia ajustada a los datos al aplicarlos a la ley de frecuencia del modelo hidrometeorológico, según se expone en el texto.

5.4.5. Cálculo de las leyes de frecuencia estacionales de caudales punta y de volúmenes de avenida a partir de los resultados del modelo hidrometeorológico

Como se expuso en apartados anteriores, una de las singularidades de los estudios hidrológicos de crecidas para su aplicación al análisis de la seguridad hidrológica de las presas es la necesidad de caracterizar las avenidas estacionales. Como se comentó, la caracterización completa y rigurosa de las avenidas que pueden llegar a un punto de un río debe ser estacional, ya que la frecuencia y, en algunos casos, la magnitud de las crecidas será distinta según la época del año de que se trate. De esta forma, el habitual tratamiento anual de la probabilidad de ocurrencia de las crecidas es realmente una



simplificación, suficiente en muchas ocasiones, pero que no recoge toda la complejidad del comportamiento hidrológico real.

La necesidad de trabajar con las avenidas estacionales en el ámbito de la seguridad hidrológica de las presas proviene del hecho de que el nivel en el que se encuentra el embalse en el momento en el que llegan las crecidas, que puede tener una influencia muy importante en el nivel máximo que se alcance en el embalse, puede ser diferente a lo largo del año, bien porque así se ha establecido en las Normas de Explotación (por ejemplo, para la reducción del riesgo de inundación aguas abajo), bien como consecuencia de la propia explotación de la presa. En consecuencia, es necesario considerar en los cálculos las avenidas estacionales para tener en cuenta cómo se acoplan en el tiempo la distinta probabilidad de ocurrencia de las crecidas con el nivel previo en el embalse. En aquellos casos en los que se pueda considerar que el nivel inicial en el embalse es el mismo a lo largo del año se podrán simplificar los cálculos utilizando las avenidas anuales, ya que en ese caso el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales de nivel máximo en el embalse a partir de las avenidas estacionales y su combinación posterior en una ley de frecuencia anual, conducirá al mismo resultado que si el cálculo se realiza a partir de las avenidas anuales para obtener directamente la ley de frecuencia anual de nivel máximo en el embalse.

En definitiva, independientemente de que se decida utilizar en los cálculos las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida procedentes del análisis estadístico de las series de datos o del modelo hidrometeorológico, puede ser necesario determinar las leyes de frecuencia estacionales de ambas variables.

En el apartado 5.2.3.1.1., dentro del marco del análisis estadístico de las muestras de datos, se recomendó llevar a cabo el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales de caudal máximo instantáneo mediante la descomposición de la ley de frecuencia anual en base a la técnica de las series parciales no homogéneas (Jiménez y Mediero, 2014c). Esta técnica, que requiere la identificación de los periodos estacionales dentro del año con un comportamiento homogéneo respecto a la frecuencia de aparición de crecidas y la determinación del número medio de superaciones de un determinado caudal umbral en cada uno de ellos, así como en todo el año, es adecuada en aquellos casos en los que puede asumirse, aunque sea de forma aproximada, que la diferente probabilidad entre unas épocas del año y otras no es debida a que las avenidas estén generadas por fenómenos físicos diferentes, sino a la mayor frecuencia de aparición de las avenidas en una determinada época. Es decir, el fenómeno físico que genera las avenidas no cambia sustancialmente de una estación a otra, pero se presenta con una mayor frecuencia en determinados momentos del año.

Como se indicó en el mencionado apartado 5.2.3.1.1., el proceso a seguir (aplicándolo al registro de caudales disponible) consta de los siguientes pasos:

- Selección del umbral y obtención de los caudales pico que lo superan para cada año hidrológico.

- En caso de considerarse necesario, análisis de la homogeneidad del comportamiento estacional.
- Definición de los periodos estacionales en los que se divide el año.
- Cálculo del número medio de excedencias del umbral para cada periodo estacional, así como el número medio anual.
- Obtención de las leyes de frecuencia estacionales mediante descomposición de la ley de frecuencia anual.
- En su caso, cálculo de los periodos de retorno estacionales y obtención de los caudales de diseño para cada periodo estacional.

Por otra parte, las leyes de frecuencia estacionales de volumen de avenida pueden obtenerse también mediante descomposición de la ley de frecuencia anual utilizando el mismo número medio de ocurrencias, anual y estacionales, y los mismos periodos estacionales en que se descompone el año determinados para los caudales (apartado 5.2.3.3.).

En el caso de que se decida utilizar en los cálculos las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida obtenidas mediante el análisis estadístico del registro de datos disponible en el punto de la presa, se aplicará la metodología expuesta en el apartado 5.2.3. para obtener las correspondientes leyes de frecuencia estacionales.

Si, por el contrario, se decide utilizar las leyes de frecuencia procedentes del modelo hidrometeorológico se podrá basar también el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales en la aplicación del mismo procedimiento, utilizando para ello los periodos estacionales y el número medio estacional y anual de excedencias del umbral obtenido a partir del registro de datos. No obstante, dado que el procedimiento de cálculo recomendado en el apartado 5.2.3. se basa en una determinación analítica de la ley de frecuencia, asumiendo que la ley de frecuencia anual es del tipo GEV (o Gumbel como caso particular), y que el modelo hidrometeorológico proporcionará las leyes de frecuencia por puntos (un valor para cada uno de los periodos de retorno calculados), será necesario previamente aproximar las leyes de frecuencia del modelo, tanto de caudal como de volumen, por una distribución GEV, lo que permitirá disponer de una expresión analítica para realizar los cálculos. Se recomienda llevar a cabo este ajuste mediante la técnica de los mínimos cuadrados, de tal forma que la función GEV aproxime lo mejor posible los cuantiles del modelo³².

Una vez ajustadas las funciones GEV correspondientes a las leyes de frecuencia anuales de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida, se procederá a su

³² Este ajuste puede realizarse mediante cualquier programa informático que permita encontrar el valor óptimo de los parámetros u , α y k de la función GEV que minimice el promedio del cuadrado de las diferencias entre los cuantiles proporcionados por el modelo y los representados mediante la función GEV. Este sería el caso de la herramienta *Solver*, que se encuentra entre las opciones incorporadas como complementos de Microsoft Excel, y que permite resolver y optimizar ecuaciones.



descomposición en las leyes de frecuencia estacionales, según la metodología expuesta en el apartado 5.2.3.

En el caso de que no se disponga de registro de caudales en el punto donde se ubica la presa, será necesario determinar los periodos estacionales a considerar en el cálculo, así como el número medio de excedencias anual y estacionales, en base a la información registrada en otros puntos, en especial los considerados para llevar a cabo la calibración del modelo hidrometeorológico. Como se expuso en el apartado 5.2.3.1.4., los periodos estacionales con comportamiento homogéneo respecto a la ocurrencia de avenidas serán comunes para cada región estadística o, al menos, para una zona amplia dentro de ella, por lo que su identificación se deberá realizar con una perspectiva regional. De esta forma, los periodos estacionales a utilizar en el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales en el punto de la presa pueden llevarse a cabo partir de la información disponible en los puntos de calibración, o en otros puntos con registro en la zona. Asimismo, el número medio de excedencias, anual y estacionales, no diferirá sustancialmente entre unos puntos y otros de la cuenca en estudio, por lo que pueden determinarse con suficiente aproximación a partir de la información registrada en el punto o puntos de calibración (en el caso de que haya más de un punto de calibración se adoptarán los valores de aquel que se considere más representativo o, alternativamente, unos valores promedio). Una vez determinados los periodos estacionales y el número medio de excedencias, se procederá de la misma manera expuesta anteriormente.

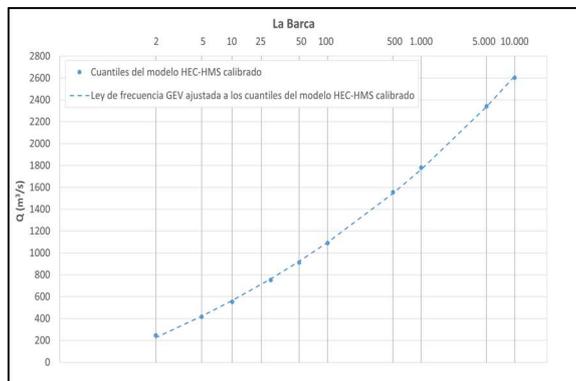
Por último, una vez calculadas las leyes de frecuencia estacionales de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida, tanto procedentes del análisis estadístico de los datos como del modelo hidrometeorológico, los hidrogramas estacionales envolventes (es decir, cuyo caudal punta y volumen correspondan a los cuantiles estacionales de un mismo periodo de retorno) se determinarán mediante el reescalado de los hidrogramas anuales (partiendo de aquel cuyo caudal punta y volumen sean más similares a los valores que se quieren ajustar).

A continuación, se ilustra mediante un ejemplo el proceso a seguir, utilizando como caso de estudio el ya mencionado modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea. La siguiente figura muestra la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos proporcionada por el modelo hidrometeorológico en el punto de la presa, más conservadora, junto a la muestra de datos y la ley de frecuencia obtenida a partir de su análisis estadístico. En primer lugar, es necesario ajustar, mediante mínimos cuadrados, una función GEV a los cuantiles proporcionados por el modelo, con objeto de disponer de una expresión analítica para realizar los cálculos (figura 175).



Periodo de retorno (años)	Cuantiles $Q_{m\acute{a}x}$ HEC-HMS (m^3/s)
2	245,3
5	416,7
10	552,8
25	752,8
50	912,7
100	1.091,3
500	1.555,9
1.000	1.780,8
5.000	2.341,8
10.000	2.602,8

Figura 175. Ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos proporcionados por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental) (en azul), junto a la representación gráfica del registro de datos disponible y la ley de frecuencia obtenida mediante su análisis estadístico (en rojo). En la tabla se detalla el valor de los cuantiles proporcionados por el modelo para distintos periodos de retorno entre 2 y 10.000 años.



Parámetro función GEV	Aproximación por mínimos cuadrados
u	167,2275
α	156,1524
k	-0,1069

Figura 176. Ajuste de una función GEV a los cuantiles de caudal máximo instantáneo proporcionados por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental). En la tabla se indica el valor obtenido para los parámetros mediante la técnica de los mínimos cuadrados.

Para realizar los cálculos se han tomado los periodos estacionales correspondientes a la región estadística 12, en la que se encuentra ubicada la presa, indicados como referencia en el apartado 5.2.3.1.4. (tabla 75). Asimismo, siguiendo las recomendaciones incluidas en el apartado 5.2.3.1.2., se ha determinado el valor del umbral a partir del cual se han identificado 187 picos de caudal que proporcionan un número medio anual de 2,53 excedencias, así como las excedencias media estacionales indicadas en la tabla 75.



CEDEX

Tabla 75. Periodos estacionales con comportamiento homogéneo respecto a la ocurrencia de avenidas proporcionados como referencia para la región estadística 12 (apartado 5.2.3.1.4.), indicando su duración en meses y el número medio de excedencias estacionales.

Región	Periodo		Duración (meses)	Nº medio de excedencias
12	1	2ª mitad noviembre, diciembre, enero, febrero	3,5	1,76
	2	Marzo, abril, mayo	3	0,53
	3	Junio, julio, agosto, septiembre	4	0,04
	4	Octubre, 1ª mitad noviembre	1,5	0,20

Por último, a partir de la relación entre el número medio de excedencias estacional y anual, se ha determinado el valor de los parámetros de las funciones GEV estacionales para cada uno de los periodos considerados, siguiendo el procedimiento incluido en el apartado 5.2.3.1.1. (tabla 76). Las leyes de frecuencia obtenidas se representan gráficamente, junto a la anual, en la figura 177.

Tabla 76. Parámetros de las funciones de distribución GEV estacionales de caudales máximos instantáneos para cada uno de los periodos estacionales considerados.

Periodo	Nº medio de excedencias	u'	α'	k
1	1,76	112,12	150,26	-0,1069
2	0,53	-58,14	132,07	-0,1069
3	0,04	-354,42	100,40	-0,1069
4	0,20	-182,14	118,81	-0,1069

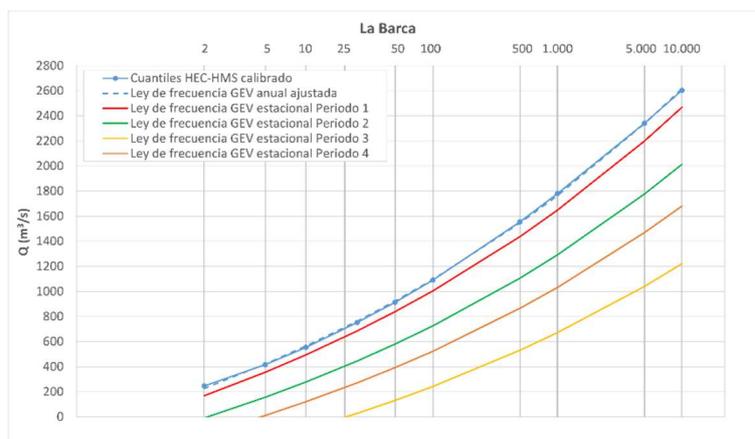


Figura 177. Representación gráfica de las leyes de frecuencia anual y estacionales de caudales máximos instantáneos obtenidas a partir de los resultados proporcionados por el modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de La Barca en el río Narcea (DH del Cantábrico Occidental).

RECOMENDACIONES

- Una de las singularidades de los estudios hidrológicos de crecidas para su aplicación al análisis de la seguridad hidrológica de las presas es la necesidad de caracterizar las avenidas estacionales. La determinación de las leyes de frecuencia estacionales de caudal máximo instantáneo o de volumen de avenida puede ser necesaria independientemente de que se decida utilizar en los cálculos las leyes de frecuencia

procedentes del análisis estadístico de las series de datos o del modelo hidrometeorológico.

- En el caso de que se decida utilizar en los cálculos las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida obtenidas mediante el análisis estadístico del registro de datos disponible en el punto de la presa, se aplicará la metodología expuesta en el apartado 5.2.3. para obtener las correspondientes leyes de frecuencia estacionales.
- Si se decide utilizar las leyes de frecuencia procedentes del modelo hidrometeorológico se podrá basar también el cálculo de las leyes de frecuencia estacionales en la aplicación del mismo procedimiento:
 - Si se dispone de registro de caudales en el punto de la presa, se utilizarán los periodos estacionales y el número medio estacional y anual de excedencias del umbral obtenido a partir del mismo.
 - En el caso de que no se disponga de registro de caudales en el punto de la presa, se determinarán los periodos estacionales y el número medio de excedencias anual y estacionales, a partir de la información registrada en los puntos considerados para llevar a cabo la calibración del modelo hidrometeorológico.
- Dado que el procedimiento recomendado en el apartado 5.2.3. se basa en una determinación analítica de la ley de frecuencia, asumiendo que la ley de frecuencia anual es del tipo GEV, será necesario previamente aproximar las leyes de frecuencia del modelo, tanto de caudal como de volumen, por una distribución GEV, lo que permitirá disponer de una expresión analítica para realizar los cálculos. Se recomienda llevar a cabo este ajuste mediante la técnica de los mínimos cuadrados.
- Una vez calculadas las leyes de frecuencia estacionales de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida, los hidrogramas estacionales envolventes se determinarán mediante el reescalado de los hidrogramas anuales, partiendo de aquel cuyo caudal punta y volumen sean más similares a los valores que se quieren ajustar.

5.4.6. Cálculo en cuencas con fusión de nieve

El procedimiento de cálculo expuesto en apartados anteriores se basa en asumir una determinada tormenta de cálculo cuyas intensidades, al superar la capacidad de infiltración del suelo, generan escorrentía directa dando lugar a los caudales de avenida. En definitiva, se ha supuesto que el fenómeno responsable de la formación de las crecidas son las lluvias intensas, suposición que es cierta en la gran mayoría de los casos.

Sin embargo, en determinadas cuencas son frecuentes las precipitaciones en forma sólida en los meses más fríos del año, dando lugar a la acumulación de nieve en la cuenca en esos meses y su posterior fusión al final de la primavera. En algunos casos, la nieve constituye un recurso hídrico significativo, contribuyendo los procesos de acumulación y fusión a la regulación natural del recurso. Adicionalmente, la posible fusión de la nieve durante los eventos de precipitación, bien porque ocurre la tormenta durante el periodo



de fusión nival, bien en otras épocas del año al provocar la propia lluvia la fusión, puede, en algunos casos, incrementar significativamente la magnitud de la escorrentía directa, dando lugar en consecuencia a crecidas con mayores caudales punta y mayores volúmenes de avenida.

En este sentido, hay que tener en cuenta que la ocurrencia de lluvias intensas en periodos de deshielo, cuando la nieve se encuentra madura³³ o próxima a estarlo, puede dar lugar a crecidas importantes, ya que la lluvia provoca un incremento de la transmisión de calor a la nieve por convección (al aumentar la temperatura del aire), satura los poros del manto nival (acelerando la maduración de la nieve) y transfiere calor a la nieve por advección desde el agua precipitada, acelerando la fusión.

De esta forma, en aquellas cuencas en las que los procesos de acumulación y fusión de nieve tienen relevancia puede ser necesario tener en cuenta también, junto a la lluvia, la fusión de la nieve como un mecanismo adicional generador de escorrentía directa. La consideración de la fusión de nieve en el modelo hidrometeorológico puede tener relevancia a la hora de extrapolar los resultados de la calibración de unos puntos a otros de la cuenca, y puede tener también importancia para conseguir una calibración adecuada del modelo, principalmente en lo relativo al volumen de la avenida.

Un tratamiento riguroso de la generación de las crecidas mediante la combinación de precipitaciones líquidas y fusión de nieve requeriría la caracterización estadística de las variables que describen el proceso de fusión nival (superficie de la cuenca innivada, volumen de agua equivalente en forma de nieve, temperatura ambiente, temperatura del agua de lluvia, etc.), junto a las que describen la tormenta, y su tratamiento estadístico multivariado para tener en cuenta cómo se combinan en el tiempo ambos procesos. Ese planteamiento presenta una gran complejidad y su aplicación en la práctica conllevaría grandes dificultades. No obstante, en la mayoría de los casos no es necesario abordar el problema de una forma tan compleja, siendo suficiente un planteamiento más sencillo. En este sentido, hay que tener en cuenta que en España normalmente el origen de las crecidas en las que interviene la fusión nival es mixto, siendo la lluvia el fenómeno principal que da lugar a la aparición de las grandes crecidas, actuando la fusión de nieve como un mecanismo complementario, de menor importancia, que contribuye a incrementar, en cierta medida, los caudales y volúmenes.

En consecuencia, en esta Guía se va a exponer un posible procedimiento para tener en cuenta la contribución de la fusión de nieve a la formación de las crecidas, en aquellas cuencas en las que tenga relevancia este fenómeno, partiendo de un planteamiento sencillo consistente en asumir que la lluvia es la principal responsable de la generación de la crecida y, por lo tanto, en la que se centra el tratamiento estadístico (de la forma expuesta en los apartados anteriores), y que la fusión de la nieve juega un papel secundario, describiéndola en base a valores medios habituales en la cuenca. La cuantificación de la fusión se llevará a cabo, como se expondrá más adelante, mediante

³³ Se dice que la nieve se encuentra madura durante el proceso de fusión cuando el agua líquida generada por el deshielo satura los poros del manto nival.

el tratamiento sencillo habitual basado en índices de deshielo, teniendo en cuenta la contribución de la lluvia a la fusión. No obstante, puede haber cuencas en las que la fusión de nieve tenga un papel crítico, siendo la fusión el mecanismo principal, único o predominante, en la formación de la crecida, y en las que, por tanto, pueda requerirse para su estudio otro tipo de planteamiento más complejo.

En primer lugar, es necesario determinar en qué cuencas puede resultar necesario o conveniente la consideración de la fusión de nieve a la hora de estudiar la formación de las crecidas. Para ello, se propone basarse en las cuencas incluidas en el programa para la Evaluación de Recursos Hídricos procedentes de la Innivación (ERHIN). El programa ERHIN fue puesto en marcha en 1981 desde la entonces Dirección General de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas y Transportes para evaluar y cuantificar los recursos hídricos en forma de nieve en la Península Ibérica y realizar el seguimiento de los glaciares. Las cuencas incluidas en el programa ERHIN se corresponden con las cabeceras a mayores altitudes en ambas vertientes de la Cordillera Cantábrica, el Pirineo, el Sistema Ibérico, el Sistema Central y Sierra Nevada, situadas en el ámbito territorial de las Confederaciones Hidrográficas de Miño-Sil, Cantábrico, Duero, Ebro, Tajo y Guadalquivir (figura 178). El programa ERHIN recoge información de diversas fuentes, como son las campañas de mediciones de campo, la simulación hidrológica pluviométrico-nival mediante el modelo ASTER y la aplicación de técnicas de teledetección, con objeto de caracterizar el comportamiento anual de las cuencas incluidas en el programa.

Las cuencas incluidas en el programa ERHIN han sido seleccionadas por contar con una cantidad apreciable de recursos hídricos en forma de nieve y, por lo tanto, por presentar todos los años una superficie de cuenca innivada significativa. En consecuencia, en estas cuencas se podrá suponer también que la fusión de nieve podría tener un papel apreciable en la formación de las crecidas. Además, para estas cuencas se dispone de información sobre aspectos como perfiles de innivación, evolución de la cubierta nival, espesor y densidad de la nieve, volumen de agua en forma de nieve, etc., relevantes para caracterizar la contribución de la fusión de nieve a la formación de las crecidas, no disponiéndose de información similar en otras cuencas no incluidas en el programa o, al menos, siendo más difícil disponer de ella.

En definitiva, cuando se aborde la modelación hidrometeorológica de cuencas incluidas en las zonas del programa ERHIN, o que tengan una parte significativa de su cuenca incluida en dichas zonas, será necesario analizar la posibilidad de considerar la contribución de la fusión nival a la formación de las crecidas en la confección del modelo. No obstante, cabe la posibilidad de que puedan existir otras cuencas no incluidas dentro del programa ERHIN, en las que la fusión de nieve pueda tener un papel relevante en la formación de las crecidas³⁴. Si se identifican cuencas en esa situación, y en el caso de que se disponga de información suficiente, podría también abordarse su estudio mediante

³⁴ En este sentido, hay que tener en cuenta que la inclusión de una cuenca en el programa ERHIN se basa en la relevancia que pueda tener la acumulación y fusión de nieve en la gestión del recurso hídrico y no en su incidencia en las crecidas, por lo que puede haber alguna cuenca en la que la nieve tenga cierta relevancia en la formación de las crecidas que no esté incluida en el programa.



CEDEX

el procedimiento expuesto en este apartado, o mediante algún procedimiento de análisis similar.

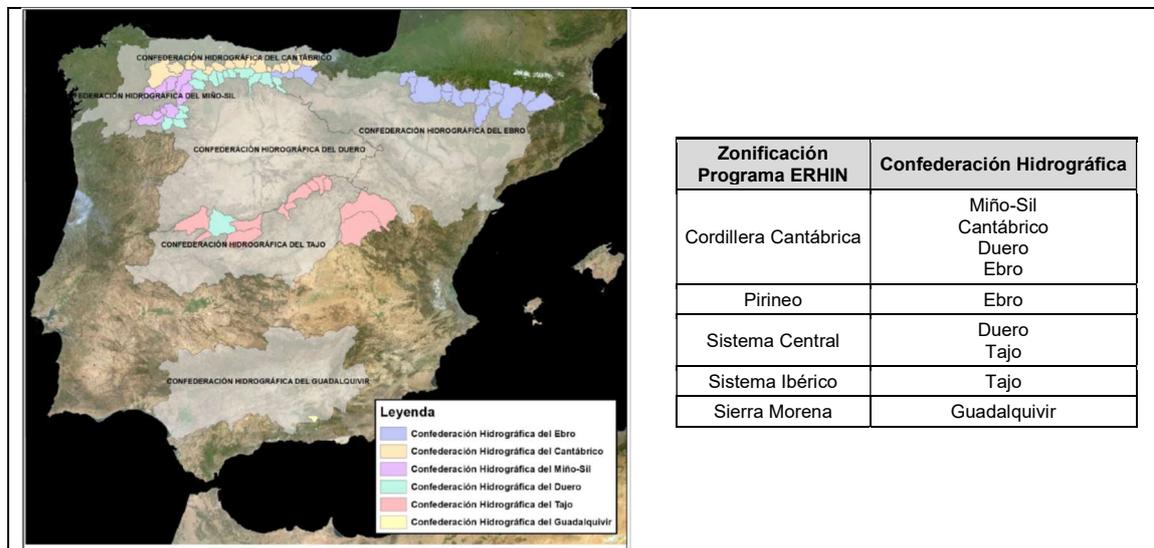


Figura 178. Representación gráfica de las cuencas incluidas en el programa ERHIN y su distribución por Confederaciones Hidrográficas (Fuente: web del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico).

La información recogida dentro del programa ERHIN se fue publicando periódicamente en los Anuarios “*La nieve en las cordilleras españolas*” para los años hidrológicos comprendidos entre 1986/87 y 2002/03 (MOPT, 1992a; MOPT, 1992b; MOPTMA, 1994; MOPTMA, 1995; MMA, 1997; MMA, 1998; MMA, 2006). La publicación se realizó en papel hasta el año hidrológico 1994/95 y en CD-ROM para el periodo 1995/96-2002/03 (figura 179). Los primeros años sólo contienen datos para el Pirineo y a partir del año 1989/90 se incluyen la Cordillera Cantábrica y Sierra Nevada. Posteriormente, en el año hidrológico 1996/97, se incorporan también al programa el Sistema Central y el Sistema Ibérico, aunque sus datos no aparecen en estos Anuarios. El objetivo de estos informes era recopilar la información recogida, para cada año hidrológico, sobre la nieve en las cordilleras españolas dentro del programa ERHIN. Para recopilar esta información se llevaban a cabo tres campañas de campo dentro de cada año hidrológico: la primera correspondiente a las primeras nevadas (octubre o noviembre), la segunda correspondiente al momento de mayor acumulación de nieve, coincidente habitualmente con los meses de febrero o marzo, y la tercera en el inicio de la fusión generalizada (mayo o junio), aunque en algunos años no se realizaron todas las campañas, sino sólo algunas de ellas (MARM, 2008). En estas campañas se recogían datos sobre espesores y densidad del manto nival en las pértigas instaladas en las cuencas, a partir de la cual se calculaban los perfiles de innivación (la relación entre el espesor de nieve y la cota) y el volumen de agua en forma de nieve (VAFN) en cada cuenca (figuras 180 y 181). Los valores de volumen de agua en forma de nieve se contrastaban con los datos de precipitación y de aportaciones en la red fluvial.



Figura 179. Distintas versiones del Anuario “*La nieve en las cordilleras españolas*” publicados dentro del programa ERHIN. Fila superior de izquierda a derecha: publicaciones en papel de los periodos 1989/90 a 1990/91, 1991/92 a 1992/93 y 1993/94 a 1994/95. Fila inferior: publicación digital en CD-ROM del periodo 1995/96 a 2002/03.

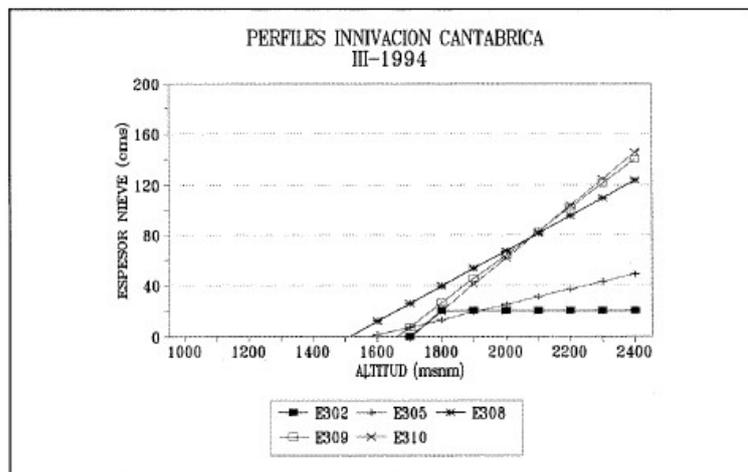


Figura 180. Perfiles de innivación para distintas cuencas de la Cordillera Cantábrica correspondientes a la tercera campaña de campo del año hidrológico 1993/94 (Fuente: MMA, 1997).

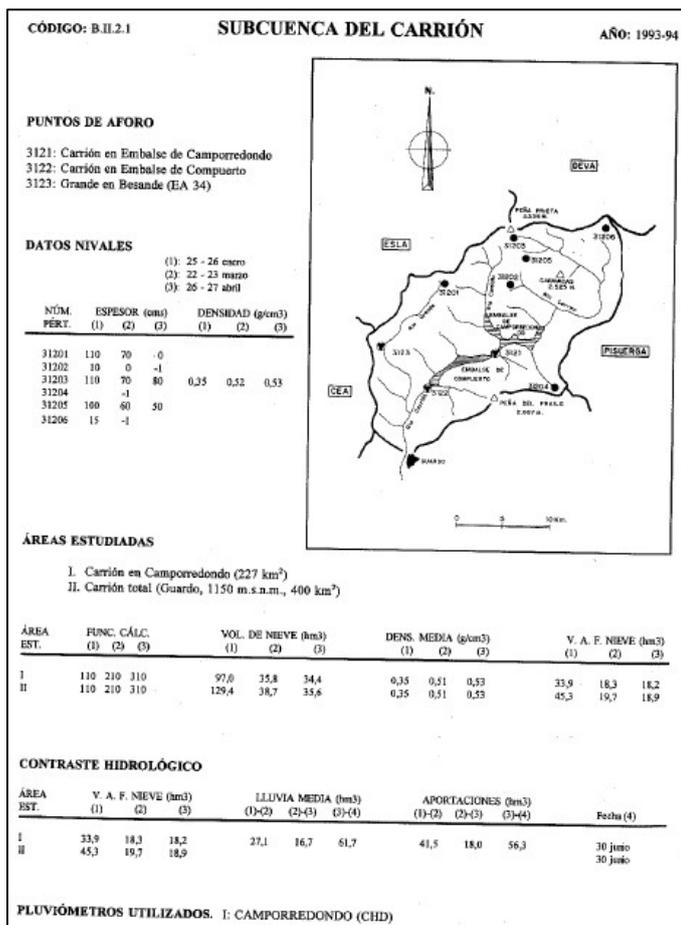


Figura 181. Ficha con datos nivales de la subcuenca del Carrión correspondientes al año hidrológico 1993/94 (Fuente: MMA, 1997).

Para los años hidrológicos comprendidos entre 2010/11 y 2013/14 se encuentran disponibles en formato electrónico en la web del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (MITERD) los informes de “Evolución de los Recursos Nivales”³⁵ que recogen, a partir de datos del modelo ASTER, la evolución del estado de las reservas nivales (es decir, el volumen de agua en forma de nieve) y de las aportaciones por fusión de nieve a la red fluvial en cada cuenca. En ellos se pueden encontrar tablas con datos de VAFN correspondientes a fechas concretas para las distintas cuencas de cada Demarcación Hidrográfica y para el conjunto de España. Una información similar puede encontrarse también, para distintas fechas, desde el año 2018/19 hasta la actualidad en la web del MITERD³⁶ (figura 182). De forma adicional, también están disponibles en dicha web, para los años hidrológicos comprendidos entre 2009/10 y 2013/14, otros recursos procedentes del programa ERHIN como los “Informes de teledetección. Evolución de la

³⁵ https://www.miteco.gob.es/app/publicaciones/rev_numero.asp?codrevista=ERNE

³⁶ <https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/evaluacion-de-los-recursos-hidricos/ERHIN/datos-interes/>

cubierta nival. ERHIN³⁷, en los que se proporciona, para cada cuenca, información sobre la hipsometría nival, es decir, la superficie cubierta por la nieve en función de la cota, a partir de imágenes de satélite; y los “*Informes de mediciones de campo. ERHIN³⁸*”, en los que se combina la información procedente de la teledetección con las mediciones de espesor y densidad de nieve en las pértigas para cuantificar el recurso hídrico acumulado en forma de nieve (figura 183).

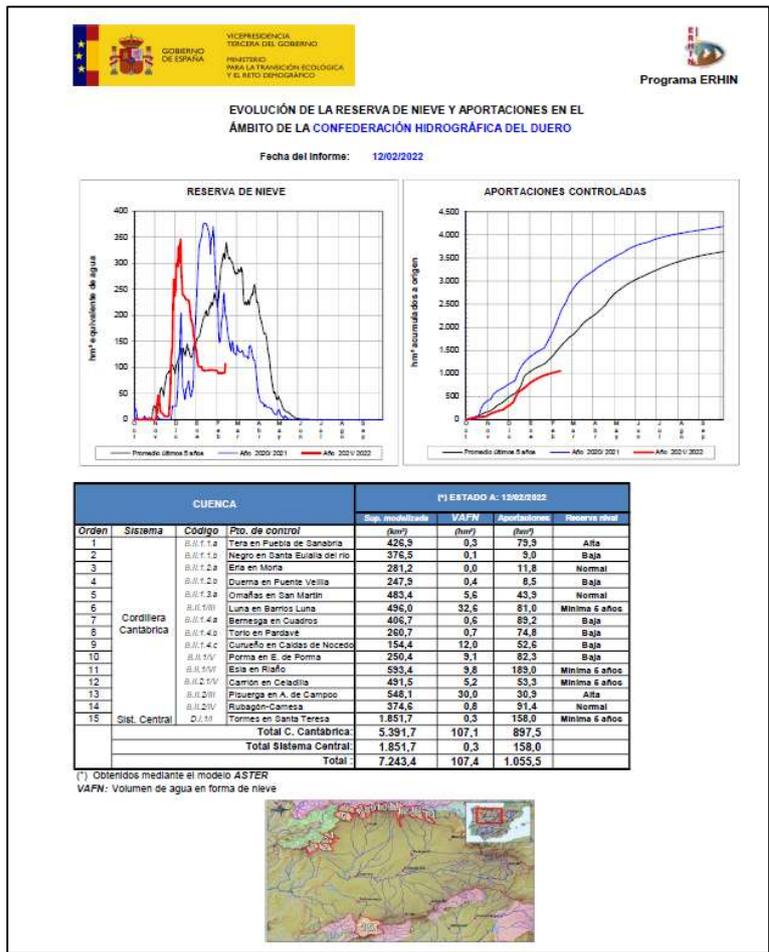


Figura 182. Ejemplo de informe de evolución de la reserva de nieve y aportaciones en el ámbito territorial de la Confederación Hidrográfica del Duero (Fuente: web del MITERD).

³⁷ https://www.miteco.gob.es/app/publicaciones/rev_numero.asp?codrevista=HTE

³⁸ https://www.miteco.gob.es/app/publicaciones/rev_numero.asp?codrevista=IMC



CEDEX

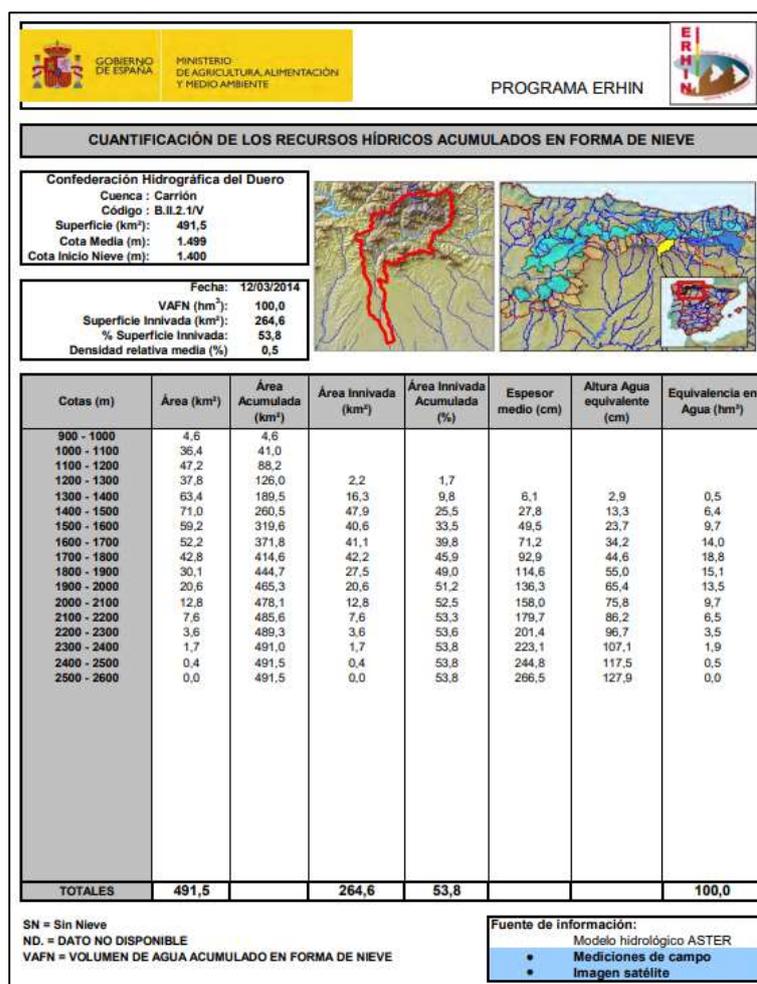


Figura 183. Ejemplo de ficha con información sobre hipsometría nival y cuantificación del volumen de agua en forma de nieve, correspondiente a la cuenca del Carrión, procedente de un "Informe de mediciones de campo. ERHIN" de la Confederación Hidrográfica del Duero (Fuente: web del MITERD).

Una vez comprobado que la cuenca en estudio coincide, en su totalidad o en parte, con las cuencas incluidas en el programa ERHIN, será necesario realizar una valoración del posible grado de contribución de la fusión de nieve en las avenidas, con el objetivo de determinar si debe ser efectivamente contemplada en el estudio hidrológico.

Para llevar a cabo esta valoración se pueden realizar dos contrastes. Por un lado, se pueden cruzar los periodos estacionales con un comportamiento homogéneo respecto a la ocurrencia de avenidas, determinados tal como se expuso en el apartado 5.2.3.1.4., con el periodo nival. Si realmente la fusión de nieve tiene un papel relevante en la formación de las crecidas, se debería poder apreciar una coincidencia entre alguno o algunos de los periodos estacionales y los meses del año del periodo nival. Sin embargo, si determinados meses del periodo nival forman parte de un periodo estacional más extenso en el que predominan meses sin actividad nival, lo más probable es que, al menos en esos meses, la fusión de nieve no intervenga en la formación de las crecidas, o lo haga de una forma puntual o muy reducida. De esta forma, se podrá concretar en qué parte del

periodo nival es esperable una participación significativa de la fusión en la formación de las crecidas.

Para realizar este análisis será necesario disponer, además de los mencionados periodos estacionales, de la duración del periodo nival en la zona de estudio. Esta información puede obtenerse a partir de la información disponible en el programa ERHIN. Como se indicó anteriormente, los Anuarios *“La nieve en las cordilleras españolas”* se basaron en la realización de tres campañas de campo dentro de cada año hidrológico, realizadas al principio, en el medio y al final del periodo nival. Viendo, por tanto, las fechas en las que fueron realizadas estas campañas a lo largo del tiempo (y confirmando que durante esas campañas se observó la presencia de nieve), podrá determinarse de forma aproximada los meses de inicio y final del periodo en el que hay una presencia significativa de nieve en la zona de estudio. De forma complementaria, pueden consultarse también los *“Informes de teledetección. Evolución de la cubierta nival. ERHIN”* y los *“Informes de mediciones de campo. ERHIN”*, disponibles para el periodo 2009/10 y 2013/14, basados estos últimos en teledetección y campañas de campo, y en información solo de teledetección los primeros, y en los que puede verificarse la presencia de nieve en la cuenca de estudio en distintas fechas. Lógicamente, el inicio y final de ese periodo variará de unas zonas a otras, y también en función de las características concretas de cada año hidrológico, aunque, de forma general, suele abarcar el periodo comprendido entre el inicio del mes de noviembre y el final del mes de mayo.

Por otra parte, puede complementarse el estudio con el análisis de la frecuencia de ocurrencia de los caudales máximos anuales en los distintos meses del año, determinando el porcentaje de estos coincidente con aquella parte del periodo nival en la que es esperable una participación significativa de la fusión en la formación de las crecidas (determinado previamente a partir del contraste con los periodos estacionales). Si todas o la mayor parte de las crecidas ocurren en esos meses, indicará que las avenidas en las que interviene la fusión de nieve tienen gran relevancia estadística a la hora de determinar la ley de frecuencia de caudales máximos anuales. Si, por el contrario, los máximos anuales no se producen en ese periodo, o solo lo hacen un número reducido de ellos, se podrá concluir que las avenidas en las que interviene la fusión son muy poco relevantes a la hora de calcular la ley de frecuencia de caudales máximos anuales y, por tanto, no se deberá tener en cuenta ese fenómeno a la hora de llevar a cabo la modelación hidrometeorológica de la cuenca. En ocasiones, podría ocurrir que el porcentaje de máximos anuales correspondiente al periodo con incidencia nival en la formación de las crecidas y el correspondiente al resto del año son similares. En estos casos, habrá que decidir la conveniencia o no de incorporar la fusión de nieve en la modelación. Se recomienda realizar los cálculos según ambas aproximaciones y decidir cuál puede ser la más apropiada en función de los resultados que proporcione el modelo, de tal forma que se consiga una mejor calibración de este tanto para reproducir el comportamiento estadístico de los datos de caudal instantáneo máximo anual como de los volúmenes de avenida.



CEDEX

A continuación, se ilustran estos análisis mediante un ejemplo de aplicación, correspondiente a la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo en el río Carrión (DH del Duero), cuya superficie se encuentra totalmente comprendida en las zonas incluidas en el programa ERHIN. Este mismo ejemplo se empleará a lo largo de este apartado para ilustrar el resto de fases del procedimiento de cálculo. Para llevar a cabo el estudio se cuenta con la serie de caudales registrada en la presa de Camporredondo, a partir de la cual se puede obtener tanto la serie de caudales máximos anuales como la de máximos sobre un umbral (apartado 5.2.3.1.).

Para la zona de estudio se dispone de los Anuarios del programa ERHIN del periodo 1989/90 a 2001/02, así como de los informes de Teledetección entre los años 2011/12-2013/14 y de Medición de Campo de los años 2010/11, 2011/12 y 2013/14. Las fechas de las campañas se detallan en la tabla 77 y la de los informes en la tabla 78. A partir de esta información se puede establecer la duración de la época nival en la zona de estudio aproximadamente entre el 1 de noviembre y el 31 de mayo. Los primeros informes de Teledetección corresponden a finales del mes de noviembre, con porcentajes de cuenca innivada el 28 de noviembre de 2013 del orden de un 60%, por lo que se puede suponer que ya durante el mes de noviembre puede haber una presencia relevante de nieve en la cuenca. En cuanto a la fecha de finalización del periodo nival, aunque existen informes de Teledetección en el mes de junio, incluso a principios de julio, del año 2013, la superficie de cuenca innivada era casi inexistente a partir de mediados de junio (un 1% o menor), y también muy reducida a principios de junio (menos del 5%). De esta forma, se ha considerado que el periodo nival finaliza a finales del mes de mayo. Asimismo, para su análisis, se ha subdividido el periodo nival en tres subperiodos: un periodo inicial que comprende los meses de noviembre, diciembre y enero; otro intermedio correspondiente a los meses de febrero y marzo; y, por último, un periodo final que abarca los meses de abril y mayo.

Tabla 77. Fechas de las campañas de medición llevadas a cabo dentro del programa ERHIN en la zona de estudio, para cada año hidrológico, en los tres subperiodos nivales considerados (Fuente: MOPT, 1992a; MOPT, 1992b; MOPTMA, 1994; MOPTMA, 1995; MMA, 1997; MMA, 1998; MMA, 2006).

Año hidrológico	Fecha medición periodo inicial	Fecha medición periodo intermedio	Fecha medición periodo final
1989/90	-	5-9 febrero	27-28 abril
1990/91	24-26 enero	22-27 marzo	24-29 abril
1991/92	28-30 enero	-	22-23 abril
1992/93	-	28-29 marzo	4-5 mayo
1993/94	25-26 enero	22-23 marzo	26-27 abril
1994/95	-	-	21-22 marzo
1997/98	-	7-8 febrero	2-6 mayo
1998/99	-	2-4 febrero	6-9 mayo
1999/00	19-20 enero	7-10 marzo	-
2000/01	-	-	26-28 marzo
2001/02	-	-	21-22 marzo

Tabla 78. Fechas de los informes de teledetección y de los informes de mediciones de campo del programa ERHIN para la zona de estudio en cada año hidrológico (Fuente: web del MITERD).

Año hidrológico	Fecha informe Teledetección	Fecha informe Medición de Campo
2010/11	-	5 abril
2011/12	24 noviembre	12 marzo
	8, 19 y 25 diciembre	
	10, 17 y 25 enero	
	11, 18 y 27 febrero	
	22 y 25 marzo	
	8 abril	
	16 mayo	
2012/13	2 febrero	-
	15 marzo	
	14 y 20 abril	
	4 y 13 mayo	
	3, 16 y 30 junio	
	6 julio	
2013/14	28 noviembre	11-12 marzo
	7 diciembre	
	16 febrero	
	6 marzo	
	4 mayo	

Por otra parte, se ha llevado a cabo la determinación de los periodos estacionales en la cuenca de estudio en base a la metodología expuesta en el apartado 5.2.3.1.4. En dicho apartado se proporcionaron como referencia los siguientes periodos para la región 21, en la que se encuentra situada la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo:

- Periodo 1: Diciembre, enero, febrero, marzo.
- Periodo 2: Abril, mayo.
- Periodo 3: Junio, julio, agosto, septiembre, 1ª mitad octubre.
- Periodo 4: 2ª mitad octubre, noviembre.

Los periodos 2 y 4 son de transición entre los meses de invierno y verano. Sin embargo, al aplicar los test indicados en el apartado 5.2.3.1.4. a los datos registrados en el embalse de Camporredondo (figura 184) se observa que dicha transición se produce de una forma mucho más abrupta para los datos registrados en la presa de Camporredondo, pudiendo integrarse los periodos 2 y 4 anteriores dentro del periodo 1. De esta forma, quedan los dos periodos estacionales indicados en la tabla 79.



Tabla 79. Periodos estacionales identificados en la presa de Camporredondo en el río Carrión (DH del Duero).

Periodo	Meses
1	2ª mitad oct, nov, dic, ene, feb, mar, abr y may
2	jun, jul, ago, sep y 1ª mitad oct

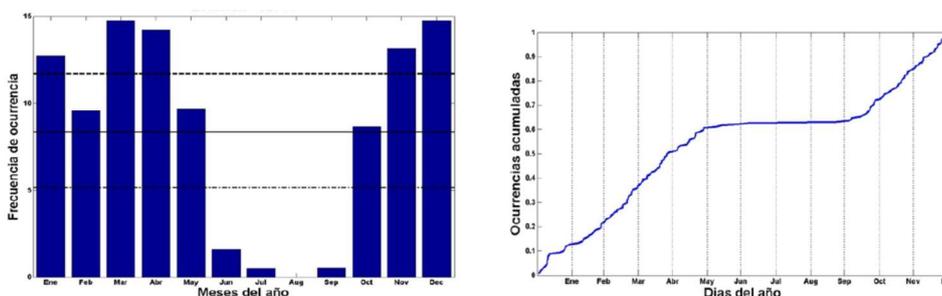


Figura 184. Gráficas obtenidas en el análisis de los patrones de distribución intraanual de las avenidas en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero). Izquierda: número medio de eventos mensual. Derecha: Test de Ouarda *et al.* [1993].

El contraste del periodo nival con los periodos estacionales permite concluir que el primer periodo estacional identificado coincide prácticamente en su totalidad con el periodo nival, lo que podría indicar la relevancia de los procesos de fusión de nieve en la generación de las avenidas en la cuenca.

Por otra parte, partiendo de la serie de caudales máximos anuales, que cuenta con 60 datos registrados entre los años 1958/59 y 2017/18, se ha calculado el porcentaje de máximos ocurridos dentro del periodo nival, distinguiendo entre los tres subperiodos considerados (tabla 79 y figura 185).

Tabla 80. Porcentaje de caudales máximos anuales registrados en la presa de Camporredondo (DH del Duero) ocurridos dentro del periodo nival.

Porcentajes por periodo		Porcentajes por subperiodo		Porcentajes por mes	
Nival	88	Inicial	37	Noviembre	13
				Diciembre	12
				Enero	12
		Intermedio	23	Febrero	13
				Marzo	10
		Final	28	Abril	15
Mayo	13				
No nival	12	No nival	12	Junio	0
				Julio	2
				Agosto	0
				Septiembre	2
				Octubre	8

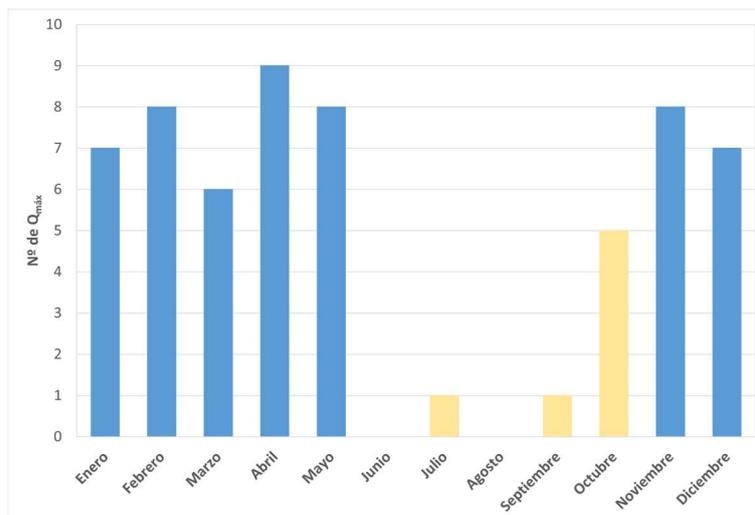


Figura 185. Porcentajes de ocurrencia de máximos anuales en cada mes del año en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero). En azul los meses coincidentes con el periodo nival.

Como puede observarse en la tabla y figura anteriores, un 88% de las avenidas tienen lugar durante el periodo nival por lo que se evidencia la necesidad de considerar la nieve en el modelo hidrometeorológico. Asimismo, se observa que los eventos se encuentran bastante repartidos en los tres subperiodos considerados, oscilando el porcentaje entre el 23 y el 37%. Los porcentajes mensuales son también bastante uniformes, variando entre el 10 y el 15%. Fuera del periodo nival la ocurrencia de crecidas es muy reducida excepto en el mes de octubre, aunque la mayor parte de los máximos ocurridos en ese mes corresponden a su segunda mitad y muchos a los últimos días del mes, muy próximos a la fecha considerada para el comienzo del periodo nival.

Este mismo análisis puede realizarse a partir de la serie de máximos sobre un umbral, que se habrá obtenido durante el estudio de avenidas estacionales, que en este caso cuenta con 193 registros entre los años 1958/59 y 2017/18 (tabla 81 y figura 186). Puede observarse cómo los resultados obtenidos con ambas series son prácticamente idénticos.



Tabla 81. Porcentaje de caudales máximos sobre el umbral registrados en la presa de Camporredondo (DH del Duero) ocurridos dentro del periodo nival.

Porcentajes por periodo		Porcentajes por subperiodo		Porcentajes por mes	
Nival	89	Inicial	41	Noviembre	13
				Diciembre	15
				Enero	13
		Intermedio	25	Febrero	10
				Marzo	15
		Final	23	Abril	14
Mayo	9				
No nival	11	No nival	11	Junio	2
				Julio	1
				Agosto	0
				Septiembre	1
				Octubre	7

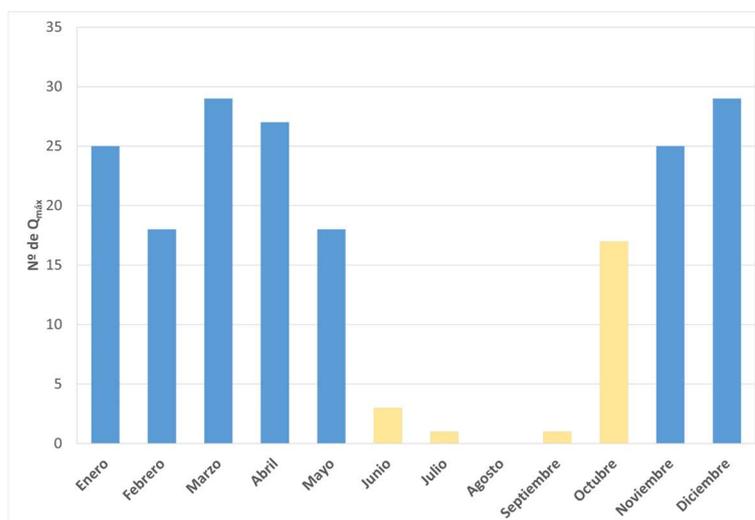


Figura 186. Porcentajes de ocurrencia de máximos sobre un umbral en cada mes del año en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero). En azul los meses coincidentes con el periodo nival.

Como consecuencia de la distribución temporal de máximos mostrada anteriormente, la mayor parte de los máximos sobre el umbral pertenecen al periodo estacional 1 (tabla 82), por lo que se obtiene una ley de frecuencia estacional en dicho periodo muy próxima a la anual (figura 187 y tabla 83).

Tabla 82. Frecuencias de ocurrencia de la serie anual de caudales máximos y de la serie POT considerando los periodos estacionales del análisis de avenidas estacionales en la cuenca de estudio.

Periodo	Meses	Duración (meses)	N Serie Q _{máx}	%	N Serie POT	%
1	2ª mitad oct, nov, dic, ene, feb, mar, abr y may	7,5	56	93	184	95
2	jun, jul, ago, sep y 1ª mitad oct	4,5	4	7	9	5

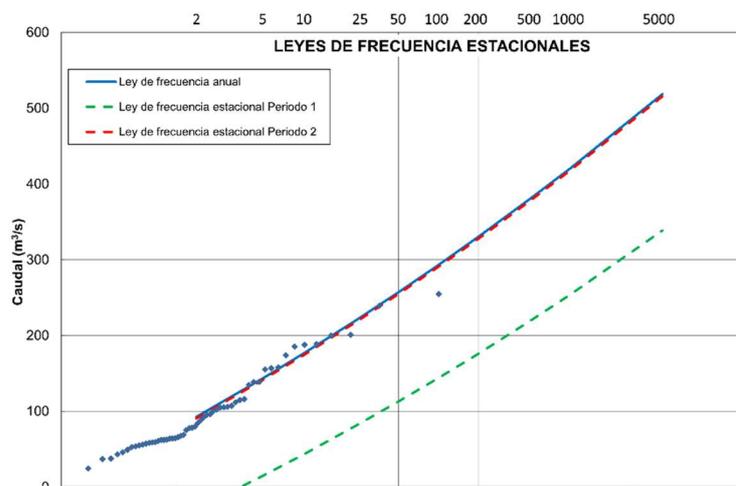


Figura 187. Leyes de frecuencia anual y estacionales en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero).

Tabla 83. Parámetros de localización y escala de las funciones de distribución GEV, anual y estacionales, en la presa de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero).

Periodo	Parámetro de localización	Parámetro de escala	Parámetro de forma
Anual	76,99	41,98	-0,0465
1	74,99	41,89	-0,0465
2	-42,68	36,24	-0,0465

Una vez determinada la conveniencia de considerar la fusión nival en el estudio hidrológico, es necesario analizar el almacenamiento de nieve en la cuenca, caracterizándolo por la superficie en la que habitualmente se produce acumulación de nieve y por el volumen de agua en forma de nieve (VAFN) almacenado. El objetivo es determinar unas condiciones promedio que representen una situación frecuente en la cuenca.

Para estimar una cifra promedio del VAFN en la cuenca, se puede consultar la información proporcionada por el programa ERHIN comentada anteriormente. Es conveniente considerar por separado los distintos subperiodos (inicial, intermedio y final), ya que la situación de la cuenca puede variar notablemente entre uno y otro. Atendiendo a lo publicado en la web del MITERD, la información disponible sobre VAFN procedente de las campañas de medición (hasta el año 2021) se resume, para cada cordillera, en la siguiente tabla, en la que se incluyen por separado los periodos inicial, intermedio y final de cada campaña. La misma información se muestra de manera gráfica en la figura 188 (el Sistema Ibérico se incluye junto con el Sistema Central).

Tabla 84. Información disponible sobre el VAFN procedente de las campañas de medición del programa ERHIN hasta el año 2021 (Fuente: web del MITERD).

Cordillera	Año inicio mediciones VAFN	Nº años con datos	Nº años con datos periodo inicial	Nº años con datos periodo intermedio	Nº años con datos periodo final
Pirineo	1986/87	30	22	23	29
Cordillera Cantábrica	1989/90	22	11	16	9
Sierra Nevada	1989/90	24	14	17	13
Sistema Central (incluye Sistema Ibérico)	1996/97	8	2	4	4

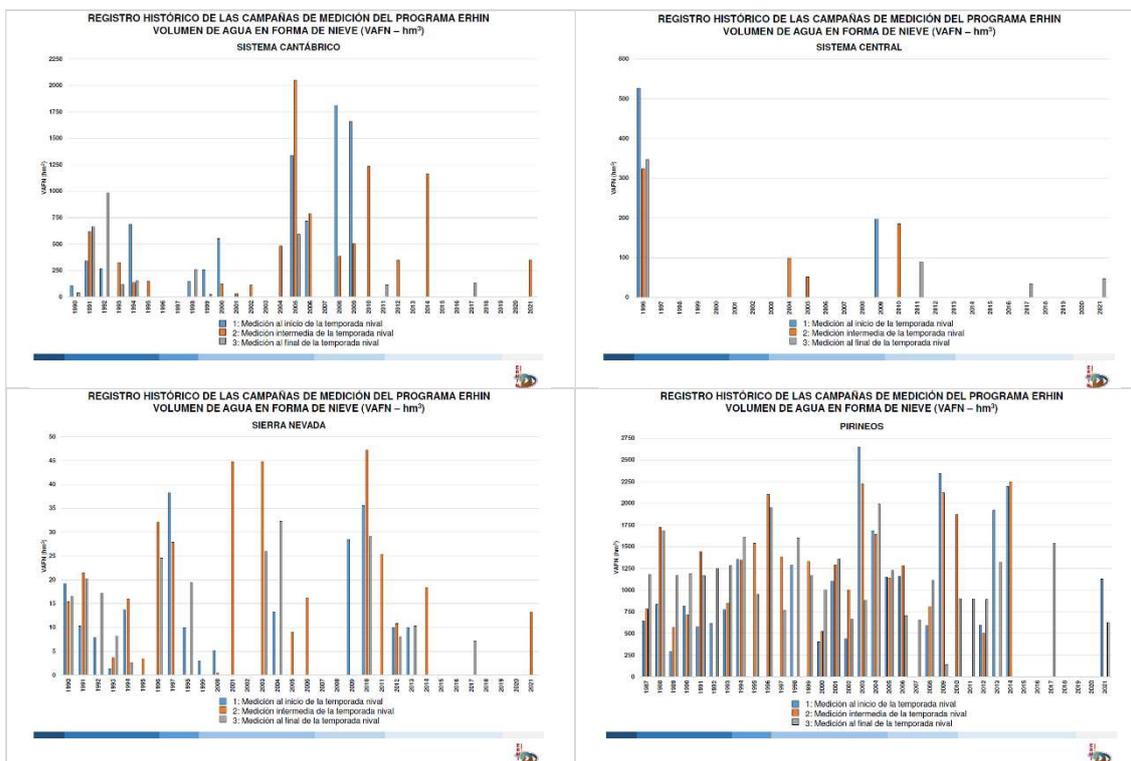


Figura 188. Información disponible sobre el VAFN, para cada cordillera, procedente de las campañas de medición del programa ERHIN hasta el año 2021 (Fuente: web del MITERD).

Los datos de VAFN se recogen en los anuarios publicados entre los años 1986/87 y 2002/03 bajo el título “La nieve en las cordilleras españolas. Programa ERHIN”. Adicionalmente, para el periodo 2010/11 y 2013/14, se dispone de esa información en formato electrónico en los informes de “Evolución de los Recursos Nivales”³⁹, que recogen la evolución del estado de las reservas nivales, obtenida mediante el modelo ASTER, para la predicción de aportaciones. En estos informes se pueden encontrar tablas con datos de VAFN referidas a fechas concretas para cada una de las Confederaciones Hidrográficas y para el conjunto de la Península Ibérica. A partir del año 2018/19 hasta la actualidad, la información de VAFN se encuentra disponible por fechas para todas las

³⁹ https://www.miteco.gob.es/app/publicaciones/rev_numero.asp?codrevista=ERNE

Confederaciones Hidrográficas en la web del MITERD⁴⁰. De forma adicional están disponibles en la web del MITERD, para los años hidrológicos entre 2009/10 y 2013/14, los “*Informes de mediciones de campo. ERHIN*”⁴¹ en los que se cuantifican los recursos hídricos acumulados en forma de nieve, en función de la cota, empleando mediciones en campo e imágenes de teledetección. A partir de toda esta información, se pueden obtener unos valores promedio de VAFN en la cuenca de estudio para cada uno de los subperiodos nivales.

Los valores de VAFN obtenidos deben distribuirse espacialmente en la cuenca. Para hacer esto, en primer lugar debe analizarse, a partir de la información ofrecida por el programa ERHIN, la superficie de cuenca habitualmente cubierta por el manto de nieve que, lógicamente, tendrá una clara dependencia con la altitud. Como se indicó anteriormente, tanto en los “*Informes de teledetección. Evolución de la cubierta nival. ERHIN*” como en los “*Informes de mediciones de campo. ERHIN*” se proporciona información sobre la hipsometría nival, es decir, sobre la superficie cubierta por la nieve según rangos de altitud. La información hipsométrica nival de una determinada cuenca variará, lógicamente, de unos años a otros, aunque, en general, suele tener una forma similar a la de la tabla 85. Si se representa el porcentaje de área innivada por intervalos de cotas (figura 189) se observa como éste es cero hasta una determinada cota en la que empieza a aparecer nieve. A partir de ahí, el porcentaje de superficie cubierta por la nieve va incrementándose hasta alcanzar una cota a partir de la cual los valores son del 100% o muy próximos al 100%, lo que significaría que toda la superficie de cuenca situada por encima de esa cota se encontraría totalmente cubierta por la nieve.

En consecuencia, se puede encontrar una cota a partir de la cual la superficie de la cuenca estará completamente cubierta de nieve. Esta cota variará en cierta medida de unos años a otros. Se propone obtener, a partir de la información hipsométrica nival, un valor promedio de esta cota (se recomienda utilizar la mediana de los valores correspondientes a los distintos años para minimizar el efecto de años singulares), considerando de forma simplificada, a la hora de construir el modelo hidrometeorológico, que todo el VAFN se distribuye en la superficie de cuenca existente por encima de ella. Las curvas hipsométricas serán distintas para cada uno de los subperiodos nivales y también, por tanto, la cota a partir de la cual el porcentaje de innivación es del 100%.

⁴⁰ <https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/evaluacion-de-los-recursos-hidricos/ERHIN/datos-interes/>

⁴¹ https://www.miteco.gob.es/app/publicaciones/rev_numero.asp?codrevista=IMC



CEDEX

Tabla 85. Ejemplo de información sobre la hipsometría nival de una cuenca (Fuente: elaboración propia a partir de la web del MITERD).

Cotas (m)	Área (km ²)	Área Acumulada (km ²)	Área Innivada (km ²)	Área Innivada (%)	Área Innivada Acumulada (km ²)	Área Innivada Acumulada (%)
1000 - 1100	0,4	0,4				
1100 - 1200	6,1	6,5				
1200 - 1300	17,6	24,1				
1300 - 1400	25,5	49,6				
1400 - 1500	26,8	76,4				
1500 - 1600	24,4	100,8	3,2	13,1	3,2	3,2
1600 - 1700	19,2	120,0	5,0	26,0	8,2	6,8
1700 - 1800	16,8	136,8	5,9	35,1	14,1	10,3
1800 - 1900	11,5	148,3	11,5	100,0	25,6	17,3
1900 - 2000	4,7	153,0	3,7	78,7	29,3	19,2
2000 - 2100	1,3	154,3	1,3	100,0	30,6	19,8
2100 - 2200	0,1	154,4	0,1	100,0	30,7	19,9



Figura 189. Ejemplo de curva con el porcentaje de superficie innivada según la altitud (Fuente: elaboración propia a partir de información de la web del MITERD).

El VAFN puede considerarse uniformemente repartido en dicha superficie, o, con un mayor detalle, distribuirse en función de la cota. Para ello, se puede utilizar la distribución del VAFN en función de la cota recogida en los “*Informes de mediciones de campo. ERHIN*”, o, con una menor precisión⁴², los perfiles de innivación proporcionados en los Anuarios, que indican la variación del espesor del manto de nieve con la cota. A partir de su análisis es posible caracterizar, para cada uno de los subperiodos en los que se haya dividido el periodo nival, la variación promedio del VAFN con la altitud (o la variación promedio del espesor con la altitud, según la información que se utilice), lo cual permitirá llevar a cabo el reparto del VAFN en la cuenca.

En el caso de utilizar los datos de los “*Informes de mediciones de campo. ERHIN*”, se podrá determinar, para cada intervalo de cotas, la relación entre el VAFN correspondiente a cada intervalo y el VAFN total de la cuenca. Para cada año con datos se obtendrá un ratio distinto, a partir de los cuales se obtendrán unos valores promedio para la cuenca.

⁴² La utilización de perfiles de innivación será menos precisa ya que el espesor de la nieve no es la única variable que determina el VAFN almacenado, dependiendo éste también de la densidad de la nieve.

De los distintos valores obtenidos solo interesarán para el estudio los correspondientes a intervalos de cotas por encima de la cota obtenida anteriormente para la cual el 100% de la superficie se supondrá totalmente cubierta por la nieve. Estos valores se deberán multiplicar por un determinado factor para que su suma sea 1, ya que en las mediciones realizadas se podrá haber asignado parte del VAFN a superficies por debajo de dicha cota. Una vez obtenidos estos ratios, la distribución del VAFN en la cuenca se realizará de la siguiente forma:

1. Obtención del VAFN a asignar a cada intervalo de cotas por encima de la cota para la cual se considera que toda la superficie se encuentra totalmente cubierta por la nieve mediante multiplicación del VAFN total adoptado para el estudio por el ratio correspondiente a ese intervalo.
2. Distribución del VAFN correspondiente a cada intervalo de cotas de forma uniforme en su superficie.

Para poder considerar en el modelo hidrometeorológico la distribución espacial de la nieve de una forma suficientemente precisa, será necesario trabajar con un modelo distribuido.

Si se parte de los perfiles de innivación proporcionados por los Anuarios, se deberá obtener, para cada intervalo de cotas, la relación entre el espesor medio asignado a ese intervalo y la media ponderada por la superficie del espesor en la cuenca. Al igual que antes, se obtendrán ratios distintos para cada año con datos, a partir de los cuales se obtendrán unos valores promedio para la cuenca. Asimismo, también en este caso se deberán multiplicar por un determinado factor los ratios obtenidos para cotas por encima de aquella para la que se considera que toda la superficie se encuentra totalmente cubierta por la nieve, de tal forma que su suma sea 1. Una vez obtenidos estos ratios, la distribución del VAFN en la cuenca se realizará de la misma forma expuesta anteriormente.

Finalmente, una vez obtenido el VAFN acumulado en la cuenca y su distribución espacial, es necesario determinar, para cada intervalo temporal de cálculo, la contribución de la fusión nival al volumen de agua que entra en la cuenca. En definitiva, será necesario calcular qué parte del VAFN almacenado en cada celda del modelo se funde en cada intervalo de tiempo y se suma a la entrada de agua líquida precipitada.

Se recomienda llevar a cabo el cálculo de la fusión de nieve mediante una metodología basada en índices de deshielo, que permite realizar el cálculo de una forma sencilla pero suficientemente precisa para el objetivo perseguido. Estos métodos establecen una correlación entre el volumen de agua fundido y un determinado índice representativo del proceso de fusión. Lo más frecuente es utilizar como índice la desviación de la temperatura media diaria del aire respecto a una temperatura base de referencia (temperatura a partir de la cual se considera que se inicia el proceso de fusión), relacionándolo con el volumen de agua fundido a lo largo de un día. La correlación más simple, conocida como método grado-día, consiste en suponer que el volumen de agua fundida es proporcional al valor del índice, quedando las siguientes ecuaciones:



CEDEX

$$\begin{aligned} M &= M_f \cdot (T_a - T_b) && \text{si } T_a \geq T_b \\ M &= 0 && \text{si } T_a < T_b \end{aligned} \quad [137]$$

Donde M es el volumen de agua fundido en mm, M_f una constante denominada factor de fusión (mm/°C), T_a la temperatura media diaria del aire y T_b la temperatura base, ambas expresadas en °C.

Por debajo de la temperatura base T_b no habrá fusión. Por encima de esa temperatura, el volumen de agua fundida a lo largo de un día será proporcional al número de grados en que la temperatura media del aire supere a la temperatura base. La constante de proporcionalidad será el factor de fusión M_f que engloba en una constante distintos factores que influyen en el proceso: altitud, latitud, orientación, velocidad del viento, albedo, temperatura del suelo, densidad de la nieve, cubierta vegetal, etc., de tal forma que su valor será diferente en función de la localización geográfica de la cuenca y de la época del año de que se trate. En cuanto a la temperatura base, suele ser ligeramente mayor a 0°C, oscilando normalmente entre los 0°C y los 2°C.

Tanto M_f como T_b serán parámetros del método de cálculo a calibrar. En caso de que no pueda llevarse a cabo su calibración, pueden tomarse como referencia los valores proporcionados en el Anexo VIII, para las cuencas nivales del programa ERHIN, procedentes del modelo SIMPA (*Sistema Integrado de Modelación Precipitación-Aportación*), desarrollado por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX. Asimismo, se podrían tomar como referencia los valores de calibración considerados en cualquier otro modelo que tenga en cuenta los procesos de acumulación y fusión de nieve mediante un método de cálculo del tipo grado-día, como el mencionado modelo ASTER utilizado en el programa ERHIN. A la hora de utilizar los valores de M_f proporcionados en el mencionado Anexo VIII, se debe tener en cuenta que están expresados en mm/mes·°C, por lo que para su utilización en el contexto del cálculo de avenidas se deberán transformar refiriéndolos a un periodo temporal igual al intervalo de cálculo utilizado para discretizar el hietograma.

Una vez fijados los parámetros del método, la fusión dependerá de la temperatura diaria del aire. Será, por tanto, necesario caracterizar dicha temperatura para llevar a cabo el cálculo, adoptando una temperatura representativa de la época del año en la que se supone se producirá la fusión. Dado que no es posible conocer *a priori* en qué momento dentro del periodo o subperiodo nival se producirá la avenida, ni a qué hora del día, ni cuál será la temperatura del aire en dicho momento, será necesario adoptar para el cálculo un valor promedio de la temperatura en todo el periodo. Como primera aproximación y, siempre que no se disponga de fuentes de información más precisas (por ejemplo, del análisis de las series de datos registradas en las estaciones termopluviométricas existentes en la zona), se pueden consultar las capas *ráster* de temperaturas medias mensuales confeccionadas en el CEDEX [2022] como resultado de la evaluación de

recursos hídricos en régimen natural a escala nacional mediante el modelo SIMPA⁴³. Estos mapas (12 capas *ráster* con una resolución de 500 m x 500 m) pueden descargarse de la página web del MITERD y proporcionan información sobre la temperatura promedio de cada mes del año calculadas a partir de la información del periodo histórico 1940/41 - 2017/18 (figura 190). A partir de estas capas puede obtenerse un valor promedio de la temperatura en el periodo o subperiodo nival considerado para cada celda del modelo. En cualquier caso, hay que tener en cuenta que la adopción de un valor de temperatura constante a lo largo de todo el cálculo es, lógicamente, una simplificación, ya que la variabilidad diaria de la temperatura puede ser importante.

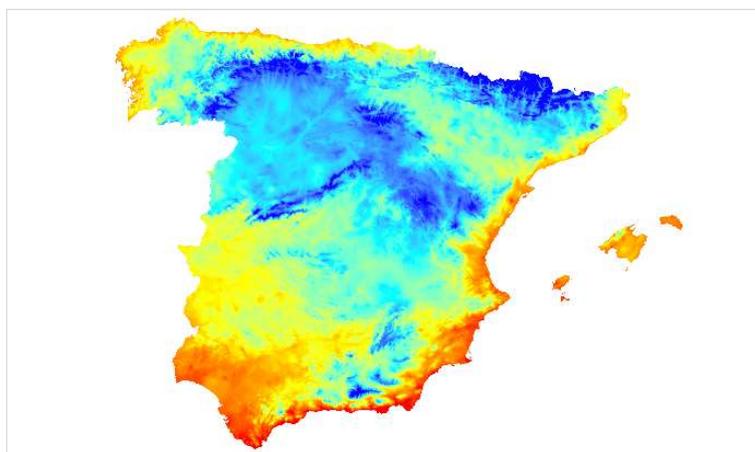


Figura 190. Mapa *ráster* de temperatura media mensual correspondiente al mes de enero elaborado por el CEDEX a partir de los resultados de la evaluación de recursos hídricos.

El método del grado-día expuesto anteriormente permite incluir también, de forma simplificada, la contribución de la precipitación a la fusión de la nieve, que, en algún caso, puede tener relevancia ya que, como se indicó, la ocurrencia de lluvias intensas, principalmente durante el deshielo, puede acelerar considerablemente el proceso de fusión. Para ello, se debe modificar la expresión anterior sumando un término al factor de fusión que represente el volumen adicional de agua que se fundiría como consecuencia de la precipitación. Este término debe ser mayor a mayor valor de la precipitación, adoptando la forma $k \cdot P$, siendo P la precipitación caída durante el intervalo de cálculo en mm y k una constante que tomará diferentes valores en función de la calidad de la nieve (USACE, 1956). La ecuación quedará, por tanto, de la siguiente forma:

$$M = (M_f + k \cdot P) \cdot (T_a - T_b) \quad [138]$$

Para estimar el valor de la constante k , el USACE [1956] propuso la siguiente fórmula en la que se relaciona la constante k con la calidad térmica de la nieve B , y que se basa en

⁴³ <https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/evaluacion-de-los-recursos-hidricos/evaluacion-recursos-hidricos-regimen-natural/>



una estimación de la transferencia de calor entre la precipitación y la nieve considerando un manto nival isoterma a 0°C.

$$k = \frac{1}{80 \cdot B} \quad [139]$$

La calidad térmica de la nieve se expresa como un porcentaje y se define como el ratio entre el calor necesario para producir un volumen determinado de agua fundida a partir de nieve y la cantidad de calor necesaria para producir ese mismo volumen partiendo de hielo puro a 0°C. Para la nieve madura se recomienda aplicar un valor de $k = 0,012887$, considerando que su calidad térmica es del 97%. El valor de k puede variar dentro del rango 0,015625 - 0,010417, correspondiente a calidades térmicas de la nieve de entre un 80% y un 120%, que constituye el rango más habitual. Este parámetro puede también ser objeto de calibración, pudiendo determinarse para facilitar el ajuste de los resultados del modelo hidrometeorológico a los datos de volumen de avenida.

Mediante el método de cálculo de la fusión de nieve expuesto en los párrafos anteriores, y conociendo el hietograma de precipitación, la temperatura media del aire y el VAFN disponible en cada celda del modelo, se puede estimar la fusión nival en cada celda para cada intervalo de discretización del hietograma, que se sumará al volumen de precipitación correspondiente a ese intervalo para obtener en cada celda un hietograma conjunto de precipitación y fusión de nieve. Tras el cálculo del volumen de agua fundido en cada intervalo, es necesario obtener el VAFN que queda remanente en la celda. Este control es necesario para determinar, en su caso, el instante en el que se produce el agotamiento del VAFN y, por lo tanto, el instante a partir del cual ya no se producirán más volúmenes procedentes de la fusión de nieve en esa celda. Lógicamente, en el intervalo de cálculo en el que se produce el agotamiento del VAFN el volumen de agua procedente de la fusión será el valor del VAFN remanente, con independencia de que el método de cálculo dé como resultado un valor mayor. Lógicamente, el instante en el que se produce el agotamiento del VAFN puede ser distinto en cada celda del modelo.

De esta forma, mientras quede VAFN disponible, el volumen de agua entrante en la cuenca en cada intervalo de cálculo corresponderá a la suma del volumen procedente de la fusión nival y de la precipitación. Una vez agotado el VAFN, si esta circunstancia se llega a producir, el volumen de entrada en el modelo coincidirá, en cada intervalo de cálculo, con el volumen previsto en el hietograma de precipitación. La figura siguiente ilustra lo comentado, comparando un hietograma de precipitación con un hietograma conjunto obtenido por combinación de la precipitación y la fusión nival. Se puede apreciar un notable incremento de los volúmenes entrantes a la cuenca desde el inicio del hietograma hasta el momento en el que se produce el agotamiento del VAFN, a partir del cual ambos hietogramas coinciden.

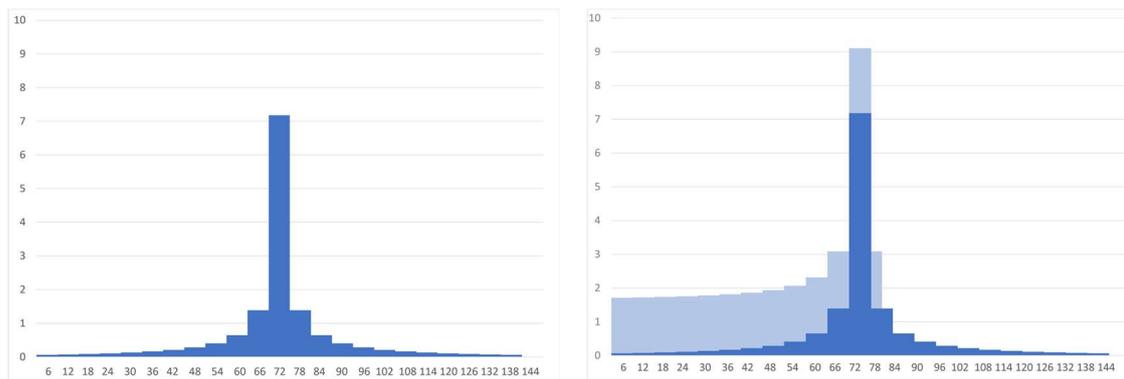


Figura 191. Comparación de un hietograma de precipitación con un hietograma conjunto obtenido mediante combinación de la precipitación y la fusión nival.

Lógicamente, la superficie innivada, el VAFN almacenado en la cuenca y la temperatura del aire serán diferentes en los distintos subperiodos nivales. Si aquella parte del periodo nival en la que se ha determinado que la fusión de nieve es relevante para la formación de las crecidas incluye más de un subperiodo nival, será necesario determinar unos valores de compromiso entre los correspondientes a los distintos subperiodos nivales. Pueden tomarse los valores correspondientes al subperiodo nival más representativo o que se considere que tiene una mayor influencia en las crecidas, u obtener una media ponderada de los valores de los distintos subperiodos en función del número de máximos anuales que hayan ocurrido en cada uno de ellos.

Tal como ya se ha indicado, dado que la nieve solo estará presente en la cuenca en aquellas zonas situadas por encima de una determinada altitud y que, además, el VAFN almacenada en cada punto puede ser diferente, lo más correcto es abordar el estudio de las cuencas con fusión nival mediante modelos hidrometeorológicos distribuidos. La utilización de modelos agregados, por el contrario, implicaría la distribución del VAFN de manera uniforme por subcuencas, asignando parte de este a cotas en las que habitualmente no hay presencia de nieve, y sin tener en cuenta, además, su distribución diferencial dentro de la cuenca. De esta forma, la definición de los volúmenes de agua que entran en la cuenca en cada intervalo de cálculo se deberá realizar mediante capas *ráster* que combinen el hietograma de precipitación definido según la metodología expuesta en el apartado 5.4.1.2.2., que afectará a la totalidad de la superficie de cuenca, junto con la fusión nival en aquella parte de la cuenca en la que se haya definido el VAFN. Como resultado, para cada periodo de retorno se obtendrá un conjunto de capas *ráster* (una por intervalo de cálculo), resultado de combinar ambos fenómenos. El número de capas será, al menos, igual al número de intervalos en el que se haya discretizado el hietograma de precipitación, aunque, dependiendo del VAFN almacenado y de cómo se produzca la fusión, podría ser necesario un mayor número de capas para tener en cuenta la fusión de nieve en intervalos de cálculo posteriores a la finalización de la tormenta, hasta el instante en el que o bien se agote el VAFN o bien se termine la simulación.



A continuación, se ilustra el proceso de cálculo expuesto mediante su aplicación a la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero). En primer lugar, se procederá a caracterizar las temperaturas medias en la cuenca en los tres subperiodos nivales considerados, ya que éstas van a condicionar la fusión nival. Siguiendo la recomendación expuesta anteriormente, se calcularán los valores promedio de temperatura a partir de las capas *ráster* de temperaturas medias mensuales procedentes de la evaluación de recursos hídricos en régimen natural llevada a cabo por el CEDEX [2022]. En la tabla siguiente se recogen los valores promedio en la cuenca para cada mes y para cada subperiodo nival. No obstante, se recomienda llevar a cabo el cálculo a partir de una capa *ráster* de valores promedio de temperatura para cada subperiodo nival, en lugar de utilizar un valor uniforme en la cuenca, lo que permitirá un mayor detalle al considerar la variación espacial de la temperatura, principalmente con la altitud.

Tabla 86. Valores de temperatura media mensual, procedentes de la evaluación de recursos hídricos en régimen natural elaborada por el CEDEX [2022], para la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero) y temperaturas promedio para los tres subperiodos nivales considerados.

Mes	T_a (°C)	Subperiodo	T_a promedio (°C)
Noviembre	2,7	Inicial	0,80
Diciembre	0,2		
Enero	-0,5		
Febrero	0,2	Intermedio	0,75
Marzo	1,3		
Abril	3,4	Final	4,95
Mayo	6,5		

Por otra parte, para la aplicación de la ecuación del modelo de fusión de nieve es necesario estimar previamente el valor de los parámetros de los que depende: factor de fusión (M_f), temperatura base (T_b) y constante de calidad térmica de la nieve (k).

Una primera estimación de los valores de la temperatura base y del factor de fusión se puede obtener, tal como se dijo, consultando la tabla del Anexo VIII que proporciona, para las cuencas nivales del programa ERHIN, los valores de ambos parámetros empleados en el modelo SIMPA del Centro de Estudios Hidrográficos. El valor de T_b es de 1°C, y el de M_f de 300 mm/°C·mes. Este último valor debe adaptarse al intervalo temporal utilizado para la discretización del hietograma de precipitación, que en el caso de este ejemplo es, como se volverá a indicar más adelante, de 6h. De esta forma, el valor a utilizar de M_f es de 2,5 mm/°C·6h.

La comparación de las temperaturas medias en los subperiodos nivales obtenidas anteriormente con la temperatura base en la cuenca permite determinar si es previsible que se produzca la fusión nival durante los distintos subperiodos (tabla 87). Como resultado se obtiene que solo es previsible que se produzca de manera habitual la fusión nival durante el último subperiodo. Lógicamente, esta conclusión deriva de las simplificaciones realizadas, y no significa que la fusión no pueda contribuir también a la generación de las crecidas en los otros dos subperiodos, aunque será menos frecuente.

Por lo tanto, para este ejemplo, solo se requerirá llevar a cabo la estimación de la fusión para el último subperiodo en el que se ha dividido el periodo nival. Esto conlleva que únicamente será necesario caracterizar el almacenamiento en forma de nieve en la cuenca para ese subperiodo.

Tabla 87. Comparación de las temperaturas promedio en los subperiodos nivales con la temperatura base. Cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero).

Subperiodo	T_a (°C)	T_b (°C)	$T_a - T_b$ (°C)
Inicial	0,80	1	<0
Intermedio	0,75		<0
Final	4,95		3,95

En cuanto al parámetro de calidad térmica de la nieve (k), su valor varía, como se ha dicho, entre 0,015625 - 0,010417. En el caso del embalse de Camporredondo, dado que el cálculo de la fusión se realizará para el final del periodo nival, durante el periodo de deshielo, se supondrá que la calidad térmica de la nieve es del 97%, es decir, se supondrá que la nieve se encuentra madura. El valor del parámetro k para esa calidad térmica es, como se expuso, de 0,012887. En consecuencia, la ecuación para el cálculo de la fusión nival quedará de la siguiente forma:

$$M = (2,5 + 0,012887 \cdot P) \cdot (T_a - 1) \quad [140]$$

Donde T_a es la temperatura promedio del aire en el subperiodo nival final en cada celda de cálculo del modelo. En caso de utilizar una misma temperatura promedio en toda la cuenca, la ecuación anterior se reduciría a la siguiente:

$$M = (2,5 + 0,012887 \cdot P) \cdot (3,95) \quad [141]$$

Una vez definida la ecuación de cálculo, es necesario determinar el VAFN almacenado en la cuenca y su distribución espacial. Para determinar el valor del VAFN se han consultado los Anuarios y otros informes del programa ERHIN, siguiendo la recomendación expuesta anteriormente. En la tabla siguiente se han recopilado las distintas fechas para las que existe una estimación del VAFN en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo durante el último subperiodo del periodo nival (meses de abril y mayo), procedentes tanto de mediciones de campo como de resultados del modelo ASTER. Estos registros arrojan un valor promedio de 9,1 hm³ de VAFN acumulado en la cuenca.

A la hora de asignar los valores de VAFN a la cuenca de estudio, es necesario tener en cuenta que los datos registrados corresponden a la cuenca completa considerada en el programa ERHIN, mientras que la cuenca de estudio puede corresponder solo a una parte de esta. En consecuencia, será necesario determinar qué parte del VAFN acumulado en



CEDEX

la cuenca completa puede asignarse razonablemente a la de estudio. Esta asignación puede llevarse a cabo, en el caso de la información recogida en los Anuarios, utilizando los perfiles de innivación, que indican a partir de qué cota había nieve en la cuenca durante esa campaña. De esta forma, el VAFN correspondiente a la cuenca de estudio podrá determinarse, de forma aproximada, multiplicando el valor total del VAFN por la relación entre las superficies de la cuenca por encima de esa cota en la cuenca de estudio y en la cuenca ERHIN. Si se utiliza la información derivada del modelo ASTER, no se dispondrá de perfiles de innivación, por lo que, en ese caso, se deberá realizar el reparto en base a una cota promedio habitual por encima de la cual suele haber nieve en la cuenca en esa época del año.

Tabla 88. Valores de VAFN en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (DH del Duero) para el último subperiodo del periodo nival, procedentes de la información del programa ERHIN.

Fuente de información	Año hidrológico	Fecha	VAFN (hm ³)
Anuario	1989/90	27-28 de abril	18,8
Anuario	1990/91	24-29 de abril	57,4
Anuario	1991/92	22-23 de abril	77,2
Anuario	1992/93	4-5 de mayo	13,6
Anuario	1993/94	26-27 de abril	18,9
Anuario	1997/98	2-6 de mayo	14,2
Anuario	1998/99	6-9 de mayo	1,5
Datos de campo	2010/11	5 de abril	15,7
Datos modelo ASTER	2012/13	7 de abril	31,3
Datos modelo ASTER	2012/13	14 de abril	24,3
Datos modelo ASTER	2012/13	28 de abril	11,1
Datos modelo ASTER	2012/13	5 de mayo	9,6
Datos modelo ASTER	2012/13	12 de mayo	2,9
Datos modelo ASTER	2012/13	19 de mayo	7,1
Datos modelo ASTER	2012/13	26 de mayo	2,2
Datos modelo ASTER	2013/14	6 de abril	29,6
Datos modelo ASTER	2013/14	13 de abril	15,4
Datos modelo ASTER	2013/14	20 de abril	4,9
Datos modelo ASTER	2013/14	27 de abril	4,5
Datos modelo ASTER	2013/14	4 de mayo	2,2
Datos modelo ASTER	2013/14	11 de mayo	0,2
Datos modelo ASTER	2013/14	18 de mayo	0
Datos modelo ASTER	2013/14	25 de mayo	2,5
Datos modelo ASTER	2018/19	7 de abril	8,9
Datos modelo ASTER	2018/19	14 de abril	2,3
Datos modelo ASTER	2018/19	21 de abril	0,6
Datos modelo ASTER	2018/19	28 de abril	0,8
Datos modelo ASTER	2018/19	5 de mayo	0,4
Datos modelo ASTER	2018/19	12 de mayo	0,1
Datos modelo ASTER	2018/19	19 de mayo	0
Datos modelo ASTER	2018/19	26 de mayo	0
Datos modelo ASTER	2019/20	5 de abril	5,4
Datos modelo ASTER	2019/20	12 de abril	2
Datos modelo ASTER	2019/20	19 de abril	0,8
Datos modelo ASTER	2019/20	26 de abril	0,4

Fuente de información	Año hidrológico	Fecha	VAFN (hm ³)
Datos modelo ASTER	2019/20	3 de mayo	0
Datos modelo ASTER	2019/20	10 de mayo	0
Datos modelo ASTER	2019/20	24 de mayo	0
Datos modelo ASTER	2020/21	4 de abril	1,5
Datos modelo ASTER	2020/21	11 de abril	1,3
Datos modelo ASTER	2020/21	18 de abril	1,2
Datos modelo ASTER	2020/21	25 de abril	0,5
Datos modelo ASTER	2020/21	9 de mayo	0
VAFN promedio subperiodo final (hm³)			9,1

Una vez calculado el valor del VAFN en la cuenca, se debe proceder a su distribución espacial, para lo cual es necesario determinar una cota a partir de la cual se pueda suponer que toda la superficie de la cuenca se encuentra completamente cubierta por la nieve. Para determinar esta cota se puede partir, tal como se recomendó anteriormente, de la información sobre hipsometría nival recogida en los “*Informes de teledetección. Evolución de la cubierta nival. ERHIN*” y en los “*Informes de mediciones de campo. ERHIN*”. En la figura 192 se ha representado, para cada subperiodo nival, el porcentaje de superficie innivada en función de la cota para cada fecha en la que se dispone de información.

Tal como se puede ver en la figura, las curvas de porcentaje de superficie innivada varían en cierta medida entre una campaña de medición y otra, siendo el rango de valores para los subperiodos inicial y final similares (1700 – 2400 para el inicial y 1700 – 2300 para el final), aunque la mediana de los valores es algo menor para el subperiodo final (2000 frente a 2200). El subperiodo intermedio tiene un rango de valores distinto, correspondiente a menores cotas, como corresponde al periodo de mayor acumulación de nieve en la cuenca. Las cotas se sitúan en el rango 1400 – 1900, con la mediana prácticamente coincidente con el límite inferior del intervalo.



CEDEX

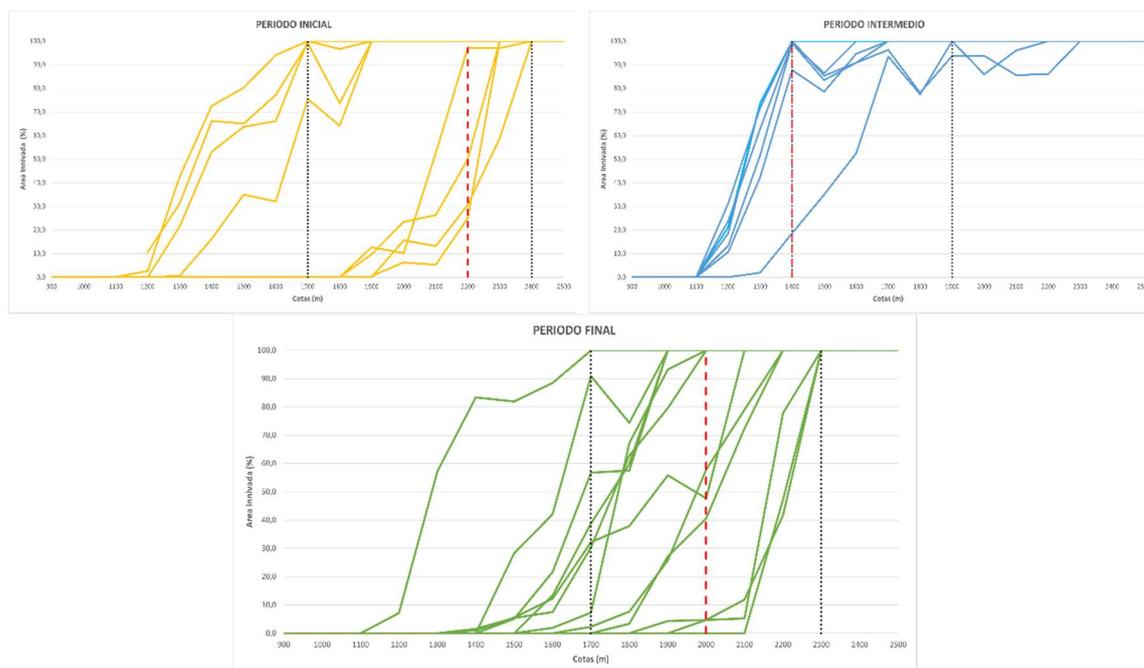


Figura 192. Porcentajes de superficie innivada en función de la altitud para los distintos subperiodos nivales considerados en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (DH del Duero). Las líneas negras punteadas indican el rango de variación de la cota a partir de la cual toda la superficie está cubierta de nieve. La línea roja de trazos indica la mediana del conjunto de valores de dicha cota (Fuente: elaboración propia a partir de información del programa ERHIN).

Para llevar a cabo los cálculos se tomará una cota igual a la mediana del último subperiodo, es decir, 2000 msnm. El VAFN se repartirá en la superficie de cuenca que se encuentre por encima de esa cota (figura 193).

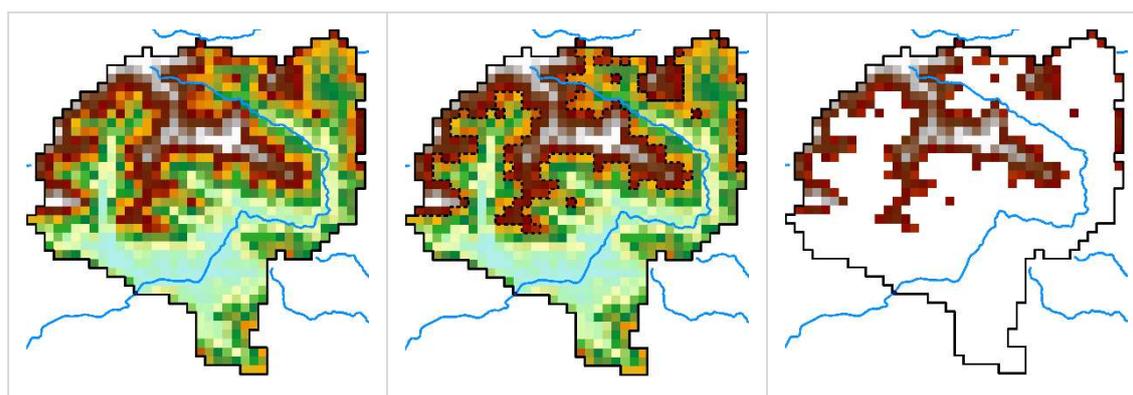


Figura 193. Modelo digital del terreno de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (figura de la izquierda) e identificación de la superficie de cuenca por encima de la cota 2.000 msnm (línea discontinua en la figura central y figura de la derecha).

Teniendo en cuenta que la superficie por encima de la cota 2.000 msnm en la cuenca de estudio es de 24,07 km², el valor promedio de VAFN por unidad de superficie, suponiendo una distribución uniforme, sería 378,06 mm. No obstante, como se expuso anteriormente,

es preferible distribuirlo en función de la cota, lo que proporcionará un mayor detalle. Para ello, como se dijo, se puede utilizar la información facilitada en los “*Informes de mediciones de campo. ERHIN*” o en los perfiles de innivación proporcionados en los Anuarios. Para este ejemplo, se han utilizado los perfiles de innivación correspondientes al último subperiodo nival (figura 194), a partir de los cuales se ha aplicado el procedimiento de cálculo expuesto anteriormente. Los resultados del reparto se muestran en la tabla 89 y en la figura 195.

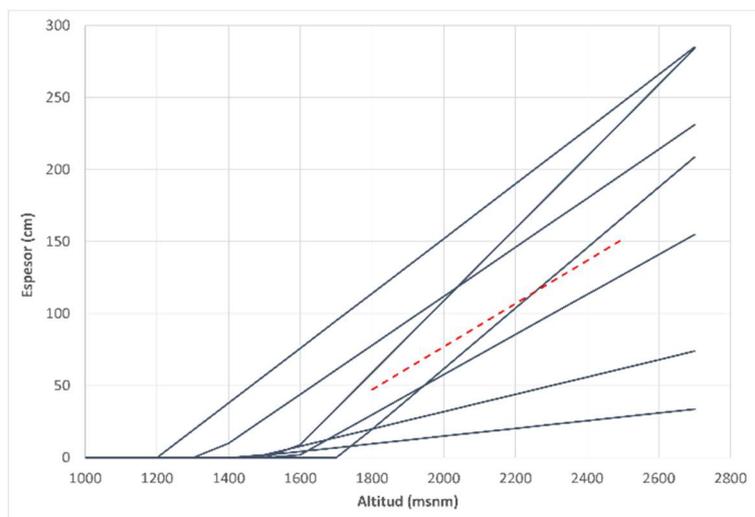


Figura 194. Perfiles de innivación correspondientes a la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo, para el subperiodo final del periodo nival, procedentes de los Anuarios del programa ERHIN. La línea roja discontinua indica el perfil de innivación promedio.

Tabla 89. Reparto del VAFN, correspondiente al subperiodo final de la época nival, por intervalos de cotas, en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (DH del Duero).

Altitud (msnm)	Superficie (km ²)	VAFN (mm)
2000-2100	12,55	339,11
2100-2200	7,27	394,20
2200-2300	3,21	449,27
2300-2400	0,83	504,33
2400-2431	0,21	559,49
Superficie total (km²) y VAFN promedio (mm)	24,07	378,06

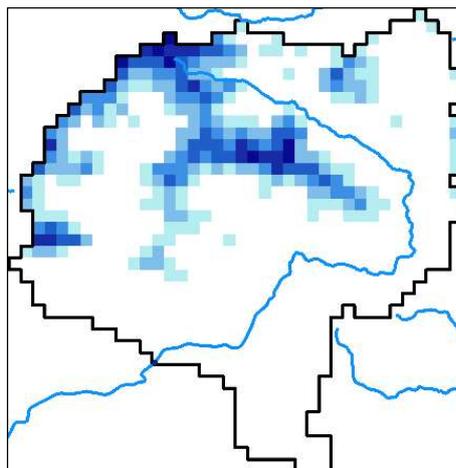


Figura 195. Distribución del VAFN en la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero) para el último subperiodo nival.

La duración de tormenta adoptada para el caso de estudio es de 6 días, y se ha construido un hietograma de cálculo simétrico tomando intervalos de discretización de 6 horas (figura 191 izquierda).

A partir de este hietograma y de la capa *ráster* de temperatura promedio, y utilizando la ecuación [141], se han calculado los volúmenes de agua fundida a lo largo de la tormenta. El volumen de fusión calculado para cada intervalo de discretización del hietograma, en cada celda del modelo, se sumará al volumen de agua precipitada para obtener un nuevo hietograma de cálculo conjunto de precipitación y fusión de nieve en cada celda. En la figura 191 se muestra un ejemplo del hietograma de precipitación correspondiente a una determinada celda del modelo y su modificación tras considerar la fusión nival.

En la siguiente figura se ha representado, mediante una selección de instantes representativos, la evolución de la entrada de agua a la cuenca a lo largo de la tormenta, teniendo en cuenta tanto la precipitación como la fusión nival. Se aprecia la entrada de un mayor volumen en aquella parte de la cuenca que se encuentra por encima de los 2.000 msnm debido a la fusión de la nieve. Asimismo, en los últimos intervalos se observa una reducción de la superficie con volúmenes procedentes de la fusión, como consecuencia del agotamiento del VAFN. Esa reducción afecta principalmente a las zonas con menor cota, en las que el VAFN es menor y es mayor la temperatura.

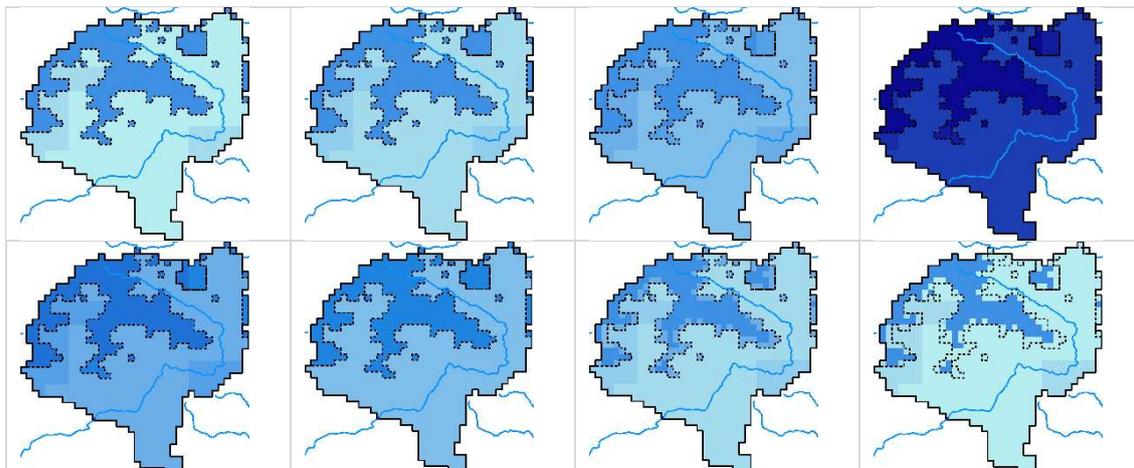


Figura 196. Evolución temporal de los volúmenes de agua entrantes al modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo (DH del Duero), procedentes tanto de la precipitación como de la fusión de nieve.

Por último, en las figuras siguientes se ilustra el proceso de calibración del modelo HEC-HMS de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo. La figura 197 corresponde al cálculo considerando solo la precipitación y la 198 considerando también la fusión nival. En cada una de las figuras la gráfica de la izquierda muestra el resultado obtenido para un valor inicial de los parámetros de $\beta = 1$ y $\alpha = 0,25$. La gráfica central corresponde a la calibración de la función producción ($\beta = 0,35$ considerando solo la precipitación y $\beta = 1,5$ considerando también la fusión nival) y la de la derecha a la calibración de la función distribución ($\alpha = 0,68$ considerando solo la precipitación y $\alpha = 0,4$ considerando también la fusión).

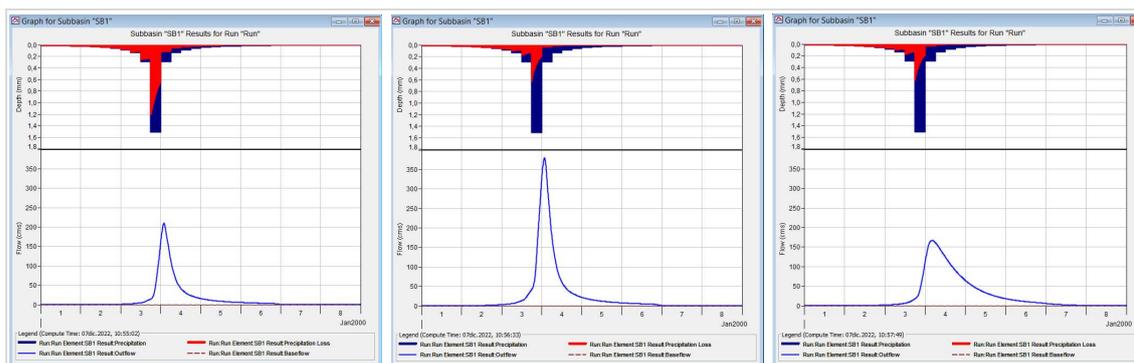


Figura 197. Resultados obtenidos en las diferentes etapas del proceso de calibración del modelo HEC-HMS de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero) considerando solo la precipitación.

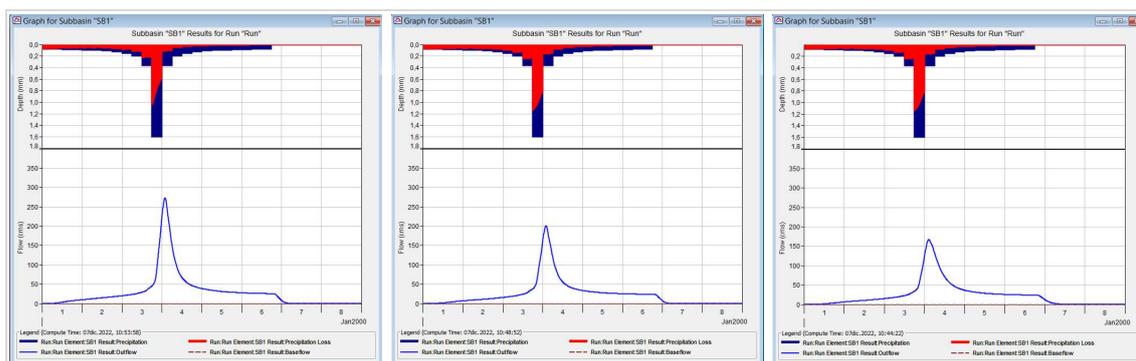


Figura 198. Resultados obtenidos en las diferentes etapas del proceso de calibración del modelo HEC-HMS de la cuenca vertiente al embalse de Camporredondo sobre el río Carrión (DH del Duero) considerando la fusión nival conjuntamente con la precipitación.

Se observa cómo, en el caso de considerar la fusión nival, los volúmenes de agua entrantes al modelo, así como los volúmenes de escorrentía directa, son considerablemente mayores durante la primera parte del hietograma, hasta que el VAFN se agota. Por otra parte, aunque los hidrogramas finales tienen un caudal punta y un volumen similares en ambos casos, el hidrograma obtenido al considerar la fusión nival tiene una duración mayor con el volumen más distribuido en el tiempo, con unas ramas de ascenso y descenso mucho más largas.

RECOMENDACIONES

- En determinadas cuencas son frecuentes las precipitaciones en forma sólida en los meses más fríos del año, dando lugar a la acumulación de nieve en esos meses y su posterior fusión al final de la primavera. La fusión de la nieve puede, en algunos casos, incrementar significativamente la magnitud de la escorrentía directa.
- La consideración de la fusión de nieve en el modelo hidrometeorológico puede tener relevancia a la hora de extrapolar los resultados de la calibración de unos puntos a otros de la cuenca, y puede tener también importancia para conseguir una calibración adecuada del modelo, principalmente en lo relativo al volumen de la avenida.
- En esta Guía se propone un posible procedimiento sencillo para tener en cuenta la contribución de la fusión de nieve a la formación de las crecidas, asumiendo que la lluvia es la principal responsable de la generación de la crecida y, por tanto, en la que se centra el tratamiento estadístico, y que la fusión de la nieve juega un papel secundario, describiéndola en base a valores medios habituales en la cuenca.
- Se propone considerar la opción de tener en cuenta la fusión nival en el modelo hidrometeorológico en el caso de las cuencas incluidas en el programa para la Evaluación de Recursos Hídricos procedentes de la Innivación (ERHIN), o que tengan una parte significativa de su cuenca dentro de las zonas incluidas en ese programa. Estas cuencas, además de contar con recursos nivales, dispondrán de información sobre aspectos relevantes para caracterizar la contribución de la fusión de nieve a la formación de las crecidas. No obstante, cabe la posibilidad de que puedan existir otras cuencas no incluidas dentro del programa ERHIN, en las que la fusión de nieve pueda

tener un papel relevante en la formación de las crecidas. Si se identifican cuencas en esa situación, y en el caso de que se disponga de información suficiente, podría también abordarse su estudio mediante el procedimiento expuesto en este apartado, o mediante algún procedimiento de análisis similar.

- Adicionalmente, para tomar la decisión de incluir la fusión nival en el modelo será necesario realizar una valoración del posible grado de contribución de ésta a las crecidas. Para ello, se pueden realizar los siguientes contrastes:
 - Comparación de los periodos estacionales con un comportamiento homogéneo respecto a la ocurrencia de avenidas con el periodo nival (obtenido a partir de la información disponible en el programa ERHIN). Si la fusión tiene un papel relevante en la formación de las crecidas, se debería apreciar una coincidencia entre alguno de los periodos estacionales y los meses del año del periodo nival. Esto permitirá concretar en qué parte del periodo nival es esperable una participación significativa de la fusión en la formación de las crecidas.
 - Análisis de la frecuencia de ocurrencia de los caudales máximos anuales en los distintos meses del año, determinando el porcentaje de estos coincidente con aquella parte del periodo nival en la que es esperable una participación significativa de la fusión en la formación de las crecidas (determinado previamente). Si la mayor parte de las crecidas ocurren en esos meses, indicará que la fusión nival puede tener gran relevancia a la hora de determinar la ley de frecuencia.
- Para incluir la nieve en el modelo hidrometeorológico es necesario caracterizar unas condiciones promedio del almacenamiento de nieve en la cuenca, que representen una situación frecuente. Se describirá a través de la superficie en la que habitualmente se produce acumulación de nieve y del volumen de agua en forma de nieve (VAFN) almacenado.
- El valor promedio del VAFN en la cuenca se puede obtener a partir de la información proporcionada por el programa ERHIN. Es conveniente considerar por separado los distintos subperiodos (inicial, intermedio y final) del periodo nival, ya que la situación de la cuenca puede variar notablemente entre uno y otro. Asimismo, es necesario tener en cuenta que los datos registrados por el programa ERHIN corresponden a la cuenca completa considerada en el programa, mientras que la cuenca de estudio puede corresponder solo a una parte de esta. En consecuencia, será necesario determinar qué parte del VAFN acumulado en la cuenca completa puede asignarse razonablemente a la de estudio.
- Para distribuir el VAFN en la cuenca se propone obtener, a partir de la información hipsométrica nival proporcionada por el programa ERHIN, un valor promedio de la cota a partir de la cual puede considerarse que toda la superficie de la cuenca se encuentra completamente cubierta por la nieve (se recomienda utilizar la mediana de los valores correspondientes a los distintos años para minimizar el efecto de años singulares). Se considerará, de forma simplificada, que todo el VAFN se distribuye en la superficie de cuenca existente por encima de ella.



- El VAFN puede considerarse uniformemente repartido en dicha superficie, aunque se recomienda distribuirlo en función de la cota, lo que proporcionará un mayor detalle. Para ello, se puede utilizar la distribución del VAFN en función de la cota o los perfiles de innivación existentes en la información recogida por el programa ERHIN. Se recomienda trabajar con un modelo hidrometeorológico distribuido para poder considerar la distribución espacial de la nieve de una forma suficientemente precisa.
- Para determinar la contribución de la fusión nival al volumen de agua que entra en la cuenca en cada intervalo temporal de cálculo, será necesario calcular qué parte del VAFN almacenado en cada celda del modelo se funde en cada intervalo de tiempo. Se recomienda llevar a cabo este cálculo de la fusión de nieve mediante una metodología basada en índices de deshielo (método grado-día), que permite realizar el cálculo de una forma sencilla pero suficientemente precisa para el objetivo perseguido. Este procedimiento permite incluir también, de forma simplificada, la contribución de la precipitación a la fusión de la nieve, quedando las siguientes ecuaciones:

$$M = (M_f + k \cdot P) \cdot (T_a - T_b) \quad \text{si } T_a \geq T_b$$

$$M = 0 \quad \text{si } T_a < T_b$$

- El factor de fusión (M_f), la temperatura base (T_a) y la constante k , relacionada con la calidad térmica de la nieve, serán parámetros del método de cálculo a calibrar. En caso de que no pueda llevarse a cabo la calibración de M_f y T_a , pueden tomarse como referencia los valores proporcionados en el Anexo VIII, para las cuencas nivales del programa ERHIN, procedentes del modelo SIMPA del CEDEX. A la hora de utilizar los valores de M_f de dicho Anexo, se debe tener en cuenta que están expresados en mm/mes·°C, por lo que se deberán transformar refiriéndolos a un periodo temporal igual al intervalo de cálculo utilizado para discretizar el hietograma.
- La calidad térmica de la nieve (B) se expresa como un porcentaje. Para estimar el valor de k el USACE [1956] propuso la siguiente fórmula:

$$k = \frac{1}{80 \cdot B}$$

El valor de k puede variar dentro del rango 0,015625 - 0,010417, correspondiente a calidades térmicas de la nieve de entre un 80% y un 120%. Para la nieve madura se recomienda aplicar un valor de 0,012887, considerando que su calidad térmica es del 97%. No obstante, se recomienda que este parámetro sea objeto de calibración, ajustándolo para facilitar la calibración del modelo hidrometeorológico a los datos de volumen de avenida.

- Según la ecuación anterior, la fusión dependerá de la temperatura del aire. Para realizar el cálculo será, por tanto, necesario tomar una temperatura representativa de la época del año en la que se supone se producirá la fusión. Dado que no es posible conocer *a priori* en qué momento se producirá la avenida, ni a qué hora del día, ni cuál será la temperatura del aire en dicho momento, se recomienda adoptar para el cálculo un valor promedio de la temperatura en todo el subperiodo considerado. Como primera aproximación y, siempre que no se disponga de fuentes de información más precisas, se pueden consultar las capas *ráster* de temperaturas medias mensuales

confeccionadas en el CEDEX [2022] como resultado de la evaluación de recursos hídricos en régimen natural, disponibles en la web del MITERD.

- Conociendo el hietograma de precipitación, la temperatura media del aire y el VAFN disponible en cada celda del modelo, y a partir de la ecuación anterior, se puede estimar la fusión nival en cada celda para cada intervalo de discretización del hietograma, que se sumará al volumen de precipitación correspondiente a ese intervalo para obtener en cada celda un hietograma conjunto de precipitación y fusión de nieve. Tras el cálculo del volumen de agua fundido en cada intervalo, es necesario obtener el VAFN que queda remanente en la celda, con objeto de determinar, en su caso, el instante en el que se produce su agotamiento. El nuevo hietograma conjunto se introducirá en el modelo hidrometeorológico para llevar a cabo el cálculo de la escorrentía directa y del hidrograma de avenida.
- La superficie innivada, el VAFN almacenado en la cuenca y la temperatura del aire serán diferentes en los distintos subperiodos nivales. Si aquella parte del periodo nival en la que se ha determinado que la fusión de nieve es relevante para la formación de las crecidas incluye más de un subperiodo nival, será necesario determinar unos valores de compromiso entre los correspondientes a los distintos subperiodos nivales. Pueden tomarse los valores correspondientes al subperiodo nival más representativo o que se considere que tiene una mayor influencia en las crecidas, u obtener una media ponderada de los valores de los distintos subperiodos en función del número de máximos anuales que hayan ocurrido en cada uno de ellos.

5.5. CÁLCULO EN CUENCAS ALTERADAS

Las metodologías descritas anteriormente para la estimación de las leyes de frecuencia de caudales punta y volúmenes de avenida, tanto las indicadas en el apartado 5.2., mediante la aplicación de métodos estadísticos, como en el apartado 5.4., mediante modelos hidrometeorológicos, se han expuesto para su aplicación al caso de cuencas en régimen natural, es decir, sin alteraciones humanas que modifiquen de manera relevante el comportamiento de la cuenca respecto a la generación de las crecidas. Sin embargo, puede ser habitual que la cuenca en estudio se encuentre alterada debido a la presencia de determinadas infraestructuras que puedan modificar de forma sustancial los hidrogramas de avenida. En la mayoría de los casos consistirán en presas ubicadas aguas arriba de la de estudio, que alterarán el régimen de crecidas mediante laminación de los hidrogramas en sus embalses o modificando el desfase temporal de los hidrogramas generados en distintos afluentes, aunque en algunos casos también podrían consistir en otro tipo de infraestructuras como, por ejemplo, grandes derivaciones que actúen durante las crecidas. Esta circunstancia se contempla en la NTS-2, en cuyo artículo 4.3., relativo al estudio de avenidas, se indica que *“se analizará y concluirá la incidencia de los caudales desaguados por los embalses situados aguas arriba”*.

La mejor forma de llevar a cabo la estimación de las leyes de frecuencia y de los hidrogramas de crecida en situación alterada es mediante la aplicación de modelos hidrometeorológicos en los que se incluya la infraestructura existente en la cuenca con sus características y reglas de gestión. Como se comentó anteriormente, una de las



utilidades de los modelos hidrometeorológicos es precisamente permitir analizar la respuesta de la cuenca ante determinados cambios en la misma, como pueden ser el cambio climático, los cambios en los usos del suelo o la presencia de infraestructuras. La inclusión de los cambios debe realizarse sobre el modelo previamente calibrado en situación natural, manteniendo en las simulaciones posteriores que se realicen en situación alterada el mismo valor de los parámetros calibrados para la situación natural.

Los métodos estadísticos, aunque con excepciones (ver apartado 5.6.), no suelen ser una herramienta apropiada en estos casos, ya que las series de datos de aforos disponibles no serán, en general, homogéneas, al corresponder a caudales generados en distintas situaciones de la cuenca. Parte del registro puede corresponder a la cuenca en estado natural o casi natural y parte a la cuenca en estado alterado, e, incluso, a distintas situaciones de alteración en la cuenca, ya que el grado de alteración puede ser variable a lo largo del tiempo como consecuencia, por ejemplo, de la construcción de nueva infraestructura. De esta forma, la serie temporal de datos no podrá tratarse como una muestra procedente de una misma población estadística. Incluso aunque la serie de datos corresponda a una misma situación de alteración de la cuenca, puede no constituir una muestra homogénea, ya que los caudales de avenida pueden estar influidos por distintas situaciones de gestión de la infraestructura: distintos niveles previos en el embalse, distinta estrategia de operación de compuertas, etc., que no tienen por qué corresponder a la gestión que se quiera considerar en los cálculos, y que tampoco podrá considerarse, en general, aleatoria.

No obstante, tal como se expuso en el apartado 5.1.1.2., en muchos casos sí es posible identificar en las series de datos existentes en las cuencas alteradas un periodo de registro más antiguo, generado durante una época poco alterada de la cuenca, que puede considerarse a efectos prácticos como correspondiente al régimen natural. Esta parte del registro poco alterada, si tiene una longitud suficiente como para considerarla como suficientemente representativa, sí puede analizarse mediante técnicas estadísticas con objeto de caracterizar el régimen natural, y puede utilizarse como base para calibrar el modelo hidrometeorológico en dicha situación, lo que, como se ha indicado previamente, es necesario para poder llevar a cabo las simulaciones en situación alterada.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que, aunque existan presas en la cuenca vertiente al punto de estudio no siempre supondrán una alteración importante del régimen hidrológico, pudiendo ser, en algunos casos, dicha alteración despreciable. De esta forma, se recomienda realizar, previamente a la construcción y simulación del modelo hidrometeorológico en situación alterada, un análisis del grado de alteración de la cuenca que permita descartar determinadas presas que previsiblemente producirán una alteración de la magnitud de los caudales de avenida muy pequeña. En este sentido, hay que tener en cuenta que, en general, el valor de los cuantiles de caudal instantáneo máximo anual será mayor en situación natural que en situación alterada, por lo que ignorar

los efectos de una determinada presa sobre el régimen de crecidas será una hipótesis conservadora que dejará del lado de la seguridad en los cálculos⁴⁴.

Por otra parte, es necesario tener en cuenta que, a la hora de reducir la magnitud de los cuantiles de caudal como consecuencia de la presencia de determinados elementos o infraestructuras en la cuenca, y teniendo en cuenta la influencia que puede tener esta reducción en la seguridad de la presa, se deben considerar únicamente aquellos elementos sobre cuya continuidad en el tiempo, y sobre cuyo adecuado mantenimiento y explotación, no existan dudas, de tal forma que se evite tener en cuenta elementos susceptibles de desaparecer o modificarse en el futuro. En definitiva, el incremento de seguridad proporcionado por la infraestructura que se considere al realizar el estudio hidrológico en situación alterada debe estar absolutamente garantizado en el futuro. Esta será, en general, la situación en el caso de las presas ubicadas aguas arriba de la de estudio, aunque esta prevención debe extenderse también a la forma en que se gestionan las crecidas, de tal forma que se adopten hipótesis de cálculo (nivel previo en el embalse, estrategia de operación de compuertas, etc.) conservadoras o, de adoptarse otras más favorables, que su cumplimiento esté suficientemente garantizado (por ejemplo, por tratarse de resguardos o criterios de operación recogidos en las Normas de Explotación).

Este aspecto tendrá menos importancia en el caso de la revisión de la seguridad hidrológica de presas en explotación, ya que dicha revisión se llevará a cabo de forma periódica, pudiendo recoger en futuras revisiones cualquier cambio en la situación de la cuenca; y será más crítico en el caso de proyectos de presas nuevas o de remodelaciones de órganos de desagüe de presas existentes, ya que condicionará el dimensionamiento de la obra.

RECOMENDACIONES

- Con cierta frecuencia la cuenca en estudio se podrá encontrar alterada debido a la presencia de determinadas infraestructuras (generalmente presas) que puedan modificar de forma sustancial los hidrogramas de avenida.
- La mejor forma de llevar a cabo la estimación de las leyes de frecuencia y de los hidrogramas de crecida en situación alterada es mediante la aplicación de modelos hidrometeorológicos en los que se incluya la infraestructura existente en la cuenca con sus características y reglas de gestión. Se deberá partir del modelo previamente calibrado en situación natural, manteniendo en las simulaciones en situación alterada el mismo valor de los parámetros calibrados.
- Los métodos estadísticos no suelen ser una herramienta apropiada en estos casos, ya que las series de datos de aforos disponibles, al estar alteradas, no corresponderán

⁴⁴ Habitualmente las presas existentes aguas arriba del punto de cálculo provocarán una reducción de los caudales punta de los hidrogramas de crecida debido a la laminación en los embalses, aunque excepcionalmente, debido al retardo en la punta del hidrograma laminado, podrían provocar un incremento de los caudales, si dicho retardo propicia una mayor superposición de las puntas de los hidrogramas generados en distintos afluentes. Asimismo, otro tipo de infraestructura, como las derivaciones, podrían suponer un incremento de los caudales de crecida en el cauce receptor.



a una muestra homogénea. No obstante, en muchos casos se podrá identificar un periodo de registro más antiguo, que puede considerarse a efectos prácticos como correspondiente al régimen natural y que podrá utilizarse para calibrar el modelo hidrometeorológico en dicha situación.

- Se recomienda realizar, previamente a la construcción y simulación del modelo hidrometeorológico en situación alterada, un análisis del grado de alteración de la cuenca que permita descartar determinadas presas que previsiblemente producirán una alteración de los caudales de avenida muy pequeña.
- En caso de que la consideración de la infraestructura presente en la cuenca suponga, como es habitual, una reducción de los caudales de avenida, se recomienda tener en cuenta únicamente aquellos elementos cuya continuidad en el tiempo, y cuyo adecuado mantenimiento y explotación, esté garantizado en el futuro; adoptando asimismo hipótesis de cálculo (nivel previo en el embalse, estrategia de operación de compuertas, etc.) conservadoras. Esto se deberá tener en cuenta especialmente en el caso de proyectos de presas nuevas o de remodelaciones de órganos de desagüe de presas existentes, ya que condicionará el dimensionamiento de la obra.

5.5.1. Análisis del grado de alteración hidrológica de la cuenca

Tal como se ha expuesto en el apartado anterior, previamente a abordar la modelación hidrometeorológica en situación alterada, se recomienda realizar un análisis del grado de alteración de la cuenca, que permita determinar el número, tipo y dimensiones de las presas existentes y, mediante determinados criterios generales que se proporcionarán a continuación, descartar determinadas presas que previsiblemente producirán una alteración de los caudales de avenida muy reducida.

De esta forma, se propone realizar inicialmente un inventario de las presas existentes en la cuenca, a partir del cual decidir qué infraestructuras considerar en el estudio, y que incluya información relativa a:

- Nombre de la presa.
- Situación: río sobre el que se encuentra y coordenadas.
- Superficie de cuenca vertiente al embalse.
- Dimensiones: altura, superficie de embalse, volumen total de embalse y volumen útil.
- Uso o usos a los que está dedicada la presa.

Para realizar dicho inventario puede partirse de la información incluida en el Inventario de Presas y Embalses⁴⁵, elaborado por el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, así como de cualquier otra de que pueda disponer la administración hidráulica.

⁴⁵ <https://sig.mapama.gob.es/snczi/>

Como criterio general, se recomienda no tener en cuenta en el estudio de la cuenca en situación alterada aquellas presas que, por el escaso porcentaje de cuenca vertiente al tramo de estudio que controlan o por su pequeña capacidad de embalse, previsiblemente tendrán un efecto muy pequeño en la reducción de los caudales de avenida. En concreto, se propone descartar aquellas presas que cumplan al menos una de las dos condiciones siguientes:

- El porcentaje de cuenca controlada por el embalse es menor del 10% de la cuenca vertiente al tramo de estudio.
- El volumen útil del embalse es menor del 10% del volumen de avenida en el punto de estudio para el periodo de retorno de 10 años.

El criterio anterior es, en general, bastante conservador (entre otras cosas se basa en el volumen de embalse en lugar de en el volumen disponible para laminar avenidas, que sería el realmente relevante, ya que este último valor no está disponible habitualmente en los inventarios de presas) siendo posible que algunas presas que no cumplan esas condiciones tengan asimismo un efecto reducido sobre las crecidas. En cualquier caso, la aplicabilidad del criterio anterior se analizará en función de las circunstancias propias de la cuenca. En concreto, se valorará si la presencia de un número elevado de presas de pequeño tamaño (que cumplan alguna de las condiciones anteriores) puede suponer algún efecto relevante sobre las crecidas, atendiendo a los valores conjuntos de superficie controlada y volumen de embalse.

A continuación se expone un ejemplo, tomado de MARM [2011] y correspondiente a la cuenca del río Nalón (DH del Cantábrico Occidental), que ilustra el proceso comentado de selección de presas. La cuenca del Nalón tiene una superficie total de 4.702 km², de los que 1.844 km² corresponden a la cuenca del Narcea, y el resto (2.858 km²) a la del Nalón. A partir de la información contenida en la base de datos HIDRO del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, se han identificado un total de 14 presas ubicadas en dicha cuenca (figura 199), siendo el uso predominante el de la energía. En la tabla 90 se muestran las principales características de estas presas.



Figura 199. Mapa de situación de las presas identificadas en la cuenca del río Nalón (Fuente: MARM, 2011).

Tabla 90. Embalses de la cuenca del Nalón (Fuente: MARM, 2011).
¹ EA – Energía y abastecimiento; E – Energía; A – Abastecimiento; I – Industria.

Nombre	Altura (m)	Volumen útil (hm ³)	Volumen embalse (hm ³)	Superficie cuenca (km ²)	Superficie embalse (km ²)	Uso ¹
RIOSECO	29,0	3,0	4,9	328,9	63,0	EA
FURACON, EL	14,0	-	1,0	0,0	19,0	E
ALFILORIOS	73,0	-	9,3	4,0	52,0	A
BARCA, LA	74,0	25,0	41,0	1210,5	194,0	E
PRIAÑES	27,0	1,0	2,0	381,6	35,0	E
FLORIDA, LA	19,0	-	1,0	1005,0	6,0	E
SOMIEDO	24,0	1,0	2,0	135,6	0,1	E
TANES	95,0	29,0	36,0	264,4	143,0	EA
VALDEMURRIO	40,0	1,2	2,0	196,0	22,0	E
SALIENCIA	20,0	0,1	0,2	48,0	1,0	E
SANDIN	27,0	-	0,9	0,8	3,7	I
VALDUNO I	11,9	-	0,4	0,0	0,2	E
VALLE 1, EL/SALTO LA MALVA	12,0	-	0,0	39,0	1,8	E
VALLE 2, EL/LAGO VALLE/SALTO LA MALVA	11,0	2,5	3,1	8,5	23,7	E

Si se define un coeficiente K_v , dado por:

$$K_v = \frac{V_{util_emb}}{V_{T10}} \quad [142]$$

siendo V_{util_emb} , el volumen útil del embalse y V_{T10} el volumen estimado para el cuantil de 10 años de periodo de retorno en el punto de estudio, se considerará que el embalse no dará lugar a una alteración significativa de los caudales de avenida, según el segundo criterio expuesto anteriormente, cuando $K_v < 0,10$.

En la siguiente tabla se muestra el valor de este coeficiente para las distintas presas identificadas, teniendo en cuenta que el volumen de avenida, para 10 años de periodo de retorno, se ha estimado en unos 174 hm³ en el Narcea, aguas arriba de su confluencia con el Nalón, en 259 hm³ en el Nalón aguas arriba de la confluencia y en 409 hm³ para la cuenca total.

Tabla 91. Relación entre los volúmenes útiles de los embalses identificados en la cuenca del río Nalón (o en su defecto, el volumen total de embalse) y el cuantil de volumen de 10 años de periodo de retorno en el punto de estudio.

Nombre	Volumen útil (hm ³)	Volumen embalse (hm ³)	K_v Narcea	K_v Nalón	K_v Total
RIOSECO	3,0	4,9	-	0,01	0,007
FURACON, EL	-	1,0	-	0,004	0,002
ALFILORIOS	-	9,3	-	0,035	0,02
BARCA, LA	25,0	41,0	0,14	-	0,06
PRIAÑES	1,0	2,0	-	0,004	0,002
FLORIDA, LA	-	1,0	0,006	-	0,002
SOMIEDO	1,0	2,0	0,006	-	0,002
TANES	29,0	36,0	-	0,11	0,07
VALDEMURRIO	1,2	2,0	-	0,005	0,003
SALIENCIA	0,1	0,2	0,0006	-	0,0002
SANDIN	-	0,9	-	0,003	0,002
VALDUNO	-	0,4	-	0,001	0,001
VALLE 1, EL/SALTO LA MALVA	-	0,0	-	-	-
VALLE 2, EL/LAGO VALLE/SALTO LA MALVA	2,5	3,1	0,01	-	0,006

Se observa cómo únicamente las presas de La Barca y Tanes presentan una relación superior a 0,10 en relación al cuantil de volumen del río Narcea y del río Nalón, aguas arriba de la confluencia con éste, respectivamente.



Por otro lado, el embalse de Tanes, sobre el río Nalón, tiene una cuenca vertiente de 264,4 km² y el de La Barca, sobre el Narcea, de 1.210,5 km². Al igual que antes, se puede definir un coeficiente K_a dado por:

$$K_a = \frac{S_{emb}}{S} \quad [143]$$

siendo S_{emb} la superficie de la cuenca que vierte al embalse y S la superficie total de la cuenca vertiente al punto de estudio. Según el criterio anterior, se considerará que el embalse no dará lugar a una alteración significativa de los caudales de avenida cuando $K_a < 0,10$; es decir, cuando la superficie de la cuenca vertiente al embalse sea menor de un 10% de la superficie de cuenca vertiente al punto de estudio.

En la siguiente tabla se indica el valor de este coeficiente para las presas de Tanes y La Barca, seleccionadas anteriormente, respecto a los tres puntos de cálculo mencionados.

Tabla 92. Relación entre la superficie de cuenca vertiente a las presas de Tanes y La Barca y la vertiente a los puntos de estudio.

Nombre	K_a Narcea	K_a Nalón	K_a Total
BARCA, LA	0,65	-	0,26
TANES	-	0,09	0,06

A partir de los análisis realizados, se puede concluir que la única presa que no cumple ninguno de los criterios expuestos anteriormente es la presa de La Barca respecto a un punto de cálculo situado en el Narcea antes de su confluencia con el Nalón. El resto de presas son de pequeño tamaño y previsiblemente tendrán un efecto reducido sobre los caudales de crecidas. De esta forma, al estudiar las leyes de frecuencia de caudales máximos anuales y de volúmenes de avenida, así como los hidrogramas de crecida, en el río Narcea, se debería analizar la situación alterada de la cuenca como consecuencia de la presencia del embalse de La Barca.

Por último, recordar que el criterio expuesto es, en general, conservador, por lo que algunas de las presas que no cumplan ninguna de las dos condiciones expuestas podrían también tener un efecto reducido sobre las crecidas. En caso de duda, y si se dispone de una serie de datos de aforos en el punto de estudio con un registro de suficiente extensión antes y después de la fecha de construcción de la presa cuya influencia se quiera analizar, se podrían aplicar test estadísticos de tendencias como los expuestos en el apartado 5.1.1.2. para determinar si la presa tiene un efecto relevante sobre la serie de caudales máximos anuales. En caso de que no se aprecien tendencias claras, podría simplificarse el estudio despreciando la alteración asociada a la presa lo que, como se indicó, normalmente dejará del lado de la seguridad.

RECOMENDACIONES

- Previamente a abordar la modelación hidrometeorológica en situación alterada, se recomienda realizar un análisis del grado de alteración de la cuenca. Para ello, se deberá realizar un inventario de las presas existentes en ésta, que incluya, entre otras cosas, información relativa al volumen de embalse y a la superficie vertiente a la presa.
- Se recomienda descartar aquellas presas que cumplan al menos una de las dos condiciones siguientes:
 - El porcentaje de cuenca controlada por el embalse es menor del 10% de la cuenca vertiente al punto de estudio.
 - El volumen útil del embalse es menor del 10% del volumen de avenida en el punto de estudio para el periodo de retorno de 10 años.
- La aplicabilidad del criterio anterior se analizará en función de las circunstancias propias de la cuenca. En concreto, se valorará si la presencia de un número elevado de presas de pequeño tamaño (que cumplan alguna de las condiciones anteriores) puede suponer algún efecto relevante sobre las crecidas, atendiendo a los valores conjuntos de superficie controlada y volumen de embalse.
- El criterio expuesto es, en general, conservador, por lo que algunas de las presas que no cumplan ninguna de las dos condiciones expuestas podrían también tener un efecto reducido sobre las crecidas. Si se dispone de una serie de datos de aforos en el punto de estudio con un registro de suficiente extensión antes y después de la fecha de construcción de la presa cuya influencia se quiera analizar, se podrían aplicar, de forma complementaria, test estadísticos de tendencias como los expuestos en el apartado 5.1.1.2.

5.5.2. Cálculo de leyes de frecuencia e hidrogramas de crecida en cuencas alteradas

Como se ha expuesto, la estimación de las leyes de frecuencia y de los hidrogramas de crecida en situación alterada se deberá llevar a cabo, en general, mediante la aplicación de modelos hidrometeorológicos en los que se incluya la infraestructura existente en la cuenca con sus características y reglas de gestión. Esta es una de las utilidades fundamentales de los modelos hidrometeorológicos. La infraestructura debe incluirse sobre el modelo previamente calibrado en situación natural, utilizando en las simulaciones en situación alterada el mismo valor de los parámetros obtenido en la calibración en situación natural.

Tal como se indicó en el apartado 5.4., los modelos hidrometeorológicos requieren asumir una serie de hipótesis en su elaboración, calibrándolos de tal forma que, para las hipótesis de cálculo adoptadas, reproduzcan lo mejor posible el comportamiento estadístico de los datos registrados en los puntos aforados, asumiendo que el modelo así calibrado da resultados correctos en los puntos no aforados. El ajuste a los datos debe referirse tanto a los caudales como a los volúmenes, las dos variables principales que definen los hidrogramas de avenida. Llevar a cabo la calibración desde un punto de vista estadístico



es esencial, ya que lo que se busca conocer con el modelo son las leyes de frecuencia de caudales punta y de volúmenes de avenida.

Esta calibración es imprescindible para poder asignar probabilidades a los resultados, ya que no es posible la interpretación estadística directa del conjunto de variables que intervienen en la confección del modelo hidrometeorológico (cantidad total de precipitación durante la tormenta, distribución espacial y temporal de la precipitación, humedad antecedente del suelo en la cuenca, etc.). En los modelos hidrometeorológicos de evento, utilizados en la mayoría de las ocasiones, dichas variables se introducen en base a determinadas hipótesis simplificadoras (precipitación uniforme sobre la cuenca, distribución temporal según hietogramas sintéticos, etc.), para facilitar su manejo, lo que requiere, como ya se ha expuesto, la posterior calibración de los parámetros del modelo para forzar el ajuste de los resultados al comportamiento estadístico de los datos.

En aquellos casos en que las hipótesis simplificadoras sean admisibles, y una vez calibrado el modelo en los puntos de medida, se puede asumir que el modelo proporcionará también estimaciones razonables de los cuantiles en otros puntos de la cuenca no aforados, así como en aquellas situaciones en las que se produzcan modificaciones en la cuenca, ya sea debido al cambio climático, a cambios en los usos del suelo o a la presencia de infraestructura como las presas. De esta forma, los modelos hidrometeorológicos así contruidos solo pueden aplicarse a cuencas de tamaño no muy grande en las que puedan asumirse las hipótesis simplificadoras adoptadas. En cuencas de gran tamaño, la aplicación de modelos hidrometeorológicos en base a las mencionadas hipótesis simplificadoras y su posterior calibración estadística en los puntos de medida, no tiene por qué garantizar resultados adecuados para los cuantiles de caudal y volumen en otros puntos de la cuenca distintos a los de calibración, así como tampoco ante modificaciones en la cuenca (como la presencia de presas), ya que al no ser admisibles, ni siquiera de forma aproximada, las mencionadas hipótesis simplificadoras, el ajuste de los parámetros del modelo necesario para que sus resultados proporcionen de forma adecuada el valor de los cuantiles puede ser distinto según el punto de la cuenca en el que interese obtener los resultados, o según la modificación concreta que ésta haya sufrido.

En las cuencas de pequeño o mediano tamaño, una vez construido y calibrado el modelo hidrometeorológico en situación natural, se puede utilizar ese mismo modelo para obtener los caudales en situación alterada, modificándolo para tener en cuenta la presencia de embalses en la cuenca. La laminación que producen los embalses sobre los hidrogramas puede calcularse dentro del propio modelo hidrológico, incorporando los embalses en el modelo (el modelo HEC-HMS dispone de herramientas para hacer esto), o calcularse mediante la utilización de otro programa, introduciendo posteriormente en el modelo hidrológico el hidrograma resultante de la laminación, y calculando su propagación y combinación con otros hidrogramas aguas abajo para determinar los caudales en el punto de cálculo.

Es muy importante a la hora de calcular la laminación en los embalses adoptar unas hipótesis adecuadas en cuanto a nivel inicial y criterios de gestión de los órganos de

desagüe, de tal forma que se garantice que la situación real, cuando llegue una avenida, será igual o más favorable que la considerada. Si el embalse dispone de Normas de Explotación redactadas y aprobadas, las condiciones de cálculo, en cuanto a resguardos estacionales existentes y criterios de operación de compuertas, se tomarán de dichas Normas. En el caso de que el embalse no disponga de Normas de Explotación, o éstas no estén aprobadas, se deberán adoptar unas hipótesis de cálculo suficientemente conservadoras. En general, en este caso se recomienda considerar que el embalse se encuentra en su NMN en el instante en que llega la avenida y, si los aliviaderos disponen de compuertas, se recomienda adoptar un criterio de operación consistente en ir abriendo las compuertas de tal forma que se mantenga constante el nivel de embalse (es decir, que en cada instante se vierta un caudal igual al de entrada) hasta que las compuertas estén totalmente abiertas, instante en el que los aliviaderos empezarán a funcionar como si fueran de labio fijo. Los desagües de fondo pueden considerarse incluidos en el criterio de operación anterior, de tal forma que sean todos los órganos de desagüe los que se van abriendo para permitir verter un caudal igual al de entrada, alcanzando su apertura total cuando el caudal entrante sea igual a la máxima capacidad de vertido conjunta de todos los órganos de desagüe (incluidos los desagües de fondo) para un nivel en el embalse igual al NMN⁴⁶.

Como ya se ha comentado, el modelo HEC-HMS permite el cálculo de la laminación, aunque solo admite el caso de embalses sin compuertas o el de embalses con compuertas con un grado de apertura fijo a lo largo de la avenida⁴⁷. En estos casos, si se utiliza dicho programa para la modelación hidrológica, podrán incorporarse los embalses a la estructura de cálculo del modelo. Si los aliviaderos no son de labio fijo y las compuertas cambian su grado de apertura a lo largo del paso de la avenida, la aplicación del modelo HEC-HMS requerirá la utilización adicional de otro modelo que permita calcular la laminación en el embalse a partir de la definición de unas determinadas reglas de operación de compuertas. Un modelo de libre distribución que permite este tipo de

⁴⁶ En el caso del análisis de una presa existente en la que sea necesario afinar los cálculos, se podrían utilizar unas hipótesis de cálculo menos conservadoras, con objeto de tener en cuenta aquellas circunstancias debidamente justificadas que puedan suponer un margen de seguridad adicional para la presa, tal como se establece en el artículo 32.3. de la NTS-3. En este sentido, podría utilizarse, por ejemplo, un nivel inicial en el embalse más realista mediante la consideración de su variabilidad aleatoria, tal como se expone en el apartado 5.7.4. Lógicamente, esta alternativa requeriría la aplicación de métodos de cálculo probabilísticos. Esta opción puede aplicarse tanto si la presa tiene definidos resguardos estacionales, como si no. Como criterio de gestión de compuertas se utilizará el definido en las Normas de Explotación, si se dispone de ellas, o, en caso contrario, alguno de los métodos propuestos en la literatura, como, por ejemplo, el conocido método de Girón [1988].

⁴⁷ Actualmente existe una versión beta del HEC-HMS 4.11, que fue lanzada el 9 de diciembre de 2022, que amplía en gran medida las opciones de gestión de compuertas. Por una parte, dentro de la opción de cálculo "Outflow structures", en la que se especifican las dimensiones de los aliviaderos y desagües de fondo, la nueva versión permite definir un grado de apertura variable de las compuertas de los aliviaderos a lo largo del tiempo, en lugar de un grado de apertura fijo como hasta ahora (esta opción no está disponible para los desagües de fondo). Por otra parte, se añade un nuevo método que permite establecer unos criterios de operación de compuertas ("Rule-based operation"), tanto para aliviaderos como para desagües de fondo, en base a la definición del nivel máximo admisible en el embalse, de un volumen de embalse objetivo, del máximo o mínimo caudal que se puede verter, etc. De esta forma, previsiblemente, se dispondrá a corto plazo de una versión estable del programa que incluya estas mejoras.



cálculo es el modelo HEC-ResSim (*Reservoir Simulation*) desarrollado por el USACE [2021].

A las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida en régimen alterado obtenidas mediante el modelo hidrometeorológico se les deberá asignar unos intervalos de confianza siguiendo el mismo procedimiento expuesto en el apartado 5.4.3. A partir de estos intervalos de confianza y, para un determinado nivel de confianza (mínimo del 67%), se realizará la mayoración de los cuantiles obtenidos, según lo indicado en ese mismo apartado.

Por otra parte, tal como se indicó en el apartado 5.4.4., es conveniente llevar a cabo una comparación entre los resultados obtenidos con las leyes de frecuencia determinadas a partir del análisis estadístico de los datos, tanto de caudal como de volumen, y los proporcionados por el modelo hidrometeorológico. Este contraste debe llevarse a cabo con los resultados en régimen natural (preferiblemente mayorados a partir de los intervalos de confianza). Si como consecuencia de este contraste el modelo hidrometeorológico proporciona cuantiles inferiores a los derivados del análisis estadístico, será aconsejable utilizar estos últimos para analizar la seguridad hidrológica de la presa, al constituir una alternativa más conservadora. En este caso, las leyes de frecuencia procedentes del análisis estadístico deberán corregirse para tener en cuenta la reducción en los cuantiles provocada por la laminación en los embalses existentes en la cuenca vertiente al punto de estudio. De forma simplificada, esta corrección puede llevarse a cabo reduciendo los cuantiles en los mismos porcentajes en los que se reduce la ley de frecuencia en régimen natural proporcionada por el modelo hidrometeorológico respecto a la ley de frecuencia en situación alterada. Esta circunstancia afectará fundamentalmente a la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos, ya que los cuantiles de volumen habitualmente no se modificarán como consecuencia de la laminación en los embalses.

En el caso de grandes cuencas, o en el de cuencas en las que la distribución espacial y temporal de la lluvia no puede tratarse de forma simplificada, la utilización de modelos hidrometeorológicos para el cálculo de los caudales alterados puede ser compleja. En estos casos se requerirá una simulación más realista de la distribución espacial y temporal de la precipitación en cada tormenta (que puede producirse de forma muy variable entre unos episodios y otros, y cuya modelación puede ser muy compleja) para poder calcular con mayor precisión la forma en que se produce la combinación del hidrograma vertido por un determinado embalse con los hidrogramas generados por otras subcuencas o laminados en otros embalses, debido al desfase que el paso por los embalses introduce en ellos.

Esto puede llevarse a cabo a través de la generación de tormentas sintéticas mediante modelos estocásticos de precipitaciones⁴⁸. Estos modelos permiten generar eventos con

⁴⁸ En MARM [2011] se expone como alternativa a la utilización de modelos estocásticos de precipitaciones, la simulación, mediante un modelo hidrometeorológico, de tormentas históricas. Una vez calibrado el modelo, se simulan de nuevo el conjunto de tormentas pero introduciendo esta vez en el modelo la presa o presas

una estructura espacio-temporal similar a la de las tormentas reales y, a partir de ellos, mediante modelos hidrológicos distribuidos, simular un conjunto amplio de hidrogramas de crecida que pueden utilizarse dentro del contexto de un procedimiento de cálculo probabilístico (apartado 5.7.)⁴⁹. El inconveniente de esta opción es, por un lado, la complejidad de los modelos de generación estocástica de precipitaciones, y, por otro, la cantidad de trabajo que requiere la construcción de modelos hidrometeorológicos en cuencas de gran tamaño. En el próximo apartado se aborda el cálculo de las leyes de frecuencia y de los hidrogramas de avenida en grandes cuencas.

RECOMENDACIONES

- La estimación de las leyes de frecuencia y de los hidrogramas de crecida en situación alterada se deberá llevar a cabo, en general, mediante la aplicación de modelos hidrometeorológicos. En las cuencas de pequeño o mediano tamaño, una vez construido y calibrado el modelo hidrometeorológico en situación natural, se puede utilizar ese mismo modelo para obtener los caudales en situación alterada, modificándolo para tener en cuenta la presencia de embalses en la cuenca.
- Es muy importante adoptar unas hipótesis de cálculo de la laminación en los embalses que garanticen que la situación real será igual o más favorable que la considerada:
 - Si se dispone de Normas de Explotación redactadas y aprobadas, se tomará lo establecido en éstas.
 - En el caso de que el embalse no disponga de Normas de Explotación, o éstas no estén aprobadas, se recomienda adoptar las siguientes hipótesis de cálculo conservadoras:
 - Se considerará que el embalse se encuentra inicialmente en su NMN.
 - Si los aliviaderos disponen de compuertas, se recomienda ir abriendo los órganos de desagüe de tal forma que en cada instante se vierta un caudal igual al de entrada hasta que estén totalmente abiertos.
- El modelo HEC-HMS permite el cálculo de la laminación en los embalses, aunque solo admite el caso de embalses sin compuertas o de embalses con compuertas con un grado de apertura fijo a lo largo de la avenida. En otros casos, la aplicación del modelo HEC-HMS requerirá la utilización adicional de otro modelo que permita calcular la laminación en los embalses.
- A las leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos y de volúmenes de avenida en régimen alterado obtenidas mediante el modelo hidrometeorológico se les

existentes. De esta forma, se podrá obtener una serie de caudales máximos anuales, cuyo tratamiento estadístico proporcionará los cuantiles de caudal máximo anual en situación alterada. Este planteamiento presenta el inconveniente de que, aunque en los años más recientes la información procedente de los radar permite conocer con cierta precisión la distribución espacial y temporal de precipitaciones a los largo de una tormenta, para años anteriores la información meteorológica disponible no es normalmente suficiente para conocer con detalle el campo de precipitaciones.

⁴⁹ En el Anejo III de la “Guía metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables” (MARM, 2011) se incluye un caso ilustrativo de la aplicación de este tipo de modelos al cálculo de las leyes de frecuencia de caudales máximos anuales en situación alterada.



deberá asignar unos intervalos de confianza siguiendo el mismo procedimiento expuesto en el apartado 5.4.3. A partir de estos intervalos de confianza y, para un determinado nivel de confianza (mínimo del 67%), se realizará la mayoración de los cuantiles obtenidos, según lo indicado en ese mismo apartado.

- Si como consecuencia del contraste entre los resultados proporcionados por el modelo hidrometeorológico y por el análisis estadístico, se decide utilizar estos últimos para analizar la seguridad hidrológica de la presa, las leyes de frecuencia procedentes del análisis estadístico deberán corregirse para tener en cuenta la reducción en los cuantiles provocada por la laminación en los embalses existentes en la cuenca vertiente al punto de estudio. De forma simplificada, esta corrección puede llevarse a cabo reduciendo los cuantiles en los mismos porcentajes en los que se reduce la ley de frecuencia en régimen natural proporcionada por el modelo hidrometeorológico respecto a la ley de frecuencia en situación alterada. Esta circunstancia afectará fundamentalmente a la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos, ya que los cuantiles de volumen habitualmente no se modificarán como consecuencia de la laminación en los embalses.
- En el caso de grandes cuencas, la utilización de modelos hidrometeorológicos para el cálculo de los caudales alterados requerirá una simulación más realista de la distribución espacial y temporal de la precipitación en cada tormenta, cuya modelación puede ser compleja. Esto puede llevarse a cabo a través de la generación de tormentas sintéticas mediante modelos estocásticos de precipitaciones, dentro del contexto de un procedimiento de cálculo probabilístico.

5.6. CÁLCULO DE LEYES DE FRECUENCIA E HIDROGRAMAS DE CRECIDA EN CUENCAS GRANDES

XXX Pendiente XXX

5.7. CÁLCULO DE LOS NIVELES MÁXIMOS EN EL EMBALSE

5.7.1. Aspectos a tener en cuenta para el cálculo de los niveles máximos en el embalse

Una vez caracterizados los hidrogramas de avenida a partir del análisis estadístico de las series temporales de caudales punta y volúmenes de avenida, así como de la modelación hidrometeorológica, es necesario determinar los niveles máximos que se producen en el embalse y sus probabilidades de ocurrencia. Este es un paso esencial en el análisis de la seguridad hidrológica de las presas, ya que el nivel es la variable que realmente determina la seguridad de ésta. De esta forma, el nivel máximo que se alcance en el embalse durante el paso de las avenidas debe cumplir unos resguardos mínimos hasta coronación, o hasta la cota superior del elemento impermeable en las presas de materiales sueltos, que garanticen un margen de seguridad suficiente en la presa. Estos resguardos, especificados en la NTS-2, son distintos dependiendo de si se trata de la situación de proyecto o de la extrema:

- Situación de Proyecto: En esta situación, correspondiente al paso de la avenida de proyecto, el resguardo será superior a la máxima sobreelevación del oleaje originada por la acción del viento.
- Situación Extrema: Durante el paso de la Avenida extrema se admitirá un agotamiento parcial o total del resguardo, de acuerdo con las siguientes condiciones:
 - Presas de materiales sueltos: no se admitirán vertidos sobre la coronación, teniendo en cuenta la máxima sobreelevación del oleaje originada por la acción del viento, salvo que estén específicamente proyectadas para ello.
 - Presas de fábrica: solo se admitirán vertidos accidentales sobre la coronación debido a las sobreelevaciones del oleaje producidas por la acción del viento, justificando que tales vertidos no comprometen la seguridad de la presa.

No obstante, la NTS-3 permite, para las presas de fábrica que se encuentren ya en servicio, la posibilidad de considerar el vertido por coronación, siempre que éste pueda realizarse de forma segura.

Tal como se expuso en apartados anteriores, para determinar los niveles máximos será necesario disponer, además de la caracterización de las avenidas, de determinadas características del embalse y de la presa necesarias para calcular el tránsito de los hidrogramas por el embalse y su laminación. En concreto, será necesario conocer la curva de embalse y las curvas de desagüe de los distintos órganos de desagüe de los que disponga la presa. Asimismo, en el caso de presas en servicio en las que se considere la posibilidad de que el nivel máximo pueda superar la cota de coronación y, en consecuencia, se produzcan vertidos sobre la misma, se deberá caracterizar la capacidad de vertido de la presa sobre la coronación, para lo cual será necesario conocer, además de dicha cota, la longitud de vertido y el valor estimado del coeficiente de desagüe.

Adicionalmente, hay que destacar que las NTS, a diferencia de las normativas anteriores, asocian el periodo de retorno de diseño al nivel en el embalse, en lugar de a la avenida que llega al mismo. Esta circunstancia tiene su justificación al ser el nivel máximo que se alcanza en el embalse al paso de las avenidas, como se ha dicho, la variable clave de cara a la seguridad hidrológica.

No obstante, la NTS-2 sigue manteniendo los conceptos de Avenida de proyecto y Avenida extrema, así como los de Nivel de Avenida de proyecto (NAP) y Nivel de Avenida extrema (NAE), ya introducidos en el *“Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses”* de 1996, aunque en este caso la NTS-2 establece en su artículo 8.1. que dichas avenidas se seleccionarán, en función de la categoría de la presa, de tal forma que se garanticen unos determinados periodos de retorno para los Niveles de Avenida de proyecto y de Avenida extrema.



Este cambio normativo, que permitirá evaluar la seguridad hidrológica de las presas de una forma más consistente, homogénea y precisa, y que crea el marco para la utilización de procedimientos de cálculo probabilísticos, no supondrá sin embargo en la práctica, para la mayoría de los casos, un cambio sustancial respecto a lo establecido en normativas previas. En este sentido, hay que destacar que el objetivo final perseguido al asignar el periodo de retorno a la avenida (la solicitación que llega a la presa) que hacían las normativas previas, y su asignación al nivel máximo en el embalse que ésta provoca, que hacen las NTS, es realmente el mismo. La *“Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas”* del año 1967 o el *“Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses”* de 1996, al igual que cualquier otra normativa basada en asignar el periodo de retorno de diseño a la avenida que llega al embalse, lo que realmente pretende cuando exige que se utilice un determinado periodo de retorno para la solicitación hidrológica es garantizar que la situación límite de diseño (es decir, el nivel máximo admisible en el embalse para dicha situación) corresponda, al menos, a ese periodo de retorno, es decir, que esa situación límite no se supere en media con una frecuencia mayor que una vez cada T años. Este criterio de asignar el periodo de retorno a la solicitación hidrológica en lugar de a la variable que realmente controla la situación límite en la obra, el nivel, ha sido el habitual en la práctica profesional histórica de las obras hidráulicas, y se justificaba en asumir una relación biunívoca entre la probabilidad o periodo de retorno de la avenida y la del nivel que ésta provoca, de tal forma que era indiferente asignar la probabilidad al nivel o a la avenida, siendo preferible asignarlo a esta última ya que debía obtenerse de un cálculo en el que era necesario asignarle una probabilidad.

No obstante, mientras que en determinadas obras, como en un encauzamiento, la asunción de una relación biunívoca entre avenida y nivel es posible, ya que el nivel máximo alcanzado es función exclusivamente del caudal punta, en el caso de una presa esa hipótesis no siempre es cierta, ya que en los embalses el volumen de la avenida también puede tener una influencia relevante en el nivel final alcanzado, siendo posible que avenidas con el mismo caudal punta y distinto volumen conduzcan a niveles máximos en el embalse diferentes. Esta circunstancia dificulta la asignación de un periodo de retorno a la avenida, que ahora vendría definida por dos variables⁵⁰, siendo necesario asignarlo al nivel, es decir, a la variable realmente relacionada con la seguridad de la presa.

Puesto que la NTS-2 indica en su artículo 8.1. que se debe seleccionar una Avenida de proyecto (también una Avenida extrema) de tal forma que se garantice un determinado periodo de retorno para el Nivel de Avenida de proyecto (o para el Nivel de Avenida extrema), la aproximación más inmediata y sencilla, y la más apropiada en la mayoría de los casos, como se expondrá más adelante, será calcular una avenida correspondiente al periodo de retorno indicado en la normativa, tal como se ha hecho históricamente en la

⁵⁰ Realmente podría venir definida por más variables si se consideran también otras como la duración del hidrograma, el tiempo de punta, etc., aunque habitualmente su incidencia en el resultado final es mucho menor.

práctica profesional habitual, no suponiendo, por tanto, en esos casos ningún cambio el que la NTS-2 relacione el periodo de retorno de diseño con el nivel en el embalse en lugar de con la avenida.

No obstante, como se ha dicho, el nivel máximo que se alcance en el embalse como consecuencia del paso del hidrograma obtenido para un determinado periodo de retorno, en general, no corresponderá a ese mismo periodo de retorno, aunque, si el hidrograma se construye siguiendo determinados criterios, tal como se expondrá más adelante, sí podrá garantizarse que el nivel máximo asociado al hidrograma corresponderá a un valor conservador (de mayor periodo de retorno que el de diseño).

En cualquier caso, la asignación en la normativa del periodo de retorno de diseño al nivel en el embalse, en lugar de a la avenida, supone las siguientes ventajas:

- Como se ha indicado, el nivel que se alcanza en el embalse durante la avenida es la variable fundamental de cara al análisis de la seguridad hidrológica de la presa. El control de manera indirecta de la probabilidad de superación del nivel máximo admisible en el embalse a través de la avenida que se considera en los cálculos puede plantear problemas en algunos casos, ya que, como se ha dicho, no se puede asignar con rigor probabilidades a los hidrogramas de avenida y tampoco es posible establecer en muchos casos una relación biunívoca entre el caudal punta y el nivel máximo en el embalse, debido a que en muchos casos el volumen del hidrograma juega también un papel relevante.
- Posibilita la aplicación de los avances técnicos que se han producido en la hidrología en los últimos años, como las técnicas de cálculo probabilístico que permiten tener en cuenta la relación de dependencia estadística entre caudales punta y volúmenes de avenida. La aplicación de este tipo de técnicas conlleva una mejor optimización del diseño de los órganos de desagüe de las presas, o de la comprobación de su seguridad.
- Permite estimar con un mayor rigor la probabilidad para la que se superaría la situación límite de diseño en las presas existentes, en la que ésta no depende únicamente de la avenida que entra al embalse, sino también de otros factores como, por ejemplo, la probabilidad de que el embalse se encuentre, cuando ésta llega, en un determinado nivel inicial.

Como se ha indicado, la NTS-2 controla la seguridad hidrológica del embalse asociando al nivel que se alcanza en éste un periodo de retorno mínimo. Estos periodos de retorno dependen de la clasificación de la presa según su riesgo potencial, de si ésta es de fábrica o de materiales sueltos, y de si se trata de la situación de proyecto o extrema, variando, tal como se expuso en el apartado 2, entre 100 y 10.000 años. Dado que la normativa establece unos periodos de retorno expresados en años, se entiende que la variable estadística a controlar es el mayor valor del nivel en el embalse ocurrido a lo largo de un año, es decir, el nivel máximo anual. La avenida que lleve al embalse al valor del cuantil de nivel máximo anual correspondiente al periodo de retorno de situación de proyecto



será la Avenida de proyecto, y la que lo lleve al cuantil del periodo de retorno de situación extrema, la Avenida extrema.

La ocurrencia de niveles máximos en el embalse constituye un proceso aleatorio que es el resultado de la interacción de las distintas variables que intervienen en su generación. De esta forma, el análisis preciso de la frecuencia de aparición de niveles máximos en el embalse requeriría la aplicación de técnicas probabilísticas que tengan en cuenta la caracterización estadística de las distintas variables que intervienen en el proceso y su dependencia estadística, es decir, la probabilidad de la concurrencia en el tiempo de determinados valores de las variables. Sin embargo, en la práctica, y dependiendo de las características concretas de cada embalse, el tratamiento matemático del problema puede simplificarse analizándolo de forma determinista, adoptando una determinada combinación de valores concretos de las variables que proporcionará un valor aproximado, aunque conservador, del cuantil de nivel correspondiente al periodo de retorno de interés.

Entre las variables que intervienen en el proceso de generación del nivel máximo destaca la solicitación hidrológica que recibe el embalse, es decir, las avenidas que llegan al mismo. Estas avenidas estarán caracterizadas por distintas variables hidrológicas, principalmente el caudal punta y el volumen del hidrograma. Por otro lado, se encuentran las variables relacionadas con el propio embalse: el nivel previo en el mismo a la llegada de la avenida, que determinará el volumen disponible para laminación, y, en el caso de las presas con aliviaderos controlados por compuertas (aproximadamente el 30% de las grandes presas existentes, según se expuso en el apartado 4.1.3), la estrategia de operación de compuertas que se siga. De estas variables, las correspondientes a la solicitación hidrológica claramente constituyen variables aleatorias con sus propias leyes de frecuencia o funciones de distribución. Estas variables hidrológicas tendrán además una clara dependencia estadística entre sí. En cuanto a las variables relativas al embalse, el nivel previo a la llegada de la avenida constituye también una variable estadística, dado que vendrá determinado por la confluencia de distintos factores como la mayor o menor entrada de aportaciones al embalse en los meses o años previos, la posible llegada al embalse de otras avenidas con anterioridad, o los desembalses que se hayan realizado para atender las distintas demandas, factores que serán en principio desconocidos y variables en el tiempo. El valor de este nivel vendrá controlado por determinadas restricciones, no pudiendo ser mayor que el NMN o que los niveles máximos estacionales establecidos en las Normas de Explotación, por lo que su valor superior estará acotado. En principio, el nivel previo en el embalse estará determinado por factores ajenos a la solicitación hidrológica, por lo que ambas variables podrán considerarse estadísticamente independientes. Por último, la estrategia de gestión de las compuertas es un factor controlable que vendrá definido en las Normas de Explotación o, en su defecto, que decidirá el Director de Explotación cuando la avenida se presente. Por tanto, la operación de las compuertas no tendrá un carácter estadístico sino determinístico, y el criterio a seguir deberá ser conocido cuando se vayan a realizar los cálculos.

A continuación, se analiza con algo más de detalle cada uno de estos factores:

- Solicitud hidrológica:

Los hidrogramas de avenida que llegan al embalse son el factor más importante a la hora de determinar el nivel máximo que se alcanza en éste. En general, el nivel máximo en el embalse será el necesario para poder evacuar por los órganos de desagüe y, en particular, por los aliviaderos, el máximo caudal de vertido. Este caudal vendrá condicionado por el máximo caudal de la avenida entrante al embalse, es decir, por su caudal punta, pero, en general, será inferior a este.

Aunque, sin duda, el caudal punta de la avenida es la variable hidrológica más relevante del hidrograma, y la que en mayor medida condiciona el nivel máximo que se alcanza en el embalse, es conocida la importancia de considerar el volumen de los hidrogramas de avenida a la hora de abordar el análisis de la seguridad hidrológica de las presas. Esta circunstancia es especialmente relevante en el caso de las presas con grandes volúmenes de embalse disponibles para laminar la avenida, en las que la laminación del hidrograma como consecuencia de su propagación por el embalse puede originar importantes diferencias entre los caudales punta de entrada y salida de éste.

Junto al caudal punta y al volumen de la avenida, se pueden considerar otras variables para caracterizar el hidrograma, como su duración o el tiempo de punta, aunque habitualmente su relevancia a la hora de determinar el nivel máximo en el embalse es mucho menor. La duración total del hidrograma es una variable altamente relacionada con el caudal punta y el volumen, ya que para un volumen dado la duración del hidrograma será menor cuanto mayores sean los caudales del hidrograma y, por el contrario, será mayor para caudales más reducidos. Por su parte, el tiempo de punta no suele presentar una variación muy grande entre unos hidrogramas y otros, encontrándose habitualmente entre $1/3$ y $1/2$ de la duración total del hidrograma. En cualquier caso, la incidencia de esta variable en el nivel alcanzado en el embalse es muy reducida. En la figura 200 se muestra la evolución del nivel máximo en un embalse debido a la llegada de distintos hidrogramas con igual caudal punta y volumen y distinto tiempo de punta. Se observa cómo el nivel máximo alcanzado apenas varía en 15 cm para todo el rango de tiempos de punta considerados (entre $1/5$ y $3/4$ del tiempo de base del hidrograma) y, para el rango de variación habitual (entre $1/3$ y $1/2$ del tiempo de base), el nivel máximo se modifica en menos de 5 cm.



CEDEX

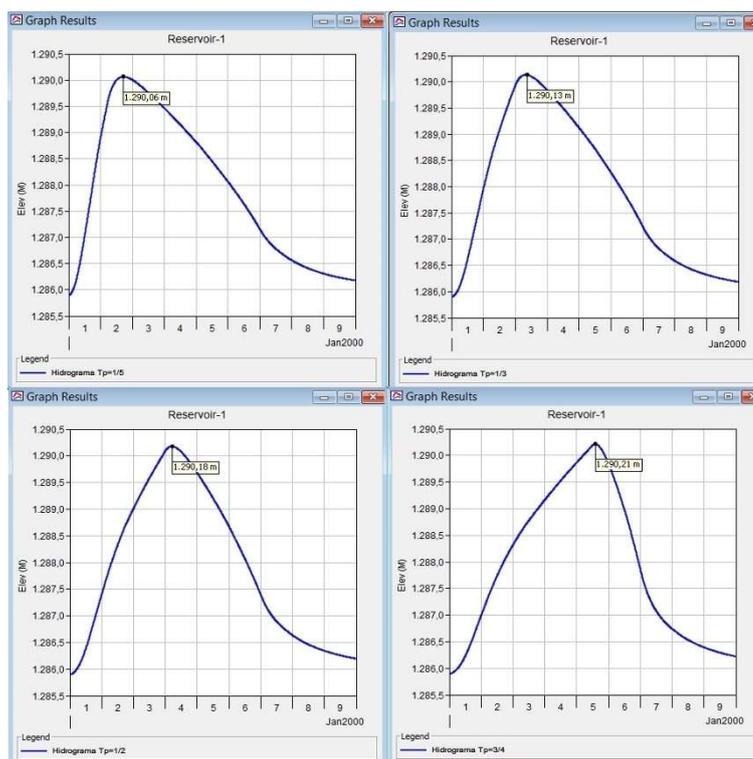


Figura 200. Evolución del nivel máximo en un embalse debido a la llegada de distintos hidrogramas con igual caudal punta y volumen y distinto tiempo de punta. De arriba a abajo y de izquierda a derecha: tiempos de punta de $1/5$, $1/3$, $1/2$ y $3/4$ del tiempo de base.

Como ya se ha indicado, el caudal punta y el volumen no aparecen de forma independiente en los hidrogramas de avenida, sino que presentan una importante dependencia estadística entre sí. En la figura siguiente se muestra, como ejemplo, la representación gráfica a escala logarítmica de los caudales punta y volúmenes de avenida registrados en una determinada estación de aforos de la cuenca del Tajo. Se puede observar cómo, aunque las combinaciones habituales de valores de caudal punta y volumen se mantienen dentro de unos determinados rangos, es decir, existen una combinaciones preferentes o más probables, a un mismo valor de caudal pueden acompañarle valores de volumen considerablemente diferentes.

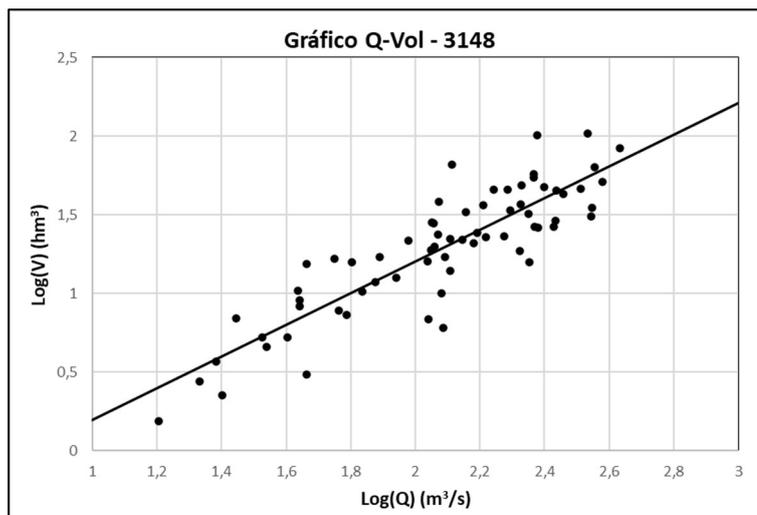


Figura 201. Parejas de valores caudal punta y volumen de avenida, a escala logarítmica, en la estación de aforos 3148 de la cuenca del río Tajo.

La mencionada dependencia estadística puede caracterizarse mediante el ajuste de una función de distribución bivariada, cuyas funciones marginales sean las distribuciones univariadas de caudal punta y de volumen. Sin embargo, el ajuste de este tipo de distribuciones no es sencillo. Hace algunos años se propuso desde el CEDEX (Jiménez y Mediero, 2014b) un procedimiento para caracterizar de una forma sencilla estas distribuciones, que permite simular las características principales de la dependencia estadística de las dos variables descomponiendo la distribución bivariada en otras dos funciones: la función de distribución marginal del caudal punta, es decir, la ley de frecuencia de caudales punta, y la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal, la cual se representa mediante una distribución log-normal. Por otra parte, desde principios del presente siglo se ha ido introduciendo cada vez con más fuerza la técnica de las cópulas como una alternativa para la caracterización del comportamiento estadístico conjunto de las distintas variables hidrológicas que describen el hidrograma. La técnica de las cópulas constituye una clara opción para el estudio estadístico conjunto de las variables hidrológicas multivariadas, aunque su manejo conlleva una considerable complejidad. Ambos procedimientos de cálculo, junto con algunas recomendaciones para su aplicación práctica, se exponen más adelante en este mismo apartado.

Como se indicó anteriormente, en el caso de aquellas obras hidráulicas, como los encauzamientos, en las que el diseño depende únicamente del caudal punta, es posible establecer una relación biunívoca entre la avenida (definida en este caso únicamente por su máximo caudal) y el nivel máximo en la obra. De esta forma, es posible establecer a priori la sollicitación hidrológica correspondiente a un determinado periodo de retorno (cuantil de caudal) que conduce al nivel máximo en la obra de ese mismo periodo de retorno (cuantil de nivel). Sin embargo, en el



caso de una presa, al depender también, en muchos casos, el nivel de una forma crítica del volumen del hidrograma, ya no es posible establecer esa relación biunívoca. De esta forma, no es posible definir a priori un hidrograma con unos valores determinados de caudal punta y volumen que conduzca al cuantil deseado de nivel máximo en el embalse. Como se expondrá más adelante, la complejidad de la interacción entre el caudal y el volumen para determinar el nivel máximo, la cual depende de las características de la propia presa y el embalse, impide asignar un periodo de retorno de forma absoluta al hidrograma, de tal forma que éste dependerá de las características de la propia presa. En definitiva, el concepto de hidrograma de diseño (hidrograma correspondiente a un determinado periodo de retorno), utilizado históricamente en la hidrología de presas, no se corresponde con la realidad. No existe un hidrograma al que se le pueda asignar con carácter general un determinado periodo de retorno y que, por lo tanto, constituya el hidrograma de diseño de esa probabilidad.

Como se indicó, esto conduciría a la necesidad de utilizar procedimientos de cálculo probabilísticos para obtener el nivel máximo en el embalse. No obstante, si puede asumirse que el nivel previo en el embalse es un valor fijo conocido, en determinadas situaciones este problema puede simplificarse notablemente reduciéndolo a un planteamiento determinista. Por ejemplo, en aquellos casos en los que la laminación esperable en el embalse sea muy reducida (caso, por ejemplo, de presas de pequeño volumen situadas en los grandes ejes fluviales que reciben hidrogramas con una gran duración y un gran volumen de avenida), ésta puede despreciarse utilizando el caudal punta de la avenida para diseñar o para comprobar la capacidad de los aliviaderos. En este caso, al despreciar la laminación, el volumen deja de ser una variable relevante, pudiendo establecerse de forma aproximada, aunque conservadora, una relación directa entre caudales y niveles. En este caso, el cálculo con el caudal de periodo de retorno T proporcionará el nivel en el embalse de ese mismo periodo de retorno.

Asimismo, asumiendo al igual que antes que el nivel previo en el embalse es un valor fijo conocido y no aleatorio, incluso en el caso de que la laminación en el embalse no sea despreciable, puede simplificarse el tratamiento matemático del problema. Aunque no exista una dependencia funcional, sino estadística, entre el caudal punta y el volumen del hidrograma, puede adoptarse una determinada pareja de valores para construir el hidrograma que proporcione de manera aproximada y conservadora el nivel máximo del periodo de retorno de diseño. Al estar ahora caracterizado el hidrograma por dos variables (caudal punta y volumen), la única manera de garantizar que el nivel máximo en el embalse, obtenido al calcular con dicho hidrograma, sea igual o mayor que el correspondiente al cuantil del periodo de retorno T , es que el valor de ambas variables coincida con el cuantil de ese periodo de retorno, es decir, utilizar un hidrograma envolvente. En este caso, al imponer que el caudal punta y el volumen sean simultáneamente iguales al cuantil de periodo de retorno T , el periodo de

retorno del nivel en el embalse será mayor que el considerado, dejando el cálculo del lado de la seguridad (figura 202). La utilización de un hidrograma envolvente, aproximación suficiente en la mayoría de los casos, será válida cuando la variabilidad en las parejas de valores de caudal punta y volumen debida a la dependencia estadística entre ambas variables tenga una incidencia reducida en el nivel en el embalse (cuestión de la que se hablará más adelante), y proporcionará una estimación conservadora del cuantil de nivel máximo de una forma sencilla y teniendo en cuenta el efecto de la laminación en el embalse en aquellos casos en que éste no sea despreciable. En este caso, se establecería también de una forma aproximada una relación biunívoca entre el hidrograma de avenida (pareja Q-V correspondiente al periodo de retorno T) y el nivel máximo en el embalse de ese mismo periodo de retorno. Este enfoque corresponde al habitualmente adoptado en la práctica profesional, consistente en adoptar en el cálculo un hidrograma de diseño al que se le asigna una determinada probabilidad.

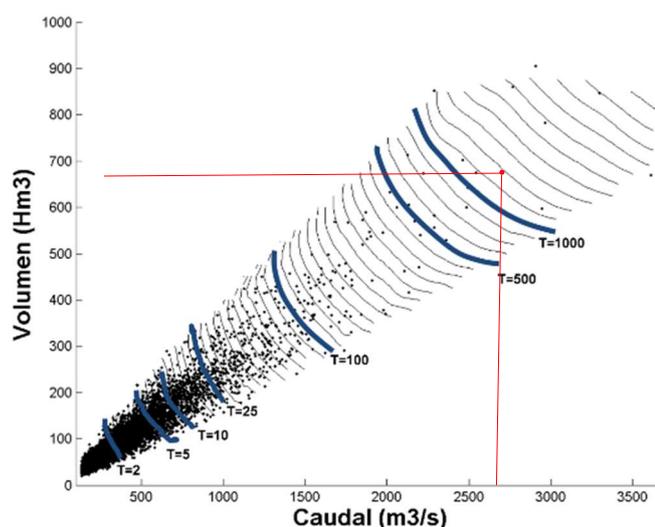


Figura 202. Curvas caudal-volumen con las parejas de valores que producen un mismo cuantil de nivel en el embalse. El punto rojo indica la pareja de caudal y volumen que combina los cuantiles de ambas variables para el periodo de retorno de 1.000 años.

- Nivel previo en el embalse:

Junto a la solicitud hidrológica, el nivel previo en el embalse cuando ésta llega es uno de los factores más relevantes a la hora de determinar el nivel máximo alcanzado durante el paso de una avenida. Como se indicó, el nivel en el embalse variará a lo largo del tiempo como consecuencia de la entrada de aportaciones y la salida de volúmenes para atender distintas demandas o garantizar los caudales ecológicos. Dado que no puede preverse *a priori* en qué estado se encontrará el embalse en el momento en el que llega una avenida, el nivel previo constituirá, como se dijo anteriormente, una variable estadística con un comportamiento



aleatorio. No obstante, al igual que se comentó para el caso de los hidrogramas de avenida, el problema puede simplificarse ignorando la aleatoriedad de la variable y adoptando en los cálculos un valor fijo. Este valor deberá corresponder, lógicamente, con el máximo nivel en el que pueda encontrarse el embalse, de tal forma que se garantice que los cuantiles de nivel máximo que se obtengan corresponderán a valores conservadores.

La NTS-2 define en su artículo 6.1 los Niveles de Avenida de proyecto y extrema como el máximo nivel que alcanza el agua en el embalse durante el paso de dichas avenidas, partiendo de un nivel en el embalse igual al NMN. En consecuencia, el dimensionamiento de los órganos de desagüe dentro de la redacción del proyecto de nuevas presas deberá realizarse adoptando la hipótesis más conservadora posible, es decir, que el embalse se encuentra en el mayor nivel en el que puede estar en situación de normalidad.

En el caso de las presas existentes, la NTS-3 establece en su artículo 32.3 que se *“... podrá considerar los niveles máximos de explotación en el embalse en los distintos periodos estacionales establecidos en las Normas de Explotación, ...”*. Es decir, en el caso de que la presa tenga establecidos en su Normas de Explotación resguardos estacionales, el margen de seguridad que suponen éstos al aumentar el volumen disponible para laminar las avenidas se podrá tener en cuenta a la hora de determinar los cuantiles de nivel máximo, lo que constituye una alternativa menos conservadora que la adoptada para las presas nuevas. En este caso, el valor fijo de nivel que se adopta es variable según la estación y, al igual que antes, viene dado por un valor conservador, el máximo valor admisible en cada estación.

En ambos casos, el nivel previo fijo en el embalse puede combinarse con un hidrograma de diseño envolvente (con caudal punta y volumen igual al cuantil del periodo de retorno de cálculo), o bien con un procedimiento de cálculo probabilístico que tenga en cuenta la relación de dependencia estadística entre los caudales y los volúmenes. En el primer caso el cálculo será determinista y proporcionará un valor del cuantil de nivel más conservador.

No obstante, en el caso de utilizar los niveles estacionales fijados en las Normas de Explotación, se deberá utilizar una solicitud hidrológica (caudal punta o hidrograma) también estacional (calculada según lo expuesto en el apartado 5.2.3), para tener en cuenta la coincidencia en el tiempo de los distintos niveles en el embalse y de la mayor o menor probabilidad de ocurrencia de las avenidas. Los periodos estacionales utilizados para determinar las avenidas estacionales y para definir los resguardos deberían coincidir si ambos son consistentes. En caso de que no sea así, podría ser conveniente revisar las Normas de Explotación, en base a las nuevas avenidas estacionales, para garantizar la coherencia de los periodos establecidos para fijar los resguardos y las avenidas. Si esto no se hace, y los periodos estacionales utilizados para caracterizar ambas variables (niveles e hidrogramas) no coinciden, será necesario definir periodos homogéneos para ambas variables, mediante la intersección de los dos grupos de periodos

estacionales, de tal forma que en cada estación haya un único valor de resguardo y un único hidrograma estacional. En este caso, será necesario modificar las leyes de frecuencia estacionales de caudal y volumen según se expone más adelante. Las leyes de frecuencia estacionales de niveles máximos calculadas deberán combinarse para obtener la ley de frecuencia anual.

Asimismo, en el caso de las presas existentes, la NTS-3 indica en el citado artículo 32.3 que se podrá tener en cuenta “...*cualquier otra circunstancia debidamente justificada que pueda suponer un margen de seguridad adicional para la presa.*” De esta forma, como se mencionó anteriormente, podría interpretarse que es también admisible considerar la variabilidad real de niveles en el embalse, que serán menores o iguales que los niveles máximos estacionales o que el NMN, y, por tanto, supondrá un margen de seguridad adicional. En este caso, el nivel previo en el embalse constituirá una variable aleatoria, por lo que será necesario aplicar procedimientos de cálculo probabilísticos, que deberían tener también en cuenta la dependencia estadística de caudales punta y volúmenes.

En este caso, como se expondrá con mayor detalle posteriormente, habrá que determinar la distribución estadística del nivel previo en el embalse (figura 203), analizando si es posible definir una única distribución anual, o si es necesario establecer una diferente para cada periodo estacional. Si para caracterizar correctamente los niveles es necesario adoptar periodos estacionales diferentes a los considerados para determinar las avenidas estacionales, se deberán definir periodos homogéneos en ambas variables, por intersección de ambos grupos de estaciones, de la forma ya indicada anteriormente.

En cualquier caso, la utilización de la distribución estadística de niveles históricos en el embalse debe realizarse con precaución, garantizando que ésta es representativa de los posibles niveles futuros, sin que se esperen cambios relevantes debido a modificaciones futuras en la gestión del embalse o en las demandas que se atienden desde el mismo. Asimismo, será conveniente analizar la serie histórica de niveles para determinar si es homogénea a lo largo del tiempo o, por el contrario, si la distribución estadística que la caracteriza ha sufrido cambios debido a modificaciones en la gestión de la presa. En este último caso, se deberá utilizar la parte más reciente de la serie (que presente un comportamiento homogéneo), que será la más representativa del comportamiento actual y futuro del embalse.



CEDEX

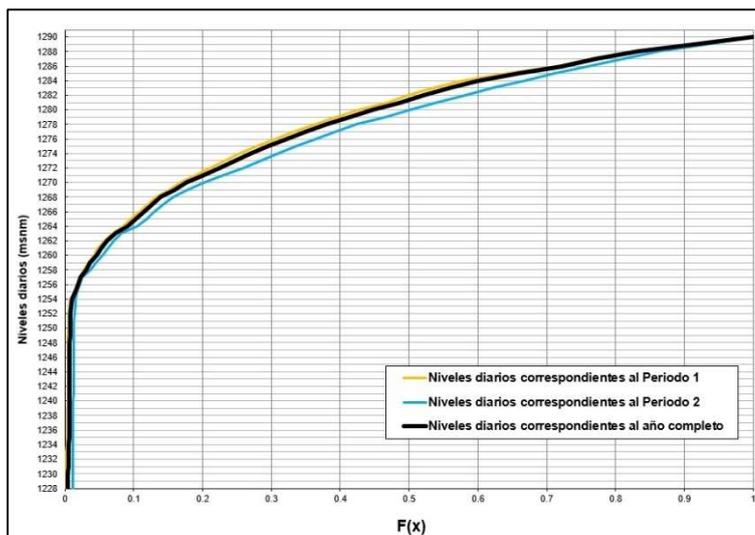


Figura 203. Distribución estadística de niveles correspondiente al embalse de Camporredondo.

- Estrategia de operación de compuertas:

Como se indicó anteriormente, otro factor que interviene en la magnitud del nivel máximo alcanzado en el embalse durante el paso de una avenida es la estrategia concreta que se siga para operar las compuertas, en el caso de que los aliviaderos dispongan de éstas. A diferencia de los otros factores comentados anteriormente, y aunque la gestión que se realice de las compuertas puede variar entre unos episodios de avenidas y otros, la operación de las compuertas no puede considerarse en ningún caso como un factor de naturaleza aleatoria, puesto que será el resultado de una decisión del responsable de la explotación de la presa. De esta forma, será necesario tomar *a priori* la decisión de qué estrategia de gestión de compuertas se va a seguir a la hora de realizar los cálculos. En caso de disponer de un criterio definido en las Normas de Explotación, deberá utilizarse éste. En caso contrario, será necesario decidir uno (por ejemplo, uno de los propuestos en la literatura, como el conocido método de Girón [1988]), o adoptar un criterio conservador (por ejemplo, en caso de partir de un nivel previo igual al NMN, pueden suponerse las salidas iguales a las entradas hasta que las compuertas estén completamente abiertas, momento en el que los aliviaderos se comportarán en lámina libre).

Es importante tener en cuenta, que la ley de frecuencia de niveles máximos en el embalse que se obtenga como resultado de los cálculos corresponderá a una determinada estrategia de gestión de compuertas. Si ésta se cambia, los cuantiles de nivel máximo podrían cambiar. En consecuencia, será conveniente garantizar que la estrategia de operación de compuertas adoptada en los cálculos se utilizará realmente en la práctica mediante su inclusión en las correspondientes Normas de Explotación, en caso de que no esté ya recogida en las mismas. En el caso de presas de nueva construcción, al no existir Normas de Explotación en el momento

de redactar el proyecto, será conveniente adoptar en los cálculos un criterio de gestión conservador.

Por último, la NTS-2 indica en su artículo 6.1 que a la hora de calcular el nivel máximo en el embalse se podrán tener en cuenta todos los órganos de desagüe existentes en la presa (aliviaderos principales y de emergencia, diques fusibles, desagües de medio fondo y de fondo, etc.), salvo que, por las razones que sean, su correcto funcionamiento durante las avenidas no esté asegurado, en cuyo caso solo se tendrán en cuenta aquellos cuyo funcionamiento esté garantizado. Las tomas de explotación no se considerarán, salvo que se justifique su fiabilidad y correcto funcionamiento en situaciones de avenida. Como se indicó anteriormente, para la realización de los cálculos será necesario disponer de las curvas de desagüe de cada uno de los elementos considerados. En general, bastará con conocer la curva correspondiente a la apertura total de las compuertas o válvulas. Aunque puede ser interesante disponer también de las curvas correspondientes a distintos grados de apertura, esta información será útil fundamentalmente para la explotación de la presa con objeto de relacionar los caudales que se requiera verter durante el paso de las avenidas con el grado de apertura necesario en los órganos de desagüe.

RECOMENDACIONES

- Una vez caracterizados los hidrogramas de avenida, es necesario determinar los niveles máximos que se producen en el embalse, los cuales deben cumplir unos resguardos mínimos hasta coronación, o hasta la cota superior del elemento impermeable en las presas de materiales sueltos, cuyo valor es diferente según se trate de la situación de proyecto o extrema. La variable estadística a controlar es el mayor valor del nivel en el embalse ocurrido a lo largo de un año, es decir, el nivel máximo anual.
- Para determinar los niveles máximos será necesario disponer, además de la caracterización de las avenidas, de determinadas características del embalse y de la presa necesarias para calcular el tránsito de los hidrogramas por el embalse y su laminación: curva de embalse, curvas de desagüe y, en el caso de que se prevea que el nivel máximo pueda superar la cota de coronación, caracterización de la capacidad de vertido de la presa sobre ésta.
- Las NTS, a diferencia de las normativas anteriores, asocian el periodo de retorno de diseño al nivel en el embalse, en lugar de a la avenida que llega al mismo. Este cambio normativo tiene su justificación al ser el nivel máximo que se alcanza en el embalse al paso de las avenidas la variable clave de cara a la seguridad hidrológica, y permitirá evaluar la seguridad hidrológica de las presas de una forma más consistente, homogénea y precisa, creando el marco para la utilización de procedimientos de cálculo probabilísticos. No obstante, no tiene por qué suponer en la práctica, para la mayoría de los casos, un cambio sustancial respecto a lo establecido en normativas previas.
- Puesto que la NTS-2 indica que se debe seleccionar una Avenida de proyecto (también una Avenida extrema) de tal forma que se garantice un determinado periodo de retorno



para el Nivel de Avenida de proyecto (o para el Nivel de Avenida extrema), la aproximación más inmediata y sencilla, y la más apropiada en la mayoría de los casos, será calcular una avenida correspondiente al periodo de retorno indicado en la normativa, tal como se ha hecho históricamente en la práctica profesional habitual. Si el hidrograma se construye siguiendo determinados criterios, podrá garantizarse que el nivel máximo asociado al hidrograma corresponderá a un valor conservador (de mayor periodo de retorno que el de diseño), aproximación suficiente en la mayoría de los casos.

- La ocurrencia de niveles máximos en el embalse constituye un proceso aleatorio que es el resultado de la interacción de distintas variables. El análisis preciso de la frecuencia de aparición de niveles máximos en el embalse requeriría la aplicación de técnicas probabilísticas que tengan en cuenta la caracterización estadística de las distintas variables que intervienen en el proceso y su dependencia estadística. Sin embargo, en la práctica, y dependiendo de las características concretas de cada embalse, el tratamiento matemático del problema puede simplificarse analizándolo de forma determinista, adoptando una determinada combinación de valores concretos de las variables que proporcionará un valor aproximado, aunque conservador, del cuantil de nivel correspondiente al periodo de retorno de diseño.
- Entre las variables que intervienen en el proceso de generación del nivel máximo destacan la solicitud hidrológica, el nivel previo en el embalse y la estrategia de operación de compuertas.

Solicitud hidrológica:

- Los hidrogramas de avenida que llegan al embalse son el factor más importante a la hora de determinar el nivel máximo, siendo su caudal punta la variable hidrológica más relevante y la que en mayor medida condiciona el nivel máximo que se alcanza en el embalse. No obstante, en el caso de las presas con grandes volúmenes de embalse disponibles para laminar la avenida, es también importante el volumen de los hidrogramas.
- Ambas son variables estadísticas con un comportamiento aleatorio y presentan una importante dependencia estadística entre sí, pudiendo acompañar a un mismo caudal valores de volumen considerablemente diferentes. Esta circunstancia impide asignar un periodo de retorno de forma absoluta al hidrograma (en el sentido de que al calcular con ese hidrograma se obtenga el cuantil de nivel de ese periodo de retorno), de tal forma que éste dependerá de las características de la propia presa, no siendo posible establecer una relación biunívoca entre hidrograma y nivel.
- Esto conduciría a la necesidad de utilizar procedimientos de cálculo probabilístico para obtener el nivel máximo en el embalse. No obstante, si puede asumirse que el nivel previo en el embalse es un valor fijo conocido, en muchas situaciones este problema puede simplificarse, reduciéndolo a un planteamiento determinista:
 - Si la laminación esperable en el embalse es muy reducida, puede utilizarse el caudal punta de la avenida para diseñar o para comprobar la capacidad de los aliviaderos. En este caso, se establece de forma aproximada, aunque conservadora, una relación biunívoca entre caudales y niveles, de tal forma

que el cálculo con el caudal de periodo de retorno T proporcionará el nivel en el embalse de periodo de retorno T .

- Incluso si la laminación no es despreciable, puede utilizarse una aproximación, suficiente en la mayoría de los casos, consistente en adoptar una determinada pareja de valores para construir el hidrograma que proporcione de manera aproximada y conservadora el nivel máximo del periodo de retorno de diseño. La única manera de garantizar esto es que el valor del caudal punta y del volumen del hidrograma coincida con el cuantil de ese periodo de retorno, es decir, utilizar un hidrograma envolvente.
- Estas simplificaciones permiten establecer de una forma aproximada y conservadora una relación biunívoca entre el caudal de periodo de retorno T , o el hidrograma de avenida (pareja $Q-V$ correspondiente al periodo de retorno T), y el nivel máximo en el embalse de ese mismo periodo de retorno.

Nivel previo en el embalse:

- Junto a la sollicitación hidrológica, el nivel previo en el embalse es uno de los factores más relevantes. Dado que no puede preverse en qué estado se encontrará el embalse en el momento en el que llegue una avenida, el nivel previo en el mismo constituirá una variable estadística con un comportamiento aleatorio.
- No obstante, su influencia puede simplificarse adoptando en los cálculos un valor fijo, lo que permitirá llevar a cabo un cálculo determinista. Este valor deberá corresponder con el máximo nivel en el que pueda encontrarse el embalse en cada caso, de tal forma que se garantice que los cuantiles de nivel máximo que se obtengan correspondan a valores conservadores:
 - *Presas nuevas*: la NTS-2 establece que el nivel previo en el embalse debe ser siempre el NMN.
 - *Presas existentes*: la NTS-3 establece que se podrán considerar los niveles máximos de explotación en el embalse en los distintos periodos estacionales establecidos en las Normas de Explotación (máximo valor de nivel admisible en cada estación). En este caso, se deberá utilizar una sollicitación hidrológica también estacional, para tener en cuenta la coincidencia en el tiempo de los distintos niveles en el embalse y de la mayor o menor probabilidad de ocurrencia de las avenidas.
- Asimismo, en el caso de las presas existentes, puede interpretarse que la NTS-3 admite considerar la variabilidad real de niveles en el embalse, lo que supondrá un margen de seguridad adicional. En este caso, será necesario aplicar procedimientos de cálculo probabilísticos, lo que requerirá determinar la distribución estadística del nivel previo en el embalse. Este tipo de cálculo debe realizarse con precaución, garantizando la representatividad futura de la distribución histórica de niveles.

Estrategia de operación de compuertas:

- En el caso de que los aliviaderos dispongan de compuertas, el criterio que se siga para operarlas influirá en la magnitud del nivel máximo alcanzado en el embalse. A diferencia de los otros factores comentados anteriormente, la operación de las compuertas no



puede considerarse en ningún caso como un factor de naturaleza aleatoria, puesto que será el resultado de una decisión del responsable de la explotación de la presa.

- La ley de frecuencia de niveles máximos en el embalse que se obtenga como resultado de los cálculos corresponderá a una determinada estrategia de gestión de compuertas. Si ésta se cambia, los cuantiles de nivel máximo podrían cambiar.
- Será necesario decidir a priori qué estrategia de gestión de compuertas se va a seguir a la hora de realizar los cálculos:
 - En caso de disponer de un criterio definido en las Normas de Explotación, deberá utilizarse éste.
 - En caso contrario, será necesario decidir uno de los propuestos en la literatura, o adoptar un criterio conservador (por ejemplo, en caso de partir de un nivel previo igual al NMN, pueden suponerse las salidas igual a las entradas hasta que las compuertas estén completamente abiertas, momento en el que los aliviaderos se comportarán en lámina libre). En el caso de presas existentes, será conveniente garantizar que la estrategia de operación de compuertas adoptada en el cálculo se utilizará realmente en la práctica mediante su inclusión en las correspondientes Normas de Explotación.

5.7.2. Procedimientos de caracterización de la dependencia estadística entre caudales punta y volúmenes de avenida

XXX Pendiente de añadir como una alternativa la generación de hidrogramas mediante modelos estocásticos de precipitaciones XXX

Se ha puesto de manifiesto en los apartados anteriores la relevancia de considerar el volumen de avenida en el análisis de la seguridad hidrológica de las presas, dado el papel que juega en la laminación que se produce en el embalse y, por consiguiente, en la magnitud de los caudales vertidos por los órganos de desagüe. No obstante, hay que destacar, como ya se indicó anteriormente, que no existe una relación biunívoca entre caudales y volúmenes, de tal manera que a un determinado valor de caudal punta le acompañe siempre en el hidrograma un determinado volumen. Por el contrario, aunque las combinaciones habituales de caudal punta y volumen se suelen mantener dentro de unos determinados rangos de variación, para un determinado valor de caudal pueden darse valores de volumen considerablemente diferentes, y viceversa.

Aunque, como se expuso, la utilización de hidrogramas de diseño que combinen el caudal punta y el volumen de un determinado periodo de retorno puede ser una opción válida, opción que resulta conservadora y que puede resultar suficientemente aproximada en una mayoría de los casos, en algunas situaciones puede resultar una opción excesivamente pesimista, resultando interesante la consideración de la dependencia estadística entre caudales punta y volúmenes de avenida con objeto de optimizar el diseño o afinar el análisis de la seguridad hidrológica de la presa. En estos casos, se hace necesario caracterizar la relación de dependencia estadística de caudales y volúmenes.

5.7.2.1. Caracterización a partir de la regresión lineal regional entre los logaritmos de las variables

La caracterización de la dependencia estadística existente entre los caudales punta y los volúmenes de los hidrogramas de avenida es una cuestión que se lleva estudiando desde hace varias décadas en la hidrología, y que aún hoy en día no está completamente resuelta, constituyendo un campo activo de investigación. De esta manera, los hidrogramas de avenida se describen a través de una función de distribución conjunta bivariada del caudal punta y el volumen.

Debido a la complejidad que presenta la estimación y el manejo de la función de distribución conjunta bivariada del caudal y el volumen (por ejemplo, mediante la técnica de las cópulas), se desarrolló por el CEDEX hace unos años un procedimiento alternativo para representar dicha dependencia estadística que permitiera, de una manera más sencilla y robusta, simular las características principales de dicha dependencia (CEDEX, 2009a; Jiménez y Mediero, 2014b). El procedimiento propuesto representa la probabilidad conjunta de las variables caudal punta y volumen empleando un enfoque alternativo a la obtención directa de la función de distribución conjunta bivariada, consistente en emplear dos funciones: la función de distribución marginal del caudal punta, es decir, la probabilidad de la variable caudal sin tener en cuenta el volumen (la ley de frecuencia de caudales punta), y la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal, es decir, la función que indica cuál es la probabilidad de que un hidrograma de avenida tenga un determinado volumen sabiendo que su caudal punta tiene un valor determinado (figura 204), ya que se verifican las siguientes relaciones entre las funciones de distribución ($F(\cdot)$) y de densidad de probabilidad ($f(\cdot)$):

$$F(Q, V) = F(Q) \cdot F(V/Q) \quad [144]$$

$$f(Q, V) = f(Q) \cdot f(V/Q) \quad [145]$$

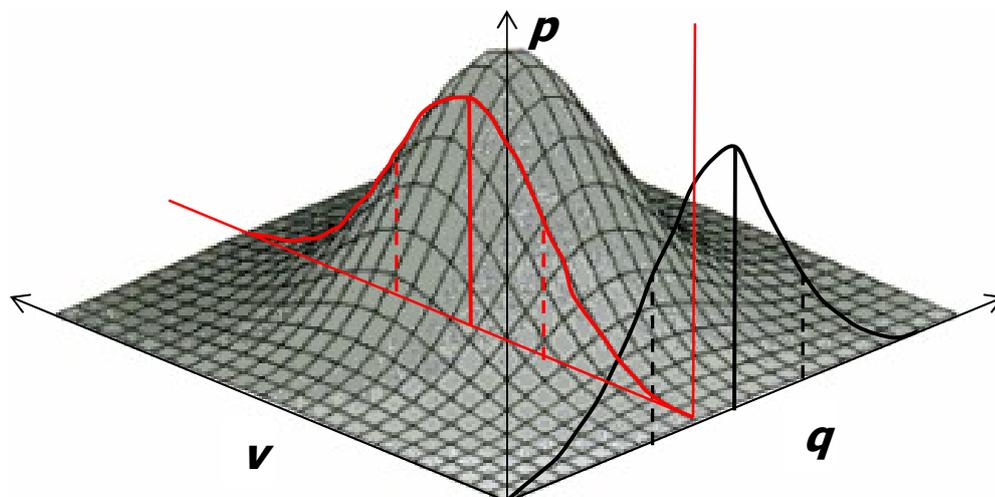


Figura 204. Representación esquemática de una función de probabilidad bivariada de caudal y volumen, $f(Q,V)$, y su descomposición en la función marginal del caudal (negro), $f(Q)$, y la función condicionada del volumen respecto al caudal (rojo), $f(V/Q)$.

Si se analiza la relación entre el caudal y el volumen de los hidrogramas a partir de la información disponible en distintas estaciones de medida, se observa una fuerte dependencia entre ambas variables, lo que acota el rango de combinaciones normales, más probables, que muestran una relación aproximadamente lineal a escala logarítmica. En consecuencia, de manera simplificada podría considerarse que el volumen y caudal de los hidrogramas siguen una relación aproximada de la forma:

$$Q = aV^b \quad [146]$$

siendo V el volumen del hidrograma, Q el caudal, y a y b parámetros.

Si se ajusta una recta de regresión a los logaritmos de los valores de caudal máximo anual y su volumen asociado registrados en cada una de las distintas estaciones que forman una determinada región estadística, y se analiza la variación en la región de los parámetros que la definen, se comprueba que las distintas rectas de regresión son muy similares entre sí y que el conjunto de los datos de caudal y volumen en cada región están altamente relacionados a escala logarítmica (figura 205). Esta circunstancia indica que se podría considerar una única relación entre el caudal y el volumen a nivel regional, lo que permite incrementar el número de datos disponibles para caracterizar la relación de dependencia entre ambas variables, reduciendo así la incertidumbre y aumentando la robustez de la estimación.

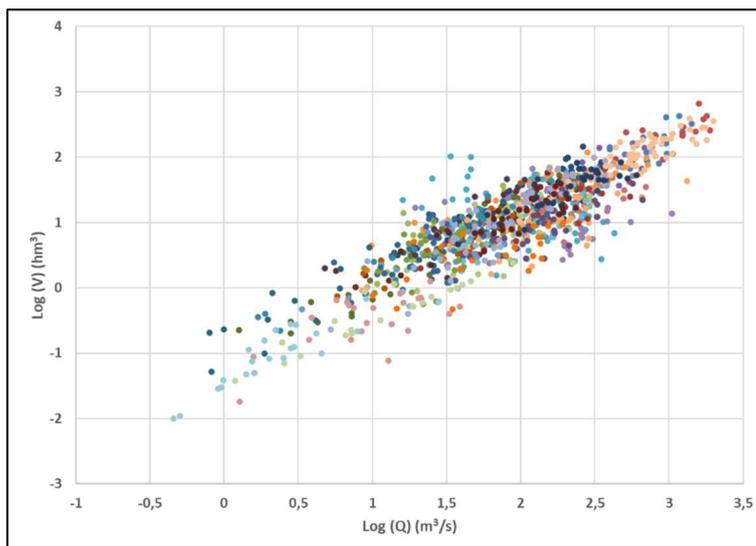


Figura 205. Relación caudal-volumen para el conjunto de todos los datos de la región 31 en la DH del Tajo (se muestran en distintos colores las parejas de valores correspondientes a cada una de las estaciones que componen de la región).

Para caracterizar la relación caudal-volumen a nivel regional siguiendo este procedimiento, se realiza una estandarización de los datos dividiendo los caudales y volúmenes por sus valores medios en cada estación:

$$q_{i,j} = \frac{Q_{i,j}}{\bar{Q}_j} \quad [147]$$

$$v_{i,j} = \frac{V_{i,j}}{\bar{V}_j} \quad [148]$$

Donde $Q_{i,j}$ y $V_{i,j}$ son los distintos datos de caudal y volumen en la estación j , $q_{i,j}$ y $v_{i,j}$ los datos de caudal y volumen estandarizados, y \bar{Q}_j y \bar{V}_j la media del caudal punta y del volumen en dicha estación.

A pesar de la relación existente entre el caudal y el volumen del hidrograma (figura 206), se observa cómo el volumen presenta una cierta dispersión en torno al valor medio que proporciona la regresión (hay que tener en cuenta que la escala de representación es logarítmica), lo que indica, como es lógico, que a un determinado valor de caudal punta no se le puede hacer corresponder, de manera determinista, un determinado volumen de hidrograma, sino que lo que realmente lleva asociado es una función de distribución que indicaría la probabilidad de que el volumen del hidrograma tenga un determinado valor, sabiendo que el caudal punta corresponde a un valor dado. Es decir, la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal que se indicó anteriormente.

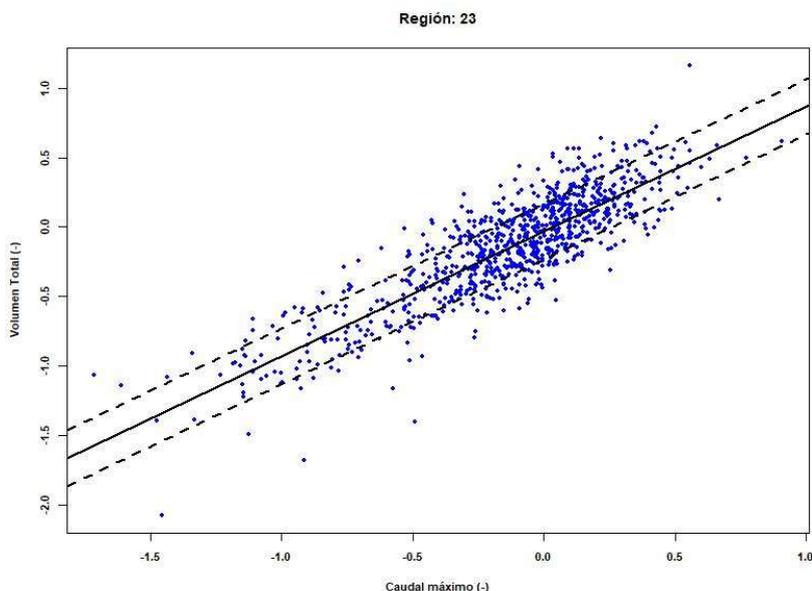


Figura 206. Relación entre los logaritmos de caudal punta y volumen de avenida adimensionales en la región 23 (en trazo continuo se indica la recta de regresión y en trazo discontinuo la desviación estándar del ajuste).

Con el objetivo de caracterizar dicha dispersión, se ha comprobado mediante test estadísticos que los residuos de la regresión (las desviaciones entre los valores proporcionados por la regresión y los valores observados) se encuentran aproximadamente normalmente distribuidos, por lo que se puede asumir, en una primera aproximación, que la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal es una normal para el logaritmo de la variable, es decir, se puede asumir que viene dada por una distribución log-normal.

La distribución log-normal que representa la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal es, lógicamente, diferente para cada valor del caudal, y viene definida por su media (proporcionada por la ecuación de regresión regional entre valores adimensionales de caudal y volumen) y por su desviación típica (σ) (igual a la desviación estándar del ajuste de la regresión), caracterizada mediante un valor regional:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{V}_i - V_i)^2}{n-p-1}} \quad [149]$$

siendo \bar{V}_i el valor de volumen proporcionado por la recta de regresión para un determinado caudal Q_i , V_i el valor del volumen observado para ese caudal, n el número total de datos y p el número de variables utilizadas en la regresión, en este caso 1.

Para la realización de esta Guía se han actualizado las funciones y desviaciones típicas regionales correspondientes a las distintas regiones estadísticas indicadas en el apartado 5.2.1.2, a partir de las series de datos actualizadas disponibles en las estaciones de medida de cada región. En la tabla 93 se recogen los resultados obtenidos.

Tabla 93. Ecuaciones de la recta de regresión entre los logaritmos de caudal punta y volumen de avenida adimensionales, y su desviación estándar, para las distintas regiones estadísticas consideradas.

XXX Pendiente de completar las regiones 61, 101 y 102 XXX

Región	Ecuación	σ
11	$v = 10^{-0.0319} \cdot q^{0.7749}$	0.1800
12	$v = 10^{-0.0296} \cdot q^{0.5724}$	0.1975
13	$v = 10^{-0.0203} \cdot q^{0.5557}$	0.1840
21	$v = 10^{-0.0325} \cdot q^{0.6657}$	0.1880
22	$v = 10^{-0.0204} \cdot q^{0.9965}$	0.2404
23	$v = 10^{-0.0341} \cdot q^{0.8978}$	0.2005
24	$v = 10^{-0.0285} \cdot q^{0.5880}$	0.2130
25	$v = 10^{-0.0454} \cdot q^{0.7670}$	0.2193
31	$v = 10^{-0.0596} \cdot q^{0.7626}$	0.2508
32	$v = 10^{-0.046} \cdot q^{0.7317}$	0.2466
33	$v = 10^{0.0242} \cdot q^{0.7977}$	0.2768
34	$v = 10^{-0.0463} \cdot q^{0.8226}$	0.3087
41	$v = 10^{-0.0875} \cdot q^{0.7974}$	0.2436
42	$v = 10^{-0.0856} \cdot q^{1.0218}$	0.2807
51	$v = 10^{-0.0347} \cdot q^{0.985}$	0.216
52	$v = 10^{-0.0201} \cdot q^{1.026}$	0.191
53	$v = 10^{-0.0437} \cdot q^{0.894}$	0.263
61		
71	$v = 10^{-0.0459} \cdot q^{0.9162}$	0.2316
72	-	-
81	$v = 10^{-0.0830} \cdot q^{0.7480}$	0.3060
82	-	-
83	$v = 10^{-0.1035} \cdot q^{0.8891}$	0.3448
91	$v = 10^{-0.0197} \cdot q^{0.6666}$	0.1741
92	$v = 10^{-0.0157} \cdot q^{0.6503}$	0.2077
93	$v = 10^{-0.0234} \cdot q^{0.7674}$	0.3043
94	$v = 10^{0.0019} \cdot q^{0.7414}$	0.2866



Región	Ecuación	σ
95	$v = 10^{-0.0169} \cdot q^{0.6062}$	0.2321
101		
102		

Como ya se ha indicado, en el caso de considerar la dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen en la definición de los hidrogramas de avenida deberá abordarse el estudio de los niveles máximos en el embalse mediante un procedimiento de análisis probabilístico, a través de la generación estocástica de múltiples hidrogramas y su posterior laminación en el embalse.

A continuación, se indican los pasos a seguir para la aplicación práctica de dicho análisis probabilístico, en el caso de caracterizar la dependencia estadística entre caudales y volúmenes mediante el procedimiento expuesto en este apartado:

1) Generación estocástica de una muestra de caudales punta:

En primer lugar, es necesario generar un vector aleatorio de probabilidades (p_i), con tantos valores como hidrogramas se vayan a simular, mediante el cual se obtendrá un conjunto de caudales máximos sintéticos (Q_i) a partir de la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos que se habrá obtenido previamente. Si, siguiendo las recomendaciones del apartado 5.2.1.3, se ha adoptado una función de distribución del tipo de valores extremos generalizada (GEV), los caudales sintéticos se obtendrán mediante la siguiente expresión:

$$Q_i = u + \frac{\alpha}{k} [1 - (-\ln p_i)^k] \quad [150]$$

siendo u , α y k los parámetros de la función.

Los análisis realizados parecen indicar que el número de parejas caudal–volumen que es necesario simular al estudiar el nivel máximo en el embalse para un periodo de retorno de T años debe ser, al menos, $N_{sim} = 50 \cdot T$ parejas. De modo que existirán en la muestra $p_{exc} N_{sim} = (1/T) 50 T = 50$ parejas caudal–volumen para las que se alcanzará un nivel de embalse superior al correspondiente al nivel del periodo de retorno de diseño (siendo $p_{exc} = 1/T$, la probabilidad de excedencia). No parece que un incremento moderado del número de parejas simuladas (por ejemplo, $N_{sim} = 100 \cdot T$ parejas) proporcione resultados notablemente más robustos debido a las diversas fuentes de incertidumbre existentes, siendo preferible adoptar $N_{sim} = 50 \cdot T$ parejas por motivos computacionales⁵¹.

2) Generación estocástica de un volumen de hidrograma para cada caudal punta:

⁵¹ En cualquier caso, un mayor número de simulaciones siempre conducirá a obtener resultados más precisos, por lo que, si la capacidad de computación no supone una limitación, puede ser conveniente realizar un número de simulaciones superior al recomendado, por ejemplo, $N_{sim} = 100 \cdot T$.

El segundo paso consiste en la generación de un volumen de hidrograma sintético asociado a cada caudal punta generado. Estos volúmenes se obtienen mediante generación estocástica a partir de la función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal. Como se ha expuesto, se considera que dicha distribución condicionada corresponde a una función log-normal, cuya media se obtiene a partir de una expresión matemática función del valor del caudal punta (adimensional), y cuya desviación típica corresponde a un valor regional (tabla 93). En consecuencia, en primer lugar, es necesario estandarizar los valores de caudal punta generados en el paso anterior mediante su división por la media de la distribución. Entrando con estos valores adimensionales de caudal en la expresión correspondiente de la tabla 93 (según la región estadística en la que se encuentre el embalse) se obtendrá el valor de la media de la distribución log-normal. Esta media (diferente para cada valor de caudal punta), junto con la desviación típica regional (también proporcionada en el tabla 93), define la distribución condicionada del volumen para cada valor de caudal. Una vez obtenida la función log-normal para cada valor de caudal punta sintético, el valor del volumen (adimensional) asociado al caudal se obtiene a partir de ésta, previa generación estocástica de una determinada probabilidad. Finalmente, los volúmenes adimensionales obtenidos deben desestandarizarse, multiplicándolos por la media de la distribución de los volúmenes, para obtener el valor real de volumen. La media de los caudales punta y de los volúmenes de avenida se puede deducir directamente de las funciones de distribución ajustadas previamente a cada una de las variables.

Si el caudal simulado presenta un valor negativo, a la pareja asociada se le debe asignar el valor (0, 0).

3) Obtención de un hidrograma para cada pareja de caudal punta-volumen generada:

Por último, a partir de las parejas caudal punta-volumen generadas se construyen N_{sim} hidrogramas de avenida. Esto requiere emplear una determinada función de forma (hidrograma tipo) que se modificará para ajustar su caudal punta y volumen a los correspondientes a cada pareja de valores. Este hidrograma tipo puede corresponder a un hidrograma histórico, que se considere representativo, registrado en una estación de aforos⁵², a hidrogramas procedentes de la aplicación de modelos hidrometeorológicos o a hidrogramas sintéticos (por ejemplo, hidrogramas unitarios o la función gamma). Como, en general, junto al análisis estadístico de las series de datos disponibles de caudales y volúmenes máximos anuales, se simulará el comportamiento de la cuenca mediante un modelo hidrometeorológico, una buena alternativa es adoptar uno de los hidrogramas proporcionados por el modelo como hidrograma tipo. En caso contrario, puede ser

⁵² Principalmente se trataría de hidrogramas registrados en la red SAIH, ya que los registrados en las estaciones convencionales de la ROEA o los procedentes de datos de explotación de los embalses carecen, en general, de suficiente resolución temporal, al proporcionar este tipo de puntos de medida solo datos diarios.



CEDEX

recomendable utilizar un hidrograma histórico representativo registrado en una red con suficiente resolución como el SAIH.

Una vez obtenido el conjunto de hidrogramas generados de forma aleatoria (figura 207), se utilizará para determinar la ley de frecuencia de niveles máximos en el embalse, según se expone en el apartado 5.7.3.

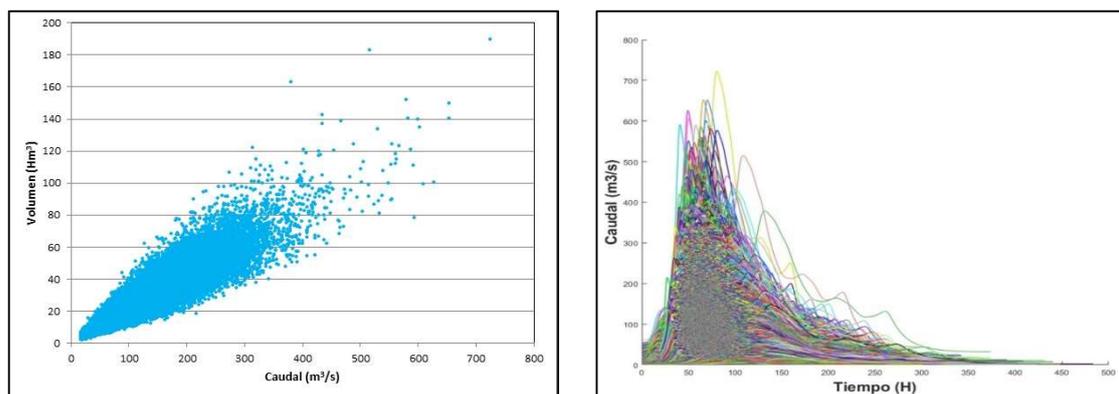


Figura 207. 100.000 parejas caudal-volumen generadas de forma aleatoria mediante el procedimiento desarrollado por el CEDEX (Jiménez y Mediero, 2014b) (izquierda) e hidrogramas asociados (derecha).

El procedimiento expuesto constituye una metodología aproximada para la caracterización de la dependencia estadística entre los caudales y los volúmenes que, sin alcanzar la precisión y el rigor matemático de la caracterización mediante cópulas expuesta en el próximo apartado, recoge las principales características de dicha dependencia a través de la relación entre los logaritmos de las variables y su dispersión. De esta forma, esta metodología permite abordar la determinación de los niveles máximos en el embalse mediante un procedimiento de análisis probabilístico sin necesidad de abordar la complejidad inherente al ajuste y manejo de las cópulas. Sin embargo, la mayor simplicidad de este procedimiento conlleva ciertas limitaciones que conviene tener en cuenta.

A diferencia de las cópulas, en las que las distribuciones marginales de caudal y volumen (es decir, las leyes de frecuencia de caudal y volumen) se imponen en el modelo (por lo que las muestras generadas de forma estocástica las reproducen con bastante precisión), el procedimiento expuesto en este apartado parte únicamente de la distribución marginal de caudales máximos, obteniéndose la distribución marginal de volúmenes a partir de la de caudales y de la relación de dependencia estadística. De esta forma, la muestra estocástica de volúmenes generada no suele reproducir perfectamente la ley de frecuencia de volúmenes. Como contrapartida, en los casos en los que el modelo reproduce razonablemente dicha ley de frecuencia de volúmenes podrá pensarse que la relación de dependencia proporcionada por el modelo, aunque descrita de una forma sencilla, se aproxima bastante a la realidad, ya que la distribución marginal de volúmenes se genera directamente a partir de ella.

En consecuencia, a la hora de utilizar el procedimiento propuesto en este apartado, conviene contrastar, mediante su representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel, la ley de frecuencia de volúmenes de avenida obtenida previamente, con los volúmenes generados de forma estocástica a los que se les asignará una probabilidad muestral mediante la fórmula de Gringorten (ecuación [35]). Ambas distribuciones no se ajustarán perfectamente puesto que la combinación de la función GEV marginal de caudales y la log-normal que representa la probabilidad condicionada del volumen respecto al caudal constituye un modelo estadístico diferente a la función GEV utilizada para obtener la distribución marginal de volúmenes. De esta forma, en primer lugar, se deberá contrastar si los volúmenes simulados se ajustan razonablemente bien a los datos de la muestra (asignándoles probabilidad mediante la fórmula de Gringorten). Si esto es así, los volúmenes simulados podrían considerarse una aproximación razonable a la ley de frecuencia de volúmenes. No obstante, adicionalmente, conviene tomar como referencia la distribución marginal de volumen obtenida previamente, de tal forma que la distribución de volúmenes simulada no se aleje en exceso de ella. Como criterio general para decidir si el ajuste es aceptable, la muestra sintética deberá situarse, al menos, dentro de los límites de los intervalos de confianza del 67% asociados a dicha ley de frecuencia (figura 208). Lógicamente, la decisión de aceptación del modelo podrá ser más flexible en el caso de que los cuantiles proporcionados por la muestra sintética sean más conservadores que los de la ley de frecuencia.

En este sentido, a la hora de aplicar el procedimiento se recomienda generar varios vectores de probabilidad, seleccionando aquel o aquellos que mejor se ajusten a la leyes de frecuencia de caudales y volúmenes, especialmente a esta última que será la que presente una mayor sensibilidad al vector de probabilidades elegido.

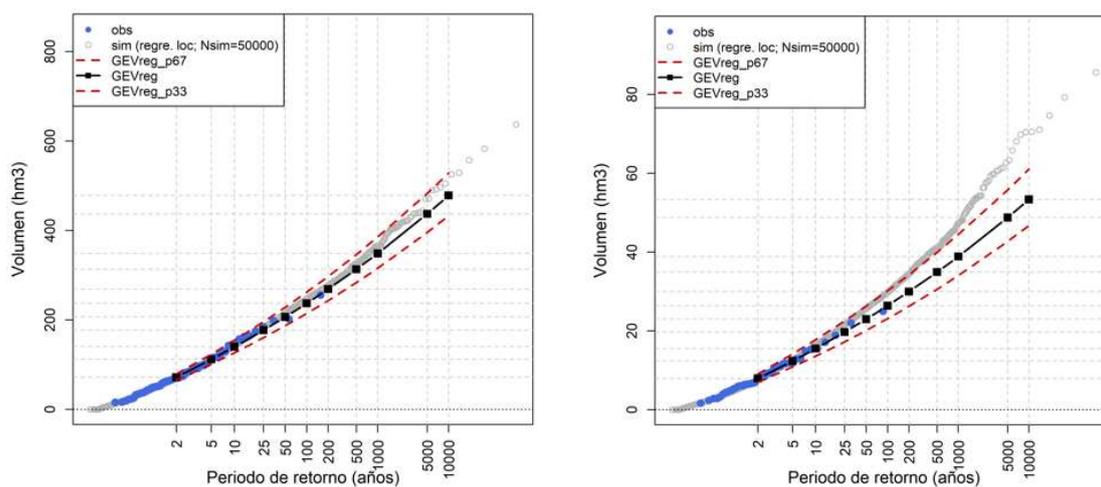


Figura 208. Ejemplos de ajuste de la muestra estocástica de volúmenes a la ley de frecuencia de volúmenes de avenida. Izquierda: volúmenes simulados situados dentro de los límites del intervalo de confianza del 67%. Derecha: volúmenes simulados situados fuera de dichos límites.



5.7.2.2. Caracterización mediante una cópula regional

La técnica de las cópulas permite obtener la función de distribución conjunta multivariada de las variables de estudio a partir de la caracterización de la relación de dependencia entre dichas variables, dada por la función de la cópula, y de la función de distribución marginal de cada variable (Sklar, 1959); en el caso bivariado, este teorema se expresa según la siguiente ecuación:

$$F_{X,Y}(x, y) = C\{F_X(x), F_Y(y)\}; x, y \in \mathbb{R} \quad [151]$$

donde $F_{X,Y}$ es la función de distribución conjunta bivariada de las variables aleatorias X e Y (en este caso, caudal y volumen), F_X y F_Y son las funciones de distribución marginales, x e y son valores de dichas variables, y $C: [0,1]^2 \rightarrow [0,1]$ es la función de la cópula, definida como una función bivariada con funciones de distribución marginales uniformes. De modo que la obtención de la función de distribución multivariada $F_{X,Y}$ requiere la identificación de las funciones de distribución marginales que mejor representan las variables de estudio (siguiendo las recomendaciones incluidas en los apartados 5.2. y 5.4.), así como de la cópula que mejor caracteriza la dependencia estadística entre las variables.

La técnica de las cópulas es preferible a las técnicas multivariadas tradicionales, ya que no requiere que las funciones de distribución marginales procedan de la misma familia y permite mayor flexibilidad en la caracterización de la relación de dependencia entre variables. El uso de esta técnica para la caracterización de la dependencia estadística entre los caudales punta y los volúmenes de avenida, y la posterior generación de parejas caudal – volumen a partir de la función de distribución multivariada, es conceptualmente más complejo que el uso de la metodología alternativa comentada en el apartado anterior, establecida en CEDEX [2009] y Jiménez y Mediero [2014b], pero permite mayor flexibilidad en la caracterización de la relación de dependencia entre variables y asegura que los volúmenes generados siguen la función de distribución marginal asociada. Asimismo, la existencia de paquetes y funciones en el software libre *R* facilita su aplicación (R Core Team, 2019).

Al igual que existen distintas funciones de distribución univariadas (GEV, Gumbel, log-normal, log-Pearson tipo III, ...) para el ajuste de los datos asociados a una determinada variable, también existe un elevado número de cópulas para la caracterización de la relación de dependencia entre variables. En relación con el análisis de las variables asociadas con las avenidas, es común considerar cópulas Arquimedianas de uno (Clayton, Gumbel, Frank, Joe, ...) o dos parámetros (BB1, BB6, BB7, BB8, ...), y cópulas de valor extremo (Gumbel, Galambos, Hüsler-Reiss, Tawn, ...), existiendo también otras familias (Plackett, Farlie-Gumbel-Morgensten, ...). Se puede consultar Joe [1997], Nelsen [1999] y Salvadori *et al.* [2007] para obtener más información sobre cópulas; siendo Genest y Favre [2007] una buena referencia para iniciarse en esta técnica.

En el contexto de los trabajos realizados en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX para la elaboración de la presente Guía, se ha seleccionado, a partir del análisis

de distintos casos de estudio, la cópula que, en una primera aproximación, mejor caracterizaría la relación de dependencia entre el caudal y el volumen. Como resultado se seleccionó la cópula BB1 regional como resultado del análisis de cuatro cópulas candidatas (Gumbel, Joe, Plackett y BB1), que fueron consideradas en base a sus diferentes características y a los resultados obtenidos para casos de estudio localizados en España (Requena *et al.*, 2013, 2016a, b). La cópula BB1 presenta una mayor flexibilidad para ajustarse a los datos al disponer de dos parámetros, así como una dependencia de cola no demasiado extrema. La denominación “regional” indica que el ajuste de la cópula se realizaría utilizando todos los datos (adimensionales) disponibles en una determinada región con comportamiento estadístico homogéneo, y no únicamente los disponibles en el propio punto o embalse de estudio. Este enfoque regional también fue el adoptado en el apartado anterior a la hora de caracterizar la dependencia estadística de los caudales y volúmenes a través del establecimiento de una regresión lineal entre los logaritmos de las variables. Para llevar a cabo el ajuste de la cópula BB1, dado que se trata de una cópula con dos parámetros, se recomienda disponer de un número de datos $n_{reg} > 525$ años (Requena *et al.*, 2016b). De esta forma, debido al número relativamente bajo de datos disponibles en cada embalse para ajustar funciones bivariadas de forma local, se recomienda el uso de cópulas regionales, es decir, cópulas ajustadas en base a los datos adimensionales (obtenidos mediante la división del caudal y el volumen de cada estación entre el valor medio correspondiente) de todas las estaciones ubicadas en la región estadística en la que se encuentre el embalse de estudio.

De forma análoga al análisis univariado, en el que se evalúa si la función de distribución se ajusta de forma adecuada a los datos de la variable de estudio, es necesario identificar si la cópula caracteriza de forma adecuada la relación de dependencia existente entre las variables. La selección de la cópula entre una serie de candidatas no es directa, debiendo considerarse diferentes criterios. De esta forma, para la caracterización de la dependencia estadística entre caudales y volúmenes mediante el ajuste de una cópula regional se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

- 1) Estimación del grado de dependencia entre el caudal y el volumen en cada estación de la región de estudio mediante el cálculo de la medida de correlación tau de Kendall (es decir, la tau de Kendall local, τ_{loc}), con el fin de determinar si dicha relación presenta anomalías en alguna estación (por ejemplo, si existe independencia entre variables, rechazándose dicha independencia si el p-valor asociado a su estimación es menor o igual que 0.05 (Genest y Favre, 2007)) y debe ser revisada o eliminada.
- 2) Estimación de la tau de Kendall regional (τ_{reg}) para conocer el grado de dependencia entre las series de caudales y volúmenes adimensionales de la región de estudio (es decir, las variables q y v obtenidas al dividir los datos originales por la media de la serie), así como evaluación de la significancia de dicha dependencia para determinar la necesidad del uso de cópulas para su



caracterización. La independencia entre variables se rechaza si el p-valor asociado es menor o igual que 0.05 (Genest y Favre, 2007).

- 3) Estimación de pseudo-observaciones regionales asociadas al caudal y al volumen, U^1 y U^2 , respectivamente. Las pseudo-observaciones consisten en la representación de los valores observados para cada variable en escala cópula, obteniéndose mediante la asignación a cada valor de su posición en la serie ordenada de menor a mayor y la división entre el número de datos más uno:

$$U^1 = \frac{\text{rank}(q)}{n_{\text{reg}}+1} \quad [152]$$

$$U^2 = \frac{\text{rank}(v)}{n_{\text{reg}}+1} \quad [153]$$

donde q y v son las series adimensionales de caudal y volumen en la región de estudio (es decir, considerando todas las estaciones de la región), y n_{reg} es el número total de datos en la región.

- 4) Estimación de los dos parámetros (θ_1 y θ_2) de la cópula BB1 regional por máxima verosimilitud (Nagler *et al.*, 2021).
- 5) Aplicación del test de bondad de ajuste para determinar si la cópula BB1 regional caracteriza de forma adecuada la relación de dependencia entre las parejas caudal – volumen (adimensionales) de la región de estudio. Por simplicidad, se propone utilizar el test de bondad de ajuste basado en el proceso de Kendall que se encuentra disponible en el paquete de *R – VineCopula* (Nagler *et al.*, 2021), donde está implementada la cópula BB1, para el que se utilizan 1000 simulaciones. Se recomienda aceptar la cópula BB1 regional si el p-valor del test es mayor que el nivel de significancia $\alpha = 0.01$, de modo que se relaja la premisa habitual (en la que el p-valor debe ser mayor que $\alpha = 0.05$ para aceptar la cópula), debido a la mayor dificultad de la cópula para pasar el test cuando el número de datos es elevado, como ocurre en el enfoque regional (Requena *et al.*, 2016a).
- 6) Estimación de la dependencia de cola superior de los datos, $\hat{\lambda}_U^{\text{CFG}}$, (Capéraà *et al.*, 1997; Frahm *et al.*, 2005; Serinaldi, 2008), así como de la dependencia de cola superior de la cópula BB1 regional (λ_U^{C}), para ver en qué grado dicha dependencia queda caracterizada por la cópula. La dependencia de cola superior hace referencia al grado de dependencia entre los valores extremos de las variables estudiadas, y se tiene en cuenta para no subestimar el riesgo de avenida (Poulin *et al.*, 2007).

La tabla 94 muestra los parámetros y estadísticos asociados al ajuste de la cópula BB1 regional para tres de las regiones estadísticas. Las tres regiones disponen del número de datos mínimo recomendado para el ajuste de la cópula. Como resultado, la cópula BB1 regional se acepta en las regiones 91 y 92 (para $\alpha = 0.01$), pero no en la región 32. La dependencia de cola superior dada por los datos es similar a la proporcionada por la

cópula en todas las regiones, obteniéndose los valores más similares en la región 92, y la mayor diferencia en la 32. En la práctica, no se deberían utilizar resultados provenientes de una cópula que no pase el test de bondad de ajuste.

Tabla 94. Ajuste de la cópula BB1 regional para tres de las regiones estadísticas.

Región	Datos región			Cópula BB1 regional					λ_U^c
	n_{reg}	τ_{reg}	$\hat{\lambda}_U^{CFG}$	Parámetros		Test de bondad de ajuste basado en el proceso de Kendall			
				θ_1	θ_2	Estadístico (Cramer-von Mises)	p-valor	Se acepta (p-valor > $\alpha=0.01$)	
91	1305	0.513	0.551	0.593	1.521	0.141	0.022	SI	0.423
32	617	0.677	0.700	0.853	1.966	0.194	0	NO	0.577
92	680	0.564	0.597	0.460	1.745	0.137	0.020	SI	0.512

Los resultados asociados al ajuste de una cópula regional en uno de los embalses de la región 91 se muestran en la figura 209. Arriba a la derecha se muestra el ajuste de la cópula regional de modo que se dibujan las parejas caudal–volumen adimensionales observadas y simuladas, en escala cópula, incorporando como ilustración aquellas observadas para el embalse de estudio también en escala cópula. Abajo a la izquierda se muestran las parejas caudal–volumen observadas y simuladas para el embalse, en escala original, incorporando como ilustración las observadas para la región en escala original. A su vez, arriba a la izquierda se muestra el ajuste regional de la distribución GEV para el caudal con los límites del intervalo de confianza del 67%, junto con los valores de caudal observados y simulados mediante la cópula. Por último, abajo a la derecha se muestra el ajuste regional de la distribución GEV para el volumen con los límites del intervalo de confianza del 67%, junto con los valores de volumen observados y simulados mediante la cópula. Estas últimas figuras están representadas en papel de probabilidad Gumbel, y se ha asignado probabilidad a las observaciones mediante la fórmula de gráfico de Gringorten.

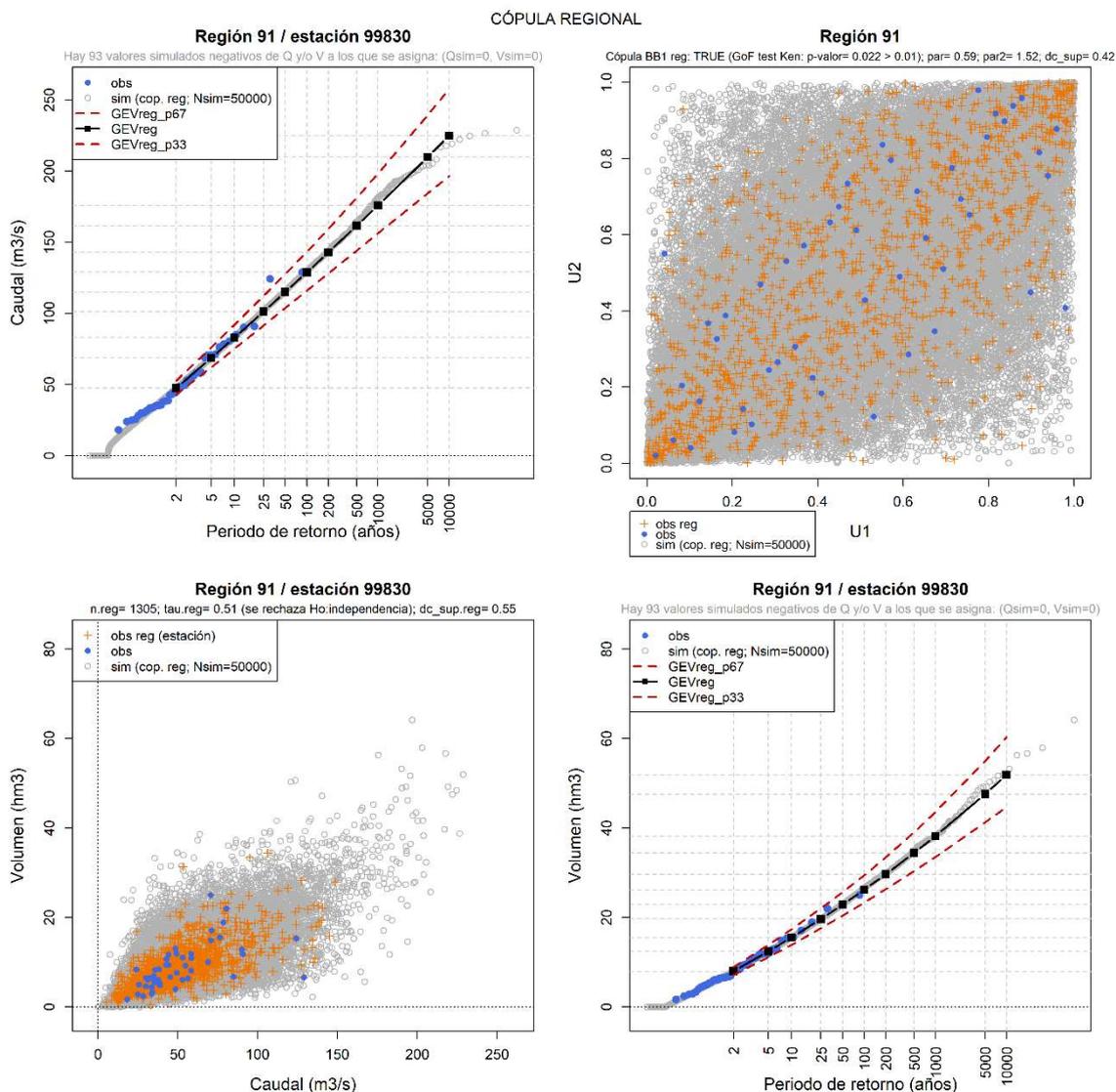


Figura 209. Generación de parejas caudal–volumen mediante una cópula regional para un embalse ubicado en la región 91 (DH del Ebro). Superior izquierda: ajuste regional de la distribución GEV para el caudal mostrando valores observados y simulados. Superior derecha: ajuste de la cópula regional mostrando parejas caudal–volumen adimensionales observadas y simuladas en escala cópula. Inferior izquierda: parejas caudal–volumen observadas y simuladas en escala original. Inferior derecha: ajuste regional de la distribución GEV para el volumen mostrando valores observados y simulados.

Asimismo, una vez ajustada la cópula, ésta debe utilizarse para la generación estocástica de parejas caudal–volumen dentro de un procedimiento de análisis probabilístico, de manera semejante a lo expuesto en el apartado anterior. En este caso, el procedimiento a seguir sería el siguiente:

- 1) Generación de N_{sim} parejas caudal–volumen en escala cópula (U_{sim}^1, U_{sim}^2) a través de la cópula BB1 regional ajustada, empleando los parámetros previamente estimados. Se recomienda generar un número de parejas caudal-volumen de, al menos, 50 veces el periodo de retorno de diseño que se esté considerando.

- 2) Transformación de las parejas caudal–volumen en escala cópula (U_{sim}^1, U_{sim}^2) a unidades originales (Q_{sim}, V_{sim}) , empleando la función de distribución marginal del caudal y del volumen.
- 3) Si el caudal y/o el volumen simulado presenta un valor negativo, a la pareja asociada se le debe asignar el valor (0, 0).
- 4) Se asigna la forma al hidrograma asociado a cada una de estas parejas mediante el reescalado de un hidrograma tipo, de forma análoga a lo indicado en el apartado anterior.

Al igual que antes, una vez obtenido el conjunto de hidrogramas generados de forma aleatoria, se utilizará para determinar la ley de frecuencia de niveles máximos en el embalse, según se expone en el apartado 5.7.3.

A la hora de aplicar el procedimiento se recomienda, al igual que se hizo en el apartado anterior, generar varios vectores de probabilidad, seleccionando aquel o aquellos que mejor se ajusten a la leyes de frecuencia de caudales y volúmenes.

5.7.2.3. Interpretación del concepto de periodo de retorno para variables hidrológicas bivariadas

Una de las cuestiones que es fundamental considerar a la hora de incorporar la dependencia estadística entre caudal punta y volumen de avenida en el análisis de la seguridad hidrológica de las presas, es cómo interpretar el concepto de periodo de retorno de diseño en el caso de una variable hidrológica bivariada. Hay que partir del hecho de que el periodo de retorno de diseño pretende limitar la probabilidad de que se supere una determinada situación límite en la estructura y no la ocurrencia de un determinado evento hidrológico, por lo tanto, el periodo de retorno se debe referir a la variable que controla la seguridad hidrológica de la presa, es decir, el nivel en el embalse, y no a la solicitud hidrológica (hidrograma de avenida).

No obstante, es práctica habitual al abordar el dimensionamiento de una infraestructura hidráulica el realizar el cálculo en base a la solicitud hidrológica (caudal máximo o hidrograma de avenida) correspondiente al periodo de retorno considerado en el diseño, asumiendo que esto garantiza la seguridad de la estructura para ese mismo periodo de retorno.

Esta práctica es correcta en el caso de que la solicitud hidrológica a la que se ve sometida la infraestructura pueda describirse mediante una única variable, por ejemplo, en el caso de realizar el diseño en base únicamente al caudal punta (práctica habitual en el caso de encauzamientos u obras de drenaje donde la laminación esperable del hidrograma es despreciable), por lo que se trabajaría con una variable hidrológica univariada. En este caso, existe una relación biunívoca entre la variable hidrológica (por ejemplo, el caudal punta) y la variable que controla la seguridad de la estructura (por ejemplo, el nivel del agua en el encauzamiento), de tal manera que, a mayor valor de la variable hidrológica, mayor valor también de la variable de la que depende la seguridad.



De esta forma, el diseño de la obra en base al caudal de un determinado periodo de retorno implica que no se superará la situación límite de diseño para ese mismo periodo de retorno.

Sin embargo, la situación es muy distinta en el caso de que se necesite realizar el dimensionamiento en base a una variable hidrológica bivariada (definida, por ejemplo, por el caudal punta y el volumen del hidrograma) ya que en este caso la relación con la variable que controla la seguridad de la estructura es mucho más compleja.

Según se expuso en el apartado 4.6, se podría asignar a un hidrograma de diseño un periodo de retorno T de tal forma que la probabilidad de excedencia simultánea de ambas variables, caudal (Q) y volumen (V), sea $\frac{1}{T}$, tal como se expresó en la fórmula [12]. Sin embargo, como se expuso en dicho apartado, desde un punto de vista riguroso el diseño de los órganos de desagüe de la presa para dicho hidrograma no garantizaría que la probabilidad de que se supere el nivel máximo admisible para la situación de diseño (Nivel de Avenida de proyecto o Nivel de Avenida extrema) fuese realmente $\frac{1}{T}$. En realidad, al tomar una pareja de valores (Q, V) con probabilidad de excedencia $\frac{1}{T}$ lo que se está haciendo es subdividir el plano $Q-V$ en dos subplanos con probabilidades $\frac{1}{T}$ y $1 - \frac{1}{T}$ (figura 210 izquierda), pero en realidad existen infinitas maneras de realizar esa subdivisión. Lo que interesa de cara al diseño de la presa es aquella subdivisión del plano en la que todas las parejas de valores (Q, V) de la frontera entre ambas zonas correspondan a hidrogramas que generan un mismo nivel máximo en el embalse, de tal forma que todos los hidrogramas situados a la derecha de la curva provoquen la superación de la situación límite de diseño y todos los que están a la izquierda no (figura 210 derecha). Las combinaciones $Q-V$ que se encuentren sobre la línea de separación corresponderán a aquellos hidrogramas que llevan a la presa justo a la situación límite, y cualquiera de ellos podría utilizarse para el dimensionamiento de la presa. Por tanto, no existe un único hidrograma de diseño de periodo de retorno T , sino una familia de infinitos hidrogramas, con equivalente nivel de sollicitación sobre la presa, que dividen el plano $Q-V$ en dos zonas con probabilidades $\frac{1}{T}$ y $1 - \frac{1}{T}$ (Jiménez y Mediero, 2014b).

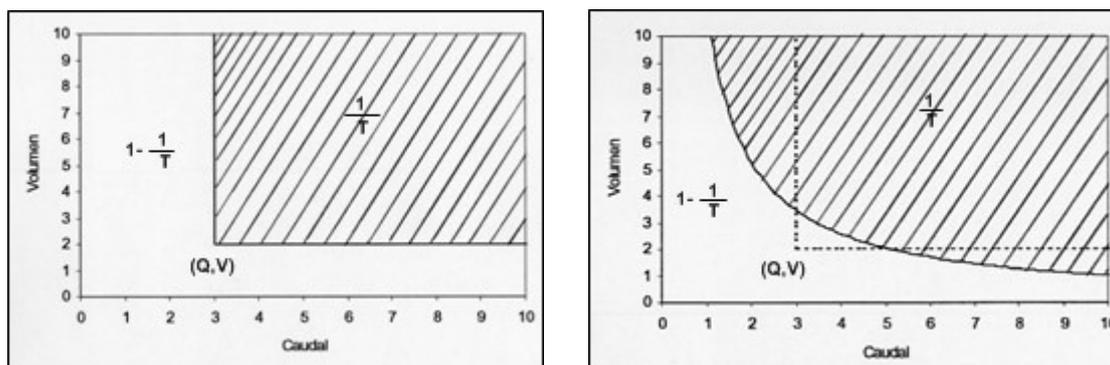


Figura 210. Subdivisiones del plano caudal-volumen en dos subplanos con probabilidades $\frac{1}{T}$ y $1 - \frac{1}{T}$ (Fuente: Jiménez y Mediero, 2014b).

Es importante destacar que esta familia de hidrogramas de diseño no puede determinarse en función únicamente de las características hidrológicas del río, sino que depende de las características de la propia presa y su embalse. De esta forma, el proceso de dimensionamiento de una presa debería ser iterativo, consistente en encontrar un diseño para el cual la curva Q-V que genera el máximo nivel admisible en el embalse conduzca a una división del plano en dos zonas con probabilidades $\frac{1}{T}$ y $1 - \frac{1}{T}$.

Para conocer las curvas Q-V, o las familias de hidrogramas, correspondientes a un determinado periodo de retorno es necesario abordar el dimensionamiento (si se trata de una presa nueva) o la comprobación de la seguridad (si se trata de una presa existente) mediante un procedimiento de cálculo probabilístico, a través de la generación estocástica de un número elevado de parejas (Q,V), para lo cual es necesario caracterizar previamente la dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen del hidrograma mediante alguno de los procedimientos expuestos con anterioridad.

La generalización del concepto expuesto con anterioridad a variables multivariadas (con tres o más componentes) es inmediata. Por ejemplo, en el caso de manejar tres variables, en lugar de curvas que dividen el plano, se tendrían superficies que dividirían el espacio.

Se ha indicado anteriormente, que las curvas caudal-volumen no son una propiedad únicamente hidrológica de la cuenca, sino que son el resultado de la interacción de los hidrogramas de avenida con las características de la presa y el embalse. En consecuencia, su forma variará dependiendo de esas características, como el volumen disponible para laminar las avenidas o las dimensiones de los órganos de desagüe.

Con objeto de describir las propiedades principales de las curvas, se exponen a continuación los resultados obtenidos al estudiar una determinada presa tipo, mediante la generación estocástica de 10.000 parejas de valores caudal-volumen⁵³, analizando cómo cambian los resultados al modificar algunas de sus características (Jiménez y Mediero,

⁵³ Aunque en las figuras se han representado, por simplicidad, únicamente las 100 parejas caudal-volumen que generan los mayores niveles en el embalse.



CEDEX

2014b). En la figura 211 se muestra cómo varía la forma de las curvas para distintos volúmenes de embalse (20, 60, 120 y 200 hm³), disponible para laminar las avenidas, entre la cota del umbral del aliviadero y el máximo nivel admisible en el embalse. La longitud de aliviadero se ha tomado igual a 20 m y se han supuesto cerrados los desagües de fondo. Se ha asumido que el nivel inicial en el embalse es el correspondiente al umbral del aliviadero, y que éste desagua en lámina libre. Se ha marcado en color rojo la curva que correspondería al nivel máximo admisible en el embalse. Las etiquetas que identifican cada curva corresponden a la diferencia entre el nivel al que corresponde la curva y el máximo admisible.

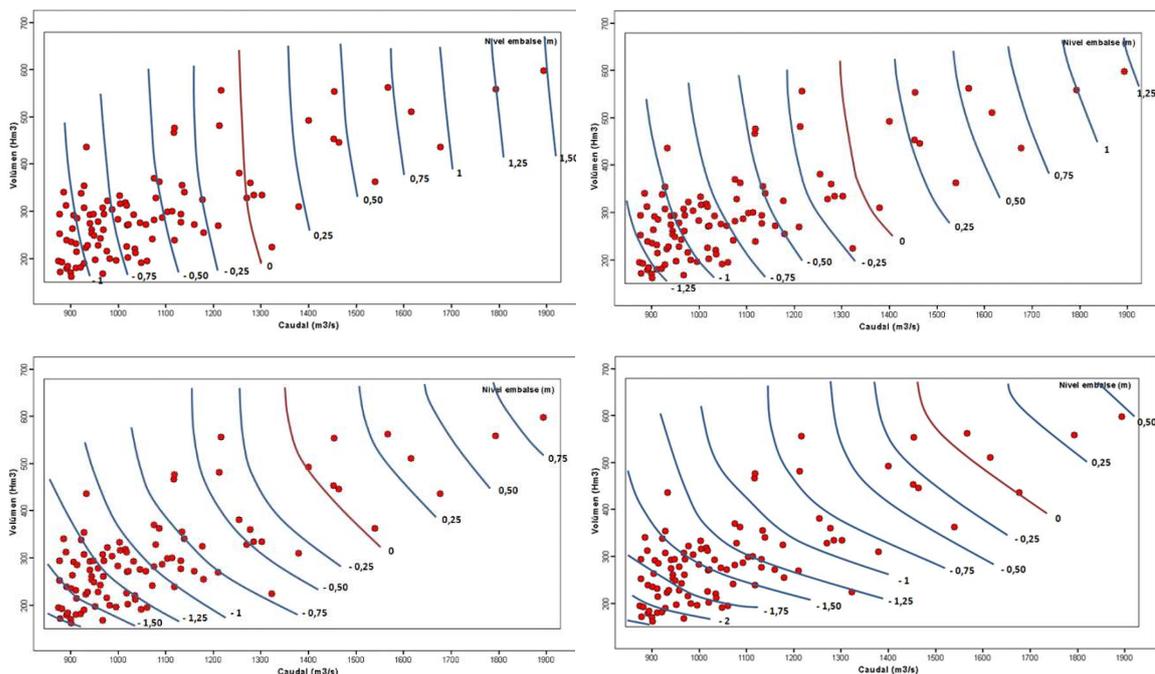


Figura 211. Influencia del volumen de embalse en las curvas caudal-volumen. Superior izquierda: Volumen de embalse de 20 hm³. Superior derecha: Volumen de embalse de 60 hm³. Inferior izquierda: Volumen de embalse de 120 hm³. Inferior derecha: Volumen de embalse de 200 hm³ (Fuente: Jiménez y Mediero, 2014b).

Puede observarse cómo para el volumen de embalse más pequeño de 20 hm³ las curvas son prácticamente verticales. Esto es lógico, ya que con un volumen de embalse pequeño la laminación del hidrograma será muy reducida y, en consecuencia, el nivel máximo alcanzado en el embalse durante el paso de la avenida dependerá casi exclusivamente del caudal punta. En este caso, se podría ignorar el volumen a la hora de dimensionar los órganos de desagüe de la presa, realizando el cálculo con el caudal punta correspondiente al periodo de retorno de diseño.

Al incrementar el volumen de embalse disponible para laminar los hidrogramas las curvas van inclinándose, estando más tumbadas cuanto mayor sea el volumen de embalse. En este caso, el volumen del hidrograma juega un papel importante. Debido a la laminación, hidrogramas con caudales punta elevados y pequeños volúmenes generan niveles máximos en el embalse iguales a los de hidrogramas con caudales punta menores pero mayores volúmenes.

Puede observarse también cómo en todos los casos, con independencia de cuál sea el volumen de embalse, las curvas tienden a ponerse verticales a partir de un determinado volumen de hidrograma ya que, para un volumen de embalse determinado, el grado de laminación se va reduciendo al aumentar el volumen del hidrograma entrante al embalse y, por lo tanto, existirá un determinado volumen de hidrograma a partir del cual la laminación será ya despreciable.

Adicionalmente, se observa cómo la curva correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse se desplaza hacia la derecha según el volumen de laminación aumenta. Lógicamente, al desplazarse, la curva correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse deja a su derecha un menor número de parejas de valores caudal-volumen simulados, lo que indica que corresponde a un mayor periodo de retorno. Esto es debido a que, al disponer de un mayor volumen, la laminación de los hidrogramas de entrada será mayor, reduciéndose en consecuencia los caudales máximos vertidos y, por lo tanto, los niveles máximos alcanzados en el embalse, de tal forma que ahora será menos probable que se supere el nivel máximo admisible.

Por otro lado, en la figura 212 se muestra cómo varía la forma de las curvas caudal-volumen al variar la longitud del aliviadero (15 y 20 m). Se ha partido de un volumen de embalse, disponible para laminar las avenidas, de 200 hm³. Se observa cómo al incrementarse la longitud del aliviadero las curvas correspondientes a los distintos niveles de embalse se desplazan hacia la derecha, ya que al disponer de mayor capacidad de desagüe se necesitan caudales y volúmenes mayores para generar el mismo nivel máximo. Al igual que antes, al desplazarse hacia la derecha la curva correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse, ésta corresponderá a un mayor periodo de retorno. Es decir, al incrementar la longitud del aliviadero se incrementa también, como era de esperar, el periodo de retorno para el cual se alcanza el máximo nivel admisible.

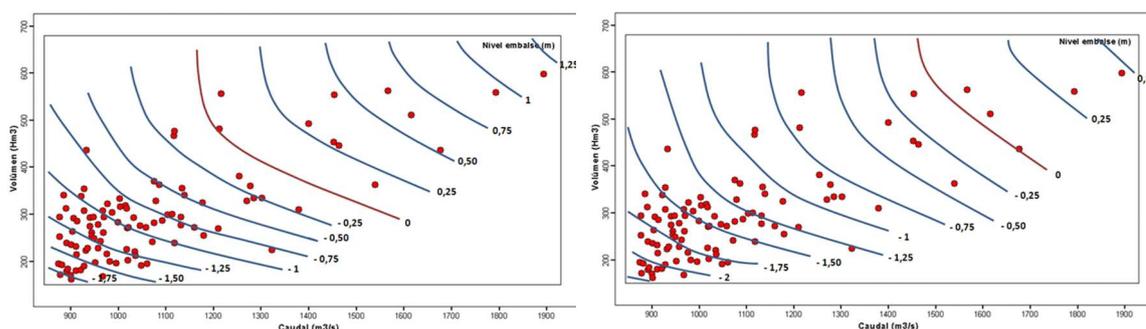


Figura 212. Influencia de la longitud de aliviadero en las curvas caudal-volumen. Izquierda: Longitud de aliviadero de 15 m. Derecha: Longitud de aliviadero de 20 m (Fuente: Jiménez y Mediero, 2014b).

Estos casos sencillos expuestos ilustran cómo varían las curvas caudal-volumen con las principales características de la presa. Lógicamente, la forma de las curvas puede variar también, y de forma más compleja, con otras características como la existencia de compuertas en el aliviadero y cómo se operen durante la avenida, el nivel inicial en el embalse o la existencia de más de un órgano de desagüe en funcionamiento.



Por último, como se indicó en el apartado 2, la NTS-2 utiliza los conceptos de Avenida de proyecto y Avenida extrema. Estas avenidas serían las que llevarían la presa a la situación de proyecto o a la situación extrema, en la que, como se dijo, el nivel máximo en el embalse debe cumplir unos resguardos mínimos hasta coronación. El artículo 8.1 indica que: *“Las avenidas de proyecto y extrema se seleccionarán, en función de la categoría de la presa y una vez evaluada la evolución del riesgo en el tiempo, de tal forma que se garanticen unos periodos de retorno para los niveles de Avenida de proyecto y de Avenida extrema iguales o superiores a los que se indican en la Tabla I.”*

Por tanto, la NTS-2 pide que se seleccionen unos hidrogramas para las Avenidas de proyecto y extrema. Al realizar el estudio del nivel máximo en el embalse mediante un procedimiento de análisis probabilístico, no se parte de un hidrograma de diseño previamente definido, sino que la asignación de periodos de retorno a los hidrogramas se realiza como consecuencia del propio análisis. En realidad, como se ha indicado, no existirá un único hidrograma correspondiente a la Avenida de proyecto (o a la Avenida extrema), sino una familia de infinitos hidrogramas dada por la curva caudal-volumen correspondiente al periodo de retorno del Nivel de Avenida de proyecto (o de Avenida extrema). Cualquiera de ellos puede considerarse como Avenida de proyecto (o extrema). Si, posteriormente a la realización de los cálculos, se quiere tomar un único hidrograma como representativo de la Avenida de proyecto (o de la Avenida extrema), puede seleccionarse cualquiera de los incluidos en la familia, siendo preferible seleccionar una pareja caudal-volumen centrada en la nube de puntos obtenida del análisis, ya que corresponderá a una combinación de ambas variables más probable. La pareja caudal-volumen seleccionada se utilizará para dar forma al hidrograma tipo que se haya considerado en los cálculos, obteniendo así un hidrograma representativo para la Avenida de proyecto (o extrema) (figura 213). La selección de este hidrograma no tendrá ninguna incidencia en los cálculos, sirviendo únicamente para cumplir el formalismo de seleccionar un hidrograma para las Avenidas de proyecto y extrema.

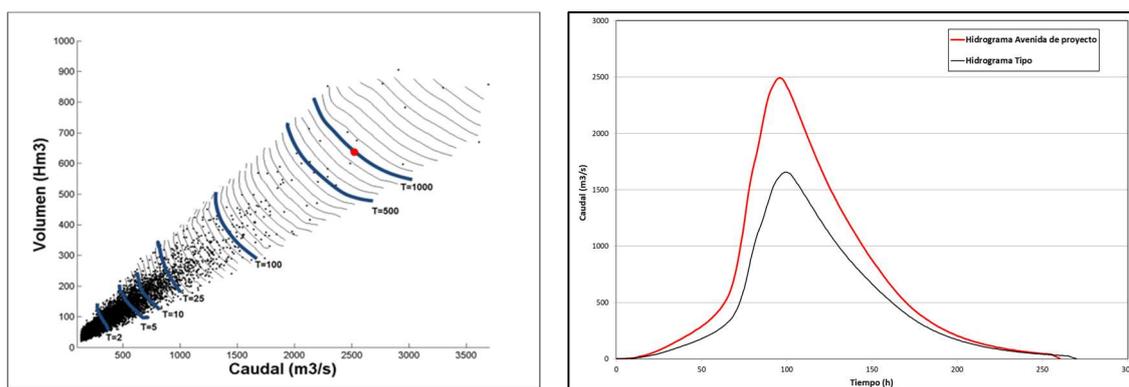


Figura 213. Izquierda: Ejemplo de curvas caudal-volumen, indicando su periodo de retorno y la pareja caudal-volumen seleccionada como representativa del hidrograma de Avenida de proyecto (punto rojo). Derecha: Hidrograma de Avenida de proyecto obtenido mediante reescalado del hidrograma tipo.

RECOMENDACIONES

- En algunas situaciones puede resultar interesante la consideración de la dependencia estadística entre caudales punta y volúmenes de avenida, dentro de un análisis probabilístico de los niveles máximos en el embalse, con objeto de precisar el análisis de la seguridad hidrológica de la presa. Se exponen dos procedimientos para caracterizar la relación de dependencia estadística de caudales y volúmenes: a partir de la regresión lineal regional entre los logaritmos de las variables o mediante una cópula regional.

Caracterización a partir de la regresión lineal regional entre los logaritmos de las variables:

- Este procedimiento caracteriza la relación de dependencia de una manera sencilla y robusta (CEDEX, 2009a; Jiménez y Mediero, 2014b), mediante dos funciones:
 - La ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos.
 - La función de distribución condicionada del volumen respecto al caudal. Esta función, diferente para cada valor de caudal punta, se representa mediante una distribución log-normal que viene definida por su media (obtenida a partir de la ecuación de regresión lineal regional entre los logaritmos de los valores adimensionales de caudal y volumen) y su desviación típica (correspondiente a un valor regional igual a la desviación estándar del ajuste de la regresión). Se proporciona una tabla con la ecuación y desviación estándar de cada una de las regiones estadísticas indicadas en el apartado 5.2.1.2.
- Los pasos para la generación estocástica de hidrogramas dentro de un procedimiento de análisis probabilístico son los siguientes:
 - 1) Generación estocástica de una muestra de caudales punta a partir de un vector aleatorio de probabilidades (p_i) y de la función de distribución de caudales máximos. Se recomienda generar un número de parejas caudal-volumen de, al menos, 50 veces el periodo de retorno de diseño que se esté considerando.
 - 2) Generación estocástica de un volumen de hidrograma para cada caudal punta:
 - Estandarización de los valores de caudal punta generados en el paso anterior mediante su división por la media de la distribución.
 - Obtención de la distribución log-normal condicionada del volumen para cada valor de caudal: Viene definida por su media (se obtiene entrando con cada valor adimensional de caudal en la ecuación regional correspondiente) y el valor de desviación típica regional.
 - Generación de un valor de volumen (adimensional) a partir de la distribución log-normal, previa generación estocástica de una determinada probabilidad.
 - Obtención del valor real de volumen multiplicando el valor adimensional por la media de la distribución de los volúmenes.
 - Si el caudal simulado presenta un valor negativo, a la pareja asociada se le debe asignar el valor (0, 0).



3) Obtención de un hidrograma para cada pareja caudal punta-volumen generada. Se partirá de un hidrograma tipo que se modificará para ajustar su caudal punta y volumen a los correspondientes a cada pareja de valores. En general, si se ha elaborado un modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse, se recomienda adoptar como hidrograma tipo uno de los hidrogramas proporcionados por dicho modelo. En caso contrario, puede ser una buena alternativa utilizar un hidrograma histórico representativo registrado en una red con suficiente resolución como el SAIH.

- A la hora de utilizar este procedimiento, conviene contrastar, mediante su representación gráfica en papel de probabilidad Gumbel, la ley de frecuencia de volúmenes de avenida obtenida previamente, con los volúmenes generados de forma estocástica a los que se les asignará una probabilidad muestral mediante la fórmula de Gringorten. Ambas distribuciones no se ajustarán perfectamente puesto que se han obtenido mediante modelos estadísticos diferentes. De esta forma, en primer lugar, se deberá contrastar si los volúmenes simulados se ajustan razonablemente bien a los datos de la muestra, pudiendo considerarlos, si lo hacen, una aproximación razonable a la ley de frecuencia de volúmenes. No obstante, adicionalmente, conviene tomar como referencia la distribución marginal de volumen obtenida previamente, de tal forma que la distribución de volúmenes simulada no se aleje en exceso de ella. Como criterio general para decidir si el ajuste es aceptable, la muestra sintética deberá situarse, al menos, dentro de los límites de los intervalos de confianza del 67% asociados a dicha ley de frecuencia. Lógicamente, la decisión de aceptación del modelo podrá ser más flexible en el caso de que los cuantiles proporcionados por la muestra sintética sean más conservadores que los de la ley de frecuencia.

Caracterización mediante una cópula regional:

- La técnica de las cópulas permite obtener la función de distribución conjunta de caudales y volúmenes a partir de la caracterización de la relación de dependencia entre dichas variables. La función de distribución conjunta viene dada por la cópula y por la función de distribución marginal de cada variable (leyes de frecuencia de caudales y volúmenes máximos).
- Es conceptualmente más complejo que el procedimiento anterior, pero permite mayor flexibilidad en la caracterización de la relación de dependencia y asegura que los volúmenes generados siguen la función de distribución marginal asociada.
- A partir de los trabajos realizados en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX para la elaboración de la presente Guía, se recomienda utilizar, a falta de un mejor criterio o conocimiento del comportamiento estadístico de los caudales y volúmenes en el punto de estudio, la cópula BB1 regional, la cual presenta una mayor flexibilidad para ajustarse a los datos al disponer de dos parámetros, así como una dependencia de cola superior no demasiado extrema. La denominación “regional” indica que el ajuste de la cópula se realiza utilizando todos los datos (adimensionales) disponibles en una determinada región con comportamiento estadístico homogéneo.
- Para llevar a cabo el ajuste de esta cópula se recomienda disponer de, al menos, 525 datos, parejas caudal-volumen, en la región (Requena et al., 2016b).

- Los pasos para el ajuste de la cópula y la generación estocástica de hidrogramas dentro de un procedimiento de análisis probabilístico son los siguientes:
 - 1) Ajuste de la cópula:
 - Estimación del grado de dependencia entre el caudal y el volumen en cada estación de la región mediante el cálculo de la medida de correlación tau de Kendall, para detectar si hay anomalías en alguna estación.
 - Estimación de la tau de Kendall regional para conocer el grado de dependencia entre las series de caudales y volúmenes adimensionales de la región de estudio (obtenidas al dividir los datos originales por la media de la serie).
 - Estimación de pseudo-observaciones regionales asociadas al caudal y al volumen.
 - Estimación de los dos parámetros de la cópula por máxima verosimilitud.
 - Aplicación del test de bondad de ajuste para determinar si la cópula regional caracteriza de forma adecuada la relación de dependencia entre caudales y volúmenes (adimensionales) de la región. Se recomienda utilizar el test basado en el proceso de Kendall.
 - Estimación de la dependencia de cola superior de los datos, así como de la dependencia de cola superior de la cópula regional, para ver en qué grado dicha dependencia queda caracterizada por la cópula.
 - 2) Generación estocástica de parejas caudal–volumen en escala cópula a través de la cópula regional ajustada anteriormente. Se recomienda generar un número de parejas caudal-volumen de, al menos, 50 veces el periodo de retornos de diseño que se esté considerando.
 - 3) Transformación de las parejas caudal–volumen en escala cópula a unidades originales empleando la función de distribución marginal del caudal y del volumen. Si el caudal y/o el volumen simulado presenta un valor negativo, a la pareja asociada se le debe asignar el valor (0, 0).
 - 4) Obtención de un hidrograma para cada pareja caudal-volumen generada, mediante reescalado de un hidrograma tipo, de forma análoga a lo indicado anteriormente.
- A la hora de aplicar tanto el procedimiento de la cópula regional como el de la regresión lineal, se recomienda generar varios vectores de probabilidad seleccionando aquel o aquellos que mejor se ajusten a la leyes de frecuencia de caudales y volúmenes. En el caso de la regresión lineal, se atenderá especialmente a la ley de frecuencia de volúmenes que será la que presente una mayor sensibilidad al vector de probabilidades elegido.

Interpretación del concepto de periodo de retorno para variables hidrológicas bivariadas:

- El periodo de retorno se debe referir a la variable que controla la seguridad hidrológica de la presa, es decir, el nivel en el embalse, y no a la solicitud hidrológica (hidrograma de avenida).



- No existe un único hidrograma de diseño que conduzca al nivel en el embalse de periodo de retorno T , sino una familia de infinitos hidrogramas, con equivalente nivel de sollicitación sobre la presa. Esta familia de hidrogramas constituye una curva en el plano caudal-volumen a la que se le puede asignar el periodo de retorno del nivel máximo en el embalse que provocan.
- Las curvas caudal-volumen no son una propiedad únicamente hidrológica de la cuenca, sino que son el resultado de la interacción de los hidrogramas de avenida con las características de la presa y el embalse. En consecuencia, su forma variará dependiendo de esas características, como el volumen disponible para laminar las avenidas o las dimensiones de los órganos de desagüe.
- La NTS-2 pide que se seleccionen unos hidrogramas para las Avenidas de proyecto y extrema. Al realizar el estudio del nivel máximo en el embalse mediante un procedimiento de análisis probabilístico, no existirá un único hidrograma correspondiente a la Avenida de proyecto (o a la Avenida extrema), sino una familia de infinitos hidrogramas dada por la curva caudal-volumen correspondiente al periodo de retorno del Nivel de Avenida de proyecto (o de Avenida extrema). Cualquiera de ellos puede considerarse como Avenida de proyecto (o extrema). Si, posteriormente a la realización de los cálculos, se quiere tomar un único hidrograma como representativo de la Avenida de proyecto (o de la Avenida extrema), puede seleccionarse cualquiera de los incluidos en la familia, siendo preferible seleccionar una pareja caudal-volumen centrada en la nube de puntos obtenida del análisis, ya que corresponderá a una combinación de ambas variables más probable. La pareja caudal-volumen seleccionada se utilizará para dar forma al hidrograma tipo que se haya considerado en los cálculos, obteniendo así un hidrograma representativo para la Avenida de proyecto (o extrema). La selección de este hidrograma no tendrá ninguna incidencia en los cálculos, sirviendo únicamente para cumplir el formalismo de seleccionar un hidrograma para las Avenidas de proyecto y extrema.

5.7.3. Análisis de las distintas aproximaciones de cálculo respecto a la sollicitación hidrológica

En este apartado se analizan y comparan distintas aproximaciones de cálculo hidrológico, que suponen distintas simplificaciones en la caracterización de la sollicitación hidrológica. Estas aproximaciones corresponden tanto a métodos deterministas, en los que no se considera la dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen de la avenida a la hora de analizar los hidrogramas, como a métodos probabilísticos, en los que sí se considera dicha dependencia. Con este objetivo, se llevó a cabo un estudio en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, dentro del marco de la elaboración de la presente Guía, en el que se analizaron los niveles máximos de embalse alcanzados para la situación de proyecto en un conjunto de embalses de estudio.

Los métodos deterministas analizados en el estudio son los siguientes:

- Utilización únicamente del caudal punta para determinar el nivel máximo alcanzado en el embalse. Este método no tiene en cuenta el volumen de avenida y, por lo tanto, no considera la laminación en el embalse. Sería el procedimiento

de cálculo más conservador. Este método de cálculo se denominará a lo largo de este apartado como “método del caudal”.

- Consideración de un hidrograma envolvente para determinar el nivel máximo alcanzado mediante su laminación en el embalse. El caudal punta de este hidrograma vendrá dado por el cuantil de caudal obtenido a partir de la ley de frecuencia de caudales máximos anuales para el periodo de retorno de la situación de proyecto (1.000 años en el caso de las presas de estudio seleccionadas), y su volumen por el cuantil proporcionado por la ley de frecuencia de volúmenes de avenida, también para el mismo periodo de retorno. Al imponer que ambas variables del hidrograma correspondan al cuantil del periodo de retorno de proyecto, sin tener en cuenta su dependencia estadística, el nivel máximo generado en el embalse corresponderá a un periodo de retorno mayor que el de proyecto, por lo que se tratará también de un procedimiento de análisis conservador. Este método se denominará en este apartado como “método del caudal – volumen”.

En cuanto a los procedimientos de análisis probabilístico, se consideraron los siguientes, obteniéndose el nivel máximo alcanzado en el embalse a partir de la laminación de un conjunto de hidrogramas generados de forma estocástica (50.000 parejas para analizar el periodo de retorno de 1.000 años, en consonancia con la recomendación proporcionada anteriormente):

- Caracterización de la relación de dependencia estadística entre caudal punta y volumen mediante una regresión lineal a escala logarítmica (Jiménez y Mediero, 2014b). Este procedimiento es el descrito en el apartado 5.7.2.1. Este método se estableció como alternativa a la utilización de una función de distribución conjunta bivariada de ambas variables, con el fin de representar la dependencia estadística entre el caudal y el volumen de forma sencilla. En el estudio que se expone en este apartado, dicha metodología se aplica tanto de manera regional como de manera local, con el fin de analizar los resultados obtenidos. En lo que sigue se denominará a este procedimiento como “método de la regresión”.
- Caracterización de la dependencia estadística entre caudales y volúmenes mediante una cópula regional. Tal como se expuso en el apartado 5.7.2.2., esta técnica permite obtener la función de distribución conjunta bivariada del caudal punta y del volumen del hidrograma a partir de la caracterización de la relación de dependencia entre dichas variables, dada por la función de la cópula, y de la función de distribución marginal de cada variable (Sklar, 1959). Esta técnica es conceptualmente más compleja que la metodología alternativa basada en el método de la regresión mencionada en el párrafo anterior, aunque permite mayor flexibilidad en la caracterización de la dependencia y asegura que los volúmenes generados siguen la función de distribución marginal asociada. Este procedimiento de análisis se denominará como “método de la cópula regional”.

Los métodos expuestos se aplicaron sobre un conjunto de embalses de estudio, seleccionados en base a diferentes valores de la superficie de la cuenca vertiente y del grado de laminación esperado (estimado a partir de datos previos), y estando ubicados en regiones estadísticas con diferentes valores de L-CS representativos de la variabilidad de ese estadístico en la España peninsular. Asimismo, para poder considerar un mayor número de casos de estudio y cubrir una gama amplia de grados de laminación, se generaron configuraciones de embalse sintéticas, asociadas a cada uno de los embalses de estudio, aumentando su superficie de embalse y, por tanto, el volumen disponible para laminar las avenidas, hasta formar un total de 39 configuraciones entre todos los embalses.

Las regiones estadísticas consideradas fueron la 91, 32 y 92 (figura 40), seleccionando en ellas un total de siete embalses (Ebro, Yesa, Alloz, Entrepeñas, Pálmaces, Mediano y Oliana) para los que se recopiló información sobre su curva de embalse, curva de desagüe del aliviadero, cota del nivel máximo normal (NMN), cota del aliviadero (ALI) y cota de coronación (COR). No se consideró para realizar este estudio el vertido por los desagües de fondo. A modo de ejemplo, en la figura 214 se muestra la curva de embalse y la curva de desagüe del embalse de Yesa, indicando los valores ALI, NMN y COR, así como los volúmenes de embalse y los caudales máximos de desagüe asociados a dichas cotas.

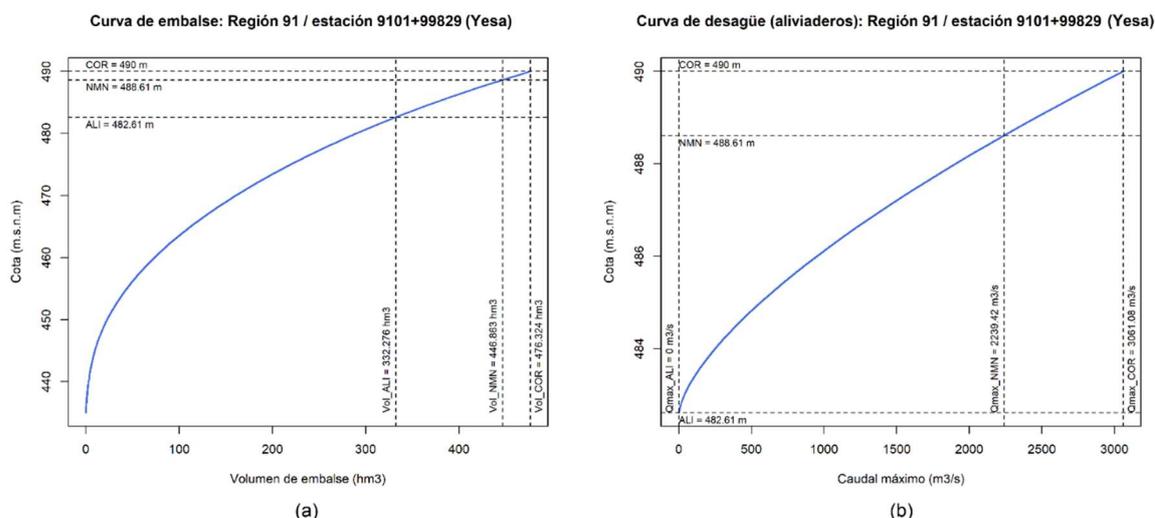


Figura 214. Embalse de Yesa (región 91): (a) curva de embalse; y (b) curva de desagüe del aliviadero.

Además, para cada una de las presas seleccionadas se obtuvieron sus leyes de frecuencia de caudales máximos y de volúmenes de avenida, mediante el ajuste de una función de distribución GEV por L-momentos, imponiendo un valor regional para el L-CS, tal como se recomienda en el apartado 5.2.1. Adicionalmente, se obtuvieron los valores de los cuantiles para el intervalo de confianza del 67%, con objeto de analizar la influencia en el nivel de embalse de la incertidumbre en la estimación de los cuantiles. Asimismo, se obtuvo para cada región las ecuaciones y parámetros para la aplicación del método de la regresión (también se hizo este cálculo de forma local, teniendo en cuenta únicamente

los datos de cada embalse), y se ajustó una cópula regional tipo BB1 según las indicaciones proporcionadas en el apartado 5.7.2.

Con objeto de simplificar y estandarizar los cálculos, la asignación de la forma a los hidrogramas se basó en el uso de hidrogramas sintéticos, tomándose como hidrograma tipo la función de densidad gamma, $f(x)$, con parámetro de escala igual a 1 y parámetro de forma igual a 3, asignando a x los valores de 0 a 10 en intervalos de 0.10 y a $f(x = 10) \sim 0$ el valor 0 (figura 215). La serie de tiempos del hidrograma tipo (dada por los valores de x) se asume en horas, y la serie de caudales del hidrograma tipo (dada por los valores de $f(x)$) se asume en m^3/s .

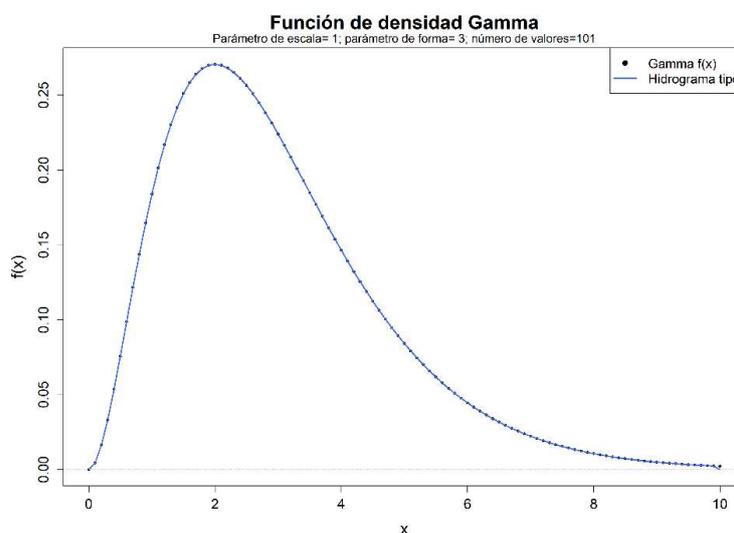


Figura 215. Función de densidad gamma tomada como hidrograma tipo.

La asignación de la forma del hidrograma se lleva a cabo para las parejas generadas por los métodos probabilísticos (regresión local y regional, y cópula regional) (figura 216), así como para obtener el hidrograma envolvente del método del caudal – volumen.

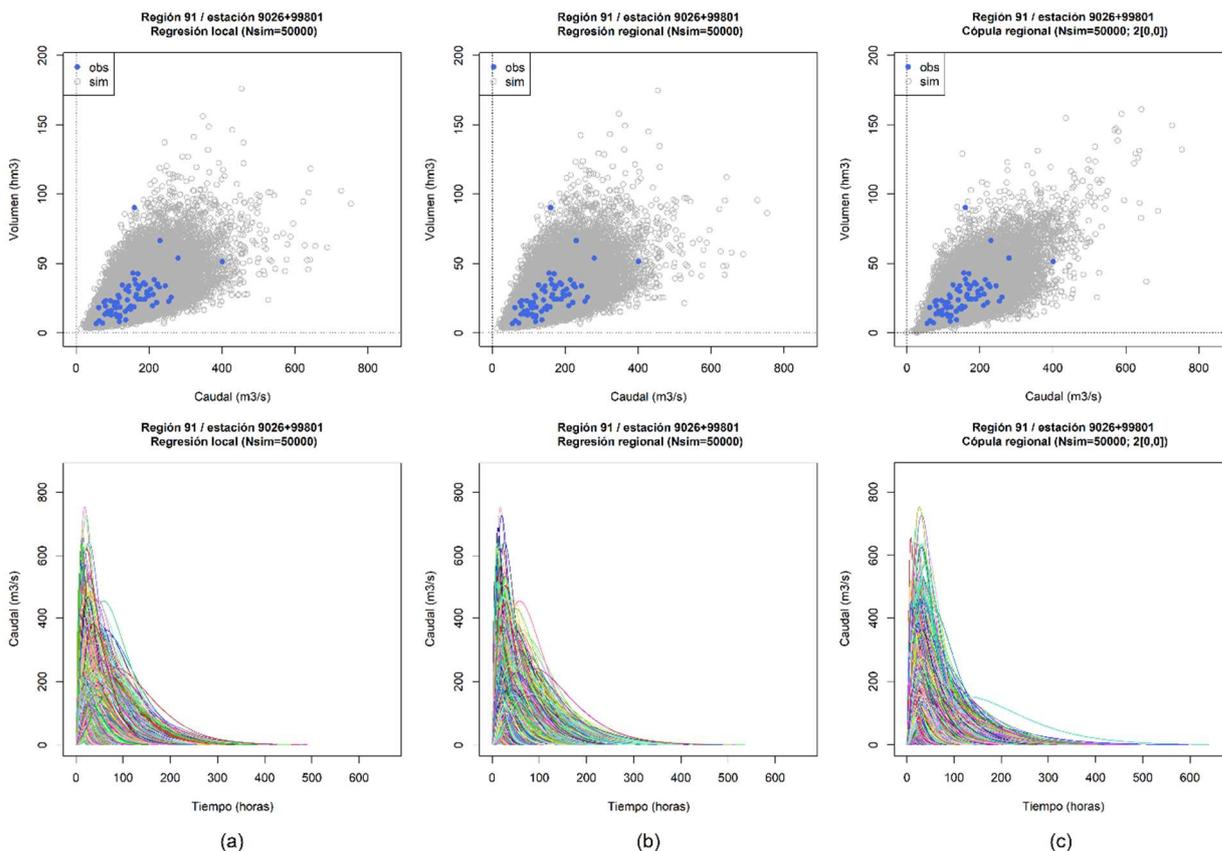


Figura 216. Parejas caudal – volumen observadas y simuladas (fila superior) e hidrogramas asociados a las parejas simuladas (fila inferior) para el embalse del Ebro (región 91), obtenidas mediante los métodos probabilísticos: (a) regresión local, (b) regresión regional, y (c) cópula regional. (El valor seguido de “[0,0]” indica el número de parejas con este valor).

La laminación en el embalse se lleva a cabo para los hidrogramas asociados a las parejas caudal - volumen generadas por los métodos probabilísticos, así como para el hidrograma del método del caudal – volumen, considerando dos situaciones:

- laminación con compuertas y nivel inicial del embalse en el NMN.
- laminación sin compuertas, considerando el aliviadero como de labio fijo, y nivel inicial a la cota del labio del aliviadero (ALI).

La laminación se calcula para las distintas configuraciones de embalse establecidas para cada embalse de estudio (existiendo un máximo de seis configuraciones sintéticas por embalse), utilizando los mismos hidrogramas para las distintas configuraciones de un determinado embalse con el fin de poder comparar resultados.

El criterio de operación de compuertas utilizado consiste en abrir las compuertas durante la rama ascendente del hidrograma de tal forma que se vierta en cada instante un caudal igual al de entrada, manteniendo el nivel de embalse en el NMN, hasta que el caudal de entrada iguala la capacidad de vertido del aliviadero para ese nivel, momento en el que las compuertas se abren completamente. Una vez abiertas del todo las compuertas, el

aliviadero funciona en lámina libre. En la rama descendente del hidrograma, si el caudal de entrada es inferior a la capacidad de vertido para el NMN, se cierran las compuertas para que se vierta en cada instante el mismo caudal que entra.

Por último, para cada procedimiento de cálculo se determina el nivel máximo alcanzado en el embalse para el periodo de retorno de la situación de proyecto (1.000 años para todas las presas). En el método del caudal el nivel máximo alcanzado en el embalse corresponde a aquel que, según la curva de desagüe, permite verter el cuantil de caudal del periodo de retorno de proyecto. En el método del caudal – volumen se obtiene el nivel máximo en el embalse a través de la laminación del hidrograma envolvente asociado. En cuanto a los procedimientos probabilísticos, regresión (local o regional) y cópula regional, el nivel máximo en el embalse para el periodo de retorno de la situación de proyecto se obtiene mediante la laminación en el embalse de cada uno de los hidrogramas generados de forma estocástica y la determinación del nivel máximo alcanzado. Posteriormente, a partir del conjunto de niveles de embalse obtenidos, se estima la función de distribución empírica de nivel máximo en el embalse, utilizando la fórmula de Gringorten (ecuación [35]), a partir de la cual se determina el valor del nivel máximo de embalse asociado al periodo de retorno de proyecto (figura 217).

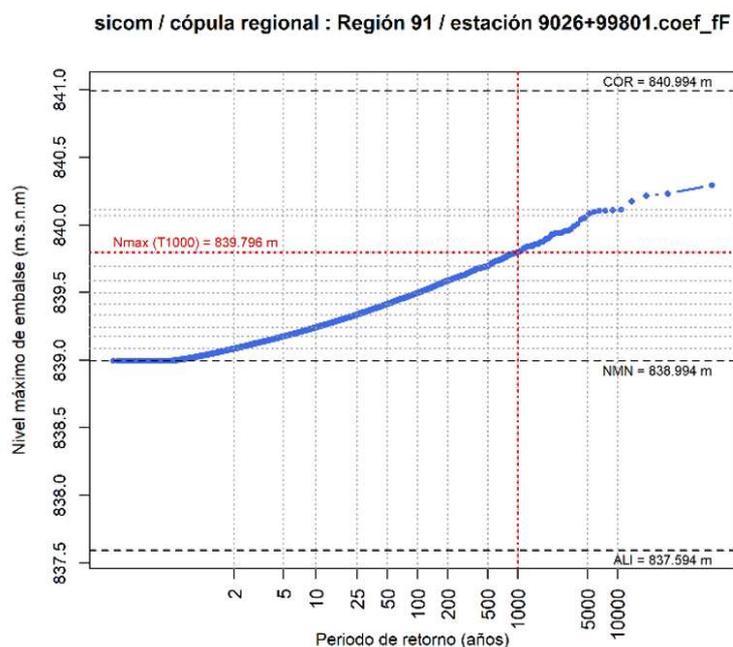


Figura 217. Función de distribución empírica del nivel máximo alcanzado en el embalse, indicando el valor asociado al periodo de retorno de proyecto, para la laminación con compuertas de los hidrogramas obtenidos a través del método de la cópula regional en el embalse del Ebro (región 91).

Una vez realizados los cálculos para los distintos procedimientos de análisis del nivel máximo en el embalse considerados en cada uno de los casos de estudio y



configuraciones de embalse seleccionadas, se ha procedido a analizar y contrastar sus resultados.

En lo que se refiere al caso de no considerar compuertas, el mayor valor del nivel máximo de embalse se asocia con el método del caudal (método más conservador), seguido del nivel máximo asociado con el método del caudal – volumen (método más conservador que los métodos probabilísticos), y, por último, de los niveles máximos asociados con los métodos probabilísticos (figuras 218 y 219). No es posible extraer conclusiones generales sobre qué método probabilístico proporcionará resultados más conservadores, dependiendo del embalse de estudio y de la configuración de embalse considerada.

En cuanto al análisis con compuertas, la mayoría de los embalses y configuraciones consideradas presentan capacidades de vertido para el NMN superiores al cuantil de caudal del periodo de retorno de proyecto, por lo que no es necesario elevar el nivel de embalse para hacer frente a la avenida, siendo, por tanto, el NAP igual al NMN para todos los procedimientos de cálculo considerados. Las únicas excepciones son las configuraciones asociadas a los embalses del Ebro y Entrepeñas (figura 220). En el caso de estos dos embalses, y considerando las compuertas, es también de aplicación lo expuesto en el párrafo anterior respecto a los métodos que proporcionan resultados más conservadores.

No obstante, en ocasiones puntuales, alguno de los métodos probabilísticos puede conducir a niveles de embalse mayores que el método del caudal-volumen. Esta circunstancia se produce como consecuencia de la incertidumbre asociada al método probabilístico, de la que se hablará más adelante, inherente a su propia naturaleza, al basarse en simulaciones de Monte Carlo, y asociado a casos en los que ambos procedimientos difieren poco en sus resultados. En cualquier caso, no significa que el método probabilístico sea más conservador que el del caudal-volumen, aunque sí implica que, en esos casos, ambos procedimientos conducen a resultados muy similares, por lo que, en general, será preferible en esos casos utilizar el método del caudal - volumen.

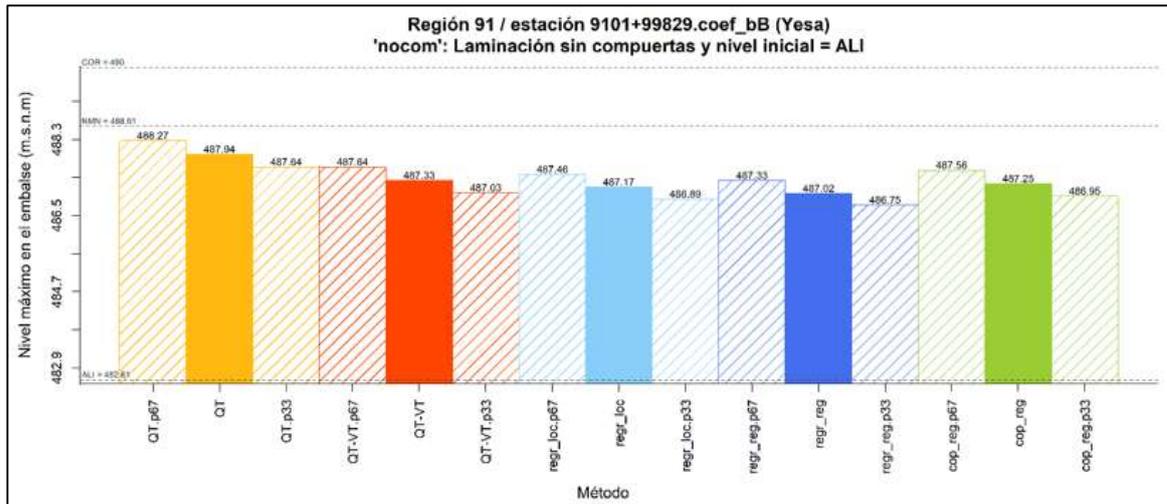


Figura 218. Niveles máximos de embalse obtenidos mediante los distintos métodos de cálculo analizados para el embalse de Yesa (región 91), considerando aliviadero sin compuertas, y mostrando también los resultados para los límites del intervalo de confianza del 67%.

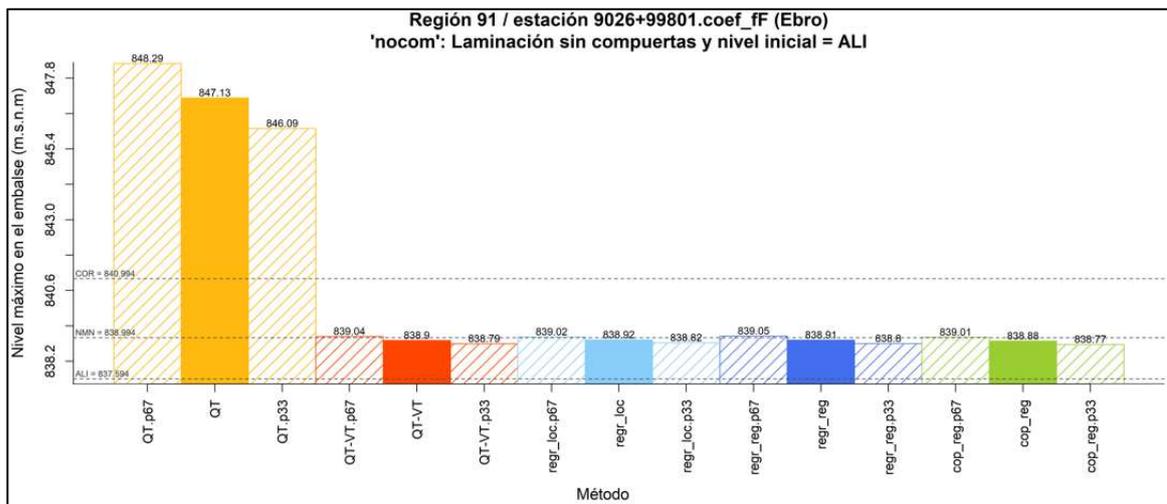


Figura 219. Niveles máximos de embalse obtenidos mediante los distintos métodos de cálculo analizados para el embalse del Ebro (región 91), considerando aliviadero sin compuertas, y mostrando también los resultados para los límites del intervalo de confianza del 67%.

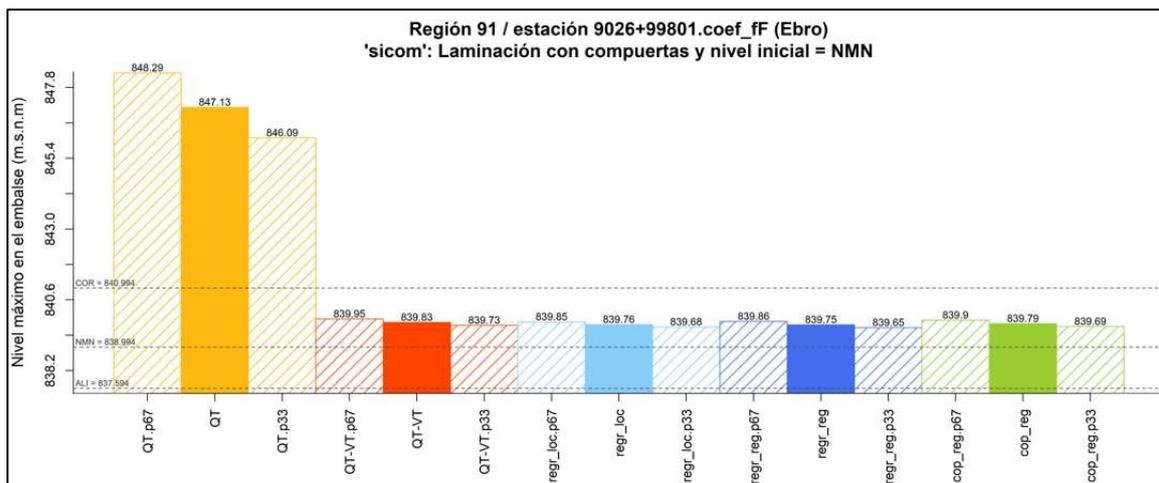


Figura 220. Niveles máximos de embalse obtenidos mediante los distintos métodos de cálculo analizados para el embalse del Ebro (región 91), considerando aliviadero con compuertas, y mostrando también los resultados para los límites del intervalo de confianza del 67%.

Al analizar distintas configuraciones de embalse asociadas a cada caso de estudio, es posible observar los cambios en el nivel máximo alcanzado conforme se modifica el volumen del embalse sobre la cota del aliviadero y, por lo tanto, la capacidad de laminación. El nivel de embalse asociado al método del caudal lógicamente no se modifica al variar la capacidad de embalse, ya que este procedimiento no tiene en cuenta la laminación. Para el resto de procedimientos, el nivel máximo disminuye al aumentar el volumen de embalse debido a la mayor capacidad de laminación.

Las diferencias entre el nivel máximo proporcionado por los métodos que consideran la laminación con respecto al método del caudal aumentan conforme la capacidad de laminación es más relevante. A su vez, los niveles máximos obtenidos mediante estos métodos son más similares conforme se incrementa el volumen de embalse, de modo que la diferencia de niveles máximos entre ellos es reducida para aquellas configuraciones en las que el volumen de embalse disponible para laminar es muy elevado. Esto puede observarse en la figura 221 (también en la figura 219 anterior), donde la línea que une el nivel máximo obtenido por los distintos métodos analizados para la configuración de embalse con mayor capacidad de laminación se encuentra próxima a la horizontal para los métodos caudal – volumen, regresión local, regresión regional y cópula regional, presentando a su vez un valor mucho menor que el dado por el método del caudal. Esto ocurre para todos los embalses de estudio, tanto en el caso de considerar aliviaderos de labio fijo como aliviaderos con compuertas, siempre que en este último caso el cuantil de caudal supere la capacidad de vertido para el NMN. De esta forma, cuando el embalse dispone de una gran capacidad de laminación, será importante tener ésta en cuenta en los cálculos, ya que el caudal que deben verter los aliviaderos, y el nivel máximo en el embalse, se reducirán sustancialmente respecto a los proporcionados por el método del caudal, constituyendo este método una opción de cálculo muy conservadora. No obstante, el procedimiento concreto que se utilice no será relevante, ya que no habrá diferencias

sustanciales entre los resultados proporcionados por uno u otro, siendo por tanto recomendable utilizar en estos casos el método del caudal-volumen, que constituye una opción de cálculo más sencilla.

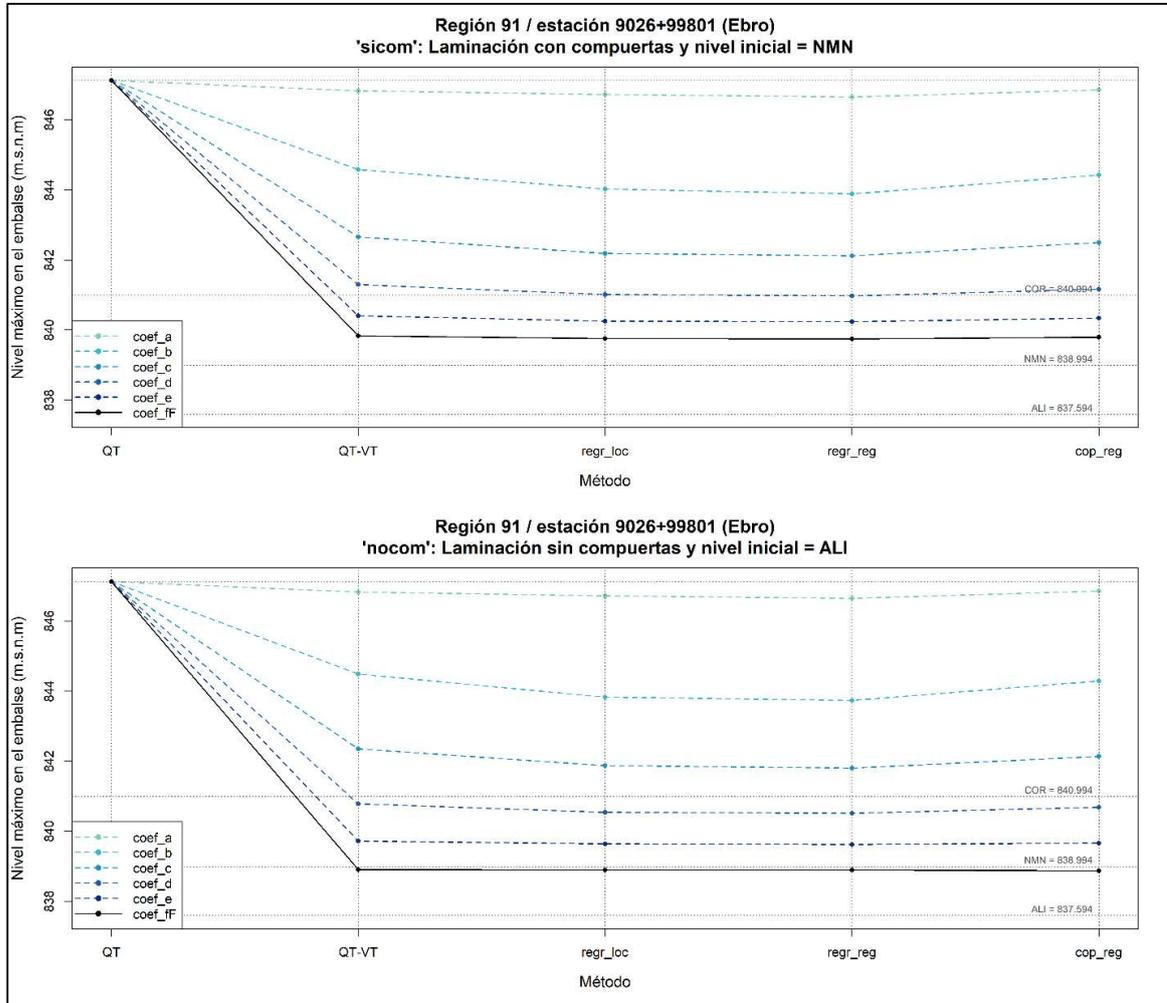


Figura 221. Niveles máximos obtenidos mediante los distintos métodos analizados para las distintas configuraciones de embalse. Embalse del Ebro (región 91). Figura superior: caso de aliviaderos con compuertas. Figura inferior: caso de aliviaderos sin compuertas.

El distinto comportamiento de los diferentes métodos de cálculo con la capacidad de laminación puede observarse también en las siguientes figuras, que sintetizan de manera adimensional los resultados obtenidos para cada embalse de estudio permitiendo su comparación, y en las que se muestran los niveles máximos relativos obtenidos por los métodos analizados para las distintas configuraciones de estudio en relación con el grado de laminación. En las gráficas se incorporan también los resultados asociados a los intervalos de confianza del 67%, para analizar la influencia de la incertidumbre en la estimación de los cuantiles en los resultados de nivel. En las figuras también se incluye la variabilidad de los niveles máximos relativos obtenidos por los métodos probabilísticos al realizar diferentes ejecuciones del procedimiento, representando con corchetes el rango



de valores asociado a cada método. Por motivos computacionales, este último análisis está basado en la realización de únicamente tres ejecuciones, por lo que solo proporciona una idea general de la incertidumbre numérica asociada a cada método.

A los efectos de elaboración de estas gráficas, se denomina nivel máximo relativo (N_{max_rel}) a un nivel adimensional que se obtiene con el fin de proporcionar gráficos comparables para todos los embalses de estudio, calculado en base a la siguiente expresión:

$$N_{max_rel} (\%) = \frac{(N_{max} - ALI) 100}{N_{max_QT} - A} \quad [154]$$

donde N_{max} es el nivel máximo en el embalse obtenido para el método de cálculo analizado y una determinada configuración de estudio, N_{max_QT} el nivel máximo en el embalse obtenido por el método del caudal, y ALI, al igual que antes, la cota del labio del aliviadero. De esta forma, el nivel máximo relativo para el método del caudal es del 100%.

Por otra parte, el grado de laminación (GL) en el embalse vendrá dado por la siguiente expresión:

$$GL (\%) = \left(1 - \frac{Q_{sal_max}}{Q_{ent_max}}\right) 100 \quad [155]$$

donde Q_{sal_max} es el caudal máximo vertido por la presa, correspondiente al periodo de retorno de proyecto, para el método de cálculo analizado y una determinada configuración del embalse, y Q_{ent_max} es el caudal máximo de entrada, es decir, el cuantil de caudal punta del periodo de retorno de proyecto. Este grado de laminación dependerá, para una misma configuración de embalse, del método de cálculo utilizado. Para hacer más fácilmente comparables los resultados obtenidos por los distintos métodos de cálculo, se utilizará en las gráficas un único valor de grado de laminación para cada configuración de embalse, correspondiente al grado de laminación del método del caudal-volumen, el cual se denomina en las gráficas como “grado de laminación de referencia”.

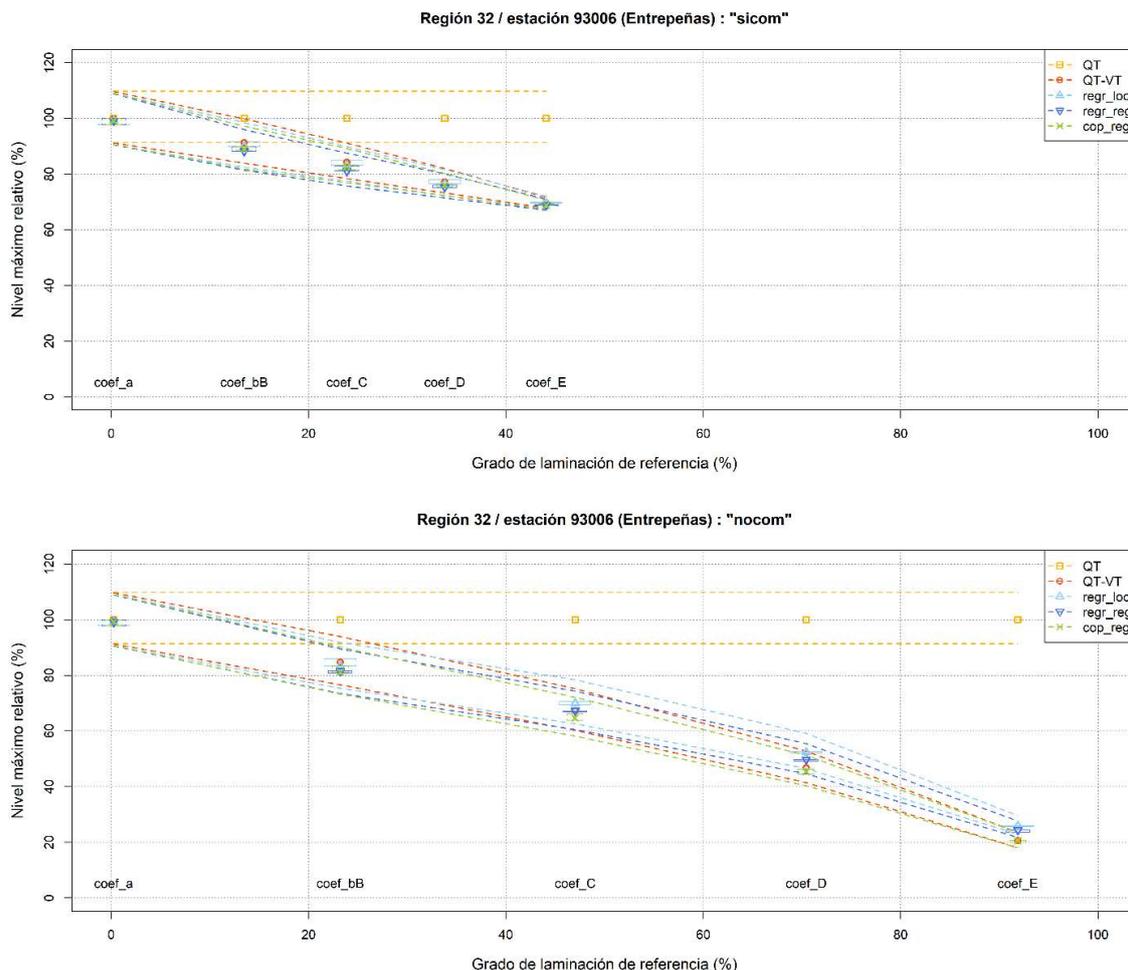


Figura 222. Niveles máximos relativos obtenidos mediante los distintos métodos de cálculo analizados para las distintas configuraciones de embalse en relación con el grado de laminación. Embalse de Entrepeñas (región 32). Figura superior: caso de aliviaderos con compuertas. Figura inferior: caso de aliviaderos sin compuertas. Las líneas discontinuas representan los valores asociados a los límites del intervalo de confianza del 67% y los corchetes la variabilidad de los métodos probabilísticos al realizar tres simulaciones numéricas.

Como puede observarse en las figuras, el nivel máximo relativo disminuye al aumentar el grado de laminación. Asimismo, también disminuye la amplitud del intervalo de confianza, es decir, el intervalo en el que se sitúa el nivel al cambiar el caudal y el volumen, dentro del intervalo de confianza del 67%, para los métodos de cálculo que consideran la laminación. Es decir, cuanto mayor es el grado de laminación menos sensible es el cálculo a la incertidumbre en la estimación de los cuantiles de las variables que definen el hidrograma. La amplitud del intervalo de confianza aumenta para mayores valores del L-CS de la región en la que está localizado el embalse de estudio; siendo, por tanto, mayor la incertidumbre en la estimación del nivel, como consecuencia también de una mayor incertidumbre en la estimación de los cuantiles del caudal y del volumen. De esta forma, en aquellos embalses con gran capacidad de laminación se obtienen estimaciones del



nivel máximo más precisas, con una menor incertidumbre, con independencia del método de cálculo utilizado (de entre aquellos que consideran la laminación), así como resultados muy similares entre todos los métodos, por lo que en estos casos la mejor alternativa será utilizar el método del caudal – volumen, que constituirá un alternativa más sencilla.

Por el contrario, en los embalses con una capacidad de laminación muy reducida, el nivel es mucho más sensible a los cambios en las variables hidrológicas y, por tanto, el cálculo está sujeto a una mayor incertidumbre, similar en todos los procedimientos, al ser en este caso despreciable la laminación. No obstante, los resultados serán también similares entre todos los métodos, incluido el método del caudal, al ser en este caso el papel de la laminación muy reducido. En consecuencia, también en este caso la mejor opción será el método del caudal – volumen e, incluso, el método del caudal si se decide despreciar la laminación.

En casos con grados de laminación intermedios, la diferencia entre los distintos procedimientos que consideran la laminación es mayor, teniendo en estos casos más sentido la posible utilización de métodos probabilísticos. No obstante, hay que tener en cuenta que el intervalo de confianza del método del caudal – volumen se suele solapar con el intervalo de confianza de los métodos probabilísticos, siendo, en general, la disminución en el nivel máximo obtenida mediante la aplicación de los métodos probabilísticos, respecto al nivel proporcionado por el método del caudal - volumen, inferior a la incertidumbre en la estimación del nivel como consecuencia de la incertidumbre asociada a los cuantiles de caudal y volumen. De esta forma, se recomienda que la aplicación de los métodos probabilísticos vaya siempre acompañada de la consideración de los intervalos de confianza a la hora de adoptar los valores de cálculo de los cuantiles de caudal y volumen, según se ha indicado en el apartado 5.2.1.7.

Este comportamiento se verifica tanto en el caso de aliviaderos de labio fijo como en el caso de aliviaderos con compuertas, aunque en este último caso los cambios en el comportamiento del nivel se producen de una manera mucho más rápida al aumentar el grado de laminación (figura 222).

Por otra parte, como ya se ha comentado, los métodos probabilísticos, al basarse en simulaciones numéricas, están sujetos a un cierto error. La variabilidad en los resultados proporcionados por un determinado método probabilístico al realizar diferentes ejecuciones o simulaciones numéricas (rango de niveles entre corchetes en las figuras anteriores) parece disminuir al aumentar el grado de laminación, debido a la menor sensibilidad del nivel ante cambios en el hidrograma de entrada comentada anteriormente.

Con un mayor detalle, en la figura 223 se muestra la máxima diferencia entre los niveles máximos obtenidos al realizar tres ejecuciones de cada uno de los procedimientos probabilísticos, para el caso de aliviaderos sin compuertas, como indicador de la variabilidad asociada a este tipo de procedimientos. Los resultados asociados a cada región se muestran con distinto color, ajustándose una recta de regresión a los datos

asociados a cada una de las regiones. Los resultados asociados a cada método probabilístico se muestran con distinto símbolo.

Puede observarse como la recta de regresión ajustada a los datos de cada región presenta pendiente negativa, lo que indica que la variabilidad en los resultados al realizar diferentes ejecuciones disminuye al aumentar el grado de laminación, debido a la menor sensibilidad del nivel en esos casos, confirmando lo expuesto anteriormente. No obstante, aunque las rectas difieren para cada región, no se ha podido identificar una relación entre la localización o pendiente de estas rectas respecto al valor del L-CS regional, por lo que parece que la variabilidad numérica de los resultados no depende del comportamiento estadístico de la región. Adicionalmente, la incertidumbre numérica afecta a todos los procedimientos de cálculo probabilístico, sin que sea posible identificar uno en el que dicha variabilidad sea menor.

Aunque al haber realizado un número reducido de solo tres ejecuciones la variabilidad de resultados obtenida solo puede tomarse como orientativa, la aplicación de los métodos probabilísticos parece estar acompañada de una cierta incertidumbre que, en general, será relevante en relación con la propia reducción del nivel máximo obtenida al utilizar un método probabilístico (respecto al nivel correspondiente al método del caudal – volumen). En este sentido, los rangos de variabilidad se sitúan, de forma muy orientativa, en el orden de 10 – 20 cm para los grados de laminación más bajos, y en algo menos de 10 cm para los más altos, sin que, como se ha dicho, se pueda identificar un método probabilístico que presente una menor variabilidad.

En lo que se refiere a la aplicación de los métodos probabilísticos en el caso de aliviaderos con compuertas, aunque el número de resultados obtenido es mucho más reducido, parecen también apuntar a conclusiones similares a las expuestas en los párrafos anteriores para el caso de aliviaderos de labio fijo.

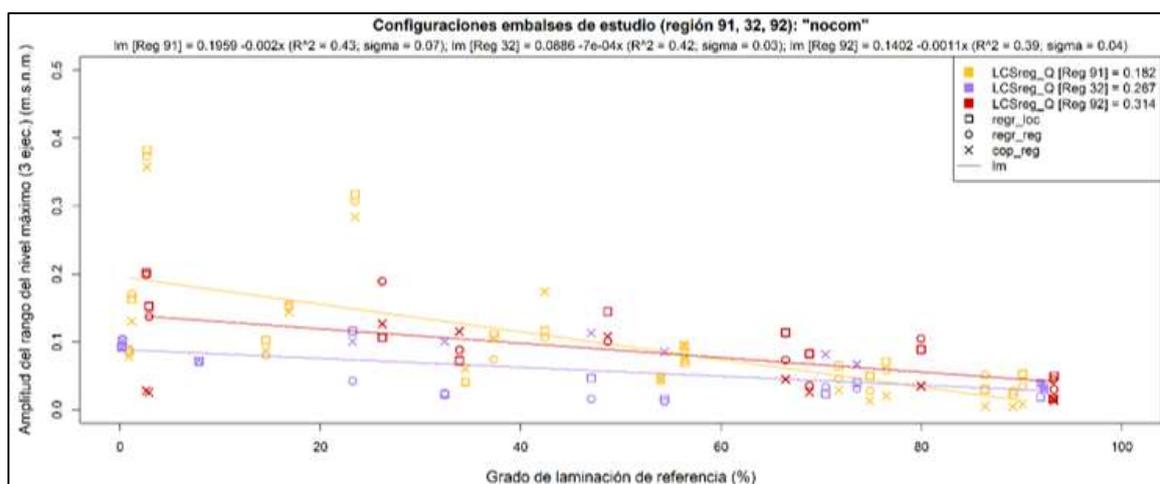


Figura 223. Amplitud del rango del nivel máximo obtenido por los métodos probabilísticos (al realizar tres ejecuciones del procedimiento) con respecto al grado de laminación, para todas las configuraciones de los embalses de estudio, distinguiendo la región estadística a la que pertenecen.



RECOMENDACIONES

- Se ha llevado a cabo un estudio en el que se analizaron en un conjunto de embalses los niveles máximos de embalse proporcionados por distintas aproximaciones de cálculo, que suponen distintas simplificaciones en la caracterización de la solicitación hidrológica:
 - Métodos deterministas:
 - Utilización únicamente del caudal punta (método del caudal).
 - Consideración de un hidrograma envolvente, cuyo caudal punta y volumen vengan dados por el cuantil del periodo de retorno de diseño (método del caudal – volumen).
 - Métodos probabilísticos:
 - Caracterización de la relación de dependencia estadística entre caudal punta y volumen mediante una regresión lineal a escala logarítmica, tanto de manera regional como de manera local (método de la regresión).
 - Caracterización de la dependencia estadística entre caudales y volúmenes mediante una cópula regional (método de la cópula regional).
- El mayor nivel máximo de embalse lo proporciona el método del caudal (más conservador al no considerar la laminación), seguido del método del caudal – volumen (método más conservador que los métodos probabilísticos), y, por último, de los métodos probabilísticos, sin que sea posible saber *a priori* qué método probabilístico proporcionará resultados más conservadores.
- Las diferencias entre el nivel máximo proporcionado por los métodos que consideran la laminación con respecto al método del caudal aumentan conforme la capacidad de laminación es más relevante. A su vez, la diferencia de niveles máximos entre ellos es reducida para aquellas configuraciones en las que el volumen de embalse disponible para laminar es muy elevado. De esta forma, cuando el embalse dispone de una gran capacidad de laminación, será importante tener ésta en cuenta en los cálculos, aunque el procedimiento concreto que se utilice no será relevante, siendo por tanto recomendable utilizar en estos casos el método del caudal-volumen, que constituye una opción de cálculo más sencilla.
- Cuanto mayor es el grado de laminación menos sensible es el cálculo del nivel máximo a la incertidumbre en la estimación de los cuantiles de las variables que definen el hidrograma. De esta forma, en aquellos embalses con gran capacidad de laminación se obtienen estimaciones del nivel máximo más precisas con independencia del método de cálculo utilizado (de entre aquellos que consideran la laminación).
- Por el contrario, en los embalses con una capacidad de laminación muy reducida, el nivel es mucho más sensible a los cambios en las variables hidrológicas y, por tanto, el cálculo está sujeto a una mayor incertidumbre. No obstante, los resultados serán también similares entre todos los métodos al ser el papel de la laminación muy reducido. En consecuencia, la mejor opción será el método del caudal – volumen e, incluso, el método del caudal si se decide despreciar la laminación.

- En casos con grados de laminación intermedios, la diferencia entre los distintos procedimientos que consideran la laminación es mayor, teniendo en estos casos más sentido la posible utilización de métodos probabilísticos. No obstante, hay que tener en cuenta que el intervalo de confianza del método del caudal – volumen se suele solapar con el intervalo de confianza de los métodos probabilísticos, por lo que se recomienda que la aplicación de los métodos probabilísticos vaya siempre acompañada de la consideración de los intervalos de confianza a la hora de adoptar los valores de cálculo de los cuantiles de caudal y volumen.
- Por otra parte, los métodos probabilísticos, al basarse en simulaciones numéricas, están sujetos a un cierto error. Esta variabilidad en los resultados parece disminuir al aumentar el grado de laminación. La incertidumbre numérica afecta a todos los procedimientos de cálculo probabilístico, sin que sea posible identificar uno en el que dicha variabilidad sea menor.
- La variabilidad numérica asociada a los métodos probabilísticos será, en general, relevante en relación con la propia reducción del nivel máximo obtenida al utilizar un método probabilístico. Los rangos de variabilidad se sitúan, de forma muy orientativa, en el orden de 10 – 20 cm para los grados de laminación más bajos, y en algo menos de 10 cm para los más altos.

5.7.4. Propuesta de cálculo de los niveles máximos en el embalse

Como se ha expuesto anteriormente, el nivel máximo que se alcanza en el embalse durante una avenida depende de las características de la solicitud hidrológica, del nivel previo existente en el embalse y, en el caso de que los aliviaderos dispongan de compuertas, de la forma en que éstas se gestionen.

Los dos primeros factores tienen naturaleza aleatoria, por lo que un cálculo preciso del nivel máximo en el embalse que tenga en cuenta la interacción entre las distintas variables aleatorias que lo definen, debe llevarse a cabo mediante un procedimiento de cálculo probabilístico. No obstante, habitualmente es suficientemente aproximado abordar el problema de forma determinista mediante la adopción de unos valores constantes del nivel previo en el embalse, así como de las variables que definen el hidrograma de avenida (normalmente caudal punta y volumen), con criterios conservadores que garanticen que el nivel obtenido en el cálculo sea mayor o igual que el cuantil del periodo de retorno de diseño.

En cuanto al criterio de gestión de compuertas, como se ha indicado, aunque pueda variar entre unas situaciones de avenida y otras, no puede considerarse aleatorio, ya que es el resultado de una decisión de explotación. De esta forma, para realizar los cálculos deberá seguirse lo establecido en las Normas de Explotación, si se dispone de ellas, o, en caso contrario, adoptar un determinado criterio de gestión: uno de los propuestos en la literatura, como el conocido método de Girón [1988], o un criterio conservador (por ejemplo, en caso de partir de un nivel previo igual al NMN, pueden suponerse las salidas iguales a las entradas hasta que las compuertas estén completamente abiertas, momento en el que los aliviaderos se comportarán en lámina libre). Dado que el nivel máximo en el embalse dependerá de la forma en la que se operen las compuertas, la ley de frecuencia de niveles



máximos en el embalse que se obtenga como resultado de los cálculos corresponderá a una determinada estrategia de gestión de compuertas. Si esta se cambia, los cuantiles de nivel máximo podrían cambiar. De esta forma, será conveniente garantizar que la estrategia de operación de compuertas adoptada en los cálculos se utilizará realmente en la práctica mediante su inclusión en las correspondientes Normas de Explotación, en caso de que no esté ya recogida en las mismas. En el caso de presas de nueva construcción, al no existir Normas de Explotación en el momento de redactar el proyecto, será conveniente adoptar en los cálculos un criterio de gestión conservador.

Por último, incidir en que, una vez calculados los cuantiles de nivel máximo en el embalse de los periodos de retorno de diseño, éstos deberán compararse, en el caso de las presas en servicio, con la cota de coronación de la presa con objeto de comprobar el cumplimiento de los resguardos mínimos establecidos en la NTS-2, cuyas disposiciones se toman como referencia para el análisis de la seguridad de las presas existentes. En el caso de las presas de nueva construcción, su diseño deberá adaptarse de tal forma que se garantice el cumplimiento de dichos resguardos mínimos.

A continuación, se exponen las distintas aproximaciones que se pueden adoptar para llevar a cabo la estimación del nivel máximo en el embalse del periodo de retorno de diseño, de mayor a menor grado de simplificación.

5.7.4.1. Simplificación de la solicitud hidrológica considerando solo el caudal punta

En algunas ocasiones puede ser suficientemente aproximado describir la solicitud hidrológica únicamente a través de su caudal punta, lo que en la práctica supondría asumir que el hidrograma de la avenida tiene un caudal constante, igual al caudal punta, y una duración y volumen infinitos. Esta simplificación es válida en aquellos embalses con muy poca capacidad de laminación, en los que el volumen de las avenidas sea mucho mayor que el volumen disponible en el embalse para laminar, de tal forma que el caudal punta del hidrograma prácticamente no se modifica como consecuencia del tránsito a través del embalse, coincidiendo prácticamente el caudal máximo vertido con el caudal punta del hidrograma de entrada. Este podría ser el caso de algunas grandes presas con pequeño volumen de embalse situadas en los grandes ejes fluviales, en los que las avenidas tienen una gran duración y volumen, así como el de muchas pequeñas presas situadas en ríos de cierta entidad. El grado de laminación en el embalse puede estimarse, de una forma aproximada, a partir de las expresiones propuestas en el apartado 5.3, siendo adecuado adoptar esta simplificación si el porcentaje de laminación que se obtiene es muy reducido.

Asimismo, sin necesidad de recurrir a estimar el grado de laminación, esta aproximación puede constituir un primer paso en la revisión de la seguridad hidrológica de las presas existentes, de tal forma que si la capacidad de vertido, con todos los órganos de desagüe abiertos, para el nivel de avenida de proyecto o de avenida extrema (es decir, el máximo nivel en el embalse que cumpliría los resguardos establecidos en la NTS-2 para ambas situaciones) es superior al cuantil de caudal máximo del periodo de retorno correspondiente

a esa situación (proyecto o extrema), podrá asegurarse que la presa cumple los criterios establecidos en la NTS-2 sin necesidad de realizar cálculos más sofisticados. Incluso, en algunos casos de presas con aliviaderos con compuertas cuya capacidad de vertido para el NMN supere el caudal máximo del periodo de retorno de diseño, se podría hacer frente a la avenida de diseño sin necesidad de aumentar el nivel en el embalse.

Al adoptar esta aproximación, el estudio hidrológico se limitará a la obtención de la ley de frecuencia de caudales máximos anuales, simplificando los cálculos a realizar. Además, en este caso no es necesario adoptar una hipótesis sobre cuál es el nivel inicial en el embalse en el momento en el que llega la avenida, ya que, como se ha dicho antes, el cálculo consistirá en verificar que la capacidad de vertido de la presa para el NAP o el NAE (los niveles en el embalse que cumplirían los resguardos establecidos en la NTS-2 para esas situaciones) es igual o superior al cuantil de caudal máximo del periodo de retorno correspondiente a cada situación. Asimismo, en el caso de que la presa disponga de aliviaderos con compuertas, no será necesario establecer una estrategia concreta de operación para realizar los cálculos, ya que se asumirá que se encuentran completamente abiertos.

De esta forma, como se expuso anteriormente, al describir la solicitación hidrológica únicamente por su caudal punta, y siendo el nivel previo en el embalse un valor fijo, se podrá establecer una relación biunívoca aproximada entre el caudal punta del hidrograma y el nivel máximo en el embalse. En consecuencia, y puesto que a mayores caudales se tendrán también mayores niveles, el cuantil de nivel correspondiente a un determinado periodo de retorno se obtendrá al realizar el cálculo con el cuantil de caudal de ese mismo periodo de retorno. En cualquier caso, se tratará realmente de una estimación conservadora, al haber despreciado la laminación en el embalse, aunque ésta sea pequeña.

5.7.4.2. Simplificación de la solicitación hidrológica considerando un hidrograma envolvente

Un segundo nivel de aproximación, en aquellos casos en los que la laminación en el embalse no pueda considerarse despreciable, es adoptar en el cálculo un hidrograma envolvente, cuyo caudal punta y volumen coincidan con los cuantiles de ambas variables correspondientes al periodo de retorno de diseño, construido según las recomendaciones proporcionadas en el apartado 5.4. Esta aproximación, coincidente con el enfoque tradicional de basar el cálculo en un determinado hidrograma de diseño de un determinado periodo de retorno, será válida y, de hecho, la más adecuada, en la mayoría de las situaciones. Como se ha mostrado en el apartado anterior, en aquellos casos en los que el efecto de la laminación en el embalse no es despreciable, es imprescindible considerar en los cálculos el volumen del hidrograma para evitar estimar el nivel máximo en el embalse de una forma excesivamente conservadora o, en el caso de una presa de nueva construcción, evitar sobredimensionar los órganos de desagüe. No obstante, como allí se expuso, lo realmente importante es considerarlo y, no tanto, el procedimiento de cálculo concreto mediante el cual se tiene en cuenta. De esta forma, mientras en presas con un grado de laminación relevante hay una gran diferencia en los niveles máximos estimados



al basar el cálculo en un hidrograma envolvente o solo en el caudal punta, no hay tanta en los resultados obtenidos al utilizar un hidrograma envolvente o un procedimiento de cálculo probabilístico (independientemente de la forma en la que se caracterice la relación de dependencia caudal-volumen). Asimismo, como se comentó, los métodos probabilísticos llevan asociada una importante incertidumbre, tanto relacionada con la dificultad de representar correctamente la relación de dependencia estadística entre caudales y volúmenes, como asociada a la propia naturaleza del procedimiento de cálculo basado en simulaciones de Monte Carlo. De esta forma, la utilización de un único hidrograma envolvente no sólo es un procedimiento de cálculo más sencillo, sino también más robusto, que los métodos probabilísticos.

En cualquier caso, es importante tener en cuenta que la única manera de determinar un único hidrograma en el que basar los cálculos que garantice que el nivel máximo en el embalse, obtenido al calcular con dicho hidrograma, sea igual o mayor que el correspondiente al cuantil del periodo de retorno T , es que el valor de ambas variables coincida con el cuantil de ese periodo de retorno, es decir, utilizar, como se ha dicho, un hidrograma envolvente. En este caso, al imponer que el caudal punta y el volumen sean simultáneamente iguales al cuantil, el periodo de retorno del nivel en el embalse será mayor que el considerado, dejando el cálculo del lado de la seguridad.

Asimismo, esta aproximación constituirá un segundo paso en la comprobación de la seguridad hidrológica de las presas existentes, en el caso de que no se haya cumplido con los criterios establecidos en la normativa a partir de la simplificación indicada en el apartado anterior, basada en considerar únicamente el caudal punta del hidrograma (figura 224). En el caso de que tampoco se cumpliera con lo especificado en las NTS mediante esta aproximación, podría ser conveniente llevar a cabo un análisis mediante un procedimiento de cálculo probabilístico, con objeto de afinar la estimación del nivel máximo alcanzado en el embalse para el periodo de retorno de diseño, y determinar de esta forma si efectivamente es necesario o no adoptar medidas para mejorar su seguridad hidrológica, así como determinar con mayor precisión el periodo de retorno correspondiente a los Niveles de Avenida de proyecto o de Avenida extrema, tal como se indica más adelante.

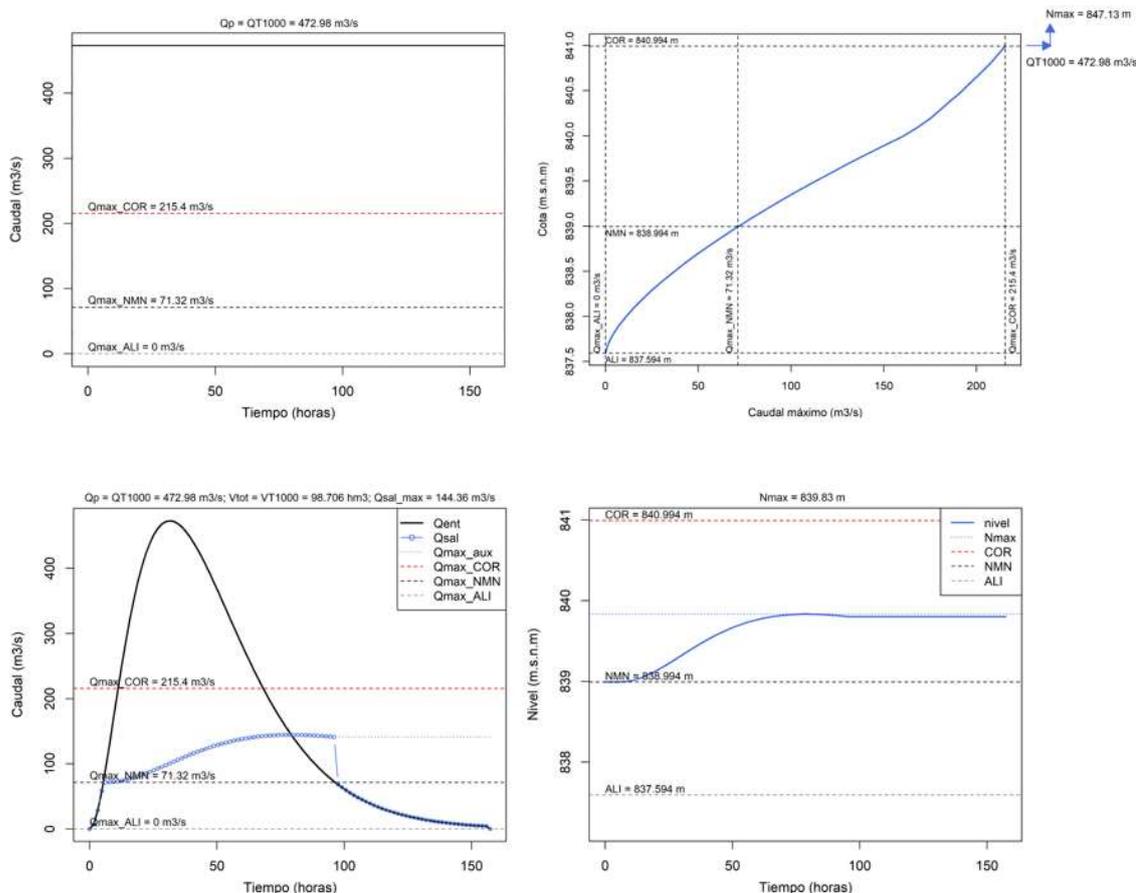


Figura 224. Ejemplo de aproximación de la solicitación hidrológica en una presa con compuertas y un elevado grado de laminación mediante el caudal punta (imagen superior izquierda) o mediante un hidrograma envolvente (imagen inferior izquierda), y niveles en el embalse obtenidos en ambas aproximaciones (derecha)⁵⁴.

En el caso de presas de nueva construcción, se recomienda, en general, abordar el cálculo mediante la aproximación expuesta en este punto, basada en un hidrograma envolvente, salvo que, por sus características, admitan simplificar la solicitación hidrológica utilizando solo el caudal punta. Aunque podría ser adecuado utilizarlos en algún caso, la aplicación de procedimientos probabilísticos en las presas nuevas es menos interesante, ya que, en general, el cálculo basado en un hidrograma envolvente no será demasiado conservador respecto a los procedimientos probabilísticos, pudiendo absorberse con facilidad ese

⁵⁴ Como puede observarse en la figura, el caudal punta de 1.000 años de periodo de retorno (imagen superior izquierda) es de unos 473 m³/s, superior al caudal máximo que podría verter la presa con el embalse a cota de coronación. A partir de la curva de desagüe, se puede determinar que, para verter ese caudal, sería necesario un nivel de embalse más de 6 m por encima de la cota de coronación (imagen superior derecha). En la imagen inferior izquierda se muestra el hidrograma envolvente con un caudal punta y un volumen correspondiente a 1.000 años de periodo de retorno (línea negra), así como el hidrograma vertido por la presa (puntos azules). Se observa cómo el caudal máximo vertido es muy inferior al caudal punta de entrada, debido al elevado grado de laminación del embalse. La figura inferior derecha muestra la evolución del nivel en el embalse al laminar el hidrograma, alcanzándose un nivel máximo del orden de 1 m por encima del NMN. Lógicamente, en este caso, al disponer la presa de una gran capacidad de laminación, no sería adecuado comprobar su seguridad hidrológica utilizando sólo el caudal punta.



sobredimensionamiento en el proyecto sin importantes sobrecostos. Asimismo, el cálculo probabilístico conllevará una mayor complejidad, especialmente en el caso de presas nuevas en las que se desconoce las dimensiones de los órganos de desagüe, y cuyo dimensionamiento debe realizarse mediante un procedimiento iterativo. Además, como se ha indicado, los procedimientos probabilísticos llevan aparejada una importante incertidumbre, que está menos justificado asumir en el caso de una presa nueva, por lo que la utilización de un hidrograma envolvente proporcionará un dimensionamiento más robusto y del lado de la seguridad.

Para llevar a cabo esta aproximación, será necesario calcular la ley frecuencia de caudales y volúmenes máximos, a partir del análisis estadístico de los datos del propio embalse en estudio (y, en su caso, de otros embalses o estaciones de aforo próximas), así como mediante la utilización de modelos hidrometeorológicos, según lo expuesto en el apartado 5.4., lo que permitirá también obtener los hidrogramas asociados. El nivel previo en el embalse corresponderá a un valor fijo (siempre igual al NMN en las presas nuevas), aunque, en el caso de las presas en servicio, puede ser diferente para cada periodo estacional, según los resguardos establecidos en las Normas de Explotación (en el caso de que se desee considerar la variabilidad aleatoria del nivel previo en el embalse, lo adecuado es hacerlo en el marco de un análisis probabilístico que considere también la relación de dependencia estadística entre caudales y volúmenes). En este último caso, se deberá trabajar a nivel estacional, con objeto de tener en cuenta la coincidencia en el tiempo de los distintos niveles en el embalse y de la mayor o menor probabilidad de ocurrencia de las avenidas, para lo cual se requerirá conocer los hidrogramas y las leyes de frecuencia de caudal y volumen estacionales, según lo expuesto en el apartado 5.2.3. y 5.4.5.

Como se indicó anteriormente, los periodos estacionales utilizados para determinar las avenidas estacionales y para definir los resguardos deberían coincidir. Lo contrario podría indicar una inconsistencia entre ambos estudios, pudiendo en ese caso ser conveniente revisar las Normas de Explotación en base a las nuevas avenidas estacionales, con objeto de garantizar la coherencia de ambos periodos. En caso de que esto no se haga, y se utilicen periodos estacionales diferentes para caracterizar ambas variables (niveles e hidrogramas), sería necesario definir periodos homogéneos para realizar los cálculos mediante intersección de los dos grupos de periodos estacionales, de tal forma que en cada estación haya un único valor de resguardo y un único hidrograma estacional. En este caso, será necesario modificar las leyes de frecuencia estacionales de caudal y volumen para adaptarlas a los nuevos periodos, ya que están relacionadas con la duración de éstos. De esta forma, asumiendo que la distribución de probabilidad es homogénea a lo largo de todo el periodo estacional, se tendrá:

$$F_{Pc_j}(Q) = [F_{Pest_i}(Q)]^{\frac{N_{meses}-Pc_j}{N_{meses}-Pest_i}} \quad [156]$$

$$F_{Pc_j}(V) = [F_{Pest_i}(V)]^{\frac{N_{meses}-Pc_j}{N_{meses}-Pest_i}} \quad [157]$$

donde $F_{Pc_j}(Q)$ y $F_{Pc_j}(V)$ son las leyes de frecuencia de caudal y volumen a utilizar en el nuevo periodo de cálculo j , $F_{Pest_i}(Q)$ y $F_{Pest_i}(V)$ las leyes de frecuencia estacionales de caudal y volumen correspondientes al periodo estacional i , $Nmeses - Pc_j$ la duración en meses del nuevo periodo de cálculo j y $Nmeses - Pest_i$ la duración en meses del periodo estacional i .

El procedimiento de cálculo en este caso será el siguiente:

1. Se obtendrá para cada periodo estacional o de cálculo los hidrogramas envolventes de distintos periodos de retorno, según las recomendaciones expuestas en los apartados 5.2.3. y 5.4.5., de tal forma que quede suficientemente representado todo el rango de probabilidades.
2. Se determinará para cada periodo estacional o de cálculo el nivel máximo en el embalse para cada periodo de retorno. Para ello se calculará la laminación en el embalse del hidrograma de cada periodo de retorno partiendo del nivel inicial en el embalse correspondiente al resguardo estacional de cada periodo. De esta forma, se obtendrán las funciones de distribución de niveles máximos para cada uno de los periodos de cálculo ($F_{Pc_j}(n)$), teniendo en cuenta la siguiente relación entre el valor de la función de distribución y el periodo de retorno:

$$F = \frac{T-1}{T} \quad [158]$$

3. Las funciones de distribución de niveles máximos obtenidas para cada uno de los periodos estacionales o de cálculo se combinarán para obtener la ley de frecuencia anual (figura 225). Para llevar a cabo esta combinación de funciones, se seleccionará un conjunto de valores de la variable n , el nivel máximo en el embalse, que cubra el rango de interés, determinando para cada uno de ellos el valor correspondiente de la función de distribución en cada periodo j ($F_{Pc_j}(n)$). Finalmente, se multiplicarán, para cada valor de n , los valores estacionales $F_{Pc_j}(n)$, obteniendo el valor de la función de distribución anual para ese valor de nivel:

$$F_{anual}(n) = \prod_j F_{Pc_j}(n) \quad [159]$$

Interpolando entre los valores de n utilizados en el cálculo anterior, se podrá determinar el valor del nivel máximo en el embalse correspondiente al periodo de retorno de diseño.

XXX Pendiente XXX

Figura 225. Ejemplo de cálculo de las leyes de frecuencia de niveles máximos en el embalse en periodos estacionales y su combinación para obtener la ley de frecuencia anual.

En el caso de que no existan resguardos estacionales y se pueda considerar el mismo nivel previo en el embalse a lo largo de todo el año, bastará con determinar el hidrograma



envolvente del periodo de retorno de diseño (correspondiente a la situación de proyecto o a la extrema) y determinar a partir de él el nivel máximo en el embalse mediante el cálculo de la laminación, partiendo del nivel inicial en el embalse considerado.

Mediante la aproximación expuesta en este apartado, se establecería también de una forma aproximada una relación biunívoca entre los hidrogramas de avenida (parejas $Q-V$) y los niveles máximos en el embalse, de tal forma que el cálculo con el hidrograma de periodo de retorno T conduciría al nivel máximo en el embalse de ese mismo periodo de retorno. Como se ha indicado, este enfoque corresponde al habitualmente adoptado en la práctica profesional, consistente en definir un hidrograma de diseño al que se le asigna una determinada probabilidad. En cualquier caso, al igual que en la aproximación expuesta en el punto anterior, se tratará realmente de una estimación conservadora, al considerar que se producen simultáneamente el caudal y el volumen del periodo de retorno de diseño.

5.7.4.3. Consideración de la dependencia estadística del caudal y el volumen y aplicación de un procedimiento de cálculo probabilístico

Finalmente, un último escalón consistiría en abordar el problema considerando la naturaleza aleatoria de las variables que definen el hidrograma, de tal forma que se considere en los cálculos la relación de dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen. En este caso, como ya se expuso, el proceso de cálculo del nivel máximo en el embalse no será determinista, como en las dos aproximaciones anteriores (en las que una determinada solicitud hidrológica, a la que se asocia un determinado periodo de retorno, conduce al nivel en el embalse de esa probabilidad), sino que deberá abordarse a través de un procedimiento de cálculo probabilístico generando un número elevado de hidrogramas entrantes al embalse mediante simulaciones de Monte Carlo, que a su vez proporcionará un número elevado de niveles máximos en el embalse a partir de los cuales podrá determinarse su ley de frecuencia.

En este caso, ya no es posible asociar *a priori* un periodo de retorno a la solicitud hidrológica, sino que éste debe aplicarse a la variable que realmente controla la seguridad en la presa, el nivel. De esta forma, el cambio normativo introducido por las NTS, asociando el periodo de retorno al nivel en lugar de a la avenida, como se hacía en normativas anteriores, crea el marco para la aplicación de este tipo de metodologías.

Para llevar a cabo este procedimiento de cálculo, será necesario determinar previamente las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes máximos (a partir de análisis estadísticos y modelos hidrometeorológicos, según lo expuesto en apartados anteriores), así como caracterizar la relación de dependencia estadística entre ambas variables, mediante uno de los procedimientos expuestos en el apartado 5.7.2. Asimismo, será necesario construir hidrogramas de avenida a partir de las parejas caudal-volumen que se generen de forma estocástica, utilizando un determinado hidrograma tipo (hidrograma histórico, hidrograma calculado mediante un modelo hidrometeorológico, hidrograma sintético, etc.).

Este tipo de cálculo permite afinar más la estimación del nivel máximo en el embalse, reduciendo los márgenes conservadores que acompañan a las aproximaciones

deterministas anteriores. Asimismo, permite integrar en el cálculo de una forma natural la variabilidad aleatoria de otras variables, como el nivel previo en el embalse. No obstante, como se indicó anteriormente, hay que tener en cuenta que la utilización de este tipo de técnicas conlleva una importante incertidumbre. Esta incertidumbre, por una parte, estará asociada a la propia caracterización de la dependencia estadística entre los caudales punta y los volúmenes de las avenidas, que puede ser distinta según el procedimiento de cálculo que se adopte (según se utilice la aproximación basada en la regresión lineal o el método de las cópulas, según el tipo de cópula concreto que se adopte, ...). Por otra, estará relacionada con la propia naturaleza del procedimiento de cálculo probabilístico, basado en generar de forma estocástica muestras de las variables. Estas muestras son aleatorias y, por lo tanto, variarán entre una simulación y otra, de tal forma que en cada una se podrían obtener resultados algo distintos respecto a los cuantiles de nivel máximo en el embalse, tal como se ha mostrado anteriormente. Este aspecto, como se comentará a continuación, es necesario tenerlo en cuenta a la hora de realizar los cálculos.

De esta forma, se considera que este tipo de metodologías serán principalmente de aplicación en el contexto de la revisión de la seguridad hidrológica de las presas existentes (en el caso de que mediante la aplicación de las aproximaciones deterministas expuestas en puntos anteriores no se verifique el cumplimiento de los requerimientos establecidos en la normativa), bajo la responsabilidad del autor del estudio y teniendo en cuenta que se trata de procedimientos menos conservadores y sujetos a una determinada incertidumbre, con objeto de precisar los cálculos y determinar si es necesario o no adoptar medidas para mejorar la seguridad hidrológica, medidas que, en ocasiones, pueden ser costosas y difíciles de abordar técnicamente. En el caso de presas de nueva construcción, se recomienda, en general, abordar el cálculo mediante una aproximación determinista, que proporcionará un dimensionamiento más robusto y del lado de la seguridad. Para estas presas no es tan crítico precisar mucho los cálculos, siendo asumible y conveniente realizar una estimación conservadora, evitando la complejidad y la incertidumbre de los procedimientos probabilísticos. No obstante, podría haber circunstancias en las que sea oportuna la aplicación de métodos probabilísticos en presas de nueva construcción.

La diferencia en los resultados de nivel máximo proporcionados por los métodos deterministas y probabilísticos es muy reducida tanto para grados de laminación en el embalse muy altos o muy bajos⁵⁵. La aplicación de los métodos de cálculo probabilísticos es más interesante en aquellos embalses con grados de laminación intermedios, ya que en estos casos la diferencia es mayor. No obstante, tal como se indicó anteriormente, se recomienda que la aplicación de los métodos probabilísticos vaya siempre acompañada de la consideración de los intervalos de confianza a la hora de adoptar los valores de cálculo de los cuantiles de caudal y volumen.

⁵⁵ Se considera por “métodos deterministas”, en este caso, aquellos que consideran un hidrograma de diseño, ya que la utilización únicamente del caudal punta conducirá a niveles máximos en el embalse muy superiores al del resto de métodos en el caso de grados de laminación muy altos.



Los cálculos podrán llevarse a cabo considerando únicamente la variabilidad aleatoria en la solicitud hidrológica (en la relación entre caudales y volúmenes), asumiendo, por lo tanto, un nivel previo fijo en el embalse (anual o estacional); o tanto en la solicitud hidrológica como en el nivel previo. El procedimiento a seguir en ambos casos se expone a continuación.

5.7.4.3.1. Consideración de un nivel previo en el embalse fijo, anual o estacional

En el caso de asumir el nivel previo en el embalse igual a un valor fijo, la generación estocástica de variables se limitaría al caudal punta y al volumen del hidrograma, teniendo en cuenta su dependencia estadística. El procedimiento a seguir en caso de adoptar un valor fijo anual del nivel previo en el embalse (habitualmente el NMN) sería el siguiente:

1. Obtención de las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes máximos según lo expuesto en apartados anteriores.
2. Caracterización de la relación de dependencia estadística entre ambas variables siguiendo alguno de los procedimientos expuestos en el apartado 5.7.2 (regresión lineal regional o cópula regional).
3. Generación de N_{sim} parejas caudal-volumen siguiendo el procedimiento expuesto en el apartado 5.7.2.

Como se expuso en ese apartado, se recomienda que el número de parejas simuladas sea de, al menos, $N_{sim} = 50 \cdot T$, siendo T el periodo de retorno de diseño (el correspondiente a la situación de proyecto o a la extrema según la categoría en la que esté clasificada la presa), para que los resultados ofrezcan una buena representatividad del cuantil de nivel del periodo de retorno considerado. En caso de que este requerimiento pudiera plantear problemas computacionales, podría plantearse laminar únicamente aquellos hidrogramas asociados a parejas caudal-volumen con valores más elevados, seleccionados con suficiente margen como para que no se vea afectado el resultado obtenido para el nivel máximo en el embalse del periodo de retorno de diseño, y teniendo en cuenta que a la hora de asignar probabilidades a los niveles es necesario tener en cuenta la existencia de los hidrogramas menores no laminados (es decir, se asignarán probabilidades a los niveles considerando que forman parte de una muestra de $50 \cdot T$ valores, con independencia de cuantos hidrogramas se hayan laminado).

Por otra parte, como se expuso en el apartado 5.7.2.3, las estimaciones realizadas mediante procedimientos probabilísticos, por su propia naturaleza, al estar basados en simulaciones de Monte Carlo, pueden llevar a obtener resultados algo distintos si se realizan varias simulaciones. Es decir, el resultado obtenido es solo una aproximación, ya que el cálculo se basa en una muestra de las variables generadas de forma aleatoria, que no será completamente representativa de la realidad. Cada simulación que se realice será una aproximación diferente a la realidad, que conducirá a un resultado algo distinto. De esta forma, el resultado obtenido respecto al cuantil de nivel máximo estará acompañado de una determinada incertidumbre

que, en algunos casos puede ser relevante. Lo correcto sería realizar un número elevado de simulaciones diferentes tomando la media de todos los resultados obtenidos. Sin embargo, esto puede ser excesivamente exigente en tiempo o en medios de computación. Como alternativa, se recomienda realizar el mayor número de simulaciones posible y, al menos, 5 simulaciones diferentes, adoptando el mayor valor del cuantil de nivel de entre el conjunto de resultados obtenidos. En cualquier caso, tal como se expuso en el apartado anterior, aquellos embalses con gran capacidad de laminación serán menos sensibles a esta circunstancia, presentando una menor variabilidad de resultados entre las distintas simulaciones.

Si la diferencia entre el nivel máximo en el embalse obtenido al utilizar un hidrograma envolvente y el obtenido mediante el cálculo probabilístico es menor que la variabilidad de los resultados obtenida con este último método (es decir, la amplitud del rango de los niveles obtenidos en las distintas simulaciones), se recomienda utilizar el resultado asociado al hidrograma envolvente, salvo que el número de simulaciones realizado sea elevado.

Asimismo, como ya se indicó, para realizar esas simulaciones es conveniente generar previamente varios vectores aleatorios de probabilidades (p_i), con el objetivo de seleccionar aquellos que sean más representativos, descartando, en su caso, vectores raros que lleven a obtener muestras de caudal o volumen que sean poco representativas de sus respectivas leyes de frecuencia. Esto puede comprobarse representando en papel de probabilidad (normalmente papel Gumbel) las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes, junto a los datos generados, a los que previamente se habrá asignado probabilidad mediante una fórmula de gráfico (preferentemente mediante la fórmula de Gringorten) (figura 226). Esto es especialmente importante, tal como se expuso en el apartado 5.7.2., en el caso de utilizar para caracterizar la dependencia estadística de la relación caudal-volumen el método desarrollado por el CEDEX (Jiménez y Mediero, 2014b), basado en utilizar una regresión lineal regional, ya que en ese caso la muestra de volúmenes no se genera directamente a partir de la ley de frecuencia de volúmenes, si no a través de la estructura de dependencia entre caudal y volumen, por lo que es más sensible a la representatividad del vector de probabilidades utilizado (figura 226) (en cualquier caso, para decidir la conveniencia o no de utilizar este método se seguirán las recomendaciones expuestas en el mencionado apartado). En definitiva, deben seleccionarse para el cálculo vectores de probabilidad que permitan obtener muestras de caudales y volúmenes que representen razonablemente bien sus leyes de frecuencia en todo el rango de probabilidad de interés.



CEDEX

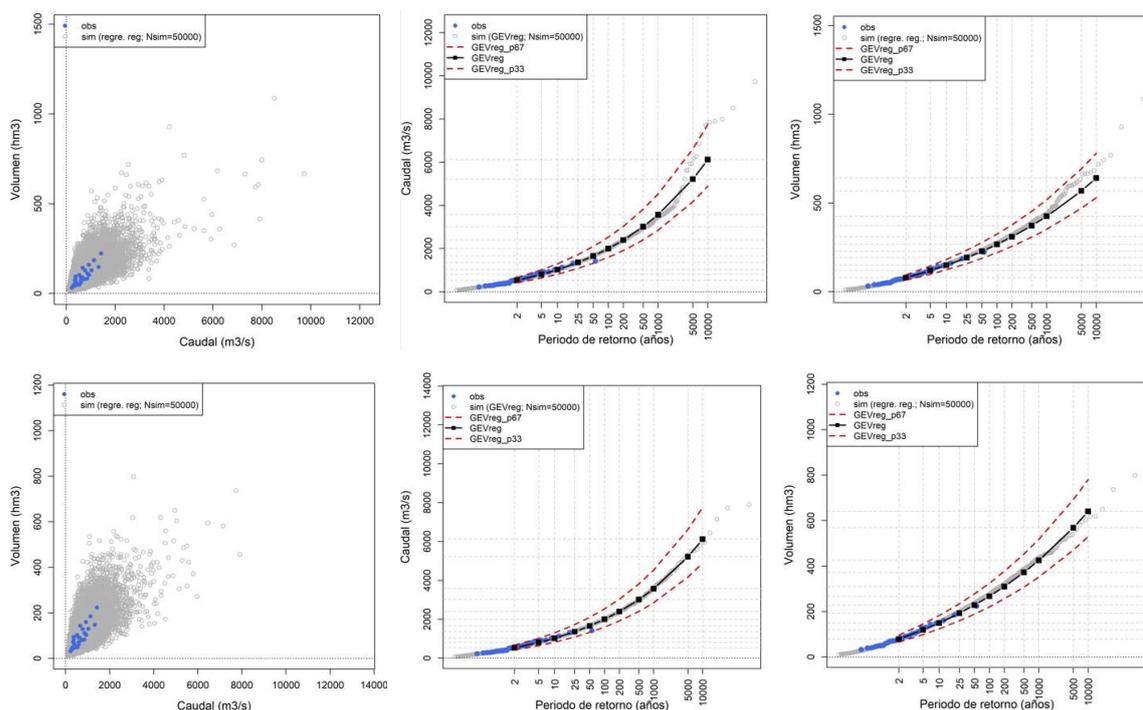


Figura 226. Ejemplos de muestras con 50.000 parejas de valores caudal-volumen generados de forma aleatoria (columna izquierda), mostrando una representación más deficiente (fila de arriba) de las leyes de frecuencia de caudales (columna central) y volúmenes (columna derecha) y una buen representación (fila de abajo).

4. Obtención de N_{sim} hidrogramas por reescalado de un hidrograma tipo (figura 227).

Una forma de llevar a cabo este reescalado de tal forma que se garantice que el hidrograma resultante tenga un caudal punta (Q_i) y un volumen (V_i) determinados es la siguiente:

- Se parte de un hidrograma tipo definido por una secuencia de parejas de valores caudal-tiempo (q, t). Su caudal punta será q_p , su volumen $v = \sum_j (t_{j+1} - t_j) \left(\frac{q_j + q_{j+1}}{2} \right)$ y su duración $D = t_{final} - t_{inicial}$.
- En primer lugar, se multiplican todos los caudales del hidrograma por la relación Q_i/q_p , lo que conduce a que el hidrograma resultante tenga un caudal punta igual a Q_i .
- En segundo lugar, se multiplica la duración del hidrograma D por la relación $\frac{V_i q_p}{v Q_i}$ (es decir, el tiempo t correspondiente a cada punto que define el hidrograma se multiplica por dicha relación), resultando finalmente un hidrograma de caudal punta Q_i y de volumen V_i .

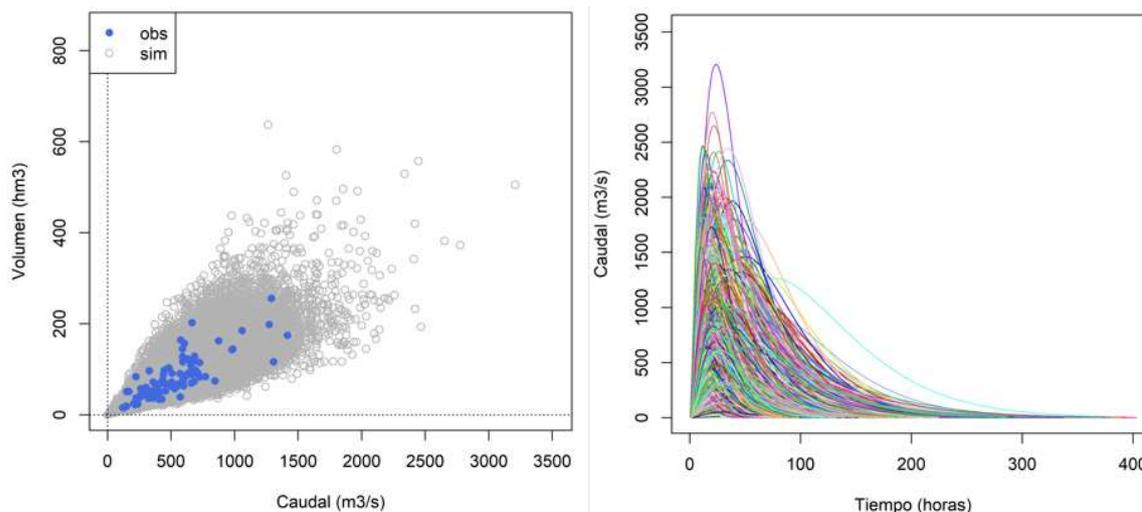


Figura 227. Muestra de 50.000 parejas caudal-volumen generadas de forma estocástica (izquierda), indicando en azul las parejas de valores registradas en el embalse en estudio, e hidrogramas asociados obtenidos por reescalado de uno tipo (derecha).

5. Laminación de los hidrogramas en el embalse y obtención del nivel máximo para cada uno.

Por último, cada uno de los hidrogramas sintéticos se lamina en el embalse para las condiciones de cálculo que se hayan adoptado (nivel inicial en el embalse, criterio de operación de compuertas, etc.). Como resultado se obtendrá el nivel máximo alcanzado en el embalse para cada hidrograma, junto a otras variables de interés como el caudal máximo vertido. A cada uno de los niveles máximos obtenidos, que constituirán una muestra de tamaño N_{sim} , se le asignará una probabilidad mediante una fórmula de gráfico (preferentemente la fórmula de Gringorten) para la obtención de la ley de frecuencia empírica de niveles máximos, a partir de la cual podrá obtenerse el cuantil de nivel máximo del periodo de retorno de diseño. El valor del cuantil buscado será aquel que en la muestra se ve superado $N_{sim} \frac{1}{T}$ veces. Asimismo, puede ser de interés determinar la ley de frecuencia empírica de caudales máximos vertidos, mediante un procedimiento idéntico al expuesto para los niveles (figuras 228 y 229).

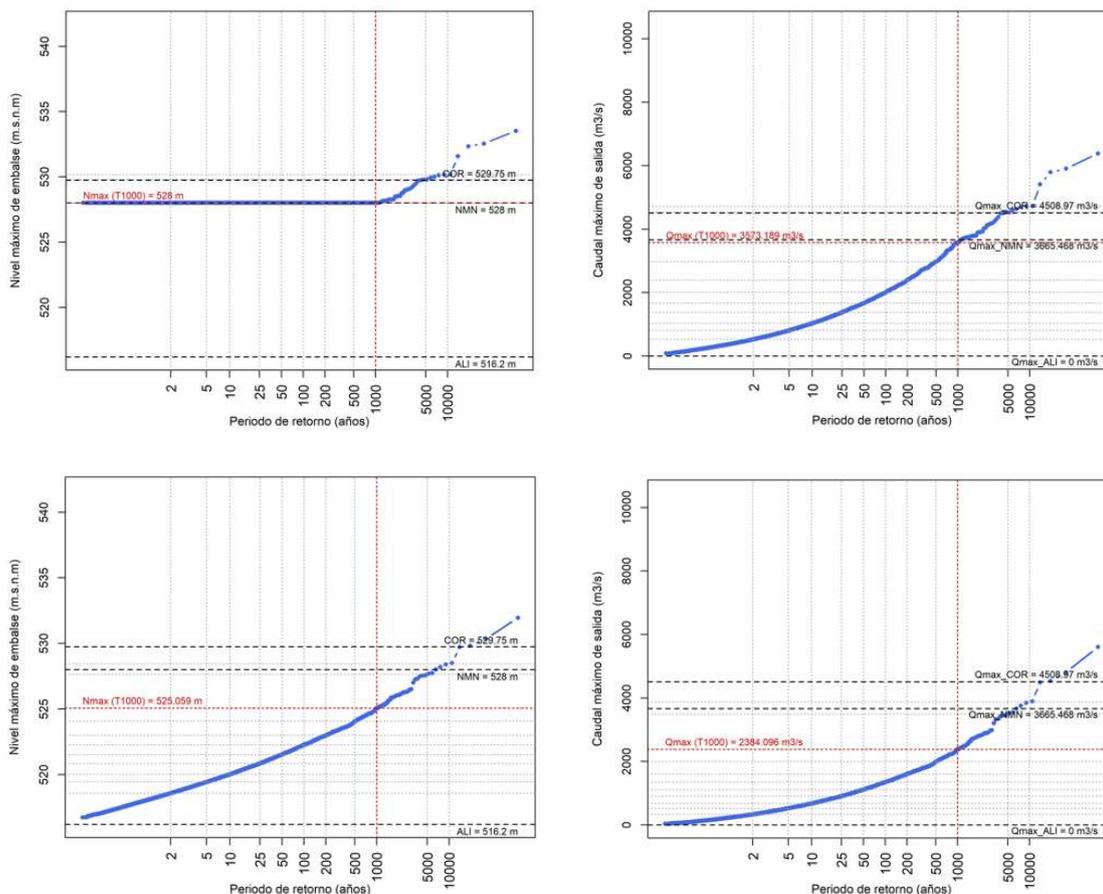


Figura 228. Leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos en el embalse (izquierda) y de caudales máximos vertidos (derecha), para un aliviadero con (arriba) o sin (abajo) compuertas, caracterizando la dependencia entre caudales y volúmenes mediante el procedimiento basado en una regresión lineal regional.

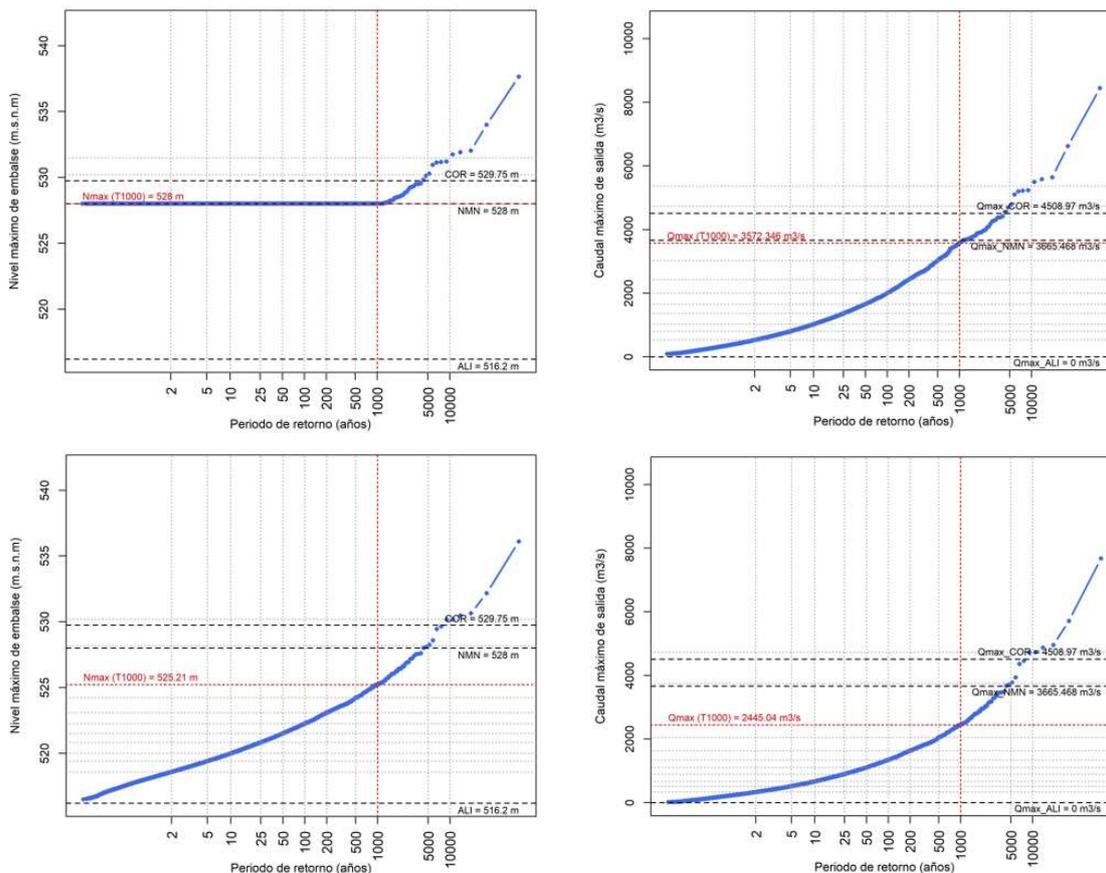


Figura 229. Leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos en el embalse (izquierda) y de caudales máximos vertidos (derecha), para un aliviadero con (arriba) o sin (abajo) compuertas, caracterizando la dependencia entre caudales y volúmenes mediante una cópula regional.

La aplicación práctica del procedimiento de cálculo expuesto al dimensionamiento de los órganos de desagüe de una presa nueva (longitud de aliviadero) se debe realizar mediante tanteos. Se partirá de una selección de varias longitudes posibles de aliviadero, calculando para cada una de ellas el tránsito por el embalse del conjunto de hidrogramas generados aleatoriamente, y determinando el nivel máximo alcanzado en el embalse para cada uno de ellos. La longitud de aliviadero a adoptar será aquella para la cual el nivel máximo admisible en el embalse (manteniendo los resguardos mínimos exigidos en la NTS-2) corresponda al periodo de retorno de diseño (T). Asimismo, este cálculo puede realizarse empleando las curvas caudal-volumen expuestas en el apartado 5.7.2.3. La longitud adecuada de aliviadero será aquella para la cual la curva correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse corresponda a un periodo de retorno T (figura 230).



CEDEX

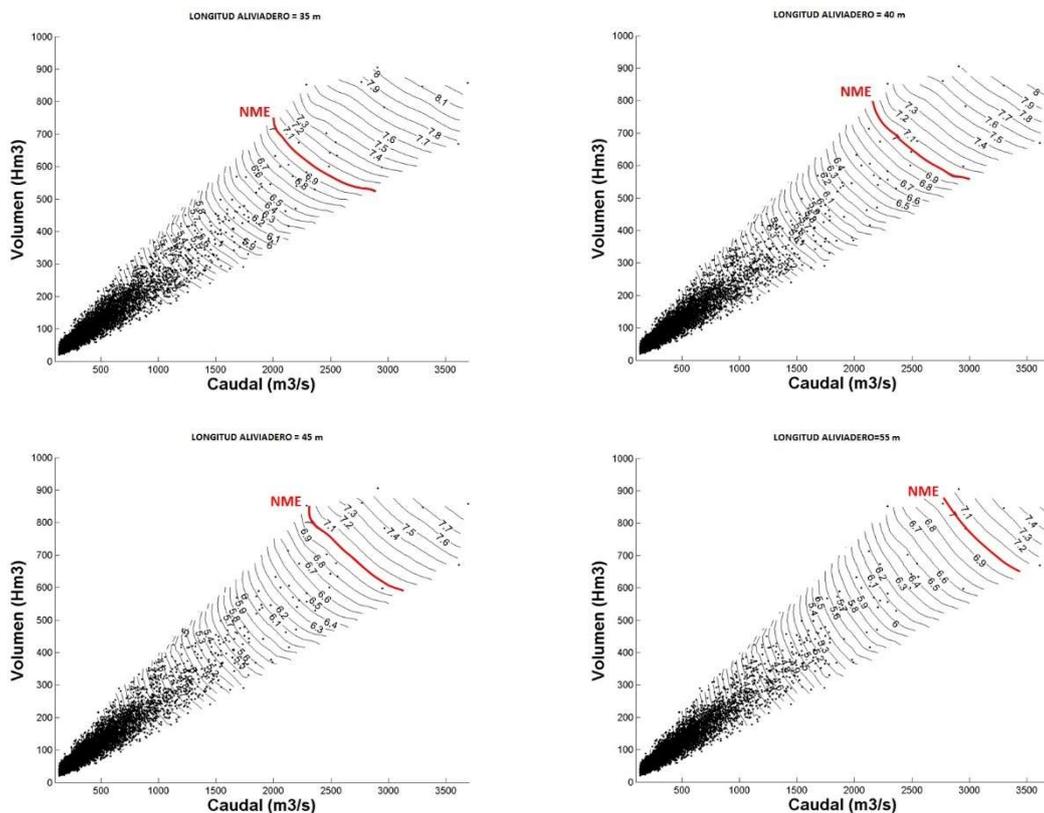


Figura 230. Curvas caudal-volumen para distintas longitudes de aliviadero: 35 m, 40 m, 45 m y 55 m. En color rojo se indica la curva correspondiente al nivel máximo admisible en el embalse. Fuente: Jiménez y Mediero, 2014b.

En caso de adoptar valores fijos estacionales del nivel previo en el embalse, en base a los resguardos establecidos en las Normas de Explotación, será necesario realizar los cálculos de forma estacional para tener en cuenta la coincidencia en el tiempo de los distintos niveles en el embalse y de la mayor o menor probabilidad de ocurrencia de las avenidas. Para esto, al igual que se indicó en el punto anterior, se requerirá conocer las leyes de frecuencia de caudal y volumen estacionales, calculadas según lo expuesto en el apartado 5.2.3. y 5.4.5. En general, si se ha llevado a cabo la determinación de las leyes de frecuencia estacionales mediante la descomposición de la anual en función de la frecuencia de aparición de eventos de crecida en cada periodo estacional (asumiendo, por lo tanto, que las avenidas están generadas a lo largo de todo el año, de forma aproximada, por un mismo tipo de fenómeno físico generador), será razonable asumir que la relación de dependencia estadística entre caudales y volúmenes es la misma en todos los periodos estacionales. Por lo tanto, podrá utilizarse para realizar los cálculos en cada periodo estacional la ecuación de regresión lineal regional (así como el valor de desviación típica regional), o la cópula regional, obtenida a partir de los datos anuales.

De esta forma, el procedimiento a seguir sería igual al expuesto anteriormente, con la salvedad de que el cálculo debe realizarse para cada periodo estacional por separado, utilizando las leyes de frecuencia estacionales en lugar de las anuales, y que, una vez

obtenidas las leyes de frecuencia empíricas estacionales de nivel máximo en el embalse, deben combinarse para obtener la ley de frecuencia anual:

1. Obtención de las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes máximos según lo expuesto en apartados anteriores.
2. Caracterización de la relación de dependencia estadística entre ambas variables siguiendo alguno de los procedimientos expuestos en el apartado 5.7.2 (regresión lineal regional o cópula regional).
3. Obtención de las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes estacionales, según lo expuesto en el apartado 5.2.3. y 5.4.5.

Cálculo del periodo estacional 1:

4. Generación de N_{sim} parejas caudal-volumen siguiendo el procedimiento expuesto en el apartado 5.7.2., utilizando las leyes de frecuencia estacionales correspondientes al periodo estacional 1 y la relación de dependencia regional. Se seguirán las mismas recomendaciones, en cuanto a número de parejas simuladas, número de simulaciones a realizar, etc., expuestas anteriormente.
5. Obtención de N_{sim} hidrogramas por reescalado del hidrograma tipo.
6. Laminación de los hidrogramas en el embalse y obtención del nivel máximo para cada uno. Asignación de probabilidades a los niveles y obtención de la ley de frecuencia empírica de niveles máximos del periodo estacional 1.

Realización de los cálculos para el resto de los periodos estacionales: Se obtendrán las leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos del resto de periodos estacionales.

7. Combinación de las leyes de frecuencia empíricas estacionales para obtener la anual (figura 231):

$$F_{anual}(n) = \prod_i F_{P_{est_i}}(n) \quad [160]$$

XXX Pendiente XXX

Figura 231. Ejemplo de leyes de frecuencia empíricas estacionales de niveles máximos en un embalse, y su combinación para obtener la ley de frecuencia anual.

Por otra parte, como se indicó en el punto anterior, en el caso de que se utilicen periodos estacionales diferentes para determinar las avenidas estacionales y para definir los resguardos, será necesario definir periodos homogéneos para realizar los cálculos, mediante la intersección de los dos grupos de periodos estacionales. En ese caso, como se indicó, será necesario modificar las leyes de frecuencia estacionales de caudal y volumen para adaptarlas a las duraciones de los nuevos periodos (ecuaciones [156] y [157]). Finalmente, una vez obtenidas las leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos en cada periodo de cálculo, se deberán combinar para obtener la ley de frecuencia anual,



de manera similar a lo indicado en la ecuación anterior (ecuación [160]), pero empleando en este caso los periodos temporales utilizados para el cálculo.

Adicionalmente, si al estimar las leyes de frecuencia estacionales se identifica algún periodo estacional en el que la relación de dependencia entre caudales y volúmenes puede ser notablemente diferente a la relación regional obtenida a partir de los datos anuales (normalmente serán también periodos en los que no se pueda asumir que las avenidas están generadas a lo largo de todo el año, de forma aproximada, por un mismo tipo de fenómeno físico generador), habrá que atender a lo siguiente. Por una parte, no se podrá caracterizar la relación de dependencia estadística entre caudales y volúmenes, para ese periodo estacional, mediante la utilización de la ecuación de regresión lineal regional proporcionada en la tabla 93 del apartado 5.7.2.1. Asimismo, tampoco será válido emplear la cópula regional que se haya podido ajustar a partir de la utilización de los máximos anuales estandarizados procedentes de las distintas estaciones de la región. Como alternativa, en el caso de que se considere necesario utilizar un procedimiento de cálculo probabilístico, puede caracterizarse la relación de dependencia entre caudales y volúmenes en ese periodo estacional mediante una regresión lineal local, siempre y cuando se disponga de un número suficiente de parejas de valores procedentes de eventos que hayan superado el umbral en ese periodo estacional⁵⁶. La cantidad de información necesaria para ajustar los parámetros de una función de distribución bivariada es superior a la necesaria para ajustar una distribución univariada. Requena *et al.* (2016b) concluyeron que para poder estimar de forma robusta los parámetros de una cópula es necesario disponer de más de 525 parejas de valores Q-V, en el caso de la cópula BB1 de dos parámetros, y entre 125 parejas (cópula Gumbel) y 250 parejas (cópula Plackett) para las cópulas de un solo parámetro⁵⁷. Estas longitudes de series de datos no se encuentran disponibles de forma local en un punto de medida, motivo por el que es necesario recurrir a información regional para realizar el ajuste. En el caso de la regresión lineal regional no se dispone de estudios similares que acoten el número de datos necesario para poder llevar a cabo una estimación robusta de los parámetros, pero parece claro que debe recurrirse también a la realización de ajustes regionales. De esta forma, es necesario tener en cuenta que la estimación de la relación de dependencia estadística entre caudales y volúmenes de forma local tendrá una mayor incertidumbre y, por lo tanto, también la tendrán los cálculos que se realicen a partir de ella. Por consiguiente, deberá considerarse que los resultados serán en este caso más imprecisos, obtenidos con objeto de disponer de una referencia aproximada, lo que se deberá tener en cuenta a la hora de tomar decisiones.

Para obtener la relación de dependencia de forma local se representarán los logaritmos de las parejas de valores caudal-volumen (en este caso no es necesario trabajar con los

⁵⁶ En ningún caso menos de los 20-30 datos exigidos en los apartados 5.2.1.2. y 5.2.2.2. para llevar a cabo el análisis frecuencial de caudales máximos y volúmenes de avenida. Estas parejas de valores deben formarse con el caudal instantáneo y el volumen de la avenida. En consecuencia, en aquellos eventos en los que no se disponga del caudal instantáneo será necesario transformar el caudal medio diario en instantáneo mediante alguno de los procedimientos expuestos en el apartado 5.2.1.1., analizando la validez de las relaciones anuales o viendo la posibilidad de definir unas propias para el periodo estacional.

⁵⁷ Se analizaron cinco cópulas de un solo parámetro: Clayton, Frank, Gumbel, Galambos y Plackett.

valores adimensionales), estableciendo la ecuación de regresión lineal entre las dos variables con el volumen como variable dependiente. Asimismo, se determinará la desviación estándar del ajuste mediante la aplicación de la ecuación 149.

El procedimiento de cálculo sería idéntico al expuesto anteriormente, pero utilizando la regresión lineal local (así como su desviación estándar local) para el periodo estacional no homogéneo, y la relación regional, junto con su desviación estándar, para el resto de los periodos.

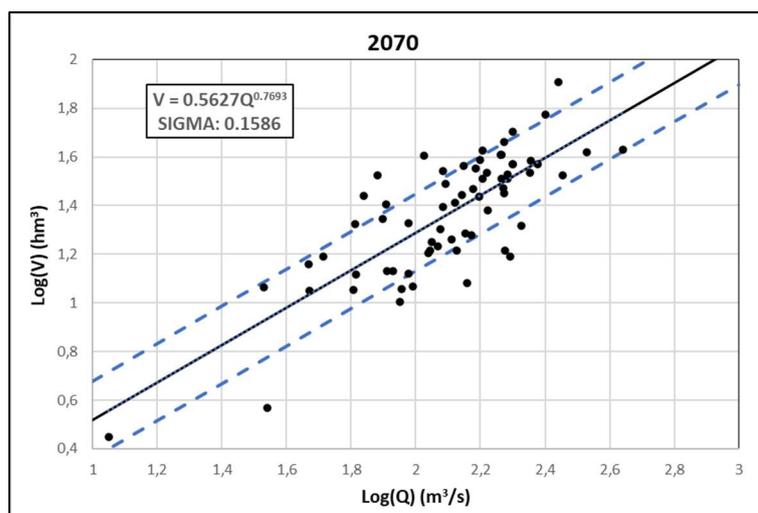


Figura 232. Ejemplo de regresión lineal local entre los logaritmos del caudal y el volumen en una estación de aforos.

Asimismo, si, siguiendo las recomendaciones expuestas en los apartados 5.2.1.7. y 5.2.2.4., se mayoran los cuantiles a partir de los intervalos de confianza, las nuevas leyes de frecuencia de caudal y volumen diferirán también de las obtenidas originalmente. En este caso, si se utiliza la caracterización de la dependencia estadística mediante la relación lineal entre los logaritmos de las variables se deberán generar parejas de valores $Q_i - V_i$ a partir de la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos sin mayorar, sustituyendo posteriormente cada valor de las variables Q_i y V_i generados por sus equivalentes en las leyes de frecuencia mayoradas, de tal forma que ambos correspondan a un mismo valor de probabilidad en su función de distribución⁵⁸. En caso de caracterizar la relación de

⁵⁸ En el caso de determinar los cuantiles mayorados con los intervalos de confianza mediante la aplicación de los porcentajes proporcionados en las tablas del Anexo IV, y puesto que en dichas tablas sólo se proporcionan valores para los periodos de retorno de 100, 200, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años, será necesario estimar los porcentajes correspondientes a periodos de retorno inferiores (por ejemplo, para 2, 5, 10, 25 y 50 años) mediante extrapolación de los seis valores conocidos. Habitualmente es suficiente con extrapolar mediante una relación lineal entre los porcentajes de los intervalos de confianza y la variable reducida (ecuación 31). Una vez obtenidos los cuantiles mayorados de todo el rango de periodos de retorno (por ejemplo, para los once periodos de retorno citados anteriormente), mediante aplicación de los porcentajes proporcionados en las tablas o extrapolados, será necesario determinar mediante el método de los mínimos cuadrados la función de distribución GEV que mejor se ajusta al conjunto de cuantiles mayorados para obtener la ley de frecuencia mayorada.



dependencia mediante una cópula regional se aplicará directamente dicha cópula imponiendo en este caso como funciones marginales de caudal y volumen las mayoradas.

La obtención de los niveles máximos en el embalse mediante un procedimiento de análisis probabilístico, tal como se ha expuesto anteriormente, no requiere la definición previa de una Avenida de proyecto o de una Avenida extrema. De hecho, solo será posible conocer aquellos hidrogramas que llevan al embalse a un determinado cuantil de nivel máximo *a posteriori*, una vez calculados los cuantiles de nivel. De esta forma, la relación entre los hidrogramas (parejas caudal-volumen) y los niveles en el embalse será realmente un resultado del cálculo. Como se indicó anteriormente en el apartado 5.7.2.3., en realidad no existirá un único hidrograma que lleve al embalse a un determinado nivel, sino una familia de infinitos hidrogramas. Esta familia de hidrogramas constituirá una curva en el plano caudal-volumen.

Sin embargo, la NTS-2, en su artículo 5, establece que “*Se considerarán dos avenidas afluentes al embalse, que serán seleccionadas de entre las determinadas en el Estudio de avenidas*”, y en su artículo 8 indica que dicha selección se realizará “*de tal forma que se garanticen unos periodos de retorno para los niveles de Avenida de proyecto y de Avenida extrema iguales o superiores a los que se indican en la tabla I*” (tabla 2 de esta Guía). Es decir, la NTS-2 establece la necesidad de determinar las Avenidas de proyecto y extrema como aquellas que provocan un nivel en el embalse correspondiente a un determinado periodo de retorno.

Si, tal como se indicó anteriormente, en el caso de aplicar un procedimiento de cálculo probabilístico, se quiere dar cumplimiento a esa formalidad y determinar los hidrogramas (parejas de valores caudal-volumen) de las Avenidas de proyecto y extrema, aunque no se utilicen explícitamente en los cálculos, será necesario determinar las curvas caudal-volumen asociadas al nivel en el embalse correspondiente al periodo de retorno de situación de proyecto o de situación extrema. Cualquier pareja de valores de la curva representará un hidrograma válido como Avenida de proyecto o como Avenida extrema, a partir de la cual podrá obtenerse un hidrograma de Avenida de proyecto o extrema representativo.

En el caso de llevar a cabo un cálculo estacional, se tendrá una curva caudal-volumen para cada uno de los periodos considerados, en lugar de una única curva anual. En ese caso, se representará, para cada estación, el gráfico con las parejas caudal-volumen simuladas, asignando a cada punto el valor de nivel máximo obtenido en el cálculo (en el que se habrá tenido en cuenta el resguardo estacional correspondiente) y trazando las isolíneas de nivel. La curva correspondiente al nivel en el embalse cuyo periodo de retorno T en la ley de frecuencia anual sea igual al adoptado para la situación de proyecto o para la situación extrema, representará la familia de hidrogramas de Avenida de proyecto (o extrema) en ese periodo estacional (figura 233). Estas curvas caudal-volumen estacionales corresponderán, lógicamente, a periodos de retorno distintos al anual. En el caso de que los resguardos estacionales se hayan fijado siguiendo los criterios indicados en el apartado 5.2.3., los periodos de retorno de cada estación coincidirán con los proporcionados por la ecuación [80]. Es importante tener en cuenta que, en el caso de considerar resguardos estacionales,

las curvas caudal-volumen de cada periodo estacional dependerán de dichos resguardos, cambiando si se modifican éstos.

XXX Pendiente XXX

Figura 233. Curvas caudal-volumen estacionales calculadas en una presa.

5.7.4.3.2. Consideración de un nivel previo en el embalse aleatorio

En este caso, los cálculos se llevan a cabo considerando la variabilidad aleatoria tanto de la solicitud hidrológica (en la relación entre caudales y volúmenes), como en el nivel previo en el embalse. Como se indicó anteriormente, para las presas existentes, la NTS-3 indica en el artículo 32.3 que se podrá tener en cuenta “...*cualquier otra circunstancia debidamente justificada que pueda suponer un margen de seguridad adicional para la presa*”. De esta forma, puede interpretarse que es también admisible considerar la variabilidad real de niveles en el embalse, que serán menores o iguales que los niveles máximos estacionales o que el NMN, y, por tanto, supondrá un margen de seguridad adicional. En este caso, el nivel previo en el embalse constituirá también una variable aleatoria, siendo lo más adecuado considerar esta aleatoriedad en el marco de un análisis probabilístico que tenga en cuenta también la relación de dependencia estadística entre caudales y volúmenes.

Para llevar a cabo este análisis, será necesario determinar previamente, al igual que antes, las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes máximos, así como caracterizar la relación de dependencia estadística entre ambas variables. Asimismo, será necesario construir hidrogramas de avenida a partir de las parejas caudal-volumen que se generen de forma estocástica, utilizando un determinado hidrograma tipo.

Adicionalmente, en este caso habrá que determinar también la distribución estadística del nivel previo en el embalse. Con este objetivo, en primer lugar, será necesario analizar si es posible definir una única distribución anual, o si es necesario establecer una diferente para distintos periodos a lo largo del año, como resultado del régimen de aportaciones al embalse y de su gestión. Para determinar esta circunstancia puede ser útil dibujar un gráfico con el nivel medio mensual en el embalse, obtenido como promedio del nivel medio en cada mes a lo largo de todos los años de la serie de datos disponible. Este gráfico puede obtenerse también a nivel diario, para cada uno de los días del año, si se necesitase disponer de un mayor nivel de detalle para definir los periodos (figura 234). En cualquier caso, será necesario considerar distintos periodos, al menos, cuando se hayan establecido resguardos estacionales en las Normas de Explotación, ya que la cota superior de la distribución será diferente para cada periodo estacional considerado en dichas Normas. Si para caracterizar correctamente los niveles fuese necesario adoptar periodos diferentes a los considerados para determinar las avenidas estacionales, se deberán definir periodos homogéneos en ambas variables por intersección de ambos grupos de periodos, de la forma ya indicada anteriormente, trabajando con esos periodos comunes a la hora de realizar los cálculos, y

modificando las leyes de frecuencia estacionales de caudales y volúmenes para adaptarlas a la duración de estos periodos según las ecuaciones [156] y [157].

XXX Pendiente XXX

Figura 234. Gráfico mostrando la distribución media de niveles en el embalse a nivel mensual (izquierda) y diario (derecha), correspondiente a una presa.

Asimismo, como se indicó, será conveniente analizar la serie histórica de niveles para determinar si es homogénea a lo largo del tiempo o, por el contrario, si la distribución estadística que la caracteriza ha sufrido cambios debido a modificaciones en la gestión de la presa. Con esta finalidad, puede ser útil calcular determinados estadísticos representativos de la distribución (como la media, la mediana o los cuartiles) para cada uno de los años de la serie y cada uno de los periodos considerados, analizando su evolución histórica, así como la posible existencia de tendencias en la misma (por ejemplo, a través de la aplicación del test de Mann-Kendall). Asimismo, será útil conocer la evolución histórica de las demandas atendidas desde la presa. En caso de que se determine la existencia de heterogeneidades, se deberá utilizar la parte más reciente de la serie (que presente un comportamiento homogéneo), que será la más representativa del comportamiento actual y futuro del embalse.

En cualquier caso, como ya se advirtió anteriormente, la utilización de la distribución estadística de niveles históricos en el embalse debe realizarse con precaución, garantizando que la misma es representativa de los posibles niveles futuros, sin que se esperen cambios relevantes debido a modificaciones futuras en la gestión del embalse o en las demandas que se atienden desde el mismo.

La mejor manera de caracterizar la distribución estadística de niveles previos en el embalse, en cada uno de los periodos de cálculo considerados, será asignando probabilidades a cada uno de los datos mediante una determinada fórmula de gráfico (ya que, en general, esta distribución no corresponderá a ninguna función de distribución teórica), representándolos gráficamente (figura 203). A la hora de generar el conjunto de valores aleatorios dentro del procedimiento de cálculo probabilístico, los niveles en el embalse se obtendrán interpolando, a partir de los valores del vector de probabilidad que se haya generado, entre los datos de la muestra. Como fórmula de gráfico puede adoptarse la de Weibull, no siendo adecuada en este caso la de Gringorten, más indicada para distribuciones extremales:

$$F(n_{prev}) = \frac{i}{N_{datos}+1} \quad [161]$$

siendo i el puesto que ocupa el dato en la serie ordenada de menor a mayor, N_{datos} el número total de datos de la muestra y n_{prev} la variable estadística que representa el nivel previo en el embalse.

Es importante tener en cuenta que las distribuciones de niveles previos en el embalse están acotadas superiormente: por el NMN, en el caso de que no se hayan fijado resguardos estacionales en las Normas de Explotación, o por el nivel máximo admisible en cada periodo

estacional, en el caso de que sí se haya hecho. De esta forma, a estas cotas superiores les deberá corresponder un valor de la función de distribución igual a uno, $F(n_{prev_max})=1$.

Es posible que, en la muestra disponible de niveles en el embalse, procedente del registro de explotación, haya datos de nivel mayores que estas cotas superiores, pero esos datos corresponderán a situaciones de avenida (durante las cuales se han superado los niveles máximos de explotación), y no a una situación de normalidad, por lo que deberán desecharse a la hora de caracterizar la distribución de probabilidad de niveles previos en el embalse. Asimismo, puede haber embalses en los que por sus características o explotación no se haya llegado a alcanzar nunca el NMN, o el nivel máximo admisible de explotación. En estos casos, la distribución de niveles se obtendrá siguiendo el mismo procedimiento expuesto anteriormente, es decir, asignando probabilidades a los datos del registro de niveles mediante una fórmula de gráfico y considerando que la probabilidad del máximo nivel de embalse admisible en situación de normalidad (el NMN o los fijados en las Normas de Explotación) es la unidad. No sería correcto asignar en estos casos una probabilidad unidad al máximo nivel histórico registrado en el embalse, ya que no puede garantizarse que ese nivel no pueda superarse en el futuro, aunque la probabilidad de que eso ocurra sea muy reducida. No obstante, en la práctica, si el registro de niveles disponible es suficientemente extenso, la probabilidad muestral del máximo nivel de embalse registrado será muy próxima a la unidad (figura 235).

XXX Pendiente XXX

Figura 235. Distribución de niveles en un embalse en el que nunca se ha llegado a alcanzar el NMN.

La generación estocástica de variables en este caso abarcará tanto al caudal punta y al volumen del hidrograma (teniendo en cuenta su dependencia estadística), tal como se expuso en el punto anterior, como al nivel previo en el embalse. El procedimiento a seguir, para el caso de distinguir distintos periodos estacionales a lo largo del año, sería el siguiente⁵⁹:

1. Obtención de las leyes de frecuencia de caudales máximos y volúmenes de avenida según lo expuesto en apartados anteriores.
2. Caracterización de la relación de dependencia estadística entre ambas variables siguiendo alguno de los procedimientos expuestos en el apartado 5.7.2 (regresión lineal regional o cópula regional).

⁵⁹ En el caso de que se maneje el año completo como una unidad, sin fraccionarlo en periodos estacionales, se procedería para el año completo de la misma manera que para cada uno de los periodos estacionales, empleando en este caso las leyes de frecuencia anuales en lugar de las estacionales. Como resultado se obtendrá directamente la ley de frecuencia anual de niveles máximos en el embalse, sin que sea necesario en este caso obtenerla mediante composición de las leyes de frecuencia estacionales.



3. Obtención de las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes estacionales, según lo expuesto en el apartado 5.2.3. y 5.4.5., y, en su caso, adaptación a los periodos de cálculo, según lo indicado anteriormente.
4. Obtención de la distribución estadística de niveles previos en el embalse para cada periodo de cálculo.

Periodo de cálculo 1:

5. Generación de N_{sim} parejas caudal-volumen siguiendo el procedimiento expuesto en el apartado 5.7.2., utilizando las leyes de frecuencia correspondientes al periodo de cálculo 1 y la relación de dependencia regional. Generación de N_{sim} niveles previos en el embalse a partir de la distribución estadística obtenida para el periodo de cálculo 1, según las indicaciones expuestas anteriormente en este punto. Como resultado se obtendrán N_{sim} ternas de valores caudal-volumen-nivel. La generación aleatoria de parejas caudal-volumen y de niveles previos en el embalse se realizará a partir de dos vectores de probabilidad distintos (de tamaño N_{sim}) obtenidos de forma independiente, ya que, como ya se expuso, el caudal punta y el volumen del hidrograma y el nivel previo en el embalse pueden considerarse variables aleatorias independientes. Se seguirán las mismas recomendaciones, en cuanto a número de parejas simuladas, número de simulaciones a realizar, etc., expuestas en el punto anterior.
6. Obtención de N_{sim} hidrogramas por reescalado del hidrograma tipo.
7. Laminación de los hidrogramas en el embalse, partiendo en cada caso del nivel previo aleatorio en el embalse que le corresponda, y obtención del nivel máximo para cada uno. Asignación de probabilidades a los niveles y obtención de la ley de frecuencia empírica de niveles máximos del periodo de cálculo 1.

Realización de los pasos 5 a 7 para el resto de los periodos de cálculo: Se obtendrán las leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos del resto de periodos.

8. Combinación de las leyes de frecuencia empíricas de nivel máximo en el embalse de cada periodo de cálculo para obtener la anual (figura 236):

$$F_{anual}(n) = \prod_i F_{Pcal_i}(n) \quad [162]$$

XXX Pendiente XXX

Figura 236. Ejemplo de leyes de frecuencia empíricas de niveles máximos en el embalse para distintos periodos temporales de cálculo, y su combinación para obtener la ley de frecuencia anual.

Si al estimar las leyes de frecuencia estacionales se identifica algún periodo estacional en el que la relación de dependencia entre caudales y volúmenes puede ser notablemente diferente a la relación regional obtenida a partir de los datos anuales, se procederá tal como se expuso en el apartado anterior.

Asimismo, si se utilizan en los cálculos leyes de frecuencia de caudales máximos anuales y de volúmenes de avenida mayoradas a partir de los intervalos de confianza, se procederá también según lo expuesto en dicho apartado.

Por último, al considerar un nivel previo en el embalse variable, el nivel máximo en el mismo dependerá de tres variables aleatorias: caudal, volumen y nivel previo. De esta forma, ya no es posible definir curvas en el plano caudal-volumen que representen hidrogramas que conducen a un mismo nivel máximo, sino superficies en el espacio caudal-volumen-nivel, que representarán combinaciones de hidrogramas y niveles previos en el embalse. En consecuencia, en este caso no será posible definir, tal como se hacía en el apartado anterior, una familia de hidrogramas correspondientes a la Avenida de proyecto o a la Avenida extrema, con objeto de dar cumplimiento a la formalidad de determinar los hidrogramas de las Avenidas de proyecto y extrema, aunque no se utilicen explícitamente en los cálculos, al depender estos hidrogramas de cuál sea el nivel previo en el embalse.

5.7.4.3.3. Cálculo probabilístico en cuencas alteradas

En el caso de que la cuenca se encuentre alterada por la presencia de presas agua arriba del punto de estudio, habrá sido necesario obtener, mediante un modelo hidrometeorológico, unas nuevas leyes de frecuencia en dicha situación que diferirán de las correspondientes al régimen natural (apartado 5.5.). La ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos en situación alterada proporcionará, en general, unos cuantiles inferiores a los del régimen natural, debido a la laminación en los embalses. Sin embargo, los cuantiles de volumen serán iguales o muy similares en ambos casos, al no verse afectada esta variable por la laminación.

Por otra parte, la relación de dependencia entre caudales punta y volúmenes de avenida se verá también, en general, afectada. Esa modificación en la relación de dependencia tiene su origen en que, como consecuencia de la laminación en los embalses existentes en la cuenca, un caudal punta alterado correspondiente a un determinado periodo de retorno T , no tiene por qué proceder de un hidrograma con caudal punta natural también de periodo de retorno T , sino que puede hacerlo de hidrogramas naturales con distintos caudales punta en función de cuál sea el volumen del hidrograma.

En general, la relación de dependencia cambiará de tal forma que las combinaciones probables entre las dos variables presenten una menor variabilidad o dispersión. Es decir, para un determinado caudal la varianza de la distribución condicionada de volúmenes asociada a ese caudal será menor que la correspondiente al régimen natural. Esta reducción es mayor cuanto mayor sea el grado de alteración de la cuenca⁶⁰. De esta forma, al ir aumentando el grado de alteración la relación de dependencia se irá aproximando cada vez más a una relación biunívoca entre ambas variables, es decir, se irá aproximando a una

⁶⁰ Se entiende en este apartado por grado de alteración de la cuenca el porcentaje de reducción de los cuantiles de caudal máximo instantáneo naturales respecto a los alterados. Este porcentaje será parecido, aunque no idéntico, para los distintos cuantiles, por lo que puede tomarse como referencia el correspondiente al periodo de retorno de la situación de proyecto, o bien de la situación extrema.



relación biunívoca entre los cuantiles de caudal y volumen de un mismo periodo de retorno. En consecuencia, para grados de alteración muy elevados los resultados que se obtendrían para el nivel máximo en el embalse considerando la relación de dependencia estadística entre el caudal punta y el volumen no diferirán sustancialmente de los que se obtendrían utilizando un hidrograma envolvente que combine el caudal punta y el volumen de un mismo periodo de retorno.

La modificación que sufre la relación de dependencia como consecuencia de la alteración de la cuenca se ilustra en la siguiente figura en la que se compara, para distintos grados de alteración, la nube de parejas caudal-volumen en situación alterada en una determinada presa con la que se obtendría para esa misma situación asumiendo la relación de dependencia correspondiente al régimen natural. Se observa cómo, según va aumentando el grado de alteración de la cuenca, la nube de puntos observada en situación alterada (en color azul) se va estrechando, difiriendo sustancialmente de la correspondiente al régimen natural (color gris), y aproximándose a una relación funcional biunívoca.

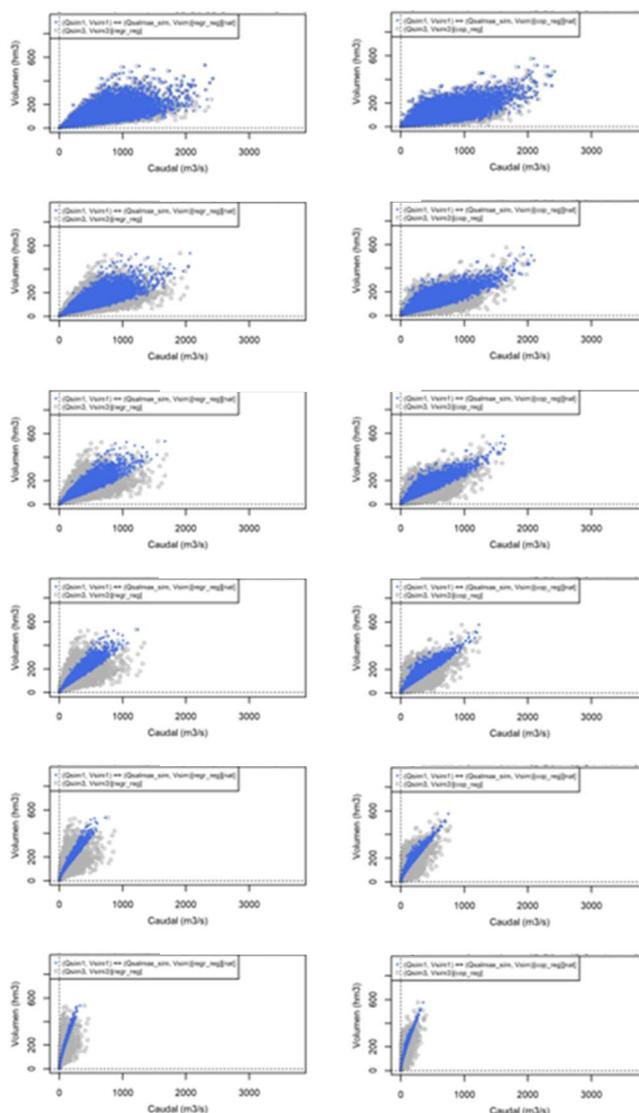


Figura 237. Contraste de parejas caudal-volumen en régimen alterado (color gris) con las simuladas asumiendo la relación de dependencia entre caudal y volumen del régimen natural (color azul) en el punto de ubicación de una presa, para distintos grados de alteración comprendidos entre un 7% (fila superior) y un 91% (fila inferior), utilizando el método de la regresión lineal regional (izquierda) y una cópula regional BB1 (derecha).

Como consecuencia de la menor variabilidad en la relación entre ambas variables, la relación de dependencia correspondiente al régimen alterado conducirá a niveles máximos en el embalse algo mayores que la relación de dependencia natural. No obstante, para grados de alteración moderados, de hasta un 20-30%, la diferencia entre el nivel máximo en el embalse que se obtendría utilizando la relación de dependencia estadística correspondiente al régimen natural respecto al que se obtendría con la relación de dependencia real del régimen alterado será en la mayoría de los casos reducida, de unos pocos centímetros, e inferior a la propia incertidumbre que acompaña al cálculo probabilístico. De esta forma, en aquellos casos con un grado de alteración moderado, si



se considera necesario abordar el cálculo de los niveles máximos en el embalse mediante un procedimiento de cálculo probabilístico, se podría considerar, en una primera aproximación, la misma relación de dependencia estadística entre caudales punta y volúmenes obtenida entre los datos en situación natural.

En caso de utilizar la caracterización de dicha dependencia mediante la relación lineal entre los logaritmos de las variables se deberá proceder de la siguiente manera:

1. Generación de un vector aleatorio de probabilidades (p_i), con tantos valores como hidrogramas se vayan a simular, mediante el cual se obtendrá un conjunto de caudales máximos sintéticos (Q_i^{nat}) a partir de la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos en situación natural.
2. Generación estocástica de un volumen de hidrograma sintético (V_i) asociado a cada caudal punta generado en el paso anterior.
3. Sustitución de cada caudal sintético Q_i^{nat} por su equivalente en situación alterada (Q_i^{alt}) de tal forma que ambos correspondan a un mismo valor de probabilidad en su función de distribución: $F_{alt}(Q_i^{alt}) = F_{nat}(Q_i^{nat})$.
4. Obtención de un hidrograma para cada pareja de caudal punta-volumen generada para situación alterada ($Q_i^{alt} - V_i$).

En caso de caracterizar la relación de dependencia mediante una cópula regional se podrá aplicar directamente la cópula regional obtenida para situación natural imponiendo en este caso como funciones marginales de caudal y volumen las correspondientes a la situación alterada.

En cualquier caso, como se ha indicado, la utilización de la misma relación de dependencia estadística correspondiente al régimen natural constituirá, como se ha dicho, una simplificación, ya que esa relación se verá modificada en cierta medida por la alteración de la cuenca. Una forma alternativa de abordar este problema, que tiene en consideración de una forma más natural el efecto sobre los caudales punta de la alteración en la cuenca, sería la utilización de modelos estocásticos de precipitaciones, de tal forma que el propio modelo hidrometeorológico incorporará la laminación de los hidrogramas en los embalses.

Por otra parte, en aquellos casos de cuencas con elevados grados de alteración (superiores a un 60-70%) la relación de dependencia entre caudales punta y volúmenes será próxima, en general, a una relación funcional biunívoca, por lo que en estos casos no merecerá la pena abordar el cálculo mediante un procedimiento probabilístico, obteniéndose resultados muy similares, y ligeramente más conservadores, mediante un hidrograma de diseño envolvente que combine los cuantiles de caudal punta y volumen de avenida del periodo de retorno de diseño.

En caso intermedios, si se considera necesario aplicar un procedimiento de cálculo probabilístico (aunque la diferencia en los resultados respecto a la utilización de un hidrograma envolvente se irá reduciendo según aumente el grado de alteración de la cuenca), será necesario estimar la relación de dependencia entre caudales y volúmenes

correspondiente a la situación alterada. Esto podrá llevarse a cabo mediante el análisis de los datos disponibles en el punto de ubicación de la presa en estudio, en caso de que se disponga de ellos (procedentes del registro de explotación de la presa, de una estación SAIH ubicada en ésta o de alguna estación de aforos próxima con un registro representativo de las entradas al embalse), correspondientes a la situación alterada de la cuenca. En este sentido, hay que tener en cuenta que la alteración de la cuenca puede evolucionar a lo largo del tiempo como consecuencia de la construcción de nueva infraestructura. De esta forma, los datos a utilizar deben pertenecer a un periodo temporal con la misma situación de alteración, aquella correspondiente a la situación actual, que será la que habrá que tener en cuenta en el estudio.

La relación de dependencia entre caudales y volúmenes podrá caracterizarse mediante una regresión lineal local, siempre y cuando se disponga de un número suficiente de parejas caudal-volumen (caudal instantáneo máximo anual y su volumen de avenida asociado) en el periodo de registro alterado⁶¹. Como se indicó en el apartado 5.7.4.3.1., la estimación de la relación de dependencia estadística entre caudales y volúmenes de forma local tendrá una mayor incertidumbre, por lo que los resultados serán en este caso más imprecisos, obtenidos con objeto de disponer de una referencia aproximada, lo que se deberá tener en cuenta a la hora de tomar decisiones. Asimismo, hay que tener en cuenta que los hidrogramas de avenida registrados en el periodo alterado pueden corresponder a distintas situaciones de gestión de los embalses presentes en la cuenca (nivel de embalse inicial, operación de válvulas y compuertas, etc.) que diferirán de la situación teórica de gestión considerada al realizar el estudio para obtener las leyes de frecuencia alteradas de caudal máximo instantáneo y volumen de avenida, lo que supondrá una fuente de incertidumbre adicional.

RECOMENDACIONES

- El nivel máximo que se alcanza en el embalse durante una avenida depende de las características de la solicitud hidrológica, del nivel previo existente en el embalse y, en el caso de que los aliviaderos dispongan de compuertas, de la forma en que éstas se gestionen. Los dos primeros factores tienen naturaleza aleatoria, por lo que un cálculo preciso del nivel máximo en el embalse debe llevarse a cabo mediante un procedimiento de cálculo probabilístico. No obstante, habitualmente es suficientemente aproximado abordar el problema de forma determinista mediante la adopción de unos valores constantes del nivel previo en el embalse, así como de las variables que definen el hidrograma de avenida (caudal punta y volumen), con criterios conservadores que garanticen que el nivel obtenido en el cálculo sea mayor o igual que el cuantil del periodo de retorno de diseño.

⁶¹ Como ya se indicó anteriormente, en ningún caso deberán utilizarse menos de los 20-30 datos exigidos en los apartados 5.2.1.2. y 5.2.2.2. para llevar a cabo el análisis frecuencial de caudales máximos y volúmenes de avenida. Como es lógico, no siempre el registro disponible, correspondiente a la situación de alteración actual de la cuenca, contará con esa longitud de datos.



- Pueden adoptarse las siguientes aproximaciones, ordenadas de mayor a menor grado de simplificación, para llevar a cabo la estimación del nivel máximo en el embalse del periodo de retorno de diseño:

Simplificación de la solicitud hidrológica considerando solo el caudal punta:

- Esta simplificación puede ser suficiente en aquellos embalses con muy poca capacidad de laminación, en los que coincidirá prácticamente el caudal máximo vertido con el caudal punta del hidrograma de entrada. El grado de laminación en el embalse puede estimarse, de una forma aproximada, a partir de las expresiones propuestas en el apartado 5.3.
- En cualquier caso, puede constituir un primer paso en la revisión de la seguridad hidrológica de las presas existentes, comprobando si la capacidad de vertido para el nivel de avenida de proyecto o de avenida extrema es superior al cuantil de caudal máximo del periodo de retorno correspondiente a esa situación.
- El estudio hidrológico se limitará a la obtención de la ley de frecuencia de caudales máximos anuales. No es necesario determinar de qué nivel previo en el embalse se parte, ya que el cálculo consistirá en verificar que la capacidad de vertido de la presa para el NAP o el NAE es igual o superior al cuantil de caudal máximo del periodo de retorno correspondiente a cada situación. En el caso de que la presa disponga de aliviaderos con compuertas, se asumirá que se encuentran completamente abiertos.

Simplificación de la solicitud hidrológica considerando un hidrograma envolvente:

- Cuando la laminación en el embalse no pueda considerarse despreciable, se puede adoptar en el cálculo un hidrograma envolvente, cuyo caudal punta y volumen coincidan con los cuantiles de ambas variables correspondientes al periodo de retorno de diseño (única manera de determinar un hidrograma que garantice que el nivel máximo en el embalse sea igual o mayor que el correspondiente al cuantil del periodo de retorno de diseño). Esta aproximación será suficiente y, de hecho, la más adecuada, en la mayoría de las situaciones.
- Esta aproximación puede constituir un segundo paso en la comprobación de la seguridad hidrológica de las presas existentes, en el caso de que no se cumpla con los criterios establecidos en la normativa a partir de la simplificación indicada en el punto anterior.
- Se recomienda, con carácter general, utilizar esta aproximación en el proyecto de presas de nueva construcción, salvo que por sus características admitan simplificar la solicitud hidrológica utilizando solo el caudal punta.
- Será necesario calcular la ley frecuencia de caudales máximos y volúmenes de avenida, así como determinar los hidrogramas envolventes. El nivel previo en el embalse corresponderá a un valor fijo anual (siempre igual al NMN en las presas nuevas), aunque, en el caso de las presas en servicio, puede ser diferente para cada estación, según los resguardos establecidos en las Normas de Explotación.
- Si se consideran resguardos estacionales, se deberán realizar los cálculos a nivel estacional, con objeto de tener en cuenta la coincidencia en el tiempo de los distintos niveles en el embalse y de la mayor o menor probabilidad de ocurrencia de las avenidas,

para lo cual se requerirá conocer los hidrogramas y las leyes de frecuencia de caudal y volumen estacionales. Será necesario determinar para cada periodo estacional los hidrogramas envolventes de distintos periodos de retorno, a partir de los cuales se obtendrán las funciones de distribución de niveles máximos para cada uno de los periodos estacionales. Las leyes de frecuencia de niveles máximos obtenidas para cada uno de los periodos deberán combinarse para obtener la ley de frecuencia anual:

$$F_{anual}(n) = \prod_j F_{P_{est-j}}(n)$$

- Los periodos estacionales utilizados para determinar las avenidas estacionales y para definir los resguardos deberían coincidir, pudiendo, en su caso, ser conveniente revisar las Normas de Explotación en base a las nuevas avenidas estacionales. En el caso en que se utilicen periodos estacionales diferentes para determinar las avenidas estacionales y para definir los resguardos, será necesario definir periodos comunes homogéneos y modificar las leyes de frecuencia estacionales de caudal y volumen para adaptarlas a las duraciones de los nuevos periodos.
- En el caso de que no existan resguardos estacionales y se pueda considerar el mismo nivel previo en el embalse a lo largo de todo el año, bastará con determinar el hidrograma envolvente del periodo de retorno de diseño (correspondiente a la situación de proyecto o a la extrema) y determinar a partir de él el nivel máximo en el embalse mediante el cálculo de la laminación, partiendo del nivel inicial en el embalse considerado.

Consideración de la dependencia estadística de caudal-volumen y aplicación de un procedimiento de cálculo probabilístico:

- Se considera que este tipo de metodologías serán principalmente de aplicación en el contexto de la revisión de la seguridad hidrológica de las presas existentes (como un último paso en la comprobación de su seguridad, si mediante las aproximaciones anteriores no se alcanzan los requerimientos establecidos en la normativa), bajo la responsabilidad del autor del estudio y teniendo en cuenta que se trata de procedimientos menos conservadores y sujetos a una determinada incertidumbre, con objeto de precisar los cálculos y determinar si es necesario o no adoptar medidas para mejorar su seguridad hidrológica. No obstante, podría haber circunstancias en las que sea oportuna la aplicación de métodos probabilísticos en presas de nueva construcción.
- En este caso, el cálculo de nivel máximo en el embalse deberá abordarse a través de un procedimiento de cálculo probabilístico, generando un número elevado de hidrogramas entrantes al embalse mediante simulaciones de Monte Carlo. Hay que tener en cuenta que este tipo de técnicas pueden conllevar una considerable incertidumbre.
- Será necesario disponer de las leyes de frecuencia de caudales máximos y volúmenes de avenida, así como caracterizar la relación de dependencia estadística entre ambas variables. Asimismo, será necesario construir hidrogramas de avenida a partir de las parejas caudal-volumen que se generen de forma estocástica, utilizando un determinado hidrograma tipo.



- Los cálculos podrán llevarse a cabo considerando únicamente la variabilidad aleatoria en la solicitud hidrológica (nivel previo fijo en el embalse), o tanto en la solicitud hidrológica como en el nivel previo.

Consideración de un nivel previo en el embalse fijo, anual o estacional:

- En este caso, la generación estocástica de variables se limitaría al caudal punta y al volumen del hidrograma. El procedimiento a seguir, en caso de adoptar un valor fijo anual del nivel previo en el embalse, sería el siguiente:

- 1) Obtención de las leyes de frecuencia de caudales máximos y volúmenes de avenida, y caracterización de la relación de dependencia estadística entre ambas variables.
- 2) Generación de N_{sim} parejas caudal-volumen siguiendo el procedimiento expuesto anteriormente. Se recomienda que el número de parejas simuladas sea de, al menos, $N_{sim} = 50 \cdot T$, siendo T el periodo de retorno de diseño. En caso de que este requerimiento pudiera plantear problemas computacionales, podría plantearse laminar únicamente aquellos hidrogramas asociados a parejas caudal-volumen con valores más elevados, seleccionados con suficiente margen como para que no se vea afectado el resultado obtenido para el nivel máximo en el embalse del periodo de retorno de diseño, y teniendo en cuenta que a la hora de asignar probabilidades a los niveles es necesario tener en cuenta la existencia de los hidrogramas menores no laminados.

Asimismo, se recomienda realizar el mayor número de simulaciones posible y, al menos, 5 simulaciones diferentes, adoptando el mayor valor del cuantil de nivel de entre el conjunto de resultados obtenidos. Si la diferencia entre el nivel máximo en el embalse obtenido al utilizar un hidrograma envolvente y el obtenido mediante el cálculo probabilístico es menor que la variabilidad de los resultados obtenida con este último método, se recomienda utilizar el resultado asociado al hidrograma envolvente, salvo que el número de simulaciones realizado sea elevado.

Adicionalmente, es conveniente generar previamente varios vectores aleatorios de probabilidades (p_i), con el objetivo de seleccionar aquellos que sean más representativos para realizar los cálculos.

- 4) Obtención de N_{sim} hidrogramas por reescalado de un hidrograma tipo. Si se ha elaborado un modelo hidrometeorológico de la cuenca vertiente al embalse, se recomienda adoptar como hidrograma tipo uno de los hidrogramas proporcionados por dicho modelo. En caso contrario, puede ser una buena alternativa utilizar un hidrograma histórico representativo registrado en una red con suficiente resolución como el SAIH.
- 5) Laminación de los hidrogramas en el embalse y obtención del nivel máximo para cada uno, lo que proporcionará una muestra de niveles de tamaño N_{sim} . Asignación de probabilidad a cada valor de nivel mediante una fórmula de gráfico (preferentemente la fórmula de Gringorten) para la obtención de la ley de frecuencia empírica de niveles máximos, a partir de la cual podrá obtenerse el cuantil de nivel máximo del periodo de retorno de diseño.

- En el caso de que este procedimiento de cálculo se aplique al proyecto de presas nuevas, se deberá tantear con distintas longitudes de aliviadero, adoptando aquella para la cual el nivel máximo admisible en el embalse corresponda al periodo de retorno de diseño.
- En caso de adoptar valores fijos estacionales del nivel previo en el embalse, en base a los resguardos establecidos en las Normas de Explotación, el procedimiento será igual al expuesto, aplicándolo para cada periodo estacional por separado, utilizando las leyes de frecuencia estacionales en lugar de las anuales. Una vez obtenidas las leyes de frecuencia empíricas estacionales de nivel máximo en el embalse, se combinarán para obtener la ley de frecuencia anual. En el caso en que se utilicen periodos estacionales diferentes para determinar las avenidas estacionales y para definir los resguardos, será necesario definir periodos comunes homogéneos y modificar las leyes de frecuencia estacionales de caudal y volumen para adaptarlas a las duraciones de los nuevos periodos.
- En general, se podrá asumir que la relación de dependencia estadística entre caudales y volúmenes es la misma en todos los periodos estacionales, e igual a la obtenida de forma anual mediante la ecuación de regresión lineal regional o una cópula regional. Si al estimar las leyes de frecuencia estacionales se identifica algún periodo estacional en el que la relación de dependencia entre caudales y volúmenes pudiese ser notablemente diferente a la anual, se atenderá a lo expuesto en el texto.
- Si se quiere dar cumplimiento a la formalidad de determinar los hidrogramas de las Avenidas de proyecto y extrema, tal como establece la NTS-2, aunque no se utilicen explícitamente en los cálculos, será necesario determinar las curvas caudal-volumen asociadas al nivel en el embalse correspondiente al periodo de retorno de situación de proyecto o de situación extrema. Cualquier pareja de valores de la curva representará un hidrograma válido como Avenida de proyecto o como Avenida extrema, a partir de la cual podrá obtenerse un hidrograma de Avenida de proyecto o extrema representativo. En el caso de llevar a cabo un cálculo estacional, se tendrá una curva para cada uno de los periodos estacionales considerados, correspondiente al nivel en el embalse cuyo periodo de retorno T en la ley de frecuencia anual sea igual al adoptado para la situación de proyecto o para la situación extrema.

Consideración de un nivel previo en el embalse aleatorio:

- En este caso, la generación estocástica de variables abarcará tanto al caudal punta y al volumen del hidrograma, como al nivel previo en el embalse
- Será necesario conocer las leyes de frecuencia de caudales máximos y volúmenes de avenida, así como caracterizar la relación de dependencia estadística entre ambas variables. Asimismo, será necesario construir hidrogramas de avenida a partir de las parejas caudal-volumen que se generen de forma estocástica, utilizando un determinado hidrograma tipo.
- Adicionalmente, en este caso habrá que determinar también la distribución estadística del nivel previo en el embalse:
 - Se debe analizar si se puede utilizar una única distribución anual, o si es necesario considerar distintos periodos a lo largo del año. Para esto puede ser



útil elaborar un gráfico con el nivel medio mensual en el embalse (si es necesario, puede obtenerse también a nivel diario). En cualquier caso, será necesario considerar distintos periodos, al menos, cuando se hayan establecido resguardos estacionales en las Normas de Explotación.

- Será conveniente analizar la serie histórica de niveles para determinar si es homogénea a lo largo del tiempo. Puede ser útil calcular determinados estadísticos representativos de la distribución en cada periodo estacional (como la media, la mediana o los cuantiles), analizando su evolución histórica, así como la posible existencia de tendencias.
- Se recomienda caracterizar la distribución estadística de niveles asignando una probabilidad a cada uno de los datos mediante una fórmula de gráfico (puede ser adecuada la fórmula de Weibull). El nivel correspondiente a una determinada probabilidad se obtendrá interpolando entre los datos.
- A las cotas superiores de la distribución (el NMN o el nivel máximo admisible en cada periodo estacional) les deberá corresponder un valor de la función de distribución igual a uno, $F(n_{max})=1$.
- El procedimiento a seguir será idéntico al expuesto en el apartado anterior con la salvedad de que en este caso por cada pareja caudal-volumen generada de forma estocástica habrá que generar también un valor aleatorio de nivel previo en el embalse. La generación aleatoria de parejas caudal-volumen y de niveles previos en el embalse se realizará a partir de dos vectores de probabilidad distintos, obtenidos de forma independiente. Asimismo, para laminar cada hidrograma se partirá de su nivel previo en el embalse correspondiente.
- En este caso, no será posible definir una familia de hidrogramas correspondiente a la Avenida de proyecto o a la Avenida extrema, al depender éstas del nivel previo en el embalse, que en este caso es una variable aleatoria.

Recomendaciones adicionales para el cálculo probabilístico:

- Si se mayoran los cuantiles a partir de los intervalos de confianza, las nuevas leyes de frecuencia de caudal y volumen diferirán también de las obtenidas originalmente. En este caso, al igual que antes, si se utiliza la caracterización de la dependencia estadística mediante la relación lineal entre los logaritmos de las variables se deberán generar parejas de valores caudal-volumen a partir de la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos sin mayorar, sustituyendo posteriormente cada valor de las variables generados por sus equivalentes en las leyes de frecuencia mayoradas, de tal forma que ambos correspondan a un mismo valor de probabilidad en su función de distribución. En caso de caracterizar la relación de dependencia mediante una cópula regional se aplicará directamente dicha cópula imponiendo en este caso como funciones marginales de caudal y volumen las mayoradas.
- Si la cuenca se encuentre alterada por la presencia de presas agua arriba del punto de estudio la relación de dependencia entre caudales punta y volúmenes de avenida se verá, en general, modificada. En aquellos casos con un grado de alteración moderado, de hasta un 20-30%, si se considera necesario abordar el cálculo de los niveles máximos en el embalse mediante un procedimiento de cálculo probabilístico, se podría considerar,

en una primera aproximación, la misma relación de dependencia estadística entre caudales punta y volúmenes obtenida entre los datos en situación natural. En este caso, si se utiliza la caracterización de dicha dependencia mediante la relación lineal entre los logaritmos de las variables se deberá proceder de la siguiente manera:

- 1) Generación de un vector aleatorio de probabilidades (p_i) mediante el cual se obtendrá un conjunto de caudales máximos sintéticos (Q_i^{nat}) a partir de la ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos en situación natural.
- 2) Generación estocástica de un volumen de hidrograma sintético (V_i) asociado a cada caudal punta generado en el paso anterior.
- 3) Sustitución de cada caudal sintético Q_i^{nat} por su equivalente en situación alterada Q_i^{alt} de tal forma que ambos correspondan a un mismo valor de probabilidad en su función de distribución: $F_{alt}(Q_i^{alt}) = F_{nat}(Q_i^{nat})$.
- 4) Obtención de un hidrograma para cada pareja de caudal punta-volumen generada para situación alterada ($Q_i^{alt} - V_i$).

En caso de caracterizar la relación de dependencia mediante una cópula regional se podrá aplicar directamente la cópula regional obtenida para situación natural imponiendo en este caso como funciones marginales de caudal y volumen las correspondientes a la situación alterada.

En aquellos casos de cuencas con elevados grados de alteración (superiores a un 60-70%) la relación de dependencia entre caudales punta y volúmenes será próxima, en general, a una relación funcional biunívoca, por lo que en estos casos no merecerá la pena abordar el cálculo mediante un procedimiento probabilístico, obteniéndose resultados muy similares, y ligeramente más conservadores, mediante un hidrograma de diseño envolvente que combine los cuantiles de caudal punta y volumen de avenida del periodo de retorno de diseño.

En casos intermedios, si se considera necesario aplicar un procedimiento de cálculo probabilístico, será necesario estimar la relación de dependencia entre caudales y volúmenes mediante el análisis de los datos disponibles en el punto de ubicación de la presa en estudio correspondientes a la situación alterada de la cuenca, en caso de que se disponga de ellos. La estimación de dicha relación de dependencia de forma local tendrá una mayor incertidumbre, por lo que los resultados serán en este caso más imprecisos, lo que se deberá tener en cuenta a la hora de tomar decisiones.

5.8. CONSIDERACIÓN DEL IMPACTO DEL CAMBIO CLIMÁTICO

Una vez realizado el estudio hidrológico y determinados los niveles máximos en el embalse para los periodos de retorno correspondientes a las situaciones de proyecto y extrema, será necesario llevar a cabo un análisis que permita evaluar de manera aproximada la posible modificación futura de dichos niveles como consecuencia del cambio climático.

La necesidad de tener en cuenta el impacto del cambio climático a la hora de estudiar la seguridad hidrológica de las nuevas presas queda establecida en las *Normas Técnicas*



de Seguridad para las Presas y sus Embalses. En concreto, la *Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses* (NTS-2) indica en su artículo 4.2. que: “...se considerará el conocimiento disponible sobre los posibles cambios a largo plazo en las condiciones hidrológicas de la cuenca y, en particular, en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita, las posibles repercusiones del Cambio Climático”. De esta forma, además de caracterizar las avenidas que pueden llegar al embalse en la situación actual, se debe realizar una aproximación a la caracterización de las avenidas en el futuro como consecuencia del cambio climático, en la medida del conocimiento disponible, lo que permitirá evaluar la seguridad futura de la presa y tener en cuenta esa circunstancia en el dimensionamiento de los órganos de desagüe. No obstante, la normativa no especifica los detalles de cómo realizar ese análisis en cuanto a, por ejemplo, el horizonte temporal o el escenario de emisiones a considerar.

Lo establecido en el mencionado artículo 4.2. puede considerarse también aplicable en el caso de la revisión de la seguridad hidrológica de las presas existentes, al indicarse en el artículo 32.1. de la *Norma técnica de seguridad para la explotación, revisiones de seguridad y puesta fuera de servicio de presas* (NTS-3) que la seguridad hidrológica se analizará “...según lo establecido en la *Norma Técnica de Seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses*”. Adicionalmente, la NTS-3 establece en el mismo artículo que “*Complementariamente, y en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita, se tendrá en cuenta la posible variación futura de la distribución estacional de las avenidas como consecuencia del cambio climático, con objeto de prever la posibilidad de revisar los niveles a alcanzar y los resguardos a mantener en el embalse*”, incidiendo en la necesidad de tener en cuenta también el cambio climático en el contexto de la revisión de la seguridad de las presas existentes y, en particular, su impacto en la distribución estacional de las avenidas y su incidencia en el establecimiento de resguardos estacionales, aspectos que no era necesario considerar en el proyecto de una presa nueva.

La evaluación de los impactos del cambio climático se lleva a cabo partiendo de los resultados ofrecidos por los modelos de circulación global sobre la evolución futura de determinadas variables climáticas a lo largo del S. XXI. Estos resultados están asociados a los Informes de Evaluación (AR por sus siglas en inglés, *Assessment Report*) publicados periódicamente por el *Panel Intergubernamental para el Cambio Climático* (IPCC por sus siglas en inglés, *Intergovernmental Panel on Climate Change*), organismo de las Naciones Unidas encargado de recopilar el conocimiento científico relativo al cambio climático, siendo el 5º informe el último publicado⁶².

Los modelos climáticos globales proporcionan resultados con una resolución que no es suficiente para su análisis a nivel regional o local, por lo que su escala debe ser reducida. El proceso de reducción de escala (“*downscaling*”), también llamado regionalización, puede llevarse a cabo a través de técnicas dinámicas, mediante la utilización de modelos

⁶² Está previsto que se publique en breve el sexto Informe de Evaluación (marzo de 2023), estando ya disponibles los resultados de algunos de los modelos de circulación global utilizados en su elaboración.

climáticos regionales, o a través de técnicas estadísticas. En España, proyecciones climáticas regionales de referencia son las proporcionadas por EURO-CORDEX (“*Coordinated Downscaling Experiment – European Domain*”), rama europea de la iniciativa internacional CORDEX patrocinada por el “*World Climate Research Program*” (<https://www.euro-cordex.net>), y por AEMET (2016).

El objetivo principal de los estudios sobre evaluación del impacto del cambio climático en el ciclo hidrológico es estimar las tasas de cambio (el porcentaje de cambio futuro del valor de una variable respecto a su valor en un determinado periodo histórico - periodo de control), para determinados horizontes temporales futuros, de determinadas variables hidrológicas (por ejemplo, en el caso que nos ocupa, el caudal máximo anual o la precipitación diaria máxima anual). En la actualidad no se dispone de estudios a escala nacional que hayan evaluado las tasas de cambio esperables para los caudales máximos anuales en la red fluvial. Sin embargo, sí se han llevado a cabo estudios nacionales sobre el impacto esperable en las precipitaciones máximas (CEDEX, 2021; Garijo, 2020), que pueden servir de base para abordar la evaluación del impacto en las avenidas que pueden llegar a la presa en estudio. En general, se recomienda utilizar preferentemente los resultados de los estudios sobre impacto del cambio climático en las precipitaciones máximas que periódicamente proporcione el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, o que dicho ministerio haya encargado y utilice como referencia. De esta forma, en el momento actual, se recomienda partir de los resultados proporcionados en el estudio “*Impacto del cambio climático en las precipitaciones máximas en España*”, elaborado por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX en 2021, y que, como se comentará más adelante, ha sido ampliado en el contexto de los trabajos realizados para la elaboración de esta Guía con objeto de proporcionar también resultados para el periodo de retorno de 1.000 años.

El citado trabajo se centra en la evaluación del impacto del cambio climático sobre las precipitaciones máximas anuales, en distintos intervalos temporales, a partir de simulaciones procedentes de modelos climáticos regionales de EURO-CORDEX. En concreto, se analiza la precipitación diaria máxima anual, la precipitación convectiva diaria máxima anual, la precipitación horaria máxima anual, y la precipitación acumulada en 3, 6 y 12 horas máxima anual, aunque, a los efectos de su aplicación práctica, los resultados se centran en la precipitación diaria máxima anual y la precipitación horaria máxima anual. Se consideran cuatro periodos de estudio: el periodo de control (1971-2000), respecto al cual se evalúan los cambios en los distintos estadísticos y cuantiles, y tres periodos de impacto (2011-2040, 2041-2070 y 2071-2100), en base a dos escenarios de emisiones de gases de efecto invernadero: RCP 4.5 y RCP 8.5. El ámbito del estudio es el conjunto del territorio español a excepción de las Islas Canarias, al no disponer de datos para ese territorio en la información de partida utilizada.

El trabajo consta de cuatro fases principales:



- Análisis del comportamiento de las series de precipitación diaria máxima anual procedentes de modelos climáticos regionales en el periodo de control respecto a las series de precipitación diaria máxima anual observadas.
- Análisis de tendencias y cambios en la mediana y en la varianza, así como en la estacionalidad, de las series de precipitación máxima anual procedentes de modelos climáticos regionales en los periodos de impacto.
- Estimación de las tasas de cambio en cuantil medias, y asociadas a los percentiles 10 y 90 para valorar su incertidumbre, de las series de precipitación máxima anual diaria y horaria procedentes de modelos climáticos regionales, evaluación de la significancia estadística de las tasas de cambio en cuantil medias mediante un procedimiento basado en simulaciones de Monte Carlo, así como estimación de los cambios en el factor de torrencialidad.
- Análisis de los cambios en los cuantiles de precipitación diaria máxima anual acumulada en la red fluvial.

De cara a su aplicación práctica, son los resultados del tercer punto, así como, en el caso de las presas existentes, los resultados del segundo punto en lo relativo a los cambios en la estacionalidad, los que tienen un mayor interés.

En lo que se refiere a la tercera fase del estudio, la estimación de los cuantiles de precipitación máxima anual necesarios para la obtención de las tasas de cambio en cuantil se lleva a cabo mediante el ajuste de dos modelos estadísticos: (i) la distribución SQRT-ET_{max} ajustada por momentos ordinarios y CV regional (denominado como modelo SQRT-R) y (ii) la distribución GEV ajustada por L-momentos de manera local (denominado como modelo GEV-L). Del estudio se concluye la gran importancia que tiene el modelo estadístico (función de distribución y procedimiento de ajuste) utilizado para obtener los cuantiles a la hora de estimar las tasas de cambio. En este sentido, se recomienda utilizar para su aplicación práctica las tasas de cambio obtenidas mediante el modelo SQRT-R, ya que el modelo GEV-L no permite una correcta identificación de los cambios en cuantil debidos al cambio climático, especialmente aquellos correspondientes a los mayores periodos de retorno.

Otra conclusión importante del estudio es que las tasas de cambio no pueden considerarse directamente relacionadas con el cambio climático, sino que en gran parte son debidas a la incertidumbre inherente a la estimación de los cuantiles (en mayor medida los de más alto periodo de retorno) a partir de muestras de tamaño reducido. Es, por tanto, necesario analizar la significancia estadística de los cambios para identificar en qué casos son de suficiente magnitud como para que pueda afirmarse con cierto rigor que se deben a un cambio en la población estadística como consecuencia de un cambio en el clima. De esta forma, se recomienda la utilización únicamente de aquellas tasas de cambio consideradas como significativas, ya que son las que pueden considerarse relacionadas con el impacto del cambio climático; asumiendo, en principio, que no se

producirían cambios en aquellas celdas donde el cambio no es estadísticamente significativo.

Como resultado de esta fase del estudio, se dispone de la siguiente información relevante de cara a la estimación del impacto del cambio climático sobre las crecidas, de acuerdo con el procedimiento que se expondrá más adelante en este apartado:

- Capas con tasas de cambio en cuantil medias significativas (promedio de las proporcionadas por los distintos modelos climáticos considerados) de las series de precipitación diaria máxima anual (figura 238).
- Capas con tasas de cambio en cuantil asociadas a los percentiles 10 y 90 (percentiles del conjunto de resultados proporcionados por los distintos modelos climáticos considerados), para valorar la incertidumbre asociada a los valores promedio, de las series de precipitación diaria máxima anual (figuras 239 y 240).
- Mapas de cambios en el factor de torrencialidad ($\frac{I}{I_d}$) a nivel regional (figura 241).



CEDEX

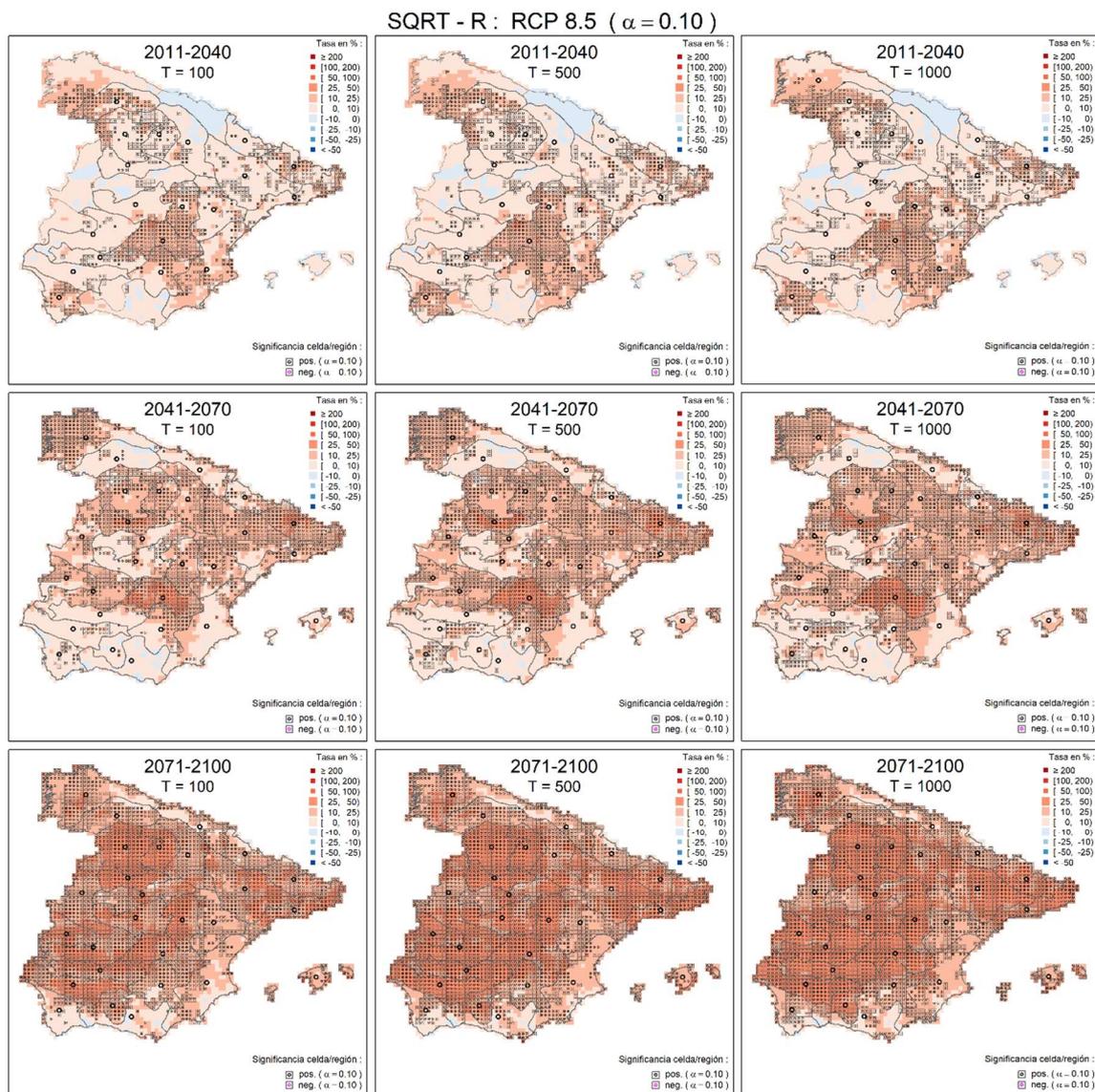


Figura 238. Tasas de cambio en cuantil medias en la Península y Baleares para precipitación diaria máxima anual, indicando significancia para $\alpha = 0.10$, para el modelo SQRT-R en RCP 8.5, para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años (Fuente: adenda al estudio CEDEX, 2021).

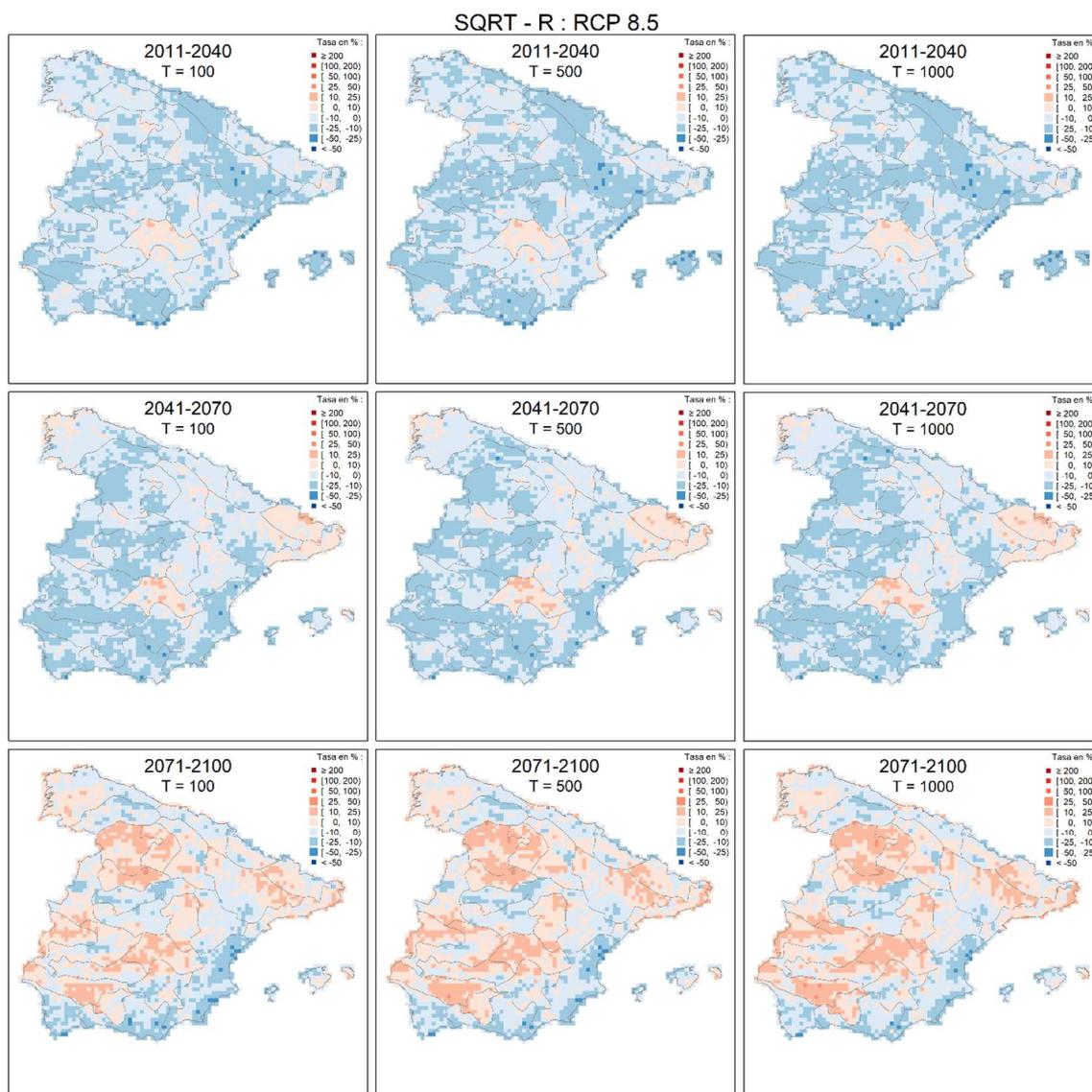


Figura 239. Tasas de cambio en cuantil asociadas al percentil 10 en la Península y Baleares para precipitación diaria máxima anual para el modelo SQRT-R en RCP 8.5., para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años (Fuente: adenda al estudio CEDEX, 2021).



CEDEX

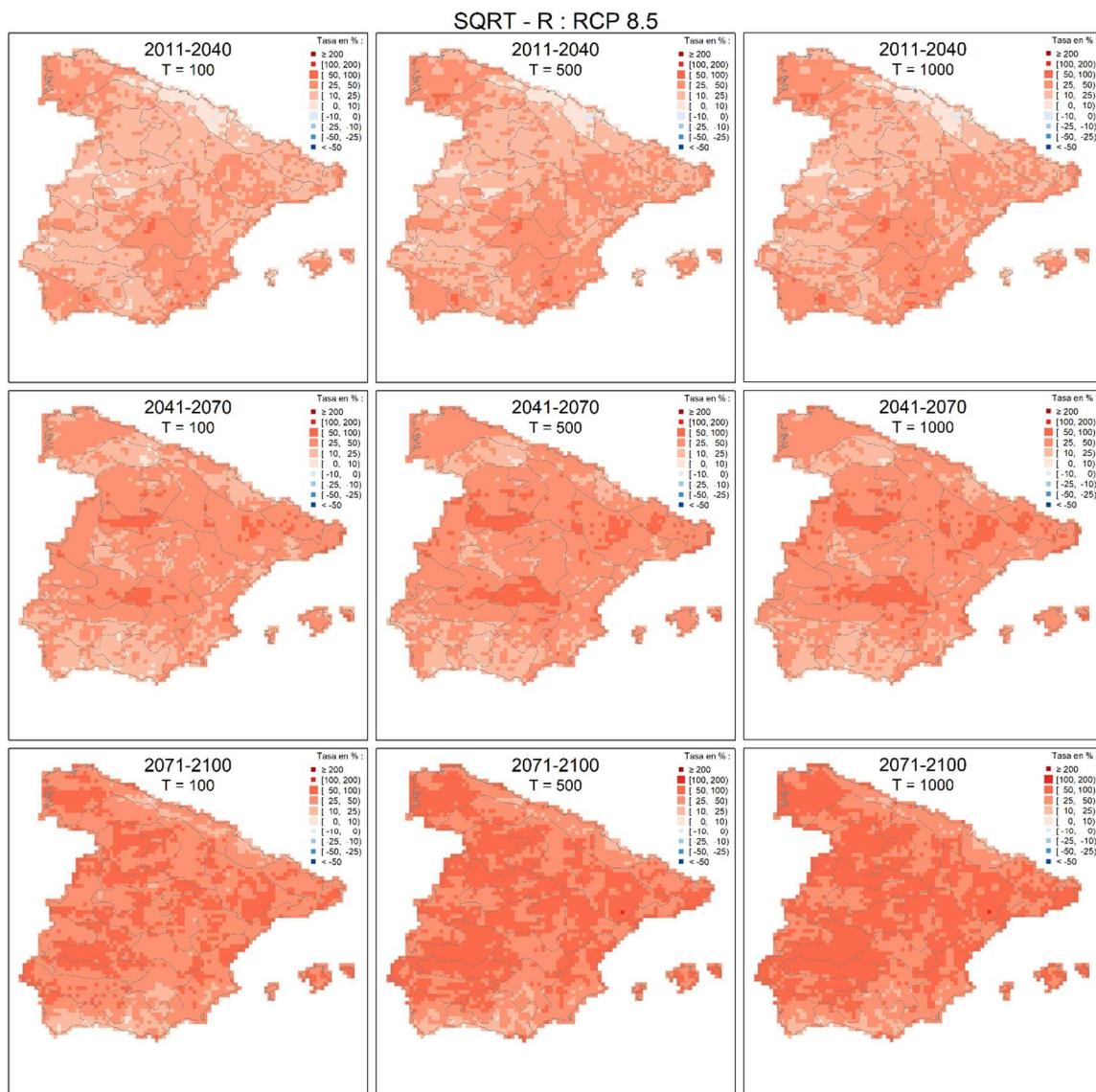


Figura 240. Tasas de cambio en cuantil asociadas al percentil 90 en la Península y Baleares para precipitación diaria máxima anual para el modelo SQRT-R en RCP 8.5., para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años (Fuente: adenda al estudio CEDEX, 2021).

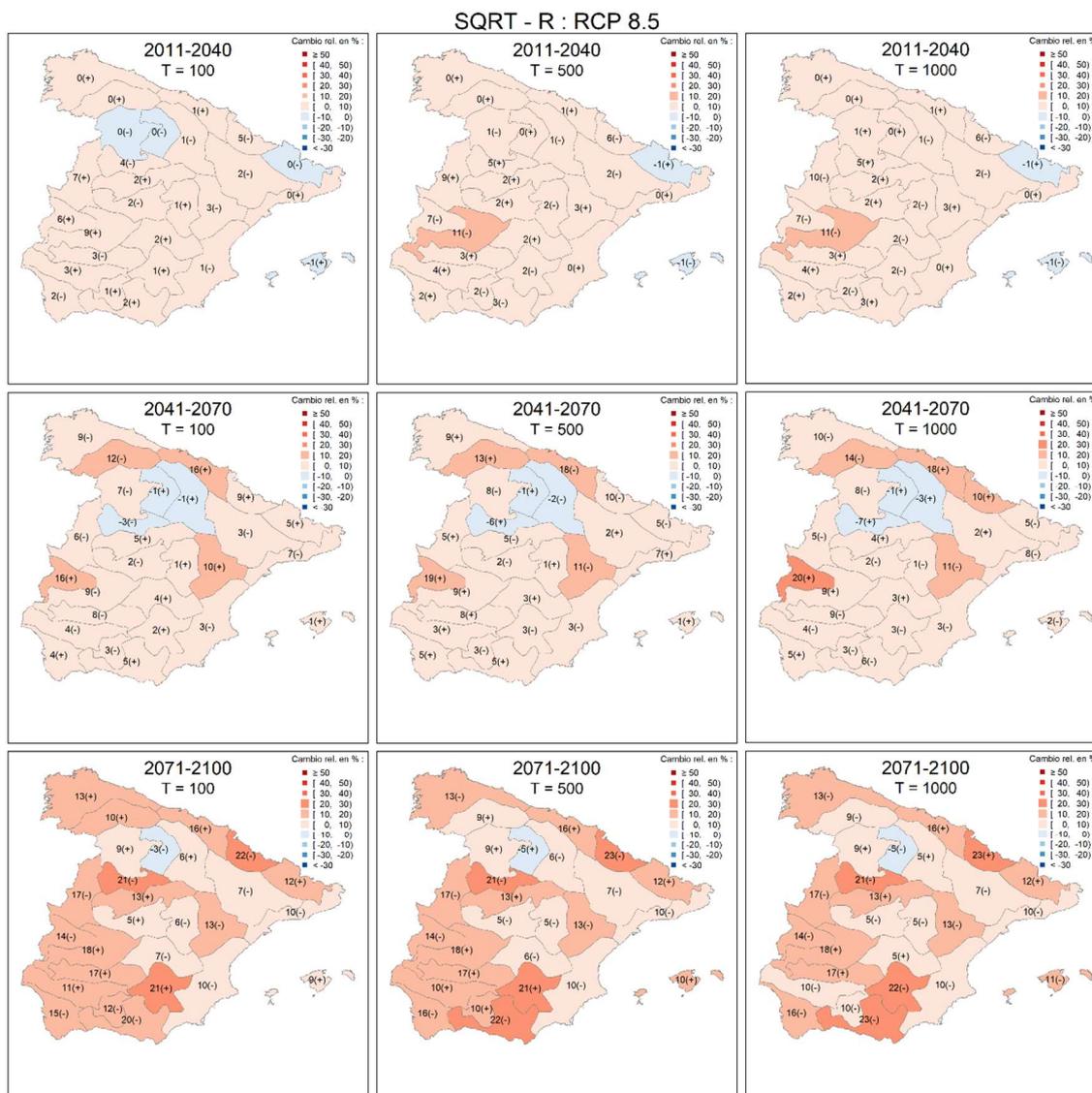


Figura 241. Cambios relativos regionales en el factor de torrencialidad en la Península y Baleares para RCP 8.5, asociados con cambios en cuantil medios significativos (para $\alpha = 0.10$) para precipitación diaria y/o horaria máxima anual, para el modelo SQRT-R en base a los modelos climáticos comunes a ambas variables. Se muestran los resultados para los periodos de retorno de 100, 500 y 1000 años. (El signo entre paréntesis indica que el valor con decimales es mayor “+” o menor “-” que el valor tras el redondeo) (Fuente: adenda al estudio CEDEX, 2021).

Los resultados obtenidos en CEDEX [2021] permiten disponer de la información anterior para tres periodos de retorno ($T = 10, 100$ y 500 años) de referencia en los estudios de inundaciones, siendo de utilidad para su aplicación en el ámbito de las presas los de 100 y 500 años. Por otra parte, ante la necesidad de disponer de resultados adicionales sobre el impacto del cambio climático para periodos de retorno más elevados a los utilizados en dicho informe técnico, con objeto de su aplicación en el contexto de la evaluación de la seguridad hidrológica de las presas, se llevó a cabo, dentro de los trabajos desarrollados para elaborar esta Guía, una adenda al informe elaborado en 2021, extendiendo el estudio al periodo de retorno adicional de 1.000 años. En concreto, se estimaron las tasas de



cambio en cuantil asociadas al modelo SQRT-R para el mencionado periodo de retorno adicional, considerando los tres periodos de impacto (2011-2040, 2041-2070 y 2071-2100) y los dos escenarios de emisiones (RCP 4.5 y RCP 8.5). Esto se realizó tanto para la precipitación diaria máxima anual como para la precipitación horaria máxima anual, con el objetivo de proporcionar tanto capas de tasas de cambio en cuantil para precipitación diaria máxima anual, como mapas de cambio relativo regional en el factor de torrencialidad.

La citada información puede descargarse de la siguiente dirección web: https://ceh.cedex.es/web_ceh_2018/Imp_CClimatico_Pmax.htm, donde puede encontrarse, entre otra información, el informe técnico *“Impacto del cambio climático en las precipitaciones máximas en España”* (CEDEX, 2021), la adenda al informe y las capas con las tasas de cambio en cuantil medias significativas y asociadas a los percentiles 10 y 90 de las series de precipitación diaria máxima anual. Los mapas de cambios en el factor de torrencialidad pueden consultarse en el informe técnico para los periodos de retorno de 100 y 500 años (figuras 5.27. y 5.28. del informe), y, para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años, en la adenda al informe (figuras 2.11. y 2.12. de la adenda).

El conocimiento de las tasas de cambio en cuantil para la precipitación diaria máxima anual permite estimar la magnitud de las tormentas en el futuro, al ser la precipitación diaria máxima anual una variable de referencia que se emplea como base en todos los estudios de avenidas (ya que es la variable para la que se cuenta con una mayor información, puesto que se mide desde hace más tiempo y en un mayor número de estaciones). Por otra parte, los cambios en el factor de torrencialidad permiten disponer de una primera aproximación a los posibles cambios en la estructura temporal de la precipitación y las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) bajo el efecto del cambio climático. La estimación de los posibles cambios en el factor de torrencialidad, junto con los de los cuantiles de precipitación diaria máxima anual, permitirá disponer de una primera aproximación a la posibles curvas IDF futuras si se adopta la expresión matemática para dichas curvas incluida en la Norma 5.2 - IC de Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras (MF, 2019), y se asume que dicha forma funcional seguiría siendo válida en el futuro.

Adicionalmente, aunque en CEDEX [2021] no se aborda la estimación en la red fluvial de las tasas de cambio en cuantil de los caudales máximos, sí se analizan los cambios en los cuantiles de precipitación diaria máxima anual acumulada en la red fluvial. Estos mapas de tasas de cambio en cuantil de precipitación diaria máxima anual acumulada debido al efecto del cambio climático (figura 242) facilitan la identificación de tramos de la red fluvial donde podrían darse los cambios más relevantes en los caudales de avenida. Las capas de resultados están disponibles para los periodos de retorno de 10, 100 y 500 años (https://ceh.cedex.es/web_ceh_2018/Imp_CClimatico_Pmax.htm), no habiéndose calculado para el periodo de retorno adicional de 1.000 años. No obstante, los análisis realizados parecen indicar que existiría coincidencia en la localización, y no gran diferencia en la magnitud, de las tasas de cambio en precipitación acumulada para los periodos de retorno más altos.

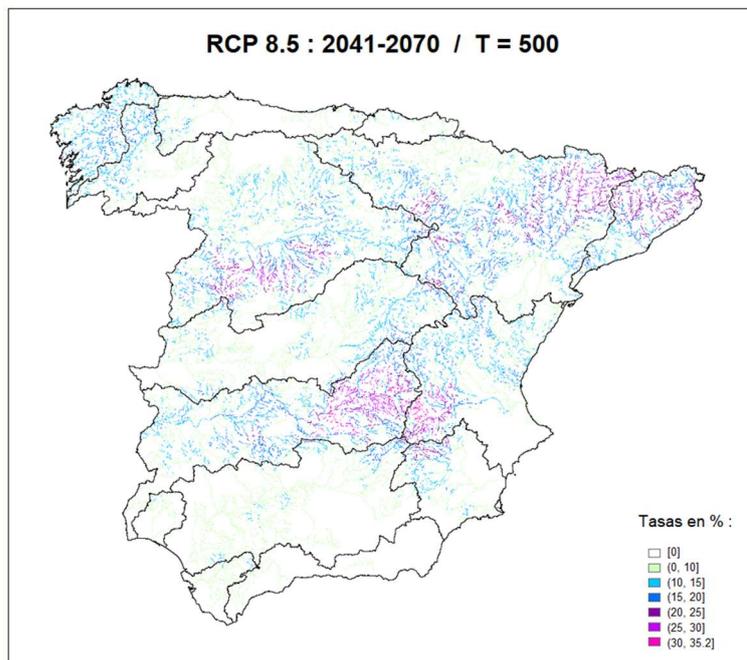


Figura 242. Tasas de cambio en cuantil de precipitación diaria máxima anual acumulada en la Península para el periodo de impacto 2041-2070 en relación al modelo SQRT-R (para $\alpha = 0.10$) para RCP 8.5 y T = 500 años (Fuente: CEDEX, 2021).

Por otra parte, el contraste del valor medio para cada mes del número estandarizado medio de ocurrencias del máximo obtenido a través de los modelos climáticos de estudio para cada periodo de impacto y escenario con respecto al valor medio obtenido para el periodo de control muestra que los patrones estacionales futuros son muy similares a los del periodo de control en todos los casos⁶³ (figura 243). No obstante, en la mayor parte de las regiones de la vertiente atlántica se aprecia, en algunos casos, un ligero retraso, de uno o dos meses, en el mes en el que se registra el mayor número de eventos, correspondiente a las estaciones de otoño o invierno. Estos resultados parecen indicar que no son esperables cambios relevantes en el patrón estacional de ocurrencia de las máximas precipitaciones diarias como consecuencia del cambio climático, por lo que es razonable suponer que tampoco habrá cambios relevantes en la estacionalidad de las avenidas.

⁶³ Apartado 4.3. del informe técnico “Impacto del cambio climático en las precipitaciones máximas en España” (CEDEX, 2021).



CEDEX

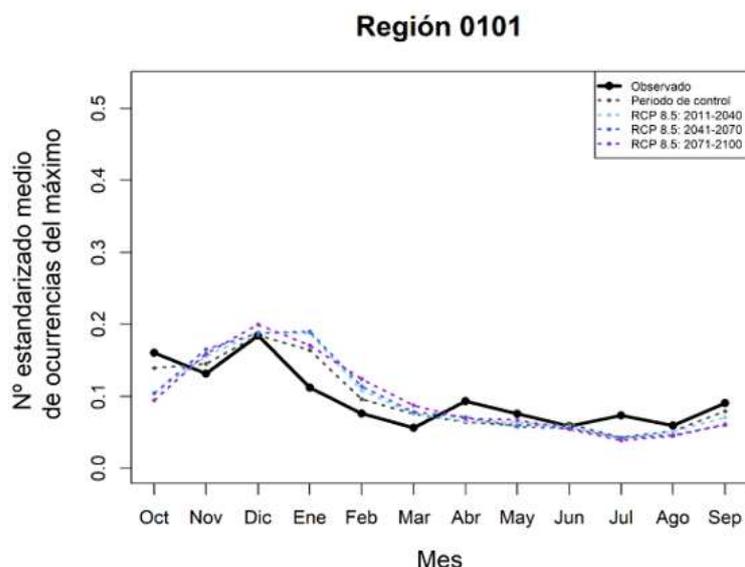


Figura 243. Contraste de la estacionalidad de la precipitación diaria máxima anual, obtenida como media del conjunto de modelos climáticos de estudio, para los distintos periodos de impacto y el escenario RCP 8.5., respecto al periodo de control en la región "0101" (Fuente: CEDEX, 2021).

En cualquier caso, a la hora de utilizar los resultados anteriores hay que tener en cuenta la elevada incertidumbre que tienen asociada. Esta incertidumbre puede tener distintos orígenes, siendo quizá las más importantes las asociadas a la variabilidad de resultados ofrecidos por los distintos modelos climáticos, y el desconocimiento sobre las emisiones futuras a la atmósfera de gases de efecto invernadero. La dispersión de resultados entre los distintos modelos se evaluó en CEDEX [2021] a través de las mencionadas tasas de cambio en cuantil asociadas a los percentiles 10 y 90, que cuantifican la magnitud de la horquilla de resultados proporcionada por los modelos. La tabla 95 recoge, como muestra de la magnitud de esa horquilla, el valor medio en la zona de estudio (Península y Baleares) de las tasas de cambio en cuantil medias y asociadas a los percentiles 10 y 90. Puede observarse el importante rango de variación de los resultados, que aumenta con el periodo de retorno, con el periodo de impacto y, en general, con el escenario.

Tabla 95. Valor medio sobre la Península y Baleares de las tasas de cambio en cuantil medias y asociadas a los percentiles 10 y 90 (expresadas en %), resultantes del ajuste de los modelos SQRT-R para precipitación diaria máxima anual (Fuente: CEDEX, 2021).

Escenario y periodo de impacto	Valor	SQRT-R		
		T = 10	T = 100	T = 500
RCP 4.5: 2011-2040	Percentil 10	-8	-10	-10
	Media	5	6	7
	Percentil 90	19	23	26
RCP 4.5: 2041-2070	Percentil 10	-6	-7	-7
	Media	8	11	12
	Percentil 90	23	30	33
RCP 4.5: 2071-2100	Percentil 10	-5	-6	-6
	Media	10	13	14
	Percentil 90	25	32	36
RCP 8.5: 2011-2040	Percentil 10	-7	-9	-10
	Media	6	7	8
	Percentil 90	20	23	25
RCP 8.5: 2041-2070	Percentil 10	-7	-7	-8
	Media	8	11	13
	Percentil 90	25	31	35
RCP 8.5: 2071-2100	Percentil 10	-3	0	1
	Media	15	21	24
	Percentil 90	33	44	49

En este sentido, es muy relevante, de cara a la utilización de los resultados en el contexto del análisis de la seguridad hidrológica de las presas, que la incertidumbre aumente con el periodo de retorno. De esta forma, para los periodos de retorno utilizados para las presas de categoría A (1.000, 5.000, 10.000 años) son esperables incertidumbres muy importantes. Esto está relacionado con la representatividad estadística que realmente puede tener una muestra simulada de pequeña longitud para detectar cambios en los cuantiles de alto periodo de retorno, cuya estimación ya está sujeta a importantes incertidumbres incluso a partir de muestras observadas. En consecuencia, teniendo en cuenta que las NTS insisten en que la evaluación del impacto del cambio climático debe realizarse “en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita”, se considera que este tipo de análisis debe tener un carácter meramente exploratorio, para tratar de anticipar cuál podría ser la seguridad hidrológica de la presa en el futuro, pero sin consecuencias en la toma de decisiones. No obstante, en el caso de presas de nueva construcción, en las que hay que dimensionar los órganos de desagüe, o en el de presas en servicio, en las que se haya tomado la decisión de acometer una modificación de dichos órganos, podría ser oportuno, en función de las características de cada caso, adoptar un cierto sobredimensionamiento en el diseño, con objeto de prever los cambios futuros y evitar, en la medida de los posible, que la obra resulte insuficiente al cabo de un determinado periodo temporal; siempre que sea asumible económica y técnicamente, y



no suponga una modificación de la solución técnica adoptada. De la misma forma, y con objeto de limitar la magnitud de los periodos de retorno a utilizar en los análisis, se recomienda evaluar los efectos del cambio climático únicamente para la situación de proyecto, es decir, hasta periodos de retorno de 1.000 años⁶⁴.

Reflejo de esta incertidumbre, y de las limitaciones que presentan los modelos climáticos para representar correctamente el comportamiento de un fenómeno tan complejo como las precipitaciones máximas, es la existencia de posibles inconsistencias en el valor de las tasas de cambio medias en relación a los diferentes periodos de impacto, de tal forma que los resultados obtenidos no proporcionan, en algunos casos, valores crecientes de la tasa de cambio a lo largo del S. XXI. En la práctica, puede ser necesario realizar ajustes en las tasas de determinadas celdas de tal forma que se garantice dicha coherencia. Sin embargo, las inconsistencias en relación con los escenarios de emisión no son necesariamente problemáticas, ya que, aunque sería lógico esperar una mayor tasa de cambio para un escenario más pesimista, el efecto del cambio climático sobre cuantiles de precipitación puede estar afectado por diversos factores.

Asimismo, hay que tener en cuenta que, como resultado del análisis del comportamiento de las series de precipitación diaria máxima anual simuladas en el periodo de control respecto a las series de precipitación diaria máxima anual observadas, se concluyó que el comportamiento general del conjunto de modelos climáticos de estudio en relación a la precipitación diaria máxima anual puede considerarse adecuado en el periodo de control, sin embargo, se detectó una subestimación generalizada de la precipitación máxima diaria en algunas regiones del este y sureste peninsular, así como en las Islas Baleares, que podría estar relacionada con una mayor limitación de los modelos climáticos para representar correctamente la precipitación convectiva típica de estas zonas, y que podría suponer que los resultados que se obtengan sobre los efectos del cambio climático en esas regiones sean menos fiables.

En cuanto a las hipótesis de cálculo a considerar en el análisis, dada la importancia y responsabilidad de las presas, se recomienda realizar los cálculos para el horizonte temporal más lejano, es decir, para el periodo de impacto 2071-2100. Adicionalmente, se recomienda considerar en el análisis ambos escenarios de emisiones de gases de efecto invernadero (RCP 4.5. y RCP 8.5.), dada la incertidumbre existente en cuanto a la magnitud de las emisiones futuras, con objeto de valorar cómo puede influir esta circunstancia en los resultados.

Asimismo, se recomienda realizar los cálculos tanto para las tasas de cambio medias, como para los percentiles 10 y 90 (considerando en todos los casos, tal como se expuso anteriormente, solo los valores de aquellas celdas con cambio estadísticamente significativo), lo que permitirá obtener no solo el valor medio de cambio en las avenidas y

⁶⁴ En concreto, según el artículo 8.1. de la NTS-2, para los periodos de retorno de 100, 500 y 1.000 años, en función de la categoría en la que esté clasificada la presa. Para los tres periodos de retorno se proporciona información sobre tasas de cambio en cuantil de precipitación diaria máxima anual, y tasas de cambio regionales de factor de torrencialidad, en los dos escenarios de emisiones RCP 4.5. y RCP 8.5, en el estudio CEDEX [2021] y su adenda.

niveles máximos futuros en el embalse, sino también una estimación de la horquilla en la que se puede mover el resultado y, por lo tanto, una estimación de la incertidumbre.

En consecuencia, como resumen de lo expuesto hasta ahora, se recomienda realizar el análisis del impacto del cambio climático en las avenidas que pueden llegar a la presa y, a partir de ellas, en los niveles máximos en el embalse, en base al siguiente procedimiento (figura 244):

- 1) Obtención de los valores de tasas de cambio medias en cuantil para aquellas celdas con cambio significativo situadas en la cuenca vertiente a la presa en estudio para el periodo de retorno correspondiente a la situación de proyecto (100, 500 o 1.000 años, según la categoría de la presa)⁶⁵, el modelo SQRT-R y los escenarios RCP 4.5. y RCP 8.5., a partir de las capas obtenidas como resultado del estudio CEDEX [2021] y su adenda⁶⁶.
- 2) Obtención de las tasas de cambio del factor de torrencialidad en la región estadística en la que esté situada la cuenca vertiente a la presa en estudio a partir de los resultados del estudio CEDEX [2021] y su adenda, para los escenarios RCP 4.5. y RCP 8.5.
- 3) Modificación de la tormenta de cálculo, del periodo de retorno considerado, utilizada en el modelo hidrometeorológico elaborado para la cuenca vertiente a la presa según la recomendaciones expuestas en el apartado 5.4. Esto se realizará para los dos escenarios de emisiones considerados: RCP 4.5. y RCP 8.5.

Las nuevas tormentas de cálculo se obtendrán modificando, en primer lugar, los cuantiles de precipitación diaria máxima anual utilizados en el estudio a partir de los valores de las tasas de cambio significativas de las celdas presentes en la cuenca vertiente a la presa. Como resultado, se obtendrán unas nuevas capas *raster* de cuantiles de precipitación diaria, o unos nuevos valores de cuantil de precipitación areal, según se utilice un modelo agregado o distribuido.

En segundo lugar, se modificará el hietograma de cálculo utilizando la misma duración de tormenta y el mismo intervalo de discretización que en el estudio, a partir de las curvas IDF incluidas en la Norma 5.2. IC de Drenaje de Carreteras (MF, 2019) (ecuación [116]), considerando los nuevos valores de cuantil de precipitación diaria máxima anual (P_d) y de factor de torrencialidad $\left(\frac{I_1}{I_d}\right)$.

- 4) Cálculo de las nuevas avenidas, y de los nuevos cuantiles de caudal punta y de volumen de avenida, para los dos escenarios de emisiones RCP 4.5 y RCP 8.5., mediante el modelo hidrometeorológico, a partir de las nuevas tormentas de

⁶⁵ En el caso de haber utilizado para estimar el nivel máximo en el embalse un procedimiento de cálculo probabilístico, será necesario realizar el cálculo para distintos periodos de retorno con la finalidad de obtener unas nuevas leyes de frecuencia de caudal punta y volumen de avenida en situación de cambio climático.

⁶⁶ https://ceh.cedex.es/web_ceh_2018/Imp_CClimatico_Pmax.htm



cálculo y manteniendo el mismo valor de los parámetros utilizados en la función producción, función distribución, propagación de la onda de avenida, etc.

- 5) Cálculo de las tasas de cambio de los cuantiles de caudal punta y volumen de avenida, para el periodo de retorno de la situación de proyecto y para cada uno de los escenarios de emisiones, mediante el contraste de los nuevos cuantiles en situación de cambio climático y de los cuantiles obtenidos originalmente mediante el modelo:

$$C_Q(\%) = \frac{Q_T^{CC} - Q_T^M}{Q_T^M} 100 \quad [163]$$

$$C_V(\%) = \frac{V_T^{CC} - V_T^M}{V_T^M} 100 \quad [164]$$

Donde $C_Q(\%)$ y $C_V(\%)$ son, respectivamente, las tasas de cambio de los cuantiles de caudal y volumen de T años de periodo de retorno en tanto por ciento, Q_T^{CC} y V_T^{CC} los cuantiles de caudal máximo y volumen de avenida en situación de cambio climático, y Q_T^M y V_T^M los cuantiles de caudal máximo y volumen de avenida proporcionados por el modelo.

- 6) Obtención de los nuevos cuantiles de cálculo de caudal punta y volumen de avenida mediante modificación de los cuantiles de cálculo originales (procedentes del propio modelo hidrometeorológico o del análisis estadístico de los datos de caudales máximos y volúmenes de avenida), teniendo en cuenta la mayoración asociada al intervalo de confianza considerado:

$$Q_T^{CC-IC} = Q_T^{IC} \left(1 + \frac{C_Q(\%)}{100} \right) \quad [165]$$

$$V_T^{CC-IC} = V_T^{IC} \left(1 + \frac{C_V(\%)}{100} \right) \quad [166]$$

Donde Q_T^{CC-IC} y V_T^{CC-IC} son, respectivamente, los cuantiles de cálculo de caudal máximo y volumen de avenida en situación de cambio climático para T años de periodo de retorno, y Q_T^{IC} y V_T^{IC} los cuantiles de cálculo de caudal máximo y volumen de avenida para T años de periodo de retorno, teniendo en cuenta la mayoración debida al intervalo de confianza considerado.

- 7) Cálculo de los nuevos valores de nivel máximo en el embalse a partir de los nuevos cuantiles de caudal punta y volumen⁶⁷, aplicando el mismo procedimiento de cálculo considerado originalmente. Se obtendrán los niveles máximos en el embalse para la situación de cambio climático correspondientes a los dos escenarios de emisiones considerados.

⁶⁷ O de las nuevas leyes de frecuencia de caudal punta y volumen de avenida en situación de cambio climático, en caso de haber utilizado para estimar el nivel máximo en el embalse un procedimiento de cálculo probabilístico.

Repetición del proceso de cálculo anterior para los percentiles 10 y 90 con objeto de obtener la horquilla esperable de variación del incremento de nivel máximo en el embalse para ambos escenarios de emisiones.

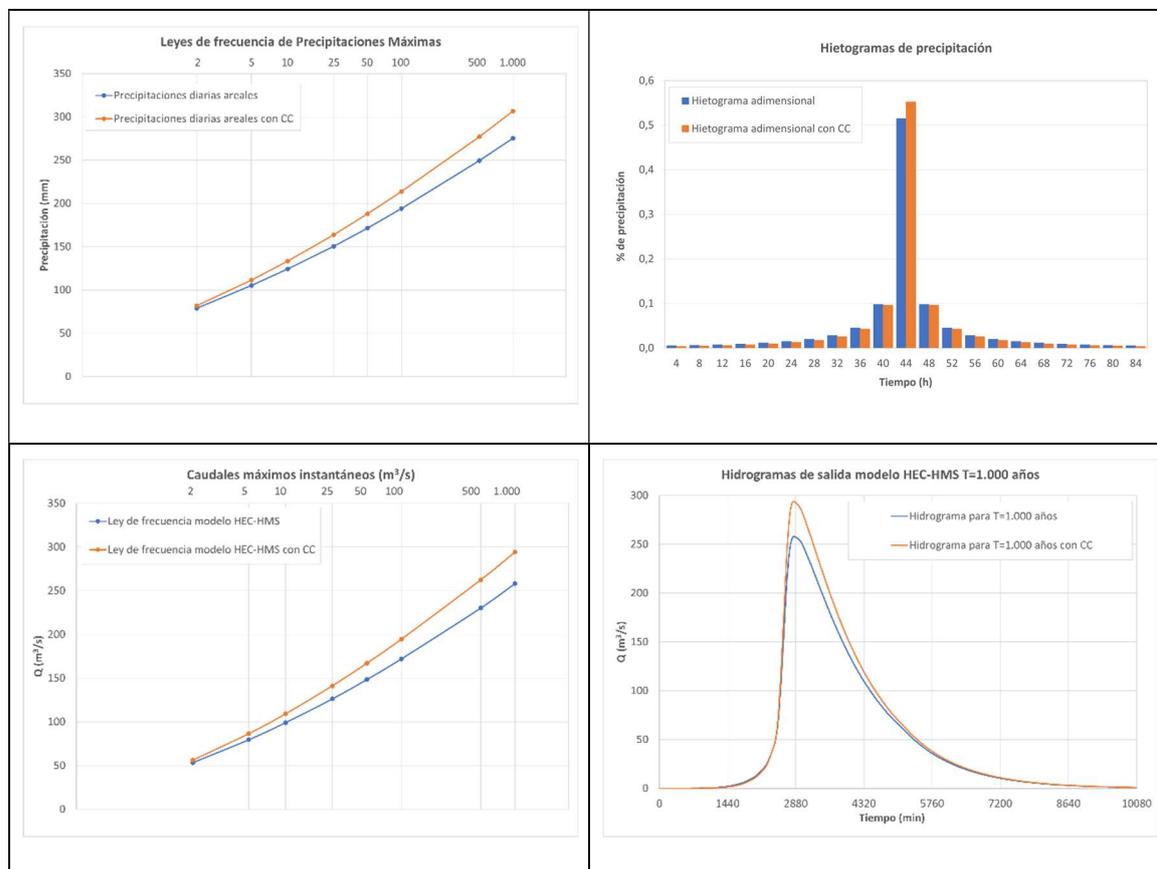


Figura 244. Ejemplo de análisis del impacto del cambio climático en una pequeña subcuenca del río Alagón (DH del Tajo) para el horizonte 2071-2100 y RCP 4.5. Superior izquierda: Leyes de frecuencia de precipitación diaria máxima anual areal en situación actual y con cambio climático. Superior derecha: Hietograma adimensional de cálculo en situación actual y con cambio climático. Inferior izquierda: Leyes de frecuencia de caudales máximos instantáneos en situación actual y con cambio climático. Inferior derecha: Hidrogramas de avenida en situación actual y con cambio climático para 1.000 años de periodo de retorno.

Dado que las tasas de cambio en cuantil de precipitación diaria máxima anual consideradas están obtenidas a partir del modelo denominado en CEDEX [2021] como SQRT-R, es decir, a partir de una función SQRT-ET_{max} ajustada mediante un procedimiento regional tipo “índice de avenida” (tomando valores locales solo para la media), su aplicabilidad será mayor si se utiliza también ese tipo de modelo en el estudio a la hora de caracterizar las leyes de frecuencia de precipitación diaria máxima anual. No obstante, dada la incertidumbre que rodea la estimación de los impactos debidos al cambio climático, se considera también válida su utilización con otro tipo de funciones de distribución, como la GEV, siempre que su ajuste se realice mediante una regionalización tipo “índice de avenida” (en el caso de la función GEV, adoptando valores regionales tanto para el coeficiente de variación como para el de sesgo).



Por otra parte, hay que tener en cuenta que el procedimiento de cálculo propuesto considera únicamente el cambio en la magnitud y distribución temporal de la precipitación, factor que probablemente es el más relevante, pero no el único que influye en la generación de las crecidas y que podría verse modificado por el cambio climático. Entre estos factores adicionales no considerados destaca el estado de humedad antecedente del suelo, que juega un papel muy relevante en la generación de las crecidas y que se verá afectado por los cambios futuros en el régimen de precipitaciones. Adicionalmente, aunque afectando a zonas geográficas más concretas, se encontrarían las posibles alteraciones en los procesos de acumulación y fusión de nieve.

No obstante, estudios realizados recientemente (CEDEX, 2017) apuntan a una menor humedad media del suelo en el futuro como consecuencia de la reducción en la precipitación media anual debida al cambio climático (figura 245). De esta forma, ignorar el cambio en la humedad del suelo en los cálculos dejaría, en principio, del lado de la seguridad. Esta aproximación se considera suficiente, en la mayoría de los casos, dada la elevada incertidumbre asociada a la evaluación del impacto del cambio climático en el régimen de avenidas.

La consideración en el análisis de estos factores adicionales requeriría la utilización de modelos hidrológicos de simulación continua alimentados con las series simuladas de precipitación diaria y temperatura procedentes de los modelos climáticos, y, al menos en el caso de las cuencas de menor tamaño, su desagregación en intervalos temporales más reducidos, de tal forma que se contemple la variación aleatoria de las distintas variables y su coincidencia temporal. Este enfoque es considerablemente más complejo y laborioso que el propuesto anteriormente. Una propuesta metodológica en este sentido puede encontrarse en el documento “Inundaciones y cambio climático” (MITECO, 2018).

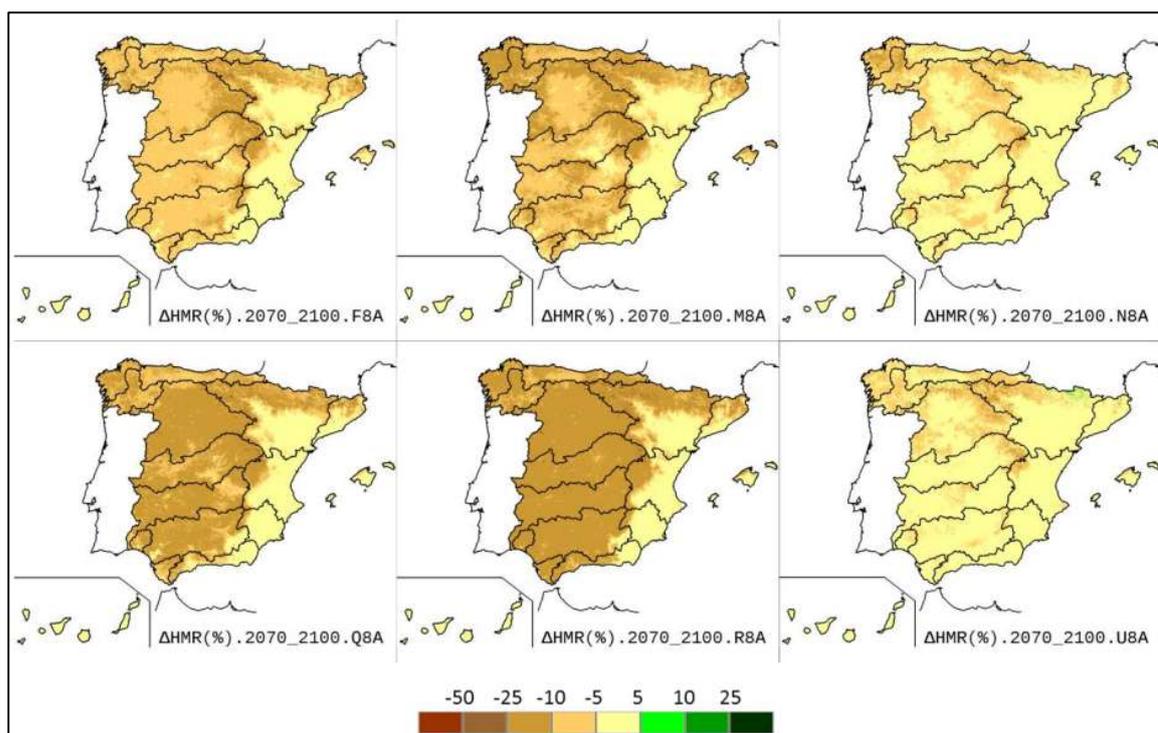


Figura 245. Porcentajes de cambio de la humedad del suelo relativa anual, para el periodo de impacto 2070-2100 y el escenario RCP 8.5, según seis modelos climáticos (Fuente: CEDEX, 2017).

Asimismo, dado que el procedimiento de cálculo debe basarse forzosamente en la utilización de modelos hidrometeorológicos, ya que la información disponible se refiere al impacto del cambio climático sobre las precipitaciones máximas, estará condicionado por las limitaciones en la utilización de este tipo de modelos expuesta en el apartado 5.4. De esta forma, teniendo en cuenta la dificultad de desarrollar modelos hidrometeorológicos con hipótesis de lluvia realistas en cuencas de gran tamaño, la metodología propuesta estará limitada, en general, a cuencas de pequeño y mediano tamaño. Se considera, por tanto, que la estimación del impacto del cambio climático sobre las avenidas y los niveles máximos en el embalse en el caso de presas con cuencas vertientes de gran tamaño no es abordable en el momento actual (al menos mediante la utilización de herramientas de cálculo habitualmente disponibles y que no supongan un esfuerzo desproporcionado al objetivo perseguido). En consecuencia, y teniendo en cuenta que el análisis del impacto del cambio climático debe llevarse a cabo “en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita”, se recomienda no realizar el análisis en este tipo de cuencas mientras no se disponga de estudios a escala nacional que proporcionen valores de tasas de cambio en cuantil de caudal máximo anual. No obstante, la consulta de los mapas de tasas de cambio en cuantil de precipitación diaria máxima anual acumulada en la red fluvial comentados anteriormente (CEDEX, 2021), permitirá tener una idea cualitativa de si en la presa en estudio serán o no esperables en el futuro cambios importantes en las avenidas y, por tanto, en los niveles máximos en el embalse.



Por otra parte, aunque se recomienda evaluar los efectos del cambio climático solo para la situación de proyecto (dada la elevada incertidumbre que acompaña la estimación de las tasas de cambio para muy altos periodos de retorno) - limitando, por tanto, la estimación de los impactos por el cambio climático a periodos de retorno de hasta 1.000 años - si en algún caso se requiere la estimación de impactos para periodos de retorno mayores, puede seguirse el siguiente procedimiento aproximado:

- Obtención de los cuantiles de precipitación diaria máxima anual de 10, 100, 500 y 1.000 años de periodo de retorno en situación de cambio climático modificando los cuantiles en situación actual con las tasas de cambio correspondientes a cada periodo de retorno (se obtendrán capas *raster* con distintos valores en cada celda en caso de utilizar un modelo distribuido o valores medios areales en caso de utilizar un modelo agregado).
- A partir de esos cuatro cuantiles en situación de cambio climático, se ajustará por mínimos cuadrados los parámetros de una nueva función de distribución de tal forma que la función se ajuste lo mejor posible a esos cuantiles. Como resultado se obtendrá una ley de frecuencia de precipitaciones máximas diarias (una ley de frecuencia por celda de la capa *raster* o una única ley de frecuencia media areal) en situación de cambio climático.
- A partir de esa ley de frecuencia en situación de cambio climático se podrán obtener los cuantiles del periodo de retorno que se requiera (por ejemplo, 5.000 o 10.000 años).

RECOMENDACIONES

- La NTS-2 establece en su artículo 4.2. la necesidad de analizar, “en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita”, los efectos del cambio climático sobre las avenidas. Lo establecido en el artículo 4.2. puede considerarse también aplicable en el caso de la revisión de la seguridad hidrológica de las presas (artículo 32.1. de la NTS-3). Adicionalmente, para el caso de las presas existentes será también necesario analizar el impacto sobre la distribución estacional de las avenidas y su incidencia en el establecimiento de resguardos estacionales, aspectos que no es necesario considerar en el proyecto de una presa nueva.
- Se recomienda utilizar preferentemente los resultados de los estudios sobre impacto del cambio climático en las precipitaciones máximas que periódicamente proporcione el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, o que dicho ministerio haya encargado y utilice como referencia. En el momento actual, se recomienda partir de los resultados proporcionados en el estudio “Impacto del cambio climático en las precipitaciones máximas en España” (CEDEX, 2021), que ha sido ampliado, mediante una adenda, en el contexto de los trabajos realizados para la elaboración de esta Guía con objeto de proporcionar también resultados para el periodo de retorno de 1.000 años.

- Como resultado del estudio CEDEX [2021] y su adenda se dispone de la siguiente información relevante de cara a la estimación del impacto del cambio climático sobre las avenidas (https://ceh.cedex.es/web_ceh_2018/Imp_CClimatico_Pmax.htm):
 - Capas con tasas de cambio en cuantil medias significativas (promedio de las proporcionadas por los distintos modelos climáticos considerados) de las series de precipitación diaria máxima anual.
 - Capas con tasas de cambio en cuantil asociadas a los percentiles 10 y 90 (percentiles del conjunto de resultados proporcionados por los distintos modelos climáticos considerados), para valorar la incertidumbre asociada a los valores promedio, de las series de precipitación diaria máxima anual.
 - Mapas de cambios en el factor de torrencialidad $\left(\frac{I_t}{I_d}\right)$ a nivel regional.
- En cuanto al impacto en la estacionalidad, el contraste del valor medio para cada mes del número estandarizado medio de ocurrencias del máximo obtenido a través de los modelos climáticos de estudio para cada periodo de impacto y escenario con respecto al valor medio obtenido para el periodo de control, realizado en CEDEX [2021], muestra que los patrones estacionales futuros son muy similares a los del periodo de control en todos los casos. Estos resultados parecen indicar que no son esperables cambios relevantes en el patrón estacional de ocurrencia de las máximas precipitaciones diarias como consecuencia del cambio climático, por lo que es razonable suponer que tampoco habrá cambios relevantes en la estacionalidad de las avenidas.
- A la hora de utilizar los resultados anteriores hay que tener en cuenta la elevada incertidumbre que tienen asociada. Esta incertidumbre aumenta con el periodo de retorno, de forma que para los periodos de retorno utilizados para las presas de categoría A (1.000, 5.000, 10.000 años) son esperables incertidumbres muy importantes.
- Resultado de la citada incertidumbre es la existencia de posibles inconsistencias en el valor de las tasas de cambio medias en relación a los diferentes periodos de impacto, de tal forma que los resultados obtenidos no proporcionan, en algunos casos, valores crecientes de la tasa de cambio a los largo del S. XXI. En la práctica, puede ser necesario realizar ajustes en las tasas de determinadas celdas de tal forma que se garantice dicha coherencia.
- Asimismo, como resultado del análisis del comportamiento de las series de precipitación diaria máxima anual simuladas en el periodo de control respecto a las series de precipitación diaria máxima anual observadas, se detectó una subestimación generalizada de la precipitación máxima diaria en algunas regiones del este y sureste peninsular, así como en las Islas Baleares, que podría suponer que los resultados que se obtengan sobre los efectos del cambio climático en esas regiones sean menos fiables.
- Teniendo en cuenta la mencionada incertidumbre y que las NTS insisten en que la evaluación del impacto del cambio climático debe realizarse “en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita”, se considera que este tipo de análisis debe tener un carácter meramente exploratorio, para tratar de anticipar cuál podría ser la seguridad hidrológica de la presa en el futuro, pero sin consecuencias en la toma de



decisiones. No obstante, en el caso de presas de nueva construcción, en las que hay que dimensionar los órganos de desagüe, o en el de presas en servicio, en las que se haya tomado la decisión de acometer una modificación de dichos órganos, podría ser oportuno, en función de las características de cada caso, adoptar un cierto sobredimensionamiento en el diseño, con objeto de prever los cambios futuros y evitar, en la medida de lo posible, que la obra resulte insuficiente al cabo de un determinado periodo temporal; siempre que sea asumible económica y técnicamente, y no suponga una modificación de la solución técnica adoptada.

- Adicionalmente, con objeto de limitar la magnitud de los periodos de retorno a utilizar en los análisis, se recomienda evaluar los efectos del cambio climático únicamente para la situación de proyecto, es decir, hasta periodos de retorno de 1.000 años.
- En cuanto a las hipótesis de cálculo a considerar en el análisis, se recomienda adoptar las siguientes:
 - Dada la importancia y responsabilidad de las presas, se recomienda realizar los cálculos para el horizonte temporal más lejano, es decir, para el periodo de impacto 2071-2100.
 - Se recomienda considerar en el análisis ambos escenarios de emisiones de gases de efecto invernadero (RCP 4.5. y RCP 8.5.), dada la incertidumbre existente en cuanto a la magnitud de las emisiones futuras, con objeto de valorar cómo puede influir esta circunstancia en los resultados.
 - Asimismo, se recomienda realizar los cálculos tanto para las tasas de cambio medias, como para los percentiles 10 y 90 (considerando en todos los casos, tal como se expuso anteriormente, solo los valores de aquellas celdas con cambio estadísticamente significativo), lo que permitirá obtener también una estimación de la incertidumbre.
- Se recomienda realizar el análisis del impacto del cambio climático en las avenidas que pueden llegar a la presa y, a partir de ellas, en los niveles máximos en el embalse, en base al siguiente procedimiento:
 - Obtención de los valores de tasas de cambio medias en cuantil para aquellas celdas con cambio significativo situadas en la cuenca vertiente a la presa en estudio para el periodo de retorno correspondiente a la situación de proyecto (100, 500 o 1.000 años, según la categoría de la presa), el modelo SQRT-R y los escenarios RCP 4.5. y RCP 8.5., a partir de las capas obtenidas como resultado del estudio CEDEX [2021] y su adenda.
 - Obtención de las tasas de cambio del factor de torrencialidad en la región estadística en la que esté situada la cuenca vertiente a la presa en estudio a partir de los resultados del estudio CEDEX [2021] y su adenda, para los escenarios RCP 4.5. y RCP 8.5.
 - Modificación de la tormenta de cálculo, del periodo de retorno considerado, utilizada en el modelo hidrometeorológico elaborado para la cuenca vertiente a la presa según la recomendaciones expuestas en el apartado 5.4. Esto se realizará para los dos escenarios de emisiones considerados: RCP 4.5. y RCP 8.5. En primer lugar, se modificarán los cuantiles de precipitación diaria

máxima anual utilizados en el estudio a partir de los valores de las tasas de cambio significativas de las celdas presentes en la cuenca vertiente a la presa. En segundo lugar, se modificará el hietograma de cálculo utilizando la misma duración de tormenta y el mismo intervalo de discretización que en el estudio, a partir de las curvas IDF incluidas en la Norma 5.2. IC de Drenaje de Carreteras (MF, 2019), considerando los nuevos valores de cuantil de precipitación diaria máxima anual (P_d) y de factor de torrencialidad ($\frac{I_1}{I_d}$).

- Cálculo de las nuevas avenidas, y de los nuevos cuantiles de caudal punta y de volumen de avenida, para los dos escenarios de emisiones RCP 4.5 y RCP 8.5., mediante el modelo hidrometeorológico, a partir de las nuevas tormentas de cálculo y manteniendo el mismo valor de los parámetros utilizados en la función producción, función distribución, propagación de la onda de avenida, etc.
- Cálculo de las tasas de cambio de los cuantiles de caudal punta y volumen de avenida, para el periodo de retorno de la situación de proyecto y para cada uno de los escenarios de emisiones, mediante el contraste de los nuevos cuantiles en situación de cambio climático y de los cuantiles obtenidos originalmente mediante el modelo:

$$C_Q(\%) = \frac{Q_T^{CC} - Q_T^M}{Q_T^M} 100$$

$$C_V(\%) = \frac{V_T^{CC} - V_T^M}{V_T^M} 100$$

- Obtención de los nuevos cuantiles de cálculo de caudal punta y volumen de avenida mediante modificación de los cuantiles de cálculo originales (procedentes del propio modelo hidrometeorológico o del análisis estadístico de los datos de caudales máximos y volúmenes de avenida), teniendo en cuenta la mayoración asociada al intervalo de confianza considerado.

$$Q_T^{CC-IC} = Q_T^{IC} \left(1 + \frac{C_Q(\%)}{100} \right)$$

$$V_T^{CC-IC} = V_T^{IC} \left(1 + \frac{C_V(\%)}{100} \right)$$

- Cálculo de los nuevos valores de nivel máximo en el embalse a partir de los nuevos cuantiles de caudal punta y volumen, aplicando el mismo procedimiento de cálculo considerado originalmente. Se obtendrán los niveles máximos en el embalse para la situación de cambio climático correspondientes a los dos escenarios de emisiones considerados.

Repetición del proceso de cálculo anterior para los percentiles 10 y 90 con objeto de obtener la horquilla esperable de variación del incremento de nivel máximo en el embalse para ambos escenarios de emisiones.

- A la hora de aplicar el procedimiento de cálculo anterior, se recomienda tener en cuenta los siguientes aspectos:



- La aplicabilidad de las tasas de cambio en cuantil de precipitación diaria máxima anual será mayor si se utiliza también una función SQRT-ETmax ajustada mediante un procedimiento regional tipo “índice de avenida” (modelo estadístico utilizado para obtener las tasas de cambio en cuantil) a la hora de caracterizar las leyes de frecuencia de precipitación diaria máxima anual. No obstante, dada la incertidumbre que rodea la estimación de los impactos debidos al cambio climático, se considera también válida su utilización con otro tipo de funciones de distribución, como la GEV, siempre que su ajuste se realice mediante una regionalización tipo “índice de avenida” (adoptando valores regionales tanto para el coeficiente de variación como para el de sesgo).
- El procedimiento de cálculo propuesto considera únicamente el cambio en la magnitud y distribución temporal de la precipitación, factor que probablemente es el más relevante, pero no el único que influye en la generación de las crecidas y que podría verse modificado por el cambio climático. Entre los factores adicionales no considerados destaca el estado de humedad antecedente del suelo y, afectando a zonas geográficas más concretas, las posibles alteraciones en los procesos de acumulación y fusión de nieve. No obstante, dado que es esperable una menor humedad media del suelo en el futuro como consecuencia de la reducción en la precipitación media anual debida al cambio climático, ignorar el cambio en la humedad del suelo en los cálculos dejaría, en principio, del lado de la seguridad.
- Dado que el procedimiento de cálculo debe basarse forzosamente en la utilización de modelos hidrometeorológicos, teniendo en cuenta la dificultad de desarrollar este tipo de modelos con hipótesis de lluvia realistas en cuencas de gran tamaño, y puesto que el análisis del impacto del cambio climático debe llevarse a cabo “en la medida que el conocimiento científico y técnico lo permita”, se recomienda no realizar el análisis en presas con cuencas vertientes grandes mientras no se disponga de estudios a escala nacional que proporcionen valores de tasas de cambio en cuantil de caudal máximo anual.
- Si en algún caso se requiere la estimación de impactos para periodos de retorno mayores que 1.000 años, puede seguirse el procedimiento aproximado descrito en el texto, consistente en calcular los cuantiles de precipitación diaria máxima anual de 10, 100, 500 y 1.000 años de periodo de retorno en situación de cambio climático, y ajustar por mínimos cuadrados una nueva función de distribución. A partir de esa ley de frecuencia en situación de cambio climático se podrán obtener los cuantiles del periodo de retorno que se requiera (por ejemplo, 5.000 o 10.000 años).

5.9. RECOMENDACIONES PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS EN LAS CUENCAS COSTERAS DEL LEVANTE Y SURESTE PENINSULAR

XXX Pendiente XXX

6. CASOS DE ESTUDIO

XXX Pendiente XXX



CEDEX

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acreman, M.C. y Sinclair, C.D. (1986). *Classification of drainage basins according to their physical characteristics; an application for flood frequency analysis in Scotland*. Journal of Hydrology, 84. pp. 365-380.

Adeloye, A. J. y Montaseri, M. (2002). *Preliminary streamflow data analyses prior to water resources planning study*. Hydrological sciences journal, 47 (5), pp. 679-692.

AEMET (2016). *Proyecciones climáticas para el siglo XXI*. Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Democrático.

(http://www.aemet.es/es/serviciosclimaticos/cambio_climat)

Alvares Ribeiro, A. (1992). *Design flood. Regulations for the safety of dams*. Portugal. International Symposium on Dams and Extreme Floods. Granada.

ANCOLD (1986). *Guidelines on Design Floods for Dams*. Australian National Committee on Large Dams.

ANCOLD (2000a). *Guidelines on Assessment of Consequences of Dam Failure*. Australian National Committee on Large Dams.

ANCOLD (2000b). *Guidelines on Selection of Acceptable Flood Capacity for Dams*. Australian National Committee on Large Dams.

Arenillas, M. (1993). *Nuevos datos sobre la crecida del Júcar de octubre de 1982*. Revista de Obras Públicas. Julio-Agosto 1993. pp. 65-74.

ASCE (1987). *Draft flood evaluation guidelines*. American Society of Civil Engineers. Task Committee on the Reevaluation of the Adequacy of Spillways of Existing Dams.

Ashkar, F. y Rousselle, J. (1987). *Partial duration series modeling under the assumption of a poissonian flood count*. Journal of Hydrology, 90. pp. 135-144.

Baker, V.R. (1987). *Paleoflood hydrology and extraordinary flood events*. Journal of Hydrology, 96.

Balasch, J.C. (2021). *Las grandes crecidas de la cuenca del Ebro (1600-2000) a la luz de los datos instrumentales y la documentación histórica*. Paleocrecidas y Avenidas Históricas y su Aplicación a la Seguridad Hidrológica de las Presas. Capítulo IV. pp. 95-122. Monografía M-143. CEDEX. ISBN: 978-84-7790-636-0.

Barriendos, M., Llasat, M.C., Barrera, A. y Rigo, T. (2003). *The study of flood events from documentary sources: methodological guidelines for historical source identification and flood characterization in the Iberian Peninsula*. "Paleofloods, historical floods and climatic variability: application in flood risk assessment". Editores: Thorndycraft, V.R., Benito, G.,

Barriendos, M. y Llasat, M.C. CSIC-Centro de Ciencias Medioambientales. Proceedings of the PHEPRA Workshop. Barcelona, 16 – 19 octubre 2002. pp. 87–92.

Barriendos, M. y Coeur, D. (2004). *Flood data reconstruction in historical times from non-instrumental sources in Spain and France*. “Systematic, paleoflood and historical data for the improvement of flood risk estimation. Methodological guidelines”. Editores: Benito, G. y Thorndycraft, V.R. CSIC-Centro de Ciencias Medioambientales. ISBN: 84-921-958-3-5. pp. 29–42.

Barriendos, M., Gil-Guirado, S., Pino, D., Tuset, J., Pérez-Morales, A., Alberola, A., Costa, J., Balasch, J.C., Castelltort, X., Mazón, J., Ruiz-Bellet, J.L. (2019). *Climatic and social factors behind the Spanish Mediterranean flood event chronologies from documentary sources (14th–20th centuries)*. Global and Planetary Change, Volume 182. <https://doi.org/10.1016/j.gloplacha.2019.102997>.
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0921818118306660>.

Beard, L.R. (1990). *Practical determination of hypothetical floods*. Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE 116(3), pp. 389-401.

Benito, G., Fernández De Villalta Compagni, M., Díez Herrero, A. y Laín Huerta, L. (1999). *Base de datos PaleoTagus: incorporación de la información paleohidrológica en un SIG para el análisis de riesgos naturales*. En: Laín Huerta, L. (Ed.), Los Sistemas de Información Geográfica en los Riesgos Naturales y en el Medio Ambiente. ITGE (Ministerio de Medio Ambiente), Madrid. Capítulo 1. pp. 21-31.

Benito, G., Díez, A. y Fernández, M. (2003). *Magnitude and frequency of flooding in the Tagus basin over the last millennium*. Climatic Change 58. pp. 171–192.

Benito, G., et al. (2010). *The impact of late Holocene climatic variability and land use change on the flood hydrology of the Guadalentín River, southeast Spain*. Global and Planetary Change, vol. 70, N° 1-4. pp. 53-63.

Benito, G. (2021). *Determinación de caudales extremos con registros de paleocrecidas: aplicaciones a la seguridad de presas*. Paleocrecidas y avenidas históricas y su aplicación a la seguridad hidrológica de las presas. Capítulo II. pp. 43 - 64. Monografía CEDEX M-143.

Berga, L. (1998). *New trends in hydrological safety*. Dam Safety, Berga(ed.). Balkema, Rotterdam. pp. 1099-1106.

Bergström y Ohlsson (1988). *Towards new guidelines on spillway design in Sweden*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. International Commission on Large Dams. Vol. IV. San Francisco.



Bertoli, L. y Moisélo, U. (1993). *A regional model for estimating the probability distribution of routed peak discharges*. Journal of Hydrology, 153. pp. 103-138.

Biedermann, R., Delley, P., Flury, K., Hauenstein, W., Laffite, R. y Lombardi, G. (1988). *Safety of Swiss dams against floods: design criteria and design flood*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. ICOLD. Vol. IV. San Francisco.

Borgman, L.E. (1963). *Risk criteria*. Journal of Waterways Harbors Division. ASCE. 80. pp. 1-35.

Botero, B.A. (2006). *Estimación de crecidas de alto periodo de retorno mediante funciones de distribución con límite superior e información no sistemática*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. 223 pp.

Broza, V. (1988). *Dimensionnement des évacuateurs de crue des barrages. Pratique actuelle*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. ICOLD. Vol. IV. San Francisco.

Cánovas, M. (1958). *Avenidas motivadas por las lluvias extraordinarias de los días 13 y 14 de octubre de 1957*. Revista de Obras Públicas. Febrero 1958. pp. 59-68.

Cantwell, B.L. y Murley, K.A. (1988). *Design flood guidelines*. Australia. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. International Commission on Large Dams. Vol. IV. San Francisco.

Casas-Planes, A., Benito, G., Díez Herrero, A. y Barriendos, M. (2003). *SPHERE-GIS: Implementation of an Historical and Paleoflood Geographical Information System*. En: Thorndycraft, V.R., Benito, G., Barriendos, M. y Llasat, M.C. (Eds.), *Palaeofloods, Historical Data & Climatic Variability: Applications in Flood Risk Assessment* (Proceedings of the PHEFRA International Workshop, Barcelona, 16-19th October, 2002), Centro de Ciencias Medioambientales (CSIC), 56. pp. 363-368.

Castorani, A. y Moramarco, T. (1995). *Selecting the optimal design flood*. Hydropower and dams. July. pp. 74-80.

CEDEX (1988a). *Estudio en modelo matemático de las inundaciones de octubre de 1982 en la plana del Júcar*. Informe técnico para la Dirección General de Obras Hidráulicas (MOPU). Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

CEDEX (1988b). *Estudio hidrológico e hidráulico de la crecida de noviembre de 1987 en la ribera del Júcar*. Informe técnico para la Dirección General de Carreteras (MOPU). Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

CEDEX (1997). *Utilización de la teledetección para la estimación del parámetro hidrológico del número de curva*. Informe Interno del Centro de Estudios Hidrográficos. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

CEDEX (2009a). *Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materia de gestión del dominio público hidráulico y explotación de obras. Ficha 2: Cálculo de la avenida de proyecto y extrema para el diseño de presas*. Informe técnico para la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

CEDEX (2009b). *Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materia de gestión del dominio público hidráulico y explotación de obras. Ficha 3: Mapa de caudales máximos de avenida para la red fluvial de la España peninsular*. Informe técnico para la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

CEDEX (2009c). *Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materias competencia de la Dirección General de Carreteras. Ficha 18: Asesoramiento para la actualización del capítulo 2 “Cálculo de los caudales de referencia” de la Norma 5.2. IC de Drenaje Superficial*. Informe técnico para la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

CEDEX (2013). *Calidad de las series de caudales de la red oficial de estaciones de aforo (ROEA). Modernización y mejora de la red oficial de estaciones de aforo. Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materias de competencia de la Dirección General del Agua (2007-2011)*. Informe técnico para la Dirección General del Agua del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

CEDEX (2017). *Evaluación del impacto del cambio climático en los recursos hídricos y sequías en España*. Informe técnico para la Oficina Española de Cambio Climático del Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

CEDEX (2021). *Impacto del cambio climático en las precipitaciones máximas en España*. Informe técnico para la Dirección General del Agua del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). (https://ceh.cedex.es/web_ceh_2018/Imp_CClimatico_Pmax.htm).

CEDEX (2022). *Evaluación de recursos hídricos en régimen natural en España (1940/41 – 2017/18)*. Informe técnico para la Dirección General del Agua del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

Cheng-Zheng, L. (1987). *Investigation and regionalization of historical floods in China*. Journal of Hydrology, 96. pp. 41-51.

Chow, V.T., Maidment, D.R. y Mays, L.W. (1988). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill.



CEDEX

CNEGP (1997). *Avenida de Proyecto*. Guías Técnicas de Seguridad de Presas. Guía nº4. Comité Nacional Español de Grandes Presas.

CNPC (1983-88). *Estudio de inundaciones históricas. Mapa de riesgos potenciales*. Comisión Nacional de Protección Civil. Comisión Técnica de Inundaciones. Un tomo por cuenca hidrográfica (24 volúmenes). Edita: MOPU, Servicio de Publicaciones.

Cohn, T.A. y Stedinger, J.R. (1987). *Use of historical information in a maximum-likelihood framework*. Journal of Hydrology, Vol. 96, nº 1-4. pp. 215-223.

Cohn, T.A., Lane, W.L. y Baier, W.G. (1997). *An algorithm for computing moment-based flood quantile estimates when historical flood information is available*. Water Resources Research, 33(9), pp. 2089-2096.

Cole, R. A., Johnston, H.T. y Robinson, D.J. (2003). *The use of flow duration curves as a data quality tool*. Hydrological Sciences-Journal des Sciences Hydrologiques, 48 (6), pp. 939-951.

Condie, R. y Lee, K.A. (1982). *Flood frequency analysis with historic information*. Journal of Hydrology, 58, pp. 47 – 61.

Couchoud, R. (1983). *Apuntes de una recopilación de referencias históricas de las inundaciones*. 219 pp.

Cruise, J.F. y Arora, K. (1990). *A hydroclimatic application strategy for the Poisson partial duration model*. Water Resources Research. 26 (3). pp. 341-442.

Cunge, J.A. (1967). *On the Subject of a Flood Propagation Method*. Journal of Hydraulic Research, IAHR 7 (2), 205-230.

Cunnane, C. (1978). *Unbiased plotting positions – A review*. Journal of Hydrology. Vol. 37. pp. 205-222.

Cunnane, C. (1979). *A note on the Poisson assumption in partial duration series models*. Water resources Research. 15(2). pp. 489-494.

Cunnane, C. (1987). *Review of statistical models for flood frequency estimation*. V.P. Singh (Ed.). Hydrologic Frequency Modelling. pp. 49-95.

Cunnane, C. (1989). *Statistical distribution for flood frequency analysis*. World Meteorological Organization. Report nº 781. Operational Hydrology Report nº 33.

Dahmen, E. R. y Hall, M. J. (1990). *Screening of hydrological data: tests for stationarity and relative consistency*. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). Wageningen, The Netherlands. Publication 49. 58p. ISBN 90-707-5423-1.

Dalrymple, T. (1960). *Flood frequency analysis*. US Geological Survey Water Supply Paper. Nº 1543-A.

Davison, A.C. y Smith, R.L. (1990). *Models for exceedances over high thresholds*. J. R. Stat. Soc. B 52(3). pp. 393-442.

DEFRA (2002). *Research Contract "Reservoir safety – Floods and reservoir safety integration"*. Department for Environment Food and Rural Affairs (DEFRA). Reino Unido.

DGC (1999). *Máximas lluvias diarias en la España peninsular*. Serie monografías. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento.

DGPC (1997). *Guía metodológica para la elaboración del Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas*. Dirección General de Protección Civil. Marzo 1997.

DGPCE (2007). *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Cuencas del Segura, Duero y las Islas Baleares*. Fascículo 1. Dirección General de Protección Civil y Emergencias. Ministerio del Interior.

DGPCE (2008a). *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Cuencas del Tajo y Júcar*. Fascículo 2. Dirección General de Protección Civil y Emergencias. Ministerio del Interior. NIPO: 126-07-082-9.

DGPCE (2008b). *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Cuencas del Ebro y Guadalquivir*. Fascículo 3. Dirección General de Protección Civil y Emergencias. Ministerio del Interior. NIPO: 126-08-054-9.

DGPCE (2009). *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Cuencas del Norte*. Fascículo 4. Dirección General de Protección Civil y Emergencias. Ministerio del Interior. NIPO: 126-09-083-3.

DGPCE (2010). *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Cuencas del Gadiana y Sur*. Fascículo 5. Dirección General de Protección Civil y Emergencias. Ministerio del Interior. NIPO: 126-10-140-8.

DGPCE (2011). *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Demarcaciones Hidrográficas. Actualización 2011*. Dirección General de Protección Civil y Emergencias. Ministerio del Interior. NIPO: 126-11-149-1.

DGPCE (2014). *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas. Demarcaciones Hidrográficas. Incluyendo Galicia Costa y Cuencas Internas de Cataluña. Actualización 2014*. Dirección General de Protección Civil y Emergencias. Ministerio del Interior.

Díez, J. (1992). *El fenómeno meteorológico de Santa Irene de 1982*. Revista de obras Públicas. Noviembre 1992. pp. 67-81.



CEDEX

Díez Herrero, A., Ballesteros-Cánovas, J.A., Bodoque, J.M., Eguíbar, M.A., Fernández, J.A., Génova, M., Laín, L., Llorente, M., Rubiales, J.M. y Stoffel, M. (2007). *Mejoras en la estimación de la frecuencia y magnitud de avenidas torrenciales mediante técnicas dendrogeomorfológicas*. Boletín Geológico y Minero. Vol. 118, Nº 4. pp. 789-802.

Díez Herrero, A. (2021). *La dendrogeomorfología como fuente de datos de la frecuencia y magnitud de caudales históricos*. Paleocrecidas y avenidas históricas y su aplicación a la seguridad hidrológica de las presas. Capítulo III. pp. 65 - 96. Monografía CEDEX M-143.

Domínguez, M.R., Fuentes, M.O. y Franco, V. (1981). *Avenida de diseño*. Manual de diseño de Obras Civiles. Cap. A.1.10. CFE. Méjico.

Domínguez, M.R., Carrizosa, E.E. y Fuentes, M.G. (2000). *Estimación y manejo de crecientes en la cuenca alta del río Grijalva*. Memorias del XVI Congreso Nacional de Hidráulica. Morelia. Méjico. pp. 97-102.

Duband, D. et al. (1988). *Evaluation des crues extremes et de la crue de projet par la methode du gradex*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. ICOLD. Vol. IV. San Francisco.

Duffaut, J. et al. (1973). *Determination des crues de projet*. 11º Congreso Internacional de Grandes Presas. ICOLD. Madrid.

Etoh, T.A., Murota, M. y Nakanishi, M. (1986). *SQRT – Exponential Type distribution of maximum*. Proceeding of International Symposium on Flood Frequency and Risk Analysis. Louisiana. pp. 253-265.

FEMA (1998). *Federal Guidelines for Dam Safety. Hazard Potencial Classification System for Dams*. Interagency Committee on Dam Safety. Federal Emergency Management Agency (FEMA).

FEMA (2004). *Federal Guideline for Dam Safety. Selecting and Accommodating Inflow Design Floods for Dams*. Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Ferrari, E. (1995). *Regional rainfall and frequency analysis in Italy*. FRIEND-AMHY.

Ferrer, J. (1992). *Análisis estadístico de caudales de avenida*. Monografías CEDEX, M-26.

Ferrer, J. (1996). *El modelo de función de distribución SQRT-ETmax en el análisis regional de máximos hidrológicos: Aplicación a las lluvias diarias*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

Ferrer, M. (2003). *Análisis de nuevas fuentes de datos para la estimación del parámetro número de curva: perfiles de suelo y teledetección*. Monografías CEDEX, C-48.

Ferrer, J. y Ardiles, L. (1994). *Análisis estadístico de las series anuales de máximas lluvias diarias en España*. Revista de Ingeniería Civil. Nº 95. pp. 87-100.

Ferrer, J. y Mateos, C. (1999). *Análisis de máximas lluvias diarias. Un nuevo modelo regional de estimación de parámetros de la función de distribución SQRT-ETmax*. Ingeniería Civil nº 115.

Fives, M.O. (1992). *Métodos utilizados para el cálculo de las avenidas de proyecto en las Islas Británicas*. Selección de la avenida de proyecto. Métodos actuales. International Commission on Large Dams.

Fontseré, E. y Galcerano, F. (1938). *Informe sobre las inundaciones de octubre del año 1937 en el alto Pirineo*.

Francés, F., Salas, J.D. y Boes, D.C. (1994). *Flood frequency analysis with systematic and historical or paleoflood data based on the two parameter general extreme value models*. Water Resources Research, 30(6), pp. 1653 – 1664.

Fuller, W.E. (1914). *Flood flows*. Transactions of the American Society of Civil Engineers. Vol. 77, Issue 1, December. pp. 564–617.

Galea, G. y Prudhome, C. (1994). *Modèles débit-durée-fréquence et conceptualisation d'un hydrogramme de crue synthétique: validation sur le BVRE de DRAIX*. Hydrol. Continent. 9(2). pp. 139-151.

Galea, G. y Prudhome, C. (1997). *Notions de base et concepts utiles a la compréhension de la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QDF*. Revue des Sciences de l'Eau.

Garijo, C. (2020). *Impacto del cambio climático sobre los eventos extremos de precipitación e inundaciones para el diseño de infraestructuras hidráulicas*. Tesis doctoral. E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

Genest, C. y Favre, A.C. (2007). *Everything you always wanted to know about copula modeling but were afraid to ask*. Journal of Hydrologic Engineering, 12: 347-368.

Girón, F. (1988). *The evacuation of floods during de operation of reservoirs*. International Commission of Large Dams. Congress San Francisco. USA. Q63 R75.

Goel, N.K., Seth, S.M. y Chandra, S. (1998). *Multivariate modeling of flood flows*. Journal of Hydraulic Engineering. 124(2). pp. 146–155.

Gómez Ortega, J., Lizárraga, F. y Churruca, E. (1988). *Estudio de las inundaciones del Júcar de 1864*. Editado por la Confederación Hidrográfica del Júcar. ISBN: 84-505-7184-7.



CEDEX

Green, W.H. y Ampt, G. (1911). *Studies of Soil Physics, Part I – The Flow of Air and Water Through Soils*. Journal of Agricultural Science, 4. pp. 1-24.

Greenwood, J.A., Landwehr, J.M., Matalas, N.C. y Wallis, J.R. (1979). *Probability weighted moments. Definitions and relation to parameters of distributions expressible in inverse form*. Water Resources Research, 15(5). pp. 1049-1054.

GREHYS (1996). *Presentation and review of some methods for regional flood frequency analysis*. Journal of Hydrology, 186. pp. 63-84.

Gringorten, J.I. (1963). *A plotting rule for extreme probability paper*. Journal of Geophysical Research. Vol. 68. Nº 3. pp. 813-814.

Guillot, P. y Duband, D. (1967). *La methode du gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies*. In Floods and Their Computation. Proceedings of the Leningrad Symposium, IASH Publ. 84: 560–569.

Holtan, H.N. y López, N.C. (1971). *USDAHL-70 Model of Watershed Hydrology*. Agriculture Research Service, US Department of Agriculture (USDA), Technical Bulletin 145.

Horton, R.E. (1940). *An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity*. Soil Science Society of America Proceedings 5. 399-417.

Hosking, J.R.M., Wallis, J.R. y Wood, E.F. (1985). *Estimation of the generalized extreme-value distribution by the method of probability-weighted moments*. Technometrics, 27, 251-61.

Hosking, J.R.M. (1990). *L-Moments: analysis and estimation of distributions using linear combinations of order statistics*. Journal of Royal Statistical Society B, 52. pp. 105-124.

Hosking, J.R.M. y Wallis, J.R. (1993). *Some statistics useful in regional frequency analysis*. Water Resources Research, 29 (2). pp. 271-281.

Hosking, J.R.M. y Wallis, J.R. (1997). *Regional frequency analysis*. Cambridge University Press.

Hua Shi-Qian (1987). *A general survey of flood frequency analysis in China*. Journal of Hydrology, 96. pp. 15-25.

ICE (1986). *Australian Rainfall and Runoff (ARR)*. Institution of Civil Engineers. Australia.

ICOLD (1973). *Criteria and Practices in the Design of Spillways*. International Commission on Large Dams. 11º Congreso Internacional de Grandes Presas. Madrid.

ICOLD (1988). *16º Congreso Internacional de Grandes Presas*. International Commission on Large Dams. San Francisco.

ICOLD (1992a). *Selección de la avenida de proyecto. Métodos actuales*. International Commission on Large Dams.

ICOLD (1992b). *Proceedings of the International Symposium on Dams and Extreme Floods*. International Commission on Large Dams. Granada.

IH (1999). *Flood Estimation Handbook. Procedures for Flood Frequency Estimation*. Institute of Hydrology. Wallingford. Oxfordshire. UK.

Irvine, K.N. y Waylen, P.R. (1986). *Partial series analysis of high flows in Canadian rivers*. Canadian Water Resources Journal. 11(20). pp. 83-91.

Jiménez, A., García, C., Mediero, L., Incio, L. y Garrote, J. (2012). *El mapa de caudales máximos de las cuencas intercomunitarias*. Revista de Obras Públicas. Núm. 3533. Año 159. pp. 7-32.

Jiménez, A., García, C., Mediero, L., Incio, L. y Garrote, J. (2013). *Bases metodológicas del mapa de caudales máximos de las cuencas intercomunitarias*. Monografía M-120. CEDEX. ISBN: 978-84-7790-541-7.

Jiménez, A., Mediero, L. y García, C. (2014a). *Análisis y selección de modelos estadísticos para el ajuste de la ley de frecuencia de caudales máximos anuales en España*. Ingeniería Civil. Núm. 174. pp. 5-31.

Jiménez, A. y Mediero, L. (2014b). *Tratamiento conjunto del caudal y el volumen para la estimación de hidrogramas de diseño de presas*. Ingeniería Civil. Núm. 174. pp. 33-49.

Jiménez, A. y Mediero, L. (2014c). *Caracterización del comportamiento estadístico de los caudales máximos estacionales en la España peninsular. Propuesta metodológica para su cálculo*. Ingeniería Civil. Núm. 174. pp. 51-69.

Jiménez, A. y García, C. (2021). *La incertidumbre en la estimación de los caudales máximos de alto periodo de retorno. Utilidad de la información sobre paleocrecidas y avenidas históricas*. Paleocrecidas y Avenidas Históricas y su Aplicación a la Seguridad Hidrológica de las Presas. Capítulo VII. pp. 169-224. Monografía M-143. CEDEX. ISBN: 978-84-7790-636-0.

Joe, H. (1997). *Multivariate model and dependence concepts*. Chapman and Hall, London.

Kennard, M.F. y Bass, K.T. (1988). *Determination of design flood and its application to existing dams*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. International Commission on Large Dams. Vol. IV. San Francisco.



CEDEX

Konecny, F. y Nachtnebel, H.P. (1985). *Extreme value process and the evaluation of risk in flood analysis*. Applied Mathematical Modelling, 9. pp. 11-15.

Krstanovic, P.F. y Singh, V.P. (1987). *A multivariate stochastic flood analysis using entropy*. Hydrologic Frequency Modelling. Reidel, Dordrecht, The Netherlands. pp. 515-539.

Landwehr, J.M., Matalas, N.C. y Wallis, J.R. (1979). *Probability-weighted moments compared with some traditional techniques in estimating Gumbel parameters and quantiles*. Water Resources Research, 15. pp. 1055-1064.

Lang, M. (1995). *Les chroniques en hydrologie*. Tesis Doctoral. Université Joseph Fourier. Grenoble. Francia. 296 p.

Lang, M., Ouarda, T.B.M.J. y Bobée, B. (1999). *Towards operational guidelines for over-threshold modeling*. Journal of Hydrology, 225. pp. 103-117.

Leese, M. (1973). *Use of censored data in the estimation of Gumbel distribution parameters for annual maximum flood series*. Water Resources Research, 9(6), pp. 1534 - 1542.

Leopold, L.B. y Maddock, T. (1953). *The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications*. IS Geological Survey, Reston Va., USGS Prof. Pap. 252.

Ljogodt, T. (1998). *The new Norwegian regulations and guidelines on dams: dam safety in an uncertain habitat*. Dam Safety. Balkema. Róterdam.

López Bermúdez, F. (1979). *Inundaciones catastróficas, precipitaciones torrenciales y erosión en la provincia de Murcia*. Departamento de Geografía. Facultad de Filosofía y Letras. Universidad de Murcia.

López Bustos, A. (1972). *Antecedentes para una historia de avenidas del río Ebro*. Revista de Obras Públicas. Marzo 1972. pp. 191-204.

López Bustos, A. (1981). *Tomando el pulso a las grandes crecidas de los ríos peninsulares*. Revista de Obras Públicas. Marzo 1981. pp. 179-192.

López Bustos, A. (1985). *Datos para una historia de las crecidas del río Guadalquivir*. Revista de Obras Públicas. Agosto 1985. pp. 643-654.

López Bustos, A. (1989). *Historia de los pequeños ríos de la provincia de Huesca*. Revista de Obras Públicas. Septiembre 1989. pp. 647-655.

Loukola, E. y Majjala, T. (1998). *New dam safety guidelines in Finland*. Simposio Internacional de Seguridad de Presas. Barcelona.

Lu, L. y Stedinger, J.R. (1992a). *Sampling variance of normalized GEV/PWM quantile estimators and a regional homogeneity test*. Journal of Hydrology, 138 (1992). pp. 223-245.

Lu, L. y Stedinger, J.R. (1992b). *Variance of 2- and 3- parameter GEV-PWM quantile estimators: formulas, confidence intervals and a comparison*. Journal of Hydrology, 138. nº 1/2, pp. 247-268.

Ma Z., Kang S., Zhang L., Tong L. y Su X. (2008). *Analysis of impacts of climate variability and human activity on streamflow for a river basin in arid region of northwest China*. Journal of Hydrology. 352:239–249. doi:10.1016/j.jhydrol.2007.12.022.

Macháček, L. (1998). *Guidelines for assessing reservoir flood safety in the Czech Republic*. Dam Safety, Berga(ed.). Balkema, Rotterdam. pp. 1099-1106.

Maidment, D.R. (1993). *Handbook of Hydrology*. McGraw-Hill, Inc. ISBN: 0-07-039732-5.

MARM (2008). *Datos sobre la nieve y los glaciares en las cordilleras españolas. El programa ERHIN (1984-2008)*. Dirección General del Agua. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. ISBN: 978-84-8320-418-4. 236 pp.

MARM (2011). *Guía metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables*. Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. NIPO: 770-11-307-4. ISBN: 978-84-491-1136-5. Madrid.

Marquina, J.R. (1949). *Crecidas extraordinarias del río Duero*. Revista de Obras Públicas. Mayo 1949. pp. 202–213.

McCuen, R. H. (2006). *Outlier detection in Modelling hydrologic change, statistical methods*. Lewis publishers, Boca Raton, United States, pp. 57-76.

Mediero, L. (2021). *Técnicas para la incorporación de información histórica en el ajuste de leyes de frecuencia de caudales máximos. Ejemplos de aplicación*. Paleocrecidas y Avenidas Históricas y su Aplicación a la Seguridad Hidrológica de las Presas. Capítulo V. pp. 123-150. Monografía M-143. CEDEX. ISBN: 978-84-7790-636-0.

MF (2019). *Norma 5.2–IC de la Instrucción de Carreteras, Drenaje Superficial*. Serie Normativas. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento.

Mimoso, J. (2006). *Río Guadiana: As cheias históricas, 1500-2004*. X Jornadas de Historia de Ayamonte.

Minor, H. (1998). *Report of the European R&D working group Flood*. International Symposium on new trends and guidelines on dam safety. International Commission on Large Dams. Vol. 1.



CEDEX

MITECO (2018). *Inundaciones y cambio climático*. Ministerio para la Transición Ecológica. Madrid. 105 pp.

MMA (1997). *La nieve en las cordilleras españolas. Programa ERHIN. Año 1993/94*. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Ministerio de Medio Ambiente. 288 pp.

MMA (1998). *La nieve en las cordilleras españolas. Programa ERHIN. Año 1994/95*. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Ministerio de Medio Ambiente. 231 pp.

MMA (2006). *La nieve en las cordilleras españolas. TOMO I: años 1995-1996 a 1997-1998. TOMO II: años 1998-1999 a 1999-2000. TOMO III: años 2000-2001 a 2002-2003*. Ministerio de Medio Ambiente. CD-ROM. ISBN: 84-8320-344-8.

MOPT (1992a). *La nieve en las cordilleras españolas. Programa ERHIN. Años 1986/87-1989/90*. Dirección General de Obras Hidráulicas. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 264 pp.

MOPT (1992b). *La nieve en las cordilleras españolas. Programa ERHIN. Año 1990/91*. Dirección General de Obras Hidráulicas. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 227 pp.

MOPTMA (1994). *La nieve en las cordilleras españolas. Programa ERHIN. Año 1991/92*. Dirección General de Obras Hidráulicas. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. 245 pp.

MOPTMA (1995). *La nieve en las cordilleras españolas. Programa ERHIN. Año 1992/93*. Dirección General de Obras Hidráulicas. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. 281 pp.

MOPTMA (1996). *Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses*. B.O.E. nº 78 de 30 de marzo de 1996, Orden de 12 de marzo de 1996.

Moussa, R. y Bocquillon (2000). *Approximation zones of the Saint-Venant equations for flood routing with overbank flow*. Hydrology and Earth System Sciences, 4(2), 251-261.

Nachtnebel, H.P. y Konecny, F. (1987). *Risk analysis and time-dependent flood models*. Journal of Hydrology, 91. pp. 295-318.

Naden, P.S. y Bayliss, A.C. (1993). *Flood estimation: peak over threshold techniques*. Conference of river and Coastal Engineers. University of Loughborough. UK, 5-7 July, pp. 9.1.1-9.1.18.

Nagler, T., Schepsmeier, U., Stoeber, J., Brechmann, E.C., Graeler, B. y Erhardt, T. (2021). *VineCopula: Statistical Inference of Vine Copulas*. R package version 2.4.2. <https://CRAN.R-project.org/package=VineCopula>.

Nelsen, R.B. (1999). *An introduction to copulas*. Springer, New York.

NERC (1975). *Flood Studies Report*. Natural Environment Research Council. London.

North, M. (1980). *Time-dependent stochastic model of floods*. Journal of Hydraulic Division. ASCE. 106. pp. 649-665.

Ouarda, TBMJ, Ashkar, F. y El-Jabi, N. (1993). *Peaks over threshold model for seasonal flood variations*. Engineering Hydrology (Proceedings of the symposium of San Francisco, 25-30 July). ASCE Publication, pp. 341-346.

Pan, J. y Teng, W. (1988). *Determination of design flood in China*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. ICOLD. Vol. IV. San Francisco.

Pegram, S. y Deacon, P. (1992). *Extreme flood hydrographs of chosen probability*. Proceedings of the International Symposium on Dams and Extreme Floods. ICOLD. Granada.

Petterson, L.E. (1998). *Flood estimations for dam safety in Norway*. Dam Safety. Balkema. Róterdam.

Philip, J.R. (1957). *The theory of infiltration: sorptivity and algebraic infiltration equations*. Soil Science 84. pp. 257-264.

Plate, E.J., Ihringer, J. y Lutz, W. (1988). *Operational models for flood calculations*. Journal of Hydrology, 100. pp. 489-506.

Ponce, V.M. y Yevjevich, V. (1978). *Muskingum-Cunge method with variable parameters*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 104 (HY12), p1663-1667.

Prudhome, C. y Galea, G. (1997). *Non-stationary regimes: the QDF models behaviour*. FRIEND'97. Regional Hydrology: Concepts and Models for Sustainable Water Resources Management. IAHS. Publ. nº 246.

R Core Team (2019). *R: A language and environment for statistical computing*. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. <https://www.R-project.org/>.

Rasmussen, P.F. y Rosbjerg, D. (1991). *Prediction uncertainty in seasonal partial duration series*. Water Resources Research. 27 (11). pp. 2875-2883.



CEDEX

Reiter, P.H. (1988). *Experience in design flood analysis of dams in Finland*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. International Commission on Large Dams. San Francisco. Vol. IV. pp. 951-969.

Requena, A.I., Mediero, L. y Garrote, L. (2013). *A bivariate return period based on copulas for hydrologic dam design: accounting for reservoir routing in risk estimation*. Hydrology and Earth System Sciences, 17(8): 3023-3038.

Requena, A.I., Chebana, F. y Mediero, L. (2016a). *A complete procedure for multivariate index-flood model application*. Journal of Hydrology, 535: 559-580.

Requena, A.I., Flores, I., Mediero, L. y Garrote, L. (2016b). *Extension of observed flood series by combining a distributed hydro-meteorological model and a copula-based model*. Stochastic Environmental Research and Risk Assessment, 30(5): 1363-1378.

Rettemeier, K. y Königeter, J. (1998). *Dam safety management: overview of the state of the art in Germany compared to other European countries*. Dam Safety, Berga(ed.). Balkema, Rotterdam. pp. 55-62.

Rico, M.T. (2004). *Las palaeocrecidas en la Cuenca media del Río Segre durante el Pleistoceno Superior-Holoceno: Registros morfosedimentarios y análisis hidrológico*. Departamento de Ciencias de la Tierra. CSIC, Madrid, Universidad de Zaragoza. PhD Dissertation.

Rosbjerg, D. y Madsen, H. (1992). *On the choice of threshold level in partial duration series*. XVII Nordic Hydrological Conference. Norway. NHP Rep nº 30, pp. 604-615.

Sackl, B. y Bergmann, H. (1987). *A bivariate flood model and its application*. Hydrologic Frequency Modelling. Reidel, Dordrecht, The Netherlands. pp. 571-582.

Saelthun, N.R. (1988). *Norwegian procedures for flood estimation*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. International Commission on Large Dams. San Francisco. Vol. IV. pp. 437-448.

Saelthun, N.R. (1992). *Cálculo de la avenida de diseño en Escandinavia. Selección de la avenida de proyecto- métodos actuales*. International Commission on Large Dams.

Salas, J., Boes, Cunnane, Guo y Cadavid (1990). *Improved methods for regional flood frequency analysis*. Informe de la Universidad de Colorado para el US Geological Survey (USGS).

Salvadori, G., De Michele, C., Kottegoda, N.T. y Rosso, R. (2007). *Extremes in nature: An approach using copulas*. Springer Science & Business Media, Dordrecht, the Netherlands.

Schreiner, L.C. y Riedel, J.T. (1978). *Probable maximum precipitation estimates. United States east of the 105th meridian*. NOAA Hydrometeorological Report 51. National Weather Service. Washington D.C.

SCS (1972). *National Engineering Handbook*. Soil Conservation Service (SCS), Section 4, US Department of Agriculture, Washington, D.C.

Sklar, A. (1959). *Fonctions de répartition à n dimensions et leurs marges*. Publ. Inst. Statist. Univ. Paris 8: 229-231.

Sordo, A. (2010). *Metodología de análisis del efecto laminador de los embalses bajo un enfoque probabilístico*. Tesis Doctoral, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

Sordo, A., Garrote, L. y Jiménez, A. (2012). *El efecto laminador de los embalses en avenidas extraordinarias*. Monografía CEDEX M-107. NIPO: 163-11-012-2. ISBN: 978-84-7790-527-1.

Stedinger, J.R. y Cohn, T.A. (1986). *Flood frequency analysis with historical and paleoflood information*. Water Resources Research. 22(9). pp. 785-793.

Taesombut, V. y Yevjevich, V. (1978). *Use of partial duration series for estimating the distribution of maximum anual flood peak*. Hydrology Paper nº 97. Colorado State University. Fort Collins.

Takebayashi, S., Niwa, K. y Hirose, M. (1992). *Inflow design floods for dams in Japan*. International Symposium on Dams and Extreme Floods. Granada.

Témez, J.R. (1987). *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales*. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Témez, J.R. (2002). *Alerta sobre los hidrogramas de proyecto*. Revista de Obras Públicas. 149, Nº 3423. Julio-Agosto. pp. 27-31.

Todorovic, P. y Zelenhasic, E. (1970). *A stochastic model for flood analysis*. Water Resources Research, 6(6). pp. 1641-1648.

Todorovic, P. y Rousselle, J. (1971). *Some Problems of Flood Analysis*. Water Resources Research, 7(5), pp. 1144-1150.

ULE (2009). *Obtención del parámetro del umbral de escorrentía para la España peninsular a partir de nuevas fuentes de datos*. Informe técnico para el Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX, Ministerio de Fomento). Universidad de León.



CEDEX

UPM (2009). *Análisis de metodologías para mejorar la estimación de caudales de alto periodo de retorno*. Convenio de Colaboración entre la Universidad Politécnica de Madrid y el Centro de Estudios de Experimentación y Obras Públicas (CEDEX). Universidad Politécnica de Madrid.

USACE (1956). *Snow Hydrology. Summary report of the snow investigations*. US Army Corps of Engineers. North Pacific Division. Portland (Oregon).

USACE (1974). *Recommended Guidelines for the Safety Inspection of Dams*. US Army Corps of Engineers.

USACE (2000). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical Reference Manual*. Hydrologic Engineering Center. US Army Corps of Engineers (USACE). <http://www.hec.usace.army.mil>

USACE (2021). *HEC-ResSim Reservoir System Simulation. User's Manual. Version 3.3*. Hydrologic Engineering Center. US Army Corps of Engineers (USACE). <http://www.hec.usace.army.mil>

USBR (1996). *Paleoflood study for Bradbury dam. Cachuma Project (California)*. U.S. Bureau of Reclamation.

USBR (1997). *Paleoflood study for Causey and Pineview dams. Weber Basin and Ogden River Projects (Utah)*. U.S. Bureau of Reclamation.

USNRC (1985). *Safety of dams. Flood and earthquake criteria*. U.S. National Research Council. National Academy Press. Washington D.C.

USWRC (1981). *Guidelines for determining flood flow frequency*. Bulletin nº 17. U.S. Water Resources Council.

Vélez, J.I. (2001). *Desarrollo de un modelo hidrológico conceptual y distribuido orientado a la simulación de crecidas*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente.

Visentini, G. (1992). *Morning Glory spillways and Italian regulations*. Proceedings of International Symposium on Dams and Extreme Floods. Vol. 1. Granada. pp. 135-143.

Wang Jiaqi (1987). *Study of design storms in China*. Journal of Hydrology. 96. pp. 279-291.

Wang, B.H. (1988). *Determination of design flood for spillways*. 16º Congreso Internacional de Grandes Presas. International Commission on Large Dams. San Francisco. Vol. IV. pp. 647-665.

Waylen, P.R. y Woo, M.K. (1982). *Prediction of anual floods generated by mixed processess*. Water Resources Research. 18(4). pp. 1283-1286.

Waylen, P.R. y Woo, M.K. (1983). *Stochastic analysis of high flows in some central British Columbia River*. Canadian Journal of Civil Engineers. 10(2). pp. 639-648.

Wigbout, M. (1973). *Limitations in the Use of Double-Mass Curves*. Journal of Hydrology, 12, pp. 132-138.

Wiltshire (1986). *Identification of homogeneous regions for flood frequency analysis*. Journal of Hydrology, 84 (1986). pp. 287-302.

Yue S., Ouarda, T.B.M.J., Bobee, B., Legendre, P. y Bruneau, P. (1999). *The Gumbel mixed model for flood frequency analysis*. Journal of Hydrology, Vol. 226, N° 1. pp. 88-100.



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

Anexos



BORRADOR

ÍNDICE GENERAL

ANEXO I. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA APLICACIÓN DE TÉCNICAS DE REGIONALIZACIÓN

ANEXO II. PROCEDIMIENTO DE AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN GEV Y GUMBEL MEDIANTE L-MOMENTOS

ANEXO III. MODIFICACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN PARA SU APLICACIÓN CON INFORMACIÓN CENSURADA. TEST DE ESTACIONARIDAD PARA DATOS CENSURADOS

ANEXO IV. TABULACIÓN DE LOS INTERVALOS DE CONFIANZA PARA DISTINTAS SITUACIONES DE AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN

ANEXO V. EL MODELO ESTADÍSTICO DE SERIES PARCIALES O MÁXIMOS SOBRE UN UMBRAL

ANEXO VI. AJUSTE DE LA FUNCIÓN SQRT-ET_{\max} MEDIANTE MOMENTOS PONDERADOS PROBABILÍSTICAMENTE

ANEXO VII. VALORES DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE USOS DEL SUELO DEL CLC2000

ANEXO VIII. VALORES DE FACTOR DE FUSIÓN Y TEMPERATURA BASE PARA LAS CUENCAS NIVALES DEL PROGRAMA ERHIN



BORRADOR

ANEXO I. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA APLICACIÓN DE TÉCNICAS DE REGIONALIZACIÓN



BORRADOR

Se expone en este Anexo el proceso general a seguir para la definición de regiones estadísticas homogéneas y para el ajuste regional de la ley de frecuencia. La aplicación de técnicas de regionalización implica definir el conjunto de estaciones de medida que componen cada región y su relación con las características geográficas, fisiográficas y climáticas, comprobar que dicha región presenta homogeneidad y determinar respecto a qué estadísticos, y seleccionar el procedimiento para introducir la información regional en el cálculo de la ley de frecuencia de una determinada estación. A continuación se trata cada uno de estos aspectos.

- Definición de la región

En el estado actual del conocimiento no existe ningún procedimiento que permita asegurar una correcta definición de la región. No obstante, se han desarrollado trabajos (como el llevado a cabo por Lettenmaier y Potter, 1985) que parecen concluir que en las zonas con coeficientes de variación relativamente bajos ($C_v < 0.6$) y relativamente homogéneos, coeficiente de variación del coeficiente de variación menor de 0.2 ($C_v(C_v) < 0.2$), se mejora claramente el ajuste de la función de distribución al agrupar las estaciones.

Los métodos para definir las regiones deben cumplir dos condiciones:

- Que las distintas estaciones de la región presenten cierto grado de homogeneidad estadística.
- Que exista un criterio para asignar cualquier nuevo punto de estudio a una de las regiones definidas.

Como norma general, las regiones deben ser identificadas a partir de las características fisiográficas y climáticas de las cuencas vertientes a las estaciones de medida. En principio, no es apropiado utilizar el valor de los propios estadísticos cuya homogeneidad se desea verificar, aunque a veces se utilizan de forma complementaria, ya que esto podría condicionar el resultado. El objetivo es identificar zonas geográficas con características hidrológicas similares para luego comprobar si alguno de sus estadísticos presenta homogeneidad. Si se identifica una región de tal forma que las estaciones que la componen presentan un valor muy similar de un determinado estadístico, lógicamente luego la región será homogénea, pero se habrá condicionado el resultado desde el principio. En definitiva, las características fisiográficas y climáticas de las cuencas deberán utilizarse para identificar y delimitar las regiones potencialmente homogéneas, mientras que los estadísticos de las series de datos de las estaciones de medida servirán para comprobar su homogeneidad y para determinar respecto a qué estadísticos la presentan.

Algunos de los principales criterios propuestos para definir las regiones homogéneas son los siguientes:

- Métodos para identificar conjuntos de estaciones que forman regiones:
 - Determinación de regiones geográficas.
 - Determinación de regiones a partir de las características fisiográficas y climáticas de la cuenca.



- Determinación de regiones estadísticas.
 - o Métodos que identifican un grupo de estaciones para cada estación:
 - Método de la región de influencia.

Regiones geográficas

Este tipo de criterios definen la región en función de sus límites geográficos, haciéndolos coincidir en algunos casos con límites administrativos o con accidentes geográficos como divisorias de aguas, lo que facilita mucho la asignación del punto de estudio a una determinada región. Estos métodos son más apropiados en el análisis de precipitaciones máximas que en el de caudales, puesto que las lluvias suelen presentar cierta continuidad espacial (salvo que existan accidentes geográficos importantes), sin embargo, en el caso de los caudales, cuencas próximas pueden tener condiciones edafológicas, de cobertura vegetal, topográficas, etc. diferentes, por lo que es más difícil conseguir la homogeneidad.

Este tipo de enfoque fue el aplicado, por ejemplo, en el Reino Unido por el *Natural Environment Research Council* (NERC, 1975) para la regionalización de caudales máximos.

Determinación de regiones a partir de las características fisiográficas y climáticas de la cuenca

Estos métodos agrupan las estaciones en función de la similitud de sus características edafológicas, climáticas, fisiográficas, etc. Los métodos de análisis para agrupar las estaciones pueden ir desde la simple selección de aquellas con valores similares de forma subjetiva o cualitativa, a la agrupación de estaciones en función de su proximidad en un espacio n-dimensional de ciertas características específicas.

En el primer caso, aunque la agrupación o selección de las estaciones se realice de forma subjetiva, la comprobación de la homogeneidad sí se realizará de forma objetiva a través de los correspondientes test estadísticos, por lo que el resultado obtenido mediante este procedimiento puede ser perfectamente válido.

Por su parte, el análisis de las estaciones en un espacio n-dimensional requiere la selección de aquellas características que permiten discriminar mejor las estaciones en función de su comportamiento hidrológico o estadístico, la definición de un criterio para determinar la distancia entre las estaciones (por ejemplo, la distancia euclídea) y la selección de un determinado umbral que permita agrupar las estaciones de tal forma que se garantice su homogeneidad (la selección de este umbral deberá realizarse mediante un proceso iterativo). El tratamiento matemático del análisis y selección de agrupaciones puede sistematizarse mediante la utilización de técnicas de análisis "*cluster*", aunque suele ser conveniente ajustar de forma manual el resultado final proporcionado por este tipo de técnicas matemáticas para mejorar la correspondencia de las regiones con sus características físicas, así como su homogeneidad.

Este procedimiento se ha utilizado con frecuencia para el estudio de caudales máximos ya que presenta la ventaja de que las cuencas sin aforar se pueden asignar fácilmente a

una de las regiones a partir del conocimiento de sus características fisiográficas, edafológicas y meteorológicas.

Regiones estadísticas

Este tipo de métodos agrupan las estaciones en función de la similitud de sus estadísticos. Se garantiza más, por tanto, la homogeneidad de la región.

Mediante este procedimiento se definen las regiones a partir de un análisis de distintas características estadísticas de las estaciones como el coeficiente de variación, el coeficiente de sesgo, el valor medio específico de los máximos, etc., de forma similar a la expuesta anteriormente para la definición de regiones a partir de las características fisiográficas y climáticas de las cuencas. Su estudio puede sistematizarse, al igual que antes, mediante la utilización de técnicas de análisis “*cluster*”. Un caso particular sencillo de este tipo de procedimientos se basa en el análisis visual del diagrama de L-momentos en el que se representa cada estación como un punto en el plano según el valor de su L-CV y su L-CS.

No obstante, como se expuso anteriormente, la identificación de las regiones a partir de los propios estadísticos que se van a utilizar en la comprobación de la homogeneidad condicionará de antemano el resultado del proceso. Como se indicó, aunque la información sobre los estadísticos puede utilizarse de forma complementaria, lo adecuado es que la identificación de las regiones se base en las características fisiográficas y climáticas de las cuencas, y que los estadísticos se utilicen para comprobar la homogeneidad.

Región de influencia

Según este procedimiento se construye una región específica para cada estación de medida que se estudie. De esta forma, cada estación constituye el centro de su propia región homogénea (región de influencia). Cada estación se define por una serie de características que se consideren relevantes y relacionadas con la homogeneidad estadística (edafológicas, fisiográficas, climáticas, etc.). La región de influencia de una determinada estación estará constituida por todas aquellas estaciones de medida que se encuentren a una distancia de la estación en estudio, en el espacio n-dimensional, inferior a un determinado umbral. Al igual que se comentó anteriormente, para aplicar este procedimiento será necesario seleccionar aquellas características que permitan discriminar mejor las estaciones en función de su comportamiento hidrológico o estadístico, definir un criterio para determinar la distancia con la estación en estudio (habitualmente la distancia euclídea) y seleccionar un determinado umbral que permita incluir el mayor número de estaciones sin perder la homogeneidad estadística.

Este procedimiento ha sido ampliamente utilizado en los últimos años en diversos países en trabajos de regionalización a escala nacional tanto de precipitaciones como de caudales máximos.



Comprobación de la homogeneidad

Una vez identificadas la región o regiones estadísticas que se quiere considerar, es necesario comprobar su homogeneidad estadística y determinar respecto a qué estadísticos la presenta. La existencia o no de homogeneidad se estudia mediante test estadísticos que analizan si la dispersión de los valores de uno o varios estadísticos entre las distintas estaciones que componen la región es suficientemente pequeña como para considerar que todas las poblaciones estadísticas de las que proceden las muestras medidas en las estaciones comparten un mismo valor de los estadísticos. Estos test definen una determinada variable estadística, función de los estadísticos de las estaciones cuya homogeneidad se quiere estudiar, y cuya distribución de probabilidad proporcionan. El test postula que las poblaciones estadísticas de todas las estaciones que componen la región tienen un mismo valor del o de los estadísticos. Si el valor de la variable estadística en una determinada región corresponde a un percentil situado en las colas de la distribución (por ejemplo, inferior al 5% o superior al 95%), se considera demasiado improbable como para pensar que efectivamente todas las poblaciones comparten un mismo valor del estadístico, por lo que la hipótesis nula se ve rechazada. En caso contrario la hipótesis nula se acepta, considerando la región como homogénea respecto a los estadísticos analizados. Si la hipótesis nula se rechaza será necesario reconsiderar la región, introduciendo cambios en la misma, mediante un proceso iterativo, hasta que la homogeneidad se verifique.

Se pueden encontrar en la literatura distintos test propuestos para analizar la homogeneidad de las series de caudales máximos. Desde el test de Dalrymple [1960], basado en el cuantil de 10 años de periodo de retorno y cuya idoneidad se ha cuestionado en trabajos posteriores; el test de Wiltshire [1986], sobre el coeficiente de variación; el de Lu y Stedinger [1992a], también basado en el cuantil de 10 años de periodo de retorno; y el de L-momentos (Hosking y Wallis, 1993 y 1997). De estos, dos de los más utilizados son el test de Wiltshire y el de L-momentos.

Una cuestión importante a la hora de aplicar estos test es el grado de heterogeneidad que se admite dentro de una región. En principio la homogeneidad estadística dentro de cada región debería ser la mayor posible pero también hay que tener en cuenta la posible correlación entre los datos de distintas estaciones. En general, cuanto mayor homogeneidad presente una región también será mayor la correlación entre los datos. Esta cuestión es importante ya que si ésta es muy alta la información estadística aportada por las distintas estaciones será redundante, mejorando poco o nada el ajuste de la función de distribución. La introducción de información redundante en el ajuste tiene como efecto infravalorar los cuantiles de más alto periodo de retorno, dejando los resultados del lado de la inseguridad. En realidad, lo que se busca son regiones con un comportamiento estadístico suficientemente parecido (sin necesidad de que sea idéntico) como para que el uso conjunto de sus datos mejore la estimación de los cuantiles, pero que no presenten una elevada correlación, aportando por tanto información nueva. En este sentido, se recuerda, como se expuso en el apartado 4.5., que para obtener reducciones en la incertidumbre asociada a la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno no es

necesario que el conjunto de estaciones que componen la región tenga una homogeneidad perfecta, basta con que el valor de sus estadísticos sea suficientemente parecido para que se obtengan reducciones notables de la incertidumbre respecto a la estimación mediante un ajuste local.

A continuación se expone el fundamento teórico de dos de los test estadísticos de mayor uso para comprobar la homogeneidad de una región: el test estadístico de Wiltshire [1986] que comprueba la homogeneidad del coeficiente de variación (CV) y el test de Hosking y Wallis [1993, 1997] que trabaja con el L-coeficiente de variación (L-CV), el L-coeficiente de sesgo (L-CS) y el L-coeficiente de curtosis (L-CK).

- Test de Wiltshire

El test de Wiltshire [1986] analiza la homogeneidad de los valores del coeficiente de variación en una región, mediante la cuantificación del estadístico S:

$$S = \sum_j \frac{(CV_j - CV_{std})^2}{u_j} \quad [AI-1]$$

$$u_j = \frac{v}{n_j} \quad [AI-2]$$

$$v = \frac{\sum_j n_j v_j}{m} \quad [AI-3]$$

$$v_j = (n-1) \sum_{i=1}^n \frac{\left[CV_{n-1}^i - \frac{(\sum_l CV_{n-1}^l)}{n} \right]^2}{n} \quad [AI-4]$$

$$CV_{std} = \frac{\sum_j \frac{CV_j}{u_j}}{\sum_j \frac{1}{u_j}} \quad [AI-5]$$

Donde:

- CV_j es el coeficiente de variación de la estación j .
- CV_{std} es el valor medio de los coeficientes de variación de las estaciones que pertenecen a la región, ponderados por la varianza de cada una de ellas.
- u_j es la varianza de la de la muestra correspondiente a CV_j .
- v es la varianza de los valores del coeficiente de variación (CV_j) en la región
- n_j es la longitud de la serie registrada en la estación j .
- v_j es la estimación de la varianza media de los coeficientes de variación de cada uno de los $n-1$ elementos de la serie.
- CV_{n-1}^i es el coeficiente de variación de la serie $Q_1, \dots, Q_{i-1}, Q_{i+1}, \dots, Q_n$.
- m es el número de estaciones que pertenecen a la región.



Se espera que el estadístico S siga la distribución de una función χ^2 con $m - 1$ grados de libertad, de tal forma que la región será homogénea si se cumple que $S < \chi_p^2(m - 1)$; en caso contrario la hipótesis de homogeneidad será rechazada y la región será heterogénea, donde p representa el nivel de significancia (normalmente de 0.9, 0.95 o 0.99).

Este test también se puede aplicar a otros estadísticos distintos del coeficiente de variación, como, por ejemplo, el coeficiente de sesgo.

- Test basado en L-momentos

El test de homogeneidad basado en L-momentos estima el grado de heterogeneidad de un grupo de estaciones con el objetivo de evaluar si la región puede ser considerada homogénea. El test utiliza los valores de los L-momentos de las muestras para comprobar si los datos observados dentro de una región proceden de un mismo patrón regional, o de forma más general, si se puede asumir que determinados estadísticos (coeficientes de curtosis, sesgo y variación) son constantes dentro de la región. Para ello, compara las variaciones de los L-momentos observados en las estaciones, con las variaciones que serían esperables en el caso de una región homogénea (Hosking y Wallis, 1997).

La comparación se puede realizar mediante tres medidas de heterogeneidad: V_1 , que cuantifica la dispersión regional del L-CV, V_2 que cuantifica la dispersión de los L-CV y L-CS, y V_3 que cuantifica la dispersión de los L-CS y L-CK, de tal forma, que se puede evaluar si los datos observados en diferentes estaciones provienen de poblaciones que comparten el valor de los estadísticos:

$$V_1 = \frac{1}{\sum_{i=1}^N n_i} \sum_{i=1}^N n_i (t^{(i)} - \bar{t})^2 \quad [\text{AI-6}]$$

$$V_2 = \frac{1}{\sum_{i=1}^N n_i} \sum_{i=1}^N n_i \left[(t^{(i)} - \bar{t})^2 + (t_3^{(i)} - \bar{t}_3)^2 \right]^{1/2} \quad [\text{AI-7}]$$

$$V_3 = \frac{1}{\sum_{i=1}^N n_i} \sum_{i=1}^N n_i \left[(t_3^{(i)} - \bar{t}_3)^2 + (t_4^{(i)} - \bar{t}_4)^2 \right]^{1/2} \quad [\text{AI-8}]$$

Donde:

- $t^{(i)}$ es el valor del L-CV en la estación i .
- \bar{t} es el valor medio del L-CV en la región homogénea.
- $t_3^{(i)}$ es el valor del L-CS en la estación i .
- \bar{t}_3 es el valor medio del L-CS en la región homogénea.
- $t_4^{(i)}$ es el valor del L-CK en la estación i .
- \bar{t}_4 es el valor medio del L-CK en la región homogénea.

Como se ha indicado, estas medidas de la variabilidad de los L-momentos observados son comparadas con la variabilidad esperable en una región homogénea. Esta

variabilidad esperable se estima mediante la generación estocástica de regiones sintéticas con un número de estaciones igual a la región real y cada una de ellas con una longitud de datos igual a la de las estaciones reales. Las muestras simuladas se generan mediante una función *kappa* de cuatro parámetros, más general que las funciones de dos y tres parámetros que se utilizan normalmente. La función *kappa* se ajusta a partir de los valores medios ponderados por la longitud de las series de los L-momentos observados ($l_1 = 1$, $t_2 = t_2^R$, $t_3 = t_3^R$, $t_4 = t_4^R$).

$$t^R = \frac{\sum_{i=1}^N n_i t^{(i)}}{\sum_{i=1}^N n_i} \quad [\text{AI-9}]$$

Con esta función *kappa* regional se genera un número elevado de series sintéticas de datos para cada una de las estaciones que componen la región homogénea, con una longitud igual a la de la muestra observada. Según Hosking y Wallis [1997], un conjunto de 500 - 1000 simulaciones es suficiente para comprobar la homogeneidad de la región, aunque con los medios de computación actuales puede ser conveniente realizar un número mucho mayor de simulaciones. Finalmente, se calcula el valor de *V* en cada una de las regiones simuladas, el valor medio de los resultados de *V* en el conjunto de simulaciones, $\mu(V)$, y su desviación estándar $\sigma(V)$. A partir de estos valores se obtiene la medida *H* que permite determinar el grado de homogeneidad de una región:

$$H = \frac{[V - \mu(V)]}{\sigma(V)} \quad [\text{AI-10}]$$

Cuanto mayor sea el valor de *H*, mayor será la heterogeneidad de la región. Si el valor de *H* es negativo, la región es altamente homogénea, ya que tiene una homogeneidad mayor que la de la región considerada como homogénea. En general, se consideran los siguientes umbrales:

- $H < 1$ la región es aceptablemente homogénea.
- $1 < H < 2$ la región es probablemente heterogénea.
- $H > 2$ la región es definitivamente heterogénea.

En algunos casos no se podrá ajustar una función *kappa* a los L-momentos regionales, fundamentalmente cuando \bar{t}_4 es demasiado grande en relación a \bar{t}_3 . En estos casos, se recomienda la utilización de una función logística generalizada para llevar a cabo las simulaciones.

Procedimientos para el ajuste regional de la ley de frecuencia

Existen distintos procedimientos para llevar a cabo el ajuste de la función de distribución introduciendo información regional. Los métodos disponibles dependen del grado de homogeneidad estadística que pueda asumirse en la región, es decir, qué estadísticos se considera que presentan un valor común en todas las poblaciones estadísticas que componen la región. Sin ánimo de ser exhaustivos, pueden distinguirse las siguientes situaciones:



- Coeficiente de sesgo común en la región.
- Coeficiente de sesgo común en la región y coeficiente de variación común en cada subregión (enfoque jerárquico).
- Coeficientes de sesgo y variación comunes en la región (índice de avenida).

Coeficiente de sesgo regional

Dada la gran variabilidad muestral del coeficiente de sesgo (CS), la mayoría de los métodos abordan de una u otra forma su regionalización cuando se trata de ajustar funciones de distribución de tres o más parámetros. En el caso de funciones de distribución de menos de tres parámetros, el valor del CS viene impuesto por la propia función (con un valor constante o dependiente del coeficiente de variación (CV)), por lo que no tiene sentido su regionalización.

En este caso, una posible opción es obtener un valor regional para el CS como la media (aritmética o ponderada según el número de años de la serie) de los valores locales. Los valores del CV y de la media se determinarían de forma local para cada estación. Este enfoque es el propuesto por el *US Water Resources Council* [1981] para ajustar la función de distribución Log-Pearson tipo III. La citada publicación, con carácter normativo en los EE. UU., proporciona un mapa de isolíneas con el valor del CS para todo el territorio.

Otro posible enfoque, denominado de estación-año, utiliza el conjunto de datos procedentes de las distintas estaciones, previamente estandarizados, como una única muestra. Los datos (x_{ij}) de cada estación j se estandarizan mediante la expresión:

$$y_{ij} = \frac{x_{ij} - \mu_j}{\sigma_j} \quad [\text{AI-11}]$$

Donde μ_j es la media de la estación j y σ_j su desviación típica. El cuantil de T años de periodo de retorno en la estación j (x_{Tj}) se obtiene a partir del cuantil regional (y_T) mediante la expresión:

$$x_{Tj} = \mu_j + \sigma_j y_T \quad [\text{AI-12}]$$

Este último procedimiento, sin embargo, presenta el inconveniente de ser muy sensible a la correlación entre los datos de las distintas muestras, de tal forma que la muestra conjunta presentará una parte importante de información redundante.

Método del índice de avenida

Dentro de los procedimientos disponibles cuando tanto el CS como el CV presentan un valor común en la región destaca el método del “índice de avenida”. Este procedimiento asume que la variable resultante de dividir en cada estación los datos por el “índice de avenida” sigue la misma distribución en cada región. Como “índice de avenida” puede tomarse el valor en la estación de la media, la mediana o un determinado cuantil, siendo lo más habitual adoptar la media. De esta forma, solo la media será una característica local, mientras que los momentos de mayor orden, CV y CS, serán características

regionales. El cuantil local en la estación j se estimará a partir del cuantil regional mediante la expresión:

$$x_{Tj} = \mu_j \cdot y_T \quad [\text{AI-13}]$$

Como se expuso en el apartado 3, el método del índice de avenida es el procedimiento de regionalización que ha sido más empleado en la práctica profesional internacional. Como ejemplos de su utilización a escala nacional, destacan los trabajos realizados por el *Natural Environment Research Council* del Reino Unido para regionalizar tanto caudales como precipitaciones máximas (NERC, 1975), y en España para el estudio de las “*Máximas llluvias diarias en la España peninsular*” (DGC, 1999).

A partir de los datos estandarizados, el cálculo de los cuantiles regionales se puede realizar por alguno de los siguientes métodos:

- Como media regional de los cuantiles locales.
- Ajustando una función de distribución mediante el método de los momentos o de los L-momentos empleando la media regional de los valores muestrales de los distintos momentos adimensionales.
- Ajustando una función de distribución a partir de una media regional de los parámetros locales de la función de distribución.
- Empleando el conjunto de los datos estandarizados para ajustar la función de distribución regional según la hipótesis estación-año.

Enfoque jerárquico

Este método es una combinación de los dos anteriores. Se basa en el diferente comportamiento de los momentos al aumentar su orden. Los momentos de mayor orden (como el CS) son difíciles de estimar con cierta precisión a partir de una muestra pequeña debido a su elevada varianza muestral, pero presentan comportamientos regionales más amplios. Los momentos de menor orden (CV) son estimados con mayor fiabilidad a partir de una muestra, pero responden a causas locales de difícil regionalización. Esto lleva a considerar dos escalones de regionalización, un primer nivel con regiones más amplias y un valor común del CS, y un segundo nivel formado por subregiones dentro de las mismas donde además el CV es también común. En consecuencia, en las subregiones se puede aplicar el método del “índice de avenida”.

Este enfoque jerárquico ha sido el empleado en Italia para el ajuste regional de la función de distribución de Valores Extremos de Dos Componentes (TCEV) dentro del proyecto VAPI, comentado en el apartado 3, cuyo objetivo era la estimación de caudales máximos a escala nacional.



BORRADOR

BORRADOR

ANEXO II. PROCEDIMIENTO DE AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN RECOMENDADAS



BORRADOR

En este Anexo se detalla el procedimiento de ajuste de las funciones de distribución recomendadas en el apartado 5.2.1.3. de la Guía. El ajuste de la función GEV se lleva a cabo mediante el método de los L-momentos, adoptando un valor regional para el L-CS. Se incluye, asimismo, el ajuste de la función Gumbel, también mediante el método de los L-momentos (en este caso no es necesario regionalizar el L-CS ya que la función Gumbel asume de manera implícita un valor fijo de 0,17 para ese estadístico), como un caso particular de la función GEV. Puesto que el procedimiento de ajuste recomendado se basa en la técnica de los L-momentos, se incluye un primer apartado relativo a dichos estadísticos.

L-momentos

Los L-momentos se basan en el cálculo de combinaciones lineales de los momentos ponderados probabilísticamente (PWM, por sus siglas en inglés) (Hosking, 1990). Los PWM fueron introducidos por Greenwood *et al.* [1979], para aquellas distribuciones que pueden expresarse en forma inversa y responden a la expresión:

$$M_{ijk} = E[x^i F^j (1 - F)^k] \quad [\text{AII-1}]$$

Siendo $E[\]$ la media o esperanza matemática, x la variable y F la función de distribución.

En la estimación de los parámetros de las funciones de distribución se suelen emplear los momentos ponderados M_{1j0} que son lineales en la variable. Estos momentos tienen la ventaja de que su estimación a partir de muestras de pequeño tamaño no es sesgada, como ocurre con los momentos ordinarios, por lo que presenta ventajas su utilización en la estimación de los parámetros de las funciones de distribución. La estimación de los momentos se realiza ponderando el valor de la variable por la probabilidad de no ser superada, por lo que se da un mayor peso a los valores más altos que estarán menos representados en la muestra.

El PWM de orden j (b_j) se estima mediante la siguiente ecuación a partir de los datos de la muestra de longitud n ordenados de forma ascendente ($x_1 < x_2 < \dots < x_n$) (Landwehr *et al.*, 1979), donde i es el puesto que ocupa el dato en la serie ordenada:

$$M_{1j0} = b_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \left(\frac{i-0.35}{n} \right)^j \quad [\text{AII-2}]$$

Aunque los L-momentos proceden de los momentos ponderados probabilísticamente, para estimar su valor a partir de la muestra se han propuesto unas expresiones específicas alternativas a las indicadas anteriormente (Hosking y Wallis, 1997):

$$b_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad [\text{AII-3}]$$

$$b_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{i-1}{n-1} x_i \quad [\text{AII-4}]$$

$$b_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(i-1)(i-2)}{(n-1)(n-2)} x_i \quad [\text{AII-5}]$$

Los L-momentos muestrales (λ_i) se estiman mediante las ecuaciones [AII-6] a [AII-9], adoptando las mismas unidades de medida que los datos de la muestra. Finalmente, los



coeficientes adimensionales de L-momentos (t_i), análogos a los de los momentos convencionales, se estiman mediante las ecuaciones [AII-10] a [AII-12]:

$$\lambda_1 = b_0 \quad [\text{AII-6}]$$

$$\lambda_2 = 2b_1 - b_0 \quad [\text{AII-7}]$$

$$\lambda_3 = 6b_2 - 6b_1 + b_0 \quad [\text{AII-8}]$$

$$\lambda_4 = 20b_3 - 30b_2 + 12b_1 - b_0 \quad [\text{AII-9}]$$

$$t_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \quad [\text{AII-10}]$$

$$t_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2} \quad [\text{AII-11}]$$

$$t_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_2} \quad [\text{AII-12}]$$

λ_1 coincide con la media convencional; t_2 o L-coeficiente de variación (L-CV) cuantifica la dispersión de la muestra y puede tomar valores comprendidos entre 0 y 1, cuando todos los datos de la muestra son positivos; t_3 o L-coeficiente de sesgo (L-CS) mide la simetría de la muestra y puede tomar valores comprendidos entre -1 y 1; y t_4 o L-coeficiente de curtosis (L-CK) mide la forma picuda o aplanada de la distribución de los datos, pudiendo adoptar valores comprendidos entre -1 y 1.

Además, los t_i son independientes de la escala de los datos, lo que significa que si se estandarizan los valores de una muestra obtendremos los mismos valores de t_i que en la muestra original.

Ajuste de la función de valores extremos generalizada (GEV)

La función de distribución de valores extremos generalizada (GEV) es una función de tres parámetros (u , α y k) que viene dada por la siguiente expresión:

$$F(x) = \exp\left\{-\left[1 - k\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]^{1/k}\right\} \quad [\text{AII-13}]$$

El ajuste de los parámetros mediante el método de los L-momentos, al igual que en el método de los momentos ordinarios, consiste en determinar aquel valor de los parámetros de la función de distribución que conduce a que el valor de los L-momentos teóricos derivados del modelo (que vienen dados por una determinada expresión matemática función de los parámetros) sea igual a los valores muestrales. Al igualar las expresiones teóricas a los valores muestrales se tendrá un sistema de ecuaciones del que podrá despejarse el valor de los parámetros. Lógicamente, se necesitará disponer de tantas ecuaciones como incógnitas, por lo que mientras en las funciones de distribución de dos parámetros basta con calcular los momentos de primer y segundo orden (λ_1 y λ_2 , o alternativamente λ_1 y t_2), en el caso de

funciones de distribución de tres parámetros, como es el caso de la GEV, se necesitará también conocer el momento de tercer orden (λ_3 o t_3).

De esta forma, el procedimiento de cálculo será el siguiente:

- Cálculo del valor muestral de los L-momentos a partir de los datos observados, según las expresiones proporcionadas en el apartado anterior. Se necesitará conocer λ_1 , t_2 y t_3 . Si el ajuste se lleva a cabo de forma local, los tres estadísticos se estimarán a partir de la muestra. En caso de ajuste regional, el estadístico t_3 (o t_2 y t_3 si se utiliza un esquema de regionalización basado en el índice de avenida) vendrá dado por el valor en la región del L-CS (o t_2 a partir del valor en la región del L-CV y t_3 del valor del L-CS si se utiliza un índice de avenida), mientras λ_1 y el L-CV se estimarán de forma local a partir de la muestra (o solo λ_1 a partir de la muestra si se utiliza un índice de avenida).
- Generación de un sistema de ecuaciones igualando los valores muestrales anteriores a las expresiones teóricas de los estadísticos, que para la función GEV son las siguientes:

$$\lambda_1 = u + \alpha \frac{1 - \Gamma(1+k)}{k} \quad [\text{All-14}]$$

$$\lambda_2 = \frac{\alpha(1-2^{-k})\Gamma(1+k)}{k} \quad [\text{All-15}]$$

$$t_3 = 2 \frac{(1-3^{-k})}{(1-2^{-k})} - 3 \quad [\text{All-16}]$$

El valor de L-CK (t_4) está también relacionado con el parámetro k mediante la siguiente expresión:

$$t_4 = \frac{5(1-4^{-k}) - 10(1-3^{-k}) + 6(1-2^{-k})}{(1-2^{-k})} \quad [\text{All-17}]$$

La ecuación [All-16] que permite obtener el parámetro k en función del L-CS (t_3) no admite una solución explícita. No obstante, puede utilizarse la siguiente solución aproximada obtenida por Hosking *et al.* [1985], válida para $-0,5 \leq t_3 \leq 0,5$, que permite obtener directamente el valor de k a través del cálculo de una variable auxiliar c :

$$c = \frac{2}{3+t_3} - \frac{\log(2)}{\log(3)} \quad [\text{All-18}]$$

$$k \approx 7,8590c + 2,9554c^2 \quad [\text{All-19}]$$

Una vez obtenido k , los parámetros u y α se obtendrán mediante las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{t_2 \lambda_1 k}{(1-2^{-k})\Gamma(1+k)} \quad [\text{All-20}]$$

$$u = \lambda_1 - \alpha \frac{1 - \Gamma(1+k)}{k} \quad [\text{All-21}]$$



en las que Γ representa la función gamma.

El parámetro de forma k depende únicamente del L-CS (t_3). Los parámetros de escala (α) y de localización (u) dependen de la media (λ_1), del L-CV (t_2) y del L-CS. Por tanto, al realizar el ajuste asumiendo un valor regional del L-CS, se tomará un mismo valor de k para todas las estaciones de la región. Los valores α y u se calcularán a partir del valor del parámetro k , y de los valores de t_2 y λ_1 , calculados a partir de la muestra en caso de ajuste local, o λ_1 a partir de la muestra y t_2 a partir de un valor regional en caso de utilizar un esquema de regionalización basado en el índice de avenida.

Ajuste de la función Gumbel

La función Gumbel es un caso particular de la función de valores extremos generalizada (GEV), cuando el parámetro k de esta última distribución toma un valor igual a cero.

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-u}{\alpha}}} \quad [\text{AII-22}]$$

En consecuencia, la función Gumbel depende únicamente de dos parámetros (u y α). El proceso de ajuste de la función Gumbel mediante el método de los L-momentos es idéntico al expuesto para el caso de la función GEV, pero en este caso solo se requiere conocer los estadísticos λ_1 y t_2 . Las expresiones teóricas de los estadísticos en este caso son:

$$\lambda_1 = u + \alpha 0,5772 \quad [\text{AII-23}]$$

$$t_2 = \alpha \lambda_1 \ln(2) \quad [\text{AII-24}]$$

Tomando el L-CS y el L-CK un valor constante, independiente de los parámetros:

$$t_3 = 0,1699 \quad [\text{AII-25}]$$

$$t_4 = 0,1504 \quad [\text{AII-26}]$$

En consecuencia, los parámetros u y α pueden obtenerse en función de los L-momentos a partir de las siguientes expresiones:

$$\alpha = \lambda_1 \frac{t_2}{\ln(2)} \quad [\text{AII-27}]$$

$$u = \lambda_1 - 0,5772\alpha \quad [\text{AII-28}]$$

Tanto el parámetro de escala α como el de localización u dependen tanto de la media (λ_1) como del L-CV (t_2). Ambos estadísticos se estimarán a partir de la muestra si el ajuste es local o se regionaliza solo el L-CS, mientras que si se utiliza un índice de avenida t_2 vendrá dado por el valor del L-CV en la región y λ_1 se estimará de forma local a partir de la muestra.

**ANEXO III. MODIFICACIÓN DE LOS
PROCEDIMIENTOS DE AJUSTE DE LAS
FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN PARA SU
APLICACIÓN CON INFORMACIÓN
CENSURADA.
TEST DE ESTACIONARIEDAD PARA DATOS
CENSURADOS**



BORRADOR

Modificación de los procedimientos de ajuste de las funciones de distribución para su aplicación con información censurada

Se expone en este Anexo las bases teóricas de la modificación de los métodos de ajuste de funciones de distribución para posibilitar su aplicación con datos no sistemáticos (desde un punto de vista estadístico, información censurada), conjuntamente con la muestra de datos sistemáticos. Se exponen a continuación la técnica de la ponderación de las series de datos, que permite la aplicación de los métodos de los momentos o de los L-momentos con información conjunta sistemática y no sistemática, así como la modificación del método de máxima verosimilitud.

Método de la ponderación de las series de datos

El método de la ponderación de las series de datos fue propuesto por el USWRC [1981] con el objetivo de permitir la introducción de información histórica en la determinación de los parámetros de las funciones de distribución mediante el método de los momentos. Aunque inicialmente fue pensado para su utilización con el método de los momentos, puede aplicarse también al método de los L-momentos, puesto que lo que realmente hace esta técnica es permitir la estimación de los momentos estadísticos de la población (ya sean momentos ordinarios o L-momentos) a partir de un conjunto de datos sistemáticos y no sistemáticos. Lógicamente, para calcular el valor de los momentos muestrales es necesario conocer el valor del caudal de cada una de las avenidas conocidas, por lo que este procedimiento solo puede utilizarse con la información censurada tipo Ia y tipo II.

Se supondrá que se dispone de información en un periodo histórico de H años, de los cuales los n últimos corresponden a la serie sistemática registrada en una estación de medida, y los $M=H-n$ restantes al periodo con información no sistemática. Dentro de ese periodo de M años se conocen K avenidas (bien por ser las mayores ocurridas en el periodo histórico de H años, bien por haber superado un determinado umbral de percepción histórica). El método parte de la hipótesis de que los datos que no se conocen en los M años de registro no sistemático (es decir, los $M-K$ máximos anuales que son desconocidos) son estadísticamente equivalentes a los n datos del registro sistemático. Se supone, por tanto, que esos $M-K$ datos históricos desconocidos habrían consistido en la repetición sucesiva de los n datos sistemáticos. Por tanto, en el periodo total de H años los datos de la serie sistemática habrían aparecido el siguiente número de veces:

$$W = \frac{H-K}{n} \quad \text{[AIII-1]}$$

De esta forma, al calcular los momentos muestrales habrá que tener en cuenta que los K datos históricos aparecerán solo una vez mientras que los n datos sistemáticos aparecerán W veces. Habrá que ponderar, por tanto, la contribución de cada dato al cálculo de los momentos mediante los siguientes pesos:

- 1 si el dato es histórico.
- W si el dato es sistemático.



En consecuencia, las expresiones para el cálculo de los momentos ponderados probabilísticamente muestrales quedarán de la siguiente manera:

$$b_0 = \frac{1}{H} \left(\sum_{j=1}^n W q_j + \sum_{i=H-K+1}^H Q_i \right) \quad [\text{AIII-2}]$$

$$b_1 = \frac{1}{H} \left(\sum_{j=1}^n W \frac{j^{W-1}}{H-1} q_j + \sum_{i=H-K+1}^H \frac{i-1}{H-1} Q_i \right) \quad [\text{AIII-3}]$$

$$b_2 = \frac{1}{H} \left(\sum_{j=1}^n W \frac{(j^{W-1})(j^{W-2})}{(H-1)(H-2)} q_j + \sum_{i=H-K+1}^H \frac{(i-1)(i-2)}{(H-1)(H-2)} Q_i \right) \quad [\text{AIII-4}]$$

Siendo q_j el caudal del registro sistemático que ocupa el puesto j en la serie sistemática ordenada de menor a mayor y Q_i el caudal histórico que ocupa el puesto i en la serie histórica completa de H datos ordenada de menor a mayor. A partir de los momentos ponderados probabilísticamente se calcularían los L-momentos λ_1 , λ_2 y λ_3 según las expresiones [AII-6] a [AII-8]. De forma equivalente se podrían obtener unas expresiones modificadas para el cálculo de los momentos ordinarios.

Una vez estimados los momentos a partir de los datos, se calcularían los parámetros de la función de distribución igualando las expresiones teóricas de los momentos de la población a dichos valores estimados, de la misma manera que se haría en el método de los momentos o L-momentos tradicional. En definitiva, la diferencia con los métodos tradicionales estriba en la forma en que se estiman los momentos muestrales para incorporar la información histórica.

Método de máxima verosimilitud

El método de máxima verosimilitud parte de la hipótesis de que la mejor estimación de los parámetros de la función de distribución es aquel conjunto de valores que maximiza la función de verosimilitud (L), la cual expresa la probabilidad de obtener, en una determinada medida del fenómeno, el conjunto de datos que constituyen la muestra.

Para un conjunto de n datos sistemáticos la función de verosimilitud se expresa como el producto de la función de densidad de probabilidad particularizada para cada uno de los datos de la muestra:

$$L_S = \prod_{j=1}^n f(q_j) \quad [\text{AIII-5}]$$

Esto es así puesto que, al ser los datos independientes entre sí, su probabilidad conjunta será igual al producto de sus probabilidades individuales, las cuales vienen dadas por la función de densidad de probabilidad.

Para la aplicación de este procedimiento con información sistemática y no sistemática es necesario reconsiderar la expresión utilizada para la función de verosimilitud de tal forma que represente la probabilidad de obtener el conjunto de toda la información disponible, tanto sistemática como no sistemática. Este método de cálculo es el que presenta una mayor versatilidad pudiendo utilizarse tanto en los casos en que se conoce el valor del caudal de los datos no sistemáticos (es decir, con información tipo Ia y tipo II), como en aquellos en que solo se conoce el número de eventos que han superado el umbral de percepción histórica

(información tipo Ib), así como con una mezcla de información de distintos tipos, con umbrales de percepción histórica variables a lo largo del tiempo, etc.

La forma en la que se modifica la función de verosimilitud depende del tipo de información de que se dispone (Stedinger y Cohn, 1986; Cohn y Stedinger, 1987):

- **Información Tipo Ib:** si se dispone de este tipo de información se sabrá que han ocurrido K avenidas históricas que han superado un determinado umbral de percepción histórica Q_U , pero se desconocerá el valor concreto de sus caudales punta.

La probabilidad de obtener los datos del registro sistemático vendrá dada, al igual que antes, por L_S (ecuación [AIII-5]). Por otra parte, la probabilidad de que K avenidas históricas hayan superado el umbral Q_U durante un periodo de $M=H-n$ años, vendrá dada por una distribución binomial:

$$L_H = \binom{M}{K} p^{M-K} (1-p)^K \quad \text{[AIII-6]}$$

Donde p es igual a $F(Q_U)$.

Como los datos sistemáticos e históricos son independientes, su probabilidad conjunta será igual al producto de la probabilidad de obtener cada uno de ellos por separado:

$$L = L_H \cdot L_S = \binom{M}{K} p^{M-K} (1-p)^K \prod_{j=1}^n f(q_j) \quad \text{[AIII-7]}$$

- **Información Tipo Ia:** en este caso se sabe que el umbral de percepción histórica se ha superado K veces a lo largo del periodo histórico y, además, se conoce el valor concreto de los caudales punta de las K avenidas. La probabilidad de obtener la serie de datos sistemática vendrá dada por la ecuación [AIII-5]. Por otro lado, la probabilidad de que durante el periodo de M años de registro no sistemático se haya superado K veces el umbral Q_U con unos caudales punta Q_i vendrá dada por la misma función binomial de la ecuación [AIII-6] multiplicada por el producto de las funciones de densidad de probabilidad condicionada a que los caudales han superado el umbral Q_U particularizadas para cada caudal histórico Q_i :

$$L_H = \binom{M}{K} p^{M-K} (1-p)^K \prod_{i=1}^K f_{Cs}(Q_i) \quad \text{[AIII-8]}$$

La función de densidad de probabilidad condicionada a superar el umbral f_{Cs} puede obtenerse como:

$$f_{Cs}(Q) = \frac{f(Q)}{(1-p)} \quad \text{[AIII-9]}$$

De esta forma, en este caso la función de verosimilitud vendrá dada por la siguiente expresión:

$$L = L_H \cdot L_S = \binom{M}{K} p^{M-K} (1-p)^K \prod_{i=1}^K f_{Cs}(Q_i) \prod_{j=1}^n f(q_j) \quad \text{[AIII-10]}$$

Que empleando la ecuación [AIII-9] queda:



$$L = \binom{M}{K} p^{M-K} \prod_{i=1}^K f(Q_i) \prod_{j=1}^n f(q_j) \quad [\text{AIII-11}]$$

En el caso de que durante el periodo de registro sistemático alguno de los caudales haya superado también el umbral de percepción histórica, la función de verosimilitud podría calcularse de la siguiente manera:

$$L = \binom{H}{K+e} p^{H-K-e} (1-p)^{K+e} \prod_{i=1}^{K+e} f_{Cs}(Q_i) \prod_{j=1}^{n-e} f_{Cns}(q_j) \quad [\text{AIII-12}]$$

Siendo e el número de datos sistemáticos que superan el umbral y f_{Cns} la función de densidad de probabilidad condicionada a que no se haya superado el umbral Q_U , que vendrá dada por:

$$f_{Cns}(q) = \frac{f(q)}{p} \quad [\text{AIII-13}]$$

En consecuencia, la función de verosimilitud quedará:

$$L = \binom{H}{K+e} p^{M-K} \prod_{i=1}^{K+e} f(Q_i) \prod_{j=1}^{n-e} f(q_j) = \binom{H}{K+e} p^{M-K} \prod_{i=1}^K f(Q_i) \prod_{j=1}^n f(q_j) \quad [\text{AIII-14}]$$

Que solo difiere de la expresión anterior [AIII-11] en una constante, por lo que ambas son equivalentes a la hora de ajustar la función de distribución, ya que las dos tienen su máximo para el mismo valor de los parámetros.

- **Información Tipo II:** para este tipo de información se conocen las K mayores avenidas ocurridas durante el periodo histórico, sin que se haya determinado ningún umbral de percepción histórica. Este caso puede asimilarse al de la información tipo I si se asume que el umbral de percepción histórica es igual a la menor de las avenidas históricas conocidas (Q_K). De esta forma, se puede obtener la función de verosimilitud mediante la misma ecuación anterior [AIII-11], donde ahora p será igual al valor de la función de distribución particularizado para la menor de las avenidas históricas $F(Q_K)$.

Test de estacionariedad para datos censurados

Se expone en este apartado un test estadístico para analizar si el conjunto de datos históricos es estacionario, es decir, si todas las referencias disponibles proceden de una misma población estadística a pesar de haberse medido en momentos temporales distintos. Verificar esta circunstancia es especialmente importante en el caso de que algunas de las referencias sean muy antiguas, cubriendo un periodo temporal extenso, ya que el clima en el momento histórico en que se produjeron las distintas avenidas pudo ser distinto. Asimismo, el test puede ayudar a identificar problemas en la información, principalmente debidos a lagunas en el registro de avenidas históricas.

Existen en la literatura distintos test desarrollados para analizar la homogeneidad estadística de diferentes muestras o la estacionariedad a lo largo del tiempo de una serie temporal, como el test de tendencias de Mann-Kendall, sin embargo, en general estos test no están pensados

para su aplicación con muestras de datos censurados. El test descrito en este apartado (Lang, 1995)⁶⁸, desarrollado expresamente para su utilización con información censurada, se basa en caracterizar la probabilidad del número de superaciones de un umbral a lo largo del tiempo (en este caso, el umbral de percepción histórica). Lógicamente, el test solo proporcionará resultados fiables si se dispone de un número relevante de datos históricos.

Supongamos que se dispone de N datos que han superado un determinado umbral en un periodo de tiempo T . El número medio de superaciones por unidad de tiempo será $u = \frac{N}{T}$. De esta forma, suponiendo que el proceso de ocurrencia de superaciones del umbral sigue un proceso de Poisson, la probabilidad de que hasta un determinado instante t se hayan producido k superaciones será:

$$P_k(t) = Prob(x_t = k) = e^{-ut} \frac{(ut)^k}{k!} \quad \text{[AIII-15]}$$

Siendo x_t la variable aleatoria correspondiente al número de superaciones del umbral hasta el instante t . La esperanza matemática de esta distribución de probabilidad será $E(x_t) = ut$.

Puesto que se sabe que en el tiempo T el número de superaciones del umbral es N , se puede imponer esa condición a la hora de calcular la probabilidad de que en el instante t hayan ocurrido k superaciones, que vendrá dada por siguiente probabilidad condicionada:

$$P_k^C(t) = Prob(x_t = k | x_T = N) = \binom{N}{k} \left(\frac{t}{T}\right)^k \left(1 - \frac{t}{T}\right)^{N-k} \quad \text{[AIII-16]}$$

Una vez conocida esta distribución de probabilidad, la idea del test es determinar el intervalo en torno al valor medio $[ut + \varepsilon_{\alpha/2}, ut + \varepsilon_{1-\alpha/2}]$ que corresponda a un determinado nivel de significancia α , por ejemplo, el 10%. De esta forma, será necesario determinar $\varepsilon_{0,05}$ y $\varepsilon_{0,95}$, mediante iteraciones, a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\sum_{k=0}^{ut + \varepsilon_{0,05}} \binom{N}{k} \left(\frac{t}{T}\right)^k \left(1 - \frac{t}{T}\right)^{N-k} = 0,05 \quad \text{[AIII-17]}$$

$$\sum_{k=0}^{ut + \varepsilon_{0,95}} \binom{N}{k} \left(\frac{t}{T}\right)^k \left(1 - \frac{t}{T}\right)^{N-k} = 0,95 \quad \text{[AIII-18]}$$

Como el número de superaciones del umbral es una variable discreta, en la mayoría de los casos no será posible encontrar un valor que proporcione la probabilidad $\alpha/2$ o $1-\alpha/2$, sino que se obtendrá un valor al que corresponderá una probabilidad mayor y otro al que corresponderá una probabilidad menor. El valor correspondiente a $\alpha/2$, o a $1-\alpha/2$, se podrá obtener mediante interpolación lineal entre ambos valores.

Este cálculo puede realizarse para distintos valores de t representando gráficamente los intervalos en torno a los valores medios, que corresponderán a la recta $x_t = ut$. La representación en este mismo gráfico del número de datos históricos acumulado que ha superado el umbral de percepción histórica a lo largo del tiempo permitirá comprobar si éstos se sitúan dentro de los intervalos y, por lo tanto, pasan el test, o si se salen fuera indicando problemas de

⁶⁸ Una referencia más fácilmente accesible para consultar los fundamentos de este test es Lang *et al.* (1999).

homogeneidad en la muestra de datos históricos o posibles lagunas de información (figura AIII-1).

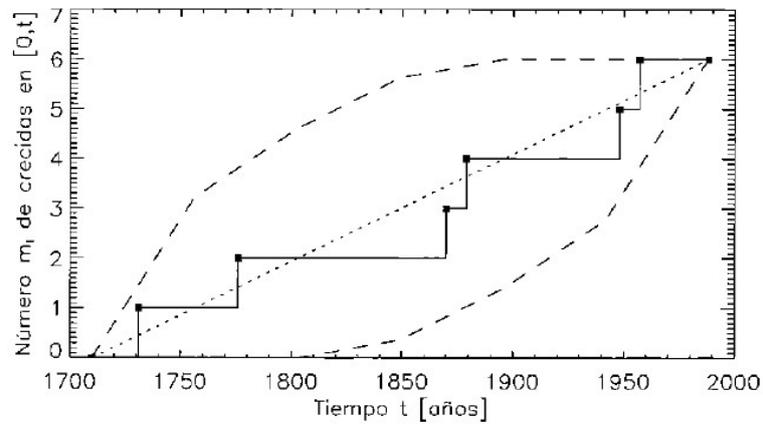


Figura AIII-1. Ejemplo de aplicación del test de estacionariedad de Lang [1995] a una serie de datos históricos correspondiente al río Turia (periodo 1.710 – 1.988) (Fuente: Botero, 2006).

ANEXO IV. TABULACIÓN DE LOS INTERVALOS DE CONFIANZA PARA DISTINTAS SITUACIONES DE AJUSTE DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN



BORRADOR

BORRADOR

Intervalos de confianza para leyes de frecuencia de caudales máximos



BORRADOR



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

CEDEX

Table with columns: L-CV, L-CS, T, n=10, n=20, n=30, n=40, n=50, n=60, n=70, n=80, n=90. Each n column contains values for 50%, 67%, 80%, and 90%.

Tabla AIV-2. Intervalos de confianza del 50, 67, 80 y 90% (expresados en % del cuantil) para una función GEV, ajustada adoptando un valor regional para el L-CS, en función del periodo de retorno (T), del L-CS regional y del número de datos de la muestra (n).

L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%				
0,17	100	14	19	25	31	10	14	18	23	9	12	15	19	7	10	13	17	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	10	13	5	8	10	12	5	7	9	12
	200	15	20	26	32	11	15	19	24	9	12	16	20	8	11	14	18	7	10	13	16	6	9	12	15	6	8	11	14	6	8	10	13	5	7	10	12
	500	15	21	27	33	11	15	20	25	9	13	17	21	8	11	15	18	7	10	13	17	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	14	5	8	10	13
	1000	16	21	27	34	16	16	21	26	10	13	17	22	8	12	15	19	7	11	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13
	5000	17	23	29	36	17	17	22	27	10	15	19	23	9	13	17	21	8	11	15	19	7	11	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	9	11	14
	10000	17	24	30	37	17	18	23	28	11	15	19	24	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	12	16	6	9	12	15
0,18	100	15	20	26	32	11	15	19	24	9	12	16	20	8	11	14	18	7	10	13	16	6	9	12	15	6	8	11	14	6	8	10	13	5	7	10	12
	200	15	21	26	33	11	15	20	25	9	13	16	21	8	11	14	18	7	10	13	17	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13	5	8	10	13
	500	16	21	27	34	12	16	20	26	10	13	17	22	8	12	15	19	7	11	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13
	1000	16	22	28	35	16	17	21	26	10	14	18	22	9	12	16	20	8	11	14	18	7	10	13	17	7	9	12	15	6	9	12	15	6	8	11	14
	5000	17	24	30	37	17	18	23	28	11	15	19	24	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	13	16	6	9	12	15
	10000	18	24	31	38	18	19	24	29	11	16	20	25	10	14	18	22	9	12	16	20	8	11	15	19	7	11	14	17	7	10	13	16	7	9	12	16
0,19	100	15	21	26	32	11	15	20	25	9	13	17	21	8	11	15	18	7	10	13	17	6	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13	5	8	10	13
	200	15	21	27	33	11	16	20	25	9	13	17	21	8	12	15	19	7	11	14	17	7	10	12	16	6	9	12	15	6	8	11	14	6	8	10	13
	500	16	22	28	34	12	17	21	27	10	14	18	22	9	12	16	20	8	11	14	18	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	14
	1000	16	23	29	35	12	17	22	27	10	15	19	23	9	13	16	20	8	11	15	18	7	10	13	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	9	11	14
	5000	18	24	31	38	13	19	24	29	11	16	20	25	10	14	18	22	9	12	16	20	8	11	15	18	8	11	14	17	7	10	13	16	7	9	12	15
	10000	18	25	32	38	14	19	24	30	12	16	21	25	10	14	18	23	9	13	17	20	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	13	16
0,20	100	15	21	27	33	11	16	20	25	9	13	17	22	8	12	15	19	7	10	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	8	11	14	6	8	10	13
	200	16	22	28	34	12	16	21	26	10	14	18	22	9	12	16	20	8	11	14	18	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	14
	500	16	23	29	35	12	17	22	27	10	14	19	23	9	13	16	20	8	11	15	19	7	10	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	9	11	14
	1000	17	23	30	36	13	18	23	28	11	15	19	24	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	16	7	9	12	16	6	9	12	15
	5000	18	25	31	38	14	19	24	30	12	16	21	26	10	14	18	23	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	13	16
	10000	19	26	32	39	14	20	25	31	12	17	21	27	11	15	19	24	9	13	17	21	9	12	16	20	8	11	15	19	8	11	14	17	7	10	13	17
0,21	100	16	22	28	34	12	16	21	26	10	14	18	22	9	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	14
	200	16	22	29	35	12	17	22	27	10	14	18	23	9	12	16	20	8	11	15	18	7	10	13	17	7	10	12	16	6	9	12	15	6	9	11	14
	500	17	23	30	36	13	18	23	28	11	15	19	24	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	16	7	9	12	16	6	9	12	15
	1000	17	24	30	37	13	18	23	29	11	15	20	24	10	13	17	21	9	12	16	20	8	11	15	18	7	10	13	16	7	10	13	16	7	9	12	15
	5000	19	26	32	39	14	20	25	31	12	17	21	26	10	14	19	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	11	15	18	8	11	14	18	7	10	13	16
	10000	19	26	33	40	15	20	26	32	12	17	22	27	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	15	18	7	11	14	17
0,22	100	16	22	28	35	12	17	22	27	10	14	18	23	9	12	16	20	8	11	14	18	7	10	13	17	7	9	12	16	6	9	12	15	6	8	11	14
	200	17	23	29	36	12	17	22	27	10	15	19	23	9	13	16	21	8	12	15	19	8	11	14	17	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14
	500	17	24	30	37	13	18	23	29	11	15	19	24	10	13	17	22	9	12	16	20	8	11	15	18	7	10	13	17	7	10	13	16	7	9	12	15
	1000	18	25	31	38	13	19	24	29	11	16	20	25	10	14	18	22	9	12	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	16	7	10	12	16
	5000	19	26	33	40	15	20	26	32	12	17	22	27	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18	8	11	14	17
	10000	20	27	34	41	15	21	27	33	13	18	23	28	11	16	20	25	10	14	18	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18



L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%
0,23	100	17	23	29	36	12	17	22	27	11	15	19	23	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	14	17	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	12	15
	200	17	24	30	37	13	18	23	28	11	15	19	24	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	13	16	6	9	12	15
	500	18	25	31	38	13	19	24	29	11	16	20	25	10	14	18	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	14	17	7	10	13	17	7	10	12	16
	1000	18	25	32	39	14	19	24	30	12	16	21	26	10	14	18	23	9	13	17	21	9	12	16	19	8	11	14	18	7	11	14	17	7	10	13	16
	5000	20	27	34	41	15	21	26	32	13	18	23	28	11	16	20	25	10	14	18	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	11	15	19	8	11	14	18
	10000	20	28	35	42	16	22	27	33	13	18	23	29	12	16	21	26	10	15	19	23	10	14	18	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	15	19
0,24	100	17	23	30	36	13	18	23	28	11	15	19	24	10	13	17	21	9	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	12	16	6	9	12	15
	200	18	24	31	37	13	19	24	29	11	16	20	25	10	14	18	22	9	13	16	20	8	11	15	18	8	11	14	17	7	10	13	16	7	10	12	16
	500	18	25	32	39	14	19	24	30	12	16	21	26	10	14	18	23	9	13	17	21	9	12	15	19	8	11	14	18	7	10	14	17	7	10	13	16
	1000	19	26	33	40	14	20	25	31	12	17	21	27	11	15	19	24	10	13	17	22	9	12	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17
	5000	20	27	35	42	16	22	27	33	13	18	23	29	12	16	21	26	11	15	19	23	10	14	17	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	15	18
	10000	21	28	35	43	16	22	28	34	14	19	24	30	12	17	21	27	11	15	20	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19
0,25	100	18	24	31	37	13	18	23	29	11	16	20	25	10	14	17	22	9	12	16	20	8	11	15	18	8	11	14	17	7	10	13	16	7	10	12	15
	200	18	25	31	38	14	19	24	30	12	16	21	25	10	14	18	22	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	13	16
	500	19	26	32	40	14	20	25	31	12	17	21	26	11	15	19	23	10	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	14	17
	1000	19	26	33	41	15	20	26	32	12	17	22	27	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	16	21	9	12	16	19	8	11	14	18	8	11	14	17
	5000	20	28	35	43	16	22	28	34	14	19	24	29	12	16	21	26	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19
	10000	21	29	36	44	17	23	29	35	14	20	25	30	12	17	22	27	11	16	20	25	10	15	19	23	10	14	18	22	9	13	16	20	9	12	16	20
0,26	100	18	25	31	38	14	19	24	30	11	16	20	25	10	14	18	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	13	16
	200	19	25	32	39	14	19	25	30	12	16	21	26	10	14	19	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	11	15	18	8	11	14	17	7	10	13	17
	500	19	26	33	40	15	20	26	32	12	17	22	27	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	16	21	8	12	15	19	8	11	14	18	8	11	14	17
	1000	20	27	34	41	15	21	26	33	13	18	22	28	11	16	20	25	10	14	19	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18
	5000	21	29	36	44	16	22	28	35	14	19	24	30	12	17	22	27	11	16	20	25	10	14	18	23	10	13	17	22	9	13	16	20	9	12	16	19
	10000	22	30	37	45	17	23	29	36	14	20	25	31	13	18	23	28	12	16	21	26	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	13	16	20
0,27	100	18	25	32	39	14	19	25	30	12	16	21	26	10	15	18	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	11	15	18	7	11	14	17	7	10	13	16
	200	19	26	33	40	14	20	25	31	12	17	22	27	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	14	17
	500	20	27	34	41	15	21	27	32	13	18	22	28	11	16	20	25	10	14	18	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18
	1000	20	28	35	42	15	21	27	33	13	18	23	29	12	16	21	26	11	15	19	23	10	14	17	22	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	15	18
	5000	22	30	37	44	17	23	29	36	14	20	25	31	13	18	22	28	12	16	21	25	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	13	16	20
	10000	22	31	38	46	17	24	30	37	15	20	26	32	13	18	23	29	12	17	21	26	11	16	20	25	10	15	19	23	10	14	18	22	9	13	17	21
0,28	100	19	26	32	39	14	20	25	31	12	17	22	27	11	15	19	24	10	14	17	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	14	17
	200	19	26	33	40	15	20	26	32	13	17	22	27	11	15	20	25	10	14	18	22	9	13	17	21	9	12	16	20	8	11	15	18	8	11	14	17
	500	20	27	34	41	15	21	27	33	13	18	23	29	12	16	21	26	11	15	19	23	10	14	17	22	9	13	16	20	9	12	15	19	8	11	15	18
	1000	21	28	35	42	16	22	28	34	14	19	24	29	12	17	21	26	11	15	20	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	13	16	20	8	12	15	19
	5000	22	30	37	45	17	24	30	36	15	20	26	32	13	18	23	29	12	17	21	26	11	15	20	24	10	14	18	23	10	14	18	22	9	13	16	21
	10000	23	31	38	46	18	24	31	37	15	21	27	33	14	19	24	30	12	17	22	27	11	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	23	10	13	17	21



CEDEX

L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%				
0,29	100	19	26	33	40	15	21	26	32	12	17	22	27	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	12	16	19	8	11	15	18	8	11	14	17
	200	20	27	34	41	15	21	27	33	13	18	23	28	11	16	20	25	10	14	18	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18
	500	21	28	35	42	16	22	28	34	13	18	24	29	12	16	21	26	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19
	1000	21	29	36	43	17	23	28	35	14	19	24	30	12	17	22	27	11	16	20	25	10	14	18	23	10	14	17	22	9	13	16	21	9	12	16	19
	5000	23	31	38	46	18	24	31	37	15	21	26	32	13	18	23	29	12	17	22	27	11	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	17	21
	10000	23	31	39	47	19	25	31	38	16	21	27	33	14	19	24	30	13	18	23	28	12	16	21	26	11	15	20	24	10	15	19	23	10	14	18	22
0,30	100	20	27	34	41	15	21	26	32	13	18	22	28	11	16	20	25	10	14	18	23	9	13	17	21	9	12	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18
	200	20	28	35	42	16	21	27	33	13	18	23	28	12	16	21	25	11	15	19	23	10	14	18	22	9	13	16	20	9	12	16	19	8	12	15	19
	500	21	29	36	43	16	22	28	34	14	19	24	29	12	17	21	27	11	16	20	24	10	14	18	23	10	13	17	21	9	13	16	20	9	12	16	19
	1000	22	29	37	44	17	23	29	35	14	19	25	30	13	17	22	27	12	16	21	25	11	15	19	23	10	14	18	22	9	13	17	21	9	13	16	20
	5000	23	31	39	47	18	25	31	37	15	21	27	33	14	19	24	29	13	18	22	27	12	16	21	25	11	15	19	24	10	14	18	23	10	14	18	22
	10000	24	32	40	48	19	26	32	39	16	22	28	34	14	20	25	31	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	23
0,31	100	20	27	35	42	15	21	27	33	13	18	23	29	12	16	21	26	11	15	19	23	10	14	18	22	9	13	16	21	9	12	16	19	8	12	15	18
	200	21	28	35	42	16	22	28	34	13	19	24	29	12	17	21	26	11	15	20	24	10	14	18	23	10	13	17	21	9	13	16	20	8	12	15	19
	500	21	29	36	44	17	23	29	35	14	20	25	31	12	17	22	27	11	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	12	16	20
	1000	22	30	37	45	17	23	30	36	15	20	26	31	13	18	23	28	12	16	21	26	11	15	20	24	10	14	18	23	10	14	17	22	9	13	16	20
	5000	23	32	39	47	18	25	32	39	16	22	28	34	14	19	25	30	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	23	10	14	18	22
	10000	24	33	40	48	19	26	33	40	16	23	29	35	15	20	26	31	13	19	24	29	13	17	22	27	12	16	21	26	11	15	20	24	10	15	19	23
0,32	100	21	28	35	42	16	22	27	34	13	19	24	29	12	17	21	26	11	15	19	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	13	16	20	9	12	15	19
	200	21	29	36	43	16	22	28	34	14	19	24	30	12	17	22	27	11	16	20	25	10	15	19	23	10	14	17	22	9	13	17	21	9	12	16	20
	500	22	30	37	45	17	23	29	36	15	20	25	31	13	18	23	28	12	16	21	26	11	15	19	24	10	14	18	23	10	14	17	21	9	13	17	20
	1000	22	31	38	45	17	24	30	37	15	21	26	32	13	18	23	29	12	17	21	27	11	16	20	25	10	15	19	23	10	14	18	22	10	13	17	21
	5000	24	33	40	48	19	26	32	39	16	22	28	35	14	20	25	31	13	18	23	29	12	17	22	27	11	16	21	25	11	15	20	24	10	14	19	23
	10000	25	33	41	49	20	27	33	40	17	23	29	36	15	21	26	32	14	19	24	30	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	24
0,33	100	21	28	36	43	16	22	28	34	14	19	24	30	12	17	22	27	11	15	20	24	10	14	18	23	10	13	17	21	9	13	16	20	9	12	16	19
	200	21	29	36	44	16	23	29	35	14	20	25	31	13	18	22	27	11	16	20	25	11	15	19	23	10	14	18	22	10	13	17	21	9	13	16	20
	500	22	30	37	45	17	23	29	36	15	20	26	32	13	18	23	28	12	17	21	26	11	15	20	24	10	15	19	23	10	14	18	22	9	13	17	21
	1000	23	31	38	46	18	24	30	37	15	21	27	32	14	19	24	29	12	17	22	27	12	16	21	25	11	15	19	24	10	14	18	23	10	14	17	22
	5000	24	33	41	48	19	26	32	39	17	23	29	35	15	20	26	32	13	19	24	29	13	18	22	27	12	16	21	26	11	16	20	25	11	15	19	24
	10000	25	34	42	49	20	27	33	40	17	24	30	36	15	21	27	33	14	19	25	30	13	18	23	28	12	17	22	27	12	16	21	26	11	15	20	24
0,34	100	22	29	36	43	17	23	29	35	14	19	25	30	12	17	22	27	12	16	20	25	11	15	19	23	10	14	18	22	9	13	17	21	9	13	16	20
	200	22	30	37	44	17	23	29	36	15	20	25	31	13	18	23	28	12	16	21	26	11	15	20	24	10	14	18	22	9	13	17	21	9	13	17	21
	500	23	31	38	46	18	24	31	37	15	21	26	32	13	19	24	29	12	17	22	27	12	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	23	10	14	17	22
	1000	23	31	39	46	18	25	31	38	16	21	27	33	14	19	24	30	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	23	10	14	18	22
	5000	25	33	41	49	20	27	34	41	17	23	29	36	15	21	26	32	14	19	25	30	13	18	23	28	12	17	22	27	12	16	21	25	11	15	20	24
	10000	25	34	42	50	20	28	35	42	17	24	30	37	16	22	27	33	14	20	26	31	14	19	24	29	13	18	22	28	12	17	21	26	11	16	20	25



L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%
0,35	100	22	30	37	44	17	24	29	36	14	20	25	31	13	18	23	28	12	16	21	26	11	15	19	24	10	14	18	23	10	14	17	21	9	13	17	21
	200	23	30	38	45	18	24	30	37	15	21	26	32	13	18	23	29	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	23	10	14	18	22	9	13	17	21
	500	23	31	39	46	18	25	31	38	16	21	27	33	14	19	24	30	13	18	22	28	12	16	21	26	11	16	20	24	10	15	19	23	10	14	18	22
	1000	24	32	40	47	19	26	32	39	16	22	28	34	14	20	25	31	13	18	23	28	12	17	21	26	12	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	23
	5000	25	34	42	50	20	27	34	41	17	24	30	36	16	21	27	33	14	20	25	31	13	18	23	29	13	17	22	27	12	16	21	26	11	16	20	25
	10000	26	35	43	51	21	28	36	42	18	25	31	38	16	22	28	34	15	20	26	32	14	19	24	30	13	18	23	28	12	17	22	27	12	16	21	26
0,36	100	23	31	38	45	17	24	30	36	15	21	26	32	13	18	23	29	12	17	21	26	11	15	20	24	10	15	19	23	10	14	18	22	9	13	17	21
	200	23	31	39	46	18	24	31	37	15	21	27	33	14	19	24	29	12	17	22	27	11	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	22	10	14	17	21
	500	24	32	40	47	19	25	32	38	16	22	28	34	14	20	25	30	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	23	10	14	18	22
	1000	24	33	40	48	19	26	33	39	16	22	28	35	14	20	25	31	13	19	24	29	12	17	22	27	12	16	21	25	11	15	20	24	11	15	19	23
	5000	26	34	42	50	20	28	35	42	18	24	30	37	16	22	27	34	15	20	25	31	13	19	24	29	13	18	22	28	12	17	21	26	11	16	20	25
	10000	26	35	43	52	21	29	36	43	18	25	32	38	16	23	29	35	15	21	26	32	14	19	25	30	13	18	23	29	13	17	22	27	12	17	21	26
0,37	100	23	31	39	46	18	24	31	37	15	21	27	32	14	19	24	29	12	17	22	27	12	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	22	10	14	17	22
	200	23	32	39	47	18	25	31	38	16	22	27	33	14	19	24	30	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	24	11	15	19	23	10	14	18	22
	500	24	33	40	48	19	26	33	39	16	22	28	34	14	20	25	31	13	18	24	29	13	17	22	27	12	16	21	25	11	15	20	24	11	15	19	23
	1000	25	33	41	49	20	27	33	40	17	23	29	35	15	21	26	32	14	19	24	30	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	24
	5000	26	35	43	51	21	28	35	43	18	25	31	38	16	22	28	34	15	21	26	32	14	19	24	30	13	18	23	28	13	17	22	27	12	16	21	26
	10000	27	36	44	53	22	29	37	44	19	26	32	39	17	23	29	35	16	22	27	33	14	20	25	31	14	19	24	29	13	18	23	28	12	17	22	27
0,38	100	23	31	39	46	18	25	31	37	15	21	27	33	14	19	24	30	13	18	22	28	12	16	21	25	11	15	20	24	10	15	19	23	10	14	18	22
	200	24	32	39	47	19	25	32	38	16	22	27	33	14	20	25	31	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	23
	500	25	33	41	48	19	26	33	40	16	23	28	35	15	20	26	32	14	19	24	29	13	17	22	27	12	16	21	26	11	16	20	24	11	15	19	24
	1000	25	33	41	49	20	27	34	40	17	23	29	36	15	21	27	32	14	20	25	30	13	18	23	28	12	17	22	27	12	16	20	25	11	15	20	24
	5000	26	36	44	52	21	29	36	43	19	25	31	38	17	23	29	35	15	21	27	33	14	20	25	30	13	19	24	29	13	17	22	27	12	17	22	26
	10000	27	36	45	53	22	30	37	44	19	26	33	39	17	24	30	36	16	22	28	34	15	20	26	31	14	19	24	30	13	18	23	28	13	18	22	28
0,39	100	23	32	39	47	19	25	32	38	16	22	28	34	14	20	25	30	13	18	23	28	12	17	21	26	11	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	23
	200	24	33	40	48	19	26	32	39	17	23	29	34	15	20	26	31	14	18	23	29	12	17	22	27	12	16	21	26	11	16	20	24	11	15	19	23
	500	24	33	41	49	20	27	33	40	17	23	30	35	15	21	26	32	14	19	24	30	13	18	23	28	12	17	22	27	12	16	21	25	11	15	20	24
	1000	25	34	42	50	20	27	34	41	18	24	30	37	16	22	27	33	14	20	25	31	13	18	23	29	13	17	22	27	12	17	21	26	12	16	20	25
	5000	27	36	44	52	22	29	36	44	19	26	32	39	17	23	29	36	16	21	27	33	14	20	25	31	14	19	24	30	13	18	23	28	13	17	22	27
	10000	27	37	45	53	22	30	37	45	20	27	33	40	18	24	30	37	16	22	28	34	15	21	26	32	14	20	25	31	14	19	24	29	13	18	23	28
0,40	100	24	32	40	48	19	26	32	39	16	22	28	34	15	20	25	31	13	19	23	29	13	17	22	27	12	16	21	25	11	15	20	24	11	15	19	23
	200	25	33	41	49	20	26	33	40	16	23	29	35	15	21	26	32	14	19	24	29	13	18	22	27	12	17	21	26	12	16	20	25	11	15	19	24
	500	25	34	42	50	20	27	34	41	17	23	30	36	16	21	27	33	14	20	25	30	13	18	23	28	13	18	22	27	12	16	21	26	11	16	20	25
	1000	26	34	43	51	21	28	35	42	18	24	30	37	16	22	28	34	15	20	26	31	14	19	24	29	13	18	23	28	12	17	22	27	12	16	21	26
	5000	27	36	45	53	22	30	37	45	19	26	33	40	17	24	30	36	16	22	28	34	15	20	26	31	14	20	25	30	13	18	23	29	13	18	22	28
	10000	28	37	46	54	23	31	38	46	20	27	34	41	18	24	31	37	16	23	29	35	15	21	27	33	15	21	26	31	14	19	24	30	13	18	23	29



L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%
0,47	100	27	36	44	52	22	29	36	43	19	26	32	38	17	23	29	35	16	22	27	33	15	20	25	31	14	19	24	29	13	18	23	28	13	17	22	27
	200	27	37	45	53	22	30	37	44	19	26	33	39	18	24	30	36	16	22	28	33	15	21	26	32	14	20	25	30	14	19	23	29	13	18	23	28
	500	28	37	46	54	23	31	38	45	20	27	34	40	18	25	31	37	17	23	28	34	16	21	27	33	15	20	26	31	14	19	24	30	14	18	23	28
	1000	29	38	47	55	23	31	39	46	20	28	34	41	19	25	31	38	17	23	29	35	16	22	28	33	15	21	26	32	14	20	25	30	14	19	24	29
	5000	30	40	49	57	25	33	41	49	22	29	37	44	20	27	33	40	18	25	31	38	17	24	30	36	16	22	28	34	16	22	27	33	15	21	26	31
	10000	31	41	50	58	25	34	42	50	22	30	38	45	20	28	34	41	19	26	32	39	18	24	31	37	17	23	29	35	16	22	28	34	16	21	27	33
0,48	100	28	37	44	52	22	30	37	44	19	26	33	39	18	24	30	36	16	22	28	33	15	21	26	31	14	20	25	30	14	19	24	29	13	18	23	28
	200	28	37	45	53	23	30	37	44	20	27	33	40	18	24	30	36	17	23	28	34	16	21	26	32	15	20	25	31	14	19	24	29	13	18	23	28
	500	29	38	46	54	23	31	38	46	20	27	34	41	19	25	31	38	17	23	29	35	16	22	27	33	15	21	26	31	14	20	25	30	14	19	24	29
	1000	29	39	47	55	24	32	39	47	21	28	35	42	19	26	32	38	18	24	30	36	16	22	28	34	15	21	27	32	15	20	26	31	14	20	25	30
	5000	31	40	49	57	25	34	41	49	22	30	37	44	20	27	34	41	19	25	32	38	18	24	30	36	17	23	29	35	16	22	27	33	15	21	26	32
	10000	31	41	50	58	26	34	42	50	23	31	38	46	21	28	35	42	19	26	33	39	18	25	31	37	17	24	30	36	16	23	28	34	16	22	27	33
0,49	100	28	37	45	53	23	30	37	44	20	27	33	39	18	24	30	36	17	23	28	34	15	21	26	32	15	20	25	31	14	19	24	29	13	18	23	28
	200	28	38	46	54	23	31	38	45	20	27	33	40	18	25	31	37	17	23	29	35	16	21	27	33	15	21	26	31	14	20	25	30	14	19	24	29
	500	29	39	47	55	24	32	39	46	21	28	34	41	19	25	32	38	17	24	29	36	16	22	28	34	16	21	27	32	15	20	25	31	14	20	25	30
	1000	30	39	48	56	24	32	40	47	21	28	35	42	19	26	32	39	18	24	30	37	17	23	29	35	16	22	27	33	15	21	26	32	15	20	25	30
	5000	31	41	50	58	26	34	42	49	22	30	37	45	21	28	35	41	19	26	32	39	18	24	31	37	17	23	29	35	16	22	28	34	16	21	27	33
	10000	32	42	51	59	27	35	43	51	23	31	38	46	21	29	36	42	20	27	33	40	18	25	31	38	17	24	30	36	17	23	29	35	16	22	28	34
0,50	100	28	38	46	54	23	31	38	45	20	27	34	40	18	25	31	37	17	23	28	35	16	21	27	32	15	20	25	31	14	19	24	30	14	19	24	29
	200	29	38	46	54	23	31	38	46	21	28	34	41	19	25	31	37	17	23	29	35	16	22	27	33	15	21	26	32	15	20	25	30	14	19	24	29
	500	29	39	47	56	24	32	39	47	21	28	35	42	19	26	32	38	18	24	30	36	17	23	28	34	16	21	27	33	15	21	26	31	14	20	25	30
	1000	30	40	48	56	25	33	40	47	22	29	36	43	20	26	33	39	18	24	31	37	17	23	29	35	16	22	28	33	15	21	26	32	15	20	25	31
	5000	31	41	50	58	26	34	42	50	23	31	38	45	21	28	35	42	19	26	33	39	18	25	31	37	17	24	30	36	16	22	28	34	16	22	27	33
	10000	32	42	51	59	26	35	43	51	24	32	39	47	22	29	36	43	20	27	34	41	19	25	32	38	18	24	31	37	17	23	29	35	16	22	28	34

BOF



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

CEDEX

Table with columns: L-CV, L-CS, T, n=10, n=20, n=30, n=40, n=50, n=60, n=70, n=80, n=90. Each n column contains sub-columns for 50%, 67%, 80%, and 90% quantiles. The table provides numerical data for various return periods (T) and coefficients of variation (L-CV).

MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA / MINISTERIO PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

Table with columns for L-CV, L-CS, T, and various return periods (n=10 to n=90) with percentiles (50%, 67%, 80%, 90%). The table provides numerical values for different return periods and percentiles across various L-CV and L-CS categories.



CEDEX

L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%
0,47	100	28	37	45	53	23	32	40	47	21	29	36	43	20	27	34	41	19	26	33	39	19	25	32	38	18	25	31	38	18	24	31	37	18	24	30	36
	200	31	41	49	58	27	36	44	52	25	33	41	48	23	31	38	46	23	30	37	45	22	29	36	43	21	29	36	43	21	28	35	42	21	28	35	41
	500	36	47	56	64	31	42	51	59	29	38	47	55	28	37	45	53	27	36	43	51	26	35	42	50	26	34	42	49	25	33	41	48	25	33	41	48
	1000	40	51	60	69	35	46	55	64	32	43	51	60	31	41	49	57	30	40	48	56	29	39	47	55	29	38	46	54	28	37	45	53	28	37	45	53
	5000	48	60	70	78	43	55	65	73	40	51	61	70	39	50	59	67	38	48	57	66	37	47	56	64	36	47	56	64	35	46	55	63	35	45	54	62
	10000	52	64	73	81	46	59	69	77	43	55	65	73	42	53	62	71	41	52	61	69	40	51	60	68	39	50	59	67	38	49	58	67	38	49	58	66
0,48	100	28	37	46	54	24	32	40	47	22	30	37	44	21	28	35	41	20	27	33	40	19	26	32	39	19	25	31	38	18	25	31	38	18	25	31	37
	200	32	41	50	58	27	36	44	52	25	34	41	49	24	32	40	47	23	31	38	45	22	30	37	44	22	29	36	43	21	29	36	43	21	28	35	42
	500	37	47	57	65	32	42	51	59	30	39	48	55	28	37	46	53	27	36	44	52	27	35	43	51	26	35	42	50	26	34	42	49	25	34	41	49
	1000	41	52	61	70	36	46	55	64	33	43	52	60	31	41	50	58	31	40	49	57	30	39	48	56	29	38	47	55	29	38	46	54	28	38	46	53
	5000	49	61	71	78	44	56	65	73	41	52	62	70	39	50	60	68	38	49	58	67	37	48	57	65	36	47	56	64	36	47	55	64	35	46	55	63
	10000	53	65	74	81	47	59	69	77	44	56	65	74	42	54	63	71	41	53	62	70	40	52	61	69	39	50	60	68	39	50	59	67	38	49	58	67
0,49	100	28	38	46	54	24	32	40	48	22	30	37	44	21	28	35	42	20	27	34	41	19	26	33	40	19	26	32	39	19	25	32	38	18	25	31	38
	200	32	42	50	59	28	37	45	53	25	34	42	49	24	32	40	47	23	31	38	46	23	30	37	45	22	30	37	44	22	29	36	43	21	29	36	43
	500	36	47	56	65	32	43	51	59	30	40	48	56	29	38	46	54	28	37	45	52	27	36	44	51	26	35	43	50	26	35	42	50	26	34	42	49
	1000	40	52	61	70	36	47	56	64	33	44	53	61	32	42	51	59	31	41	49	57	30	40	48	56	29	39	47	55	29	38	47	55	29	38	46	54
	5000	49	62	71	78	44	56	66	74	41	53	62	71	39	51	60	68	38	49	59	67	37	48	57	66	37	47	57	65	36	47	56	64	36	46	56	64
	10000	53	65	75	82	48	60	69	77	45	56	66	74	43	54	64	72	42	53	62	71	40	52	61	70	40	51	60	69	39	50	60	68	38	50	59	67
0,50	100	28	38	46	54	24	33	40	48	22	30	37	44	21	29	35	42	20	27	34	41	20	27	33	40	19	26	32	39	19	26	32	39	19	25	31	38
	200	32	42	51	59	27	37	45	53	25	34	42	50	24	33	40	48	23	31	39	46	23	31	38	45	22	30	37	44	22	30	37	44	22	29	36	43
	500	37	48	57	65	32	43	51	60	30	40	48	56	29	38	47	54	28	37	45	53	27	36	44	52	27	35	43	51	26	35	43	51	26	34	42	50
	1000	40	52	62	70	36	47	56	65	33	44	53	61	32	42	51	59	31	41	50	58	30	40	49	57	30	39	48	56	30	39	47	55	29	38	47	55
	5000	49	62	71	79	44	56	66	74	41	53	63	71	40	51	61	69	39	50	60	68	38	49	58	67	37	48	57	66	37	48	56	65	36	47	56	64
	10000	53	65	75	82	48	60	69	78	45	57	66	75	43	55	64	73	42	54	63	71	41	52	62	70	40	52	61	69	39	51	60	69	39	50	60	68

L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%
0,47	100	29	39	47	55	24	33	41	49	21	29	36	44	20	27	34	40	18	25	32	38	17	24	30	37	17	23	29	35	16	22	28	34	16	22	27	33
	200	33	43	52	60	28	37	46	54	25	33	41	49	23	31	38	46	21	29	36	43	20	27	34	41	20	26	33	40	19	26	32	39	18	25	31	38
	500	37	48	58	66	33	43	52	60	29	39	47	56	27	36	44	52	25	34	42	50	24	32	40	48	23	31	39	46	23	30	38	45	22	30	37	44
	1000	41	52	62	70	36	47	56	65	32	43	52	60	30	40	48	57	28	38	46	54	27	36	44	52	26	35	43	51	25	34	42	49	25	33	41	48
	5000	49	62	71	78	44	56	66	74	40	52	61	70	38	49	58	66	35	46	55	64	34	44	53	62	33	43	52	61	32	42	51	59	31	41	50	58
	10000	53	65	74	81	47	60	69	77	43	55	65	73	40	52	61	70	38	49	59	68	37	48	57	66	36	46	55	64	35	45	54	63	34	44	53	62
0,48	100	29	39	47	55	25	34	41	49	22	30	37	44	20	27	34	41	19	26	32	39	18	24	31	37	17	24	30	36	17	23	29	35	16	22	28	34
	200	33	43	52	60	28	38	46	54	25	34	42	49	23	31	39	46	22	29	37	44	21	28	35	42	20	27	34	41	19	26	33	39	19	25	32	38
	500	38	48	58	66	33	43	52	60	30	39	48	56	27	36	45	53	26	35	42	50	25	33	41	48	24	32	40	47	23	31	38	46	22	30	37	45
	1000	41	53	62	70	36	47	57	65	33	43	52	61	31	40	49	57	29	38	47	55	28	37	45	53	27	35	44	51	26	35	42	50	25	34	41	49
	5000	50	62	71	79	45	57	66	74	41	52	62	70	38	49	59	67	36	47	56	64	34	45	54	63	33	43	53	61	32	43	51	60	32	42	50	59
	10000	53	66	75	82	48	60	70	78	44	56	65	74	41	53	62	71	39	50	60	68	37	49	58	66	36	47	56	65	35	46	55	63	34	45	54	62
0,49	100	30	40	48	56	25	34	41	49	22	30	37	45	20	28	35	42	19	26	33	39	18	25	31	38	17	23	30	36	17	23	29	35	16	22	28	34
	200	33	44	52	61	28	38	46	54	25	34	42	50	24	32	39	47	22	30	37	44	21	28	35	43	20	27	34	41	19	26	33	40	19	26	32	39
	500	38	50	59	67	33	44	53	61	30	40	49	56	28	37	45	53	26	35	43	51	25	33	41	49	24	32	40	48	23	31	39	46	23	31	38	45
	1000	42	54	63	71	37	48	57	65	33	44	53	61	31	41	50	58	29	39	47	55	28	37	46	54	27	36	44	52	26	35	43	51	25	34	42	50
	5000	51	63	72	79	45	57	67	75	41	53	63	71	38	50	59	68	36	47	57	65	35	46	55	63	34	44	53	62	33	43	52	61	32	42	51	59
	10000	54	67	76	82	48	61	70	78	44	57	66	74	42	53	63	71	39	51	60	69	38	49	58	67	36	47	57	65	36	46	55	64	35	46	55	63
0,50	100	31	40	48	56	25	34	42	49	22	30	38	45	21	28	35	42	19	26	33	40	18	25	31	38	18	24	30	37	17	23	29	36	17	23	29	35
	200	34	44	53	61	28	38	46	54	26	34	42	50	24	32	40	47	22	30	37	45	21	29	36	43	20	28	34	42	20	27	34	40	19	26	33	39
	500	38	49	59	67	33	44	52	61	30	40	48	57	28	37	46	53	26	35	43	51	25	34	42	49	24	33	40	48	24	32	39	47	23	31	39	46
	1000	42	54	63	71	37	48	57	66	34	44	53	62	31	41	50	58	29	39	48	56	28	38	46	54	27	37	45	53	27	36	44	51	26	35	43	50
	5000	50	63	72	80	45	57	67	75	41	53	63	71	39	50	60	68	37	48	57	66	35	46	55	64	34	45	54	62	33	44	53	61	33	43	52	60
	10000	54	66	76	83	48	61	70	78	44	57	66	75	42	54	63	72	40	51	61	69	38	50	59	67	37	48	57	66	36	47	56	65	35	46	55	64



CEDEX

L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%				
0,47	100	30	40	48	56	25	34	42	50	22	30	37	45	20	27	34	41	19	26	32	39	18	24	30	37	17	23	29	35	16	22	28	34	15	21	27	33
	200	34	44	53	61	29	38	47	55	26	34	42	50	23	31	39	46	22	29	37	44	20	28	35	42	19	26	33	40	19	26	32	39	18	25	31	37
	500	38	49	58	67	33	44	53	61	30	40	48	57	27	37	45	53	26	35	42	50	24	32	41	48	23	31	39	46	23	30	38	45	22	29	36	43
	1000	42	54	63	71	37	48	57	66	34	44	53	61	31	41	49	57	29	38	47	55	27	36	45	53	26	35	43	51	25	34	42	49	24	33	40	48
	5000	50	63	71	79	45	57	67	75	41	53	62	71	38	49	59	67	35	46	56	64	34	44	54	62	33	43	52	60	32	42	51	59	31	41	49	57
	10000	54	66	75	82	48	61	70	78	44	56	66	74	41	53	62	71	38	50	59	68	37	48	57	66	35	46	55	64	34	45	54	63	33	44	53	61
0,48	100	30	40	48	56	26	34	42	50	22	31	38	45	21	28	35	42	19	26	33	39	18	25	31	37	17	23	29	36	16	22	28	35	16	22	27	33
	200	34	44	53	61	29	39	47	55	26	35	43	51	24	32	40	47	22	30	37	44	21	28	35	42	20	27	34	41	19	26	32	39	18	25	31	38
	500	39	50	59	67	34	44	53	62	30	40	49	57	28	37	46	54	26	35	43	51	25	33	41	49	23	32	39	47	23	31	38	45	22	30	37	44
	1000	43	54	63	71	38	49	58	66	34	44	53	62	31	41	50	58	29	39	48	56	28	37	45	53	26	35	43	51	25	34	42	50	25	33	41	48
	5000	51	63	72	79	46	58	67	75	42	53	63	71	39	50	59	68	36	47	57	65	35	45	54	63	33	44	52	61	32	42	51	59	31	41	49	58
	10000	54	66	75	82	49	61	71	78	45	57	66	75	42	53	63	71	39	51	60	69	37	49	58	67	36	47	56	65	35	45	54	63	34	44	53	61
0,49	100	31	41	49	57	26	35	42	50	23	31	38	46	21	28	35	42	19	26	33	40	18	25	31	38	17	24	30	36	17	23	29	35	16	22	28	34
	200	34	45	53	61	29	39	47	55	26	35	43	51	24	32	40	48	22	30	38	45	21	28	36	43	20	27	34	41	19	26	33	40	19	25	32	38
	500	39	50	60	67	34	45	54	62	31	41	49	57	28	38	46	54	26	35	43	51	25	34	41	49	24	32	40	48	23	31	38	46	22	30	37	45
	1000	43	55	64	72	37	49	58	66	34	45	54	62	32	42	50	59	30	39	48	56	28	37	46	54	27	36	44	52	26	35	42	50	25	34	41	49
	5000	52	64	73	80	46	58	68	75	42	54	63	71	39	51	60	68	37	48	57	66	35	45	55	63	34	44	53	62	32	43	51	60	31	42	50	59
	10000	55	67	76	83	49	62	71	79	45	57	67	75	42	54	63	72	40	51	61	69	38	49	58	67	36	47	57	65	35	46	55	64	34	45	54	62
0,50	100	31	41	49	57	26	35	42	50	23	31	38	46	21	28	35	42	19	26	33	40	18	25	31	38	17	24	30	36	17	23	29	35	16	22	28	34
	200	35	45	54	62	30	39	47	55	26	35	43	51	24	32	40	48	22	30	37	45	21	29	36	43	20	28	34	41	20	26	33	40	19	26	32	39
	500	39	51	60	68	35	45	54	62	31	41	49	58	28	38	46	54	27	36	43	52	25	34	42	49	24	32	40	48	23	31	39	46	23	30	38	45
	1000	43	55	64	72	38	49	58	67	34	45	54	62	32	42	50	59	30	39	48	56	28	37	46	54	27	36	44	52	26	35	43	51	25	34	42	49
	5000	51	64	73	80	46	58	68	76	42	54	63	72	39	51	60	68	37	48	57	66	35	46	55	63	34	44	53	62	33	43	52	60	32	42	51	59
	10000	55	67	76	83	49	62	71	79	45	58	67	75	42	54	64	72	40	51	61	69	38	49	59	67	37	48	57	65	36	46	55	64	34	45	54	63



CEDEX

L-CS	T	n=10				n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90			
		50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%				
0,47	100	31	41	49	57	26	35	43	51	23	31	38	46	21	28	35	42	19	26	33	40	18	24	31	38	17	23	29	36	16	22	28	34	16	21	27	33
	200	35	45	54	62	30	39	48	56	26	35	43	51	24	32	40	47	22	30	37	45	21	28	35	43	20	27	33	41	19	26	32	39	18	25	31	38
	500	40	51	60	67	35	45	54	62	31	41	49	58	28	38	46	54	26	35	43	51	25	33	41	49	23	32	39	47	23	31	38	45	22	29	36	44
	1000	43	55	64	71	38	49	58	67	35	45	54	62	32	42	50	59	29	39	47	56	28	37	45	53	26	35	43	51	25	34	42	50	24	33	40	48
	5000	51	63	72	79	46	58	68	76	42	54	64	72	39	50	60	68	36	48	57	65	35	45	54	63	33	43	52	61	32	42	51	59	30	40	49	58
	10000	55	67	75	82	50	62	71	79	46	58	67	75	42	54	63	72	39	51	60	69	38	49	58	67	36	47	56	65	34	45	54	63	33	44	53	61
0,48	100	32	41	50	58	27	36	43	51	23	32	39	47	21	29	36	43	20	27	33	40	19	25	32	38	17	24	30	36	17	23	29	35	16	22	28	34
	200	35	46	54	62	30	40	48	56	27	36	44	52	24	33	41	48	23	31	38	46	21	29	36	43	20	28	34	41	19	26	33	40	18	25	32	38
	500	40	51	60	68	35	46	54	63	31	41	50	58	29	39	47	55	27	36	44	52	25	34	42	50	24	32	40	48	23	31	38	46	22	30	37	44
	1000	44	55	64	72	39	50	59	67	35	45	55	63	32	43	51	60	30	40	49	57	29	38	46	54	27	36	44	52	26	35	43	50	25	33	41	49
	5000	52	64	73	80	47	59	68	76	43	54	64	72	40	51	61	69	37	48	58	66	35	46	55	64	34	44	53	62	33	43	52	60	31	41	50	58
	10000	55	67	76	82	50	62	72	79	46	58	68	76	43	55	64	73	40	52	61	70	38	50	59	68	36	48	57	65	35	46	55	64	34	44	53	62
0,49	100	32	42	50	58	27	36	44	51	24	32	39	46	21	29	36	43	20	27	34	41	18	25	32	38	17	24	30	37	17	23	29	35	16	22	28	34
	200	35	46	54	63	30	40	49	57	27	36	44	52	25	33	41	49	23	31	38	46	21	29	36	43	20	28	34	42	19	27	33	40	19	26	32	39
	500	40	52	60	68	35	46	55	63	32	42	50	58	29	39	47	55	27	36	44	52	25	34	42	50	24	33	40	48	23	31	39	46	22	30	38	45
	1000	44	56	65	72	39	50	59	67	35	46	55	63	32	43	52	60	30	40	49	57	28	38	46	55	27	36	44	53	26	35	43	51	25	34	42	49
	5000	53	65	73	80	47	59	68	76	43	55	64	72	40	52	61	69	37	49	58	67	35	46	56	64	34	44	54	62	32	43	52	60	31	41	50	59
	10000	56	68	77	83	50	62	72	80	46	58	68	76	43	55	65	73	40	52	62	70	38	50	59	68	36	48	57	66	35	46	55	64	34	45	54	62
0,50	100	32	42	51	59	27	36	44	51	24	32	40	47	22	29	36	43	20	27	34	41	19	26	32	39	18	25	31	37	17	23	29	36	16	22	28	34
	200	36	46	55	63	31	40	49	57	27	36	44	52	25	34	41	49	23	31	39	46	22	29	37	44	21	28	35	42	20	27	34	41	19	26	32	39
	500	40	51	61	69	35	46	55	63	32	42	51	59	29	39	47	56	27	36	45	52	26	34	43	50	25	33	41	48	23	32	39	47	23	31	38	46
	1000	44	56	65	73	39	50	59	67	35	46	55	63	33	43	52	60	30	40	49	57	29	38	47	55	27	37	45	53	26	35	43	51	25	34	42	50
	5000	52	64	73	81	47	59	69	76	43	55	65	73	40	52	61	70	38	49	58	67	36	47	56	64	34	45	54	63	33	43	52	61	32	42	51	59
	10000	56	68	77	83	51	63	72	80	46	59	68	76	44	55	65	73	41	52	62	70	38	50	60	68	37	48	58	66	35	47	56	64	34	45	54	63

Intervalos de confianza para leyes de frecuencia de precipitaciones máximas



BORRADOR

GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS



Tabla AIV-8. Intervalos de confianza del 50, 67, 80 y 90% (expresados en % del cuantil) para una función GEV con ajuste local en función del periodo de retorno (T), del L-CV y L-CS de la serie de datos y del número de datos de la muestra (n).

L-CV	L-CS	T	n=20		n=30		n=40		n=50		n=60		n=70		n=80		n=90		n=100		n=110		n=120		n=130		n=140		n=150																																	
			50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%																												
0.17		100	9	13	16	19	8	11	14	17	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	10	12	5	7	9	12	5	7	9	11	5	6	8	10	4	6	8	10	4	5	7	9	4	5	7	8	4	5	7	8												
		0.20		100	10	14	17	21	8	12	15	18	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	10	13	5	7	9	11	5	7	9	11	4	6	8	10	4	6	8	10	4	5	7	9	4	5	7	9										
				0.25		100	12	16	19	23	10	13	17	20	9	12	15	18	8	11	14	17	7	10	13	16	6	9	11	13	6	8	10	13	5	7	10	12	5	7	10	12	4	6	8	10	4	6	8	10	4	5	7	9	4	5	7	9				
						0.30		100	13	17	21	25	11	15	19	22	10	13	17	21	9	12	16	19	8	12	14	18	7	10	13	16	6	9	12	15	6	8	11	14	5	7	10	13	4	6	9	11	4	5	8	10	4	5	7	10	4	5	7	10		
								0.35		100	14	19	23	27	12	16	20	24	11	15	19	22	10	14	17	21	9	12	16	19	8	11	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	5	8	11	14	4	7	10	13	4	6	9	12	4	5	8	11	4	5	7	10
										0.40		100	15	20	24	28	13	18	22	26	12	16	20	24	11	15	19	23	10	14	17	21	9	13	16	20	8	11	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	5	8	11	14	4	7	10	13	4	5	8	11	4	5
0.45												100	16	21	26	30	14	19	23	28	13	17	21	25	12	16	20	23	11	15	19	22	10	14	17	21	9	13	16	20	8	11	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	5	8	11	14	4	7	10	13	4	5
		0.50										100	17	22	27	31	15	20	25	29	14	19	23	27	13	18	22	26	12	16	20	24	11	15	19	23	10	14	17	21	9	13	16	20	8	11	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	5	8	11	14	4	7



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

CEDEX

Table with columns for L-CV, L-CS, T, and various return periods (n=20 to n=150) with sub-columns for 50%, 67%, 80%, and 90% probabilities. The table contains numerical data for different values of T (100, 200, 500, 1000, 5000, 10000) and L-CV (0.17, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35, 0.40, 0.45, 0.50).

MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA / MINISTERIO PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS

GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS



L-CV	L-CS	T	n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90				n=100				n=110				n=120				n=130				n=140				n=150			
			50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%												
0,17	100	14	19	23	29	11	16	20	24	10	14	18	22	9	13	16	20	8	12	15	18	8	11	14	17	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	12	15	6	8	11	13	5	8	10	13	5	7	10	12									
	0,20	100	15	20	25	30	12	17	21	26	11	15	19	23	10	14	17	21	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	14	17	7	10	12	15	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	14	6	8	11	13								
		0,25	100	16	22	28	33	14	19	24	29	12	17	21	26	11	15	20	24	10	14	18	22	10	13	17	21	9	13	16	20	9	12	15	19	8	12	15	18	8	11	14	17	7	10	13	16	7	10	13	16							
			0,30	100	18	24	30	36	16	21	26	32	14	19	24	29	13	17	22	26	12	16	20	25	11	15	19	23	10	14	18	22	10	14	17	21	9	13	16	20	9	12	15	19	8	11	15	18	8	11	15	18						
				0,35	100	19	26	32	38	17	23	29	34	15	21	26	31	14	19	24	29	13	18	23	28	12	17	21	26	12	16	20	25	11	15	19	24	10	14	18	22	10	14	18	22	9	13	16	20	9	13	16	20					
					0,40	100	21	28	34	40	19	25	31	36	17	23	28	34	16	21	26	32	14	19	24	29	13	18	23	28	12	17	22	27	13	17	22	27	12	16	21	26	11	15	19	24	10	14	18	22	10	14	18	22				
0,45						100	22	30	36	42	20	26	33	38	18	25	30	36	17	23	28	34	16	21	27	32	15	21	25	30	14	19	24	29	14	19	23	28	13	18	22	27	13	17	21	26	12	16	20	24	11	15	19	24				
	0,50					100	23	31	37	43	21	28	34	40	19	26	31	37	18	24	30	35	17	23	28	34	16	22	27	32	15	20	25	30	14	19	24	29	14	19	23	28	13	18	22	27	13	17	21	26	12	17	21	26				



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

CEDEX

Table with columns for L-CV, L-CS, T, and various return periods (n=20 to n=150) for different exceedance probabilities (50%, 67%, 80%, 90%).

MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA / MINISTERIO PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

CEDEX

Table with columns for L-CV, T, and various return periods (n=20 to n=150) with sub-columns for 50%, 67%, 80%, and 90% probabilities. The table contains numerical data for different L-CV values (0.17, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35, 0.40, 0.45, 0.50) and T values (100, 200, 500, 1000, 5000, 10000).

MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA / MINISTERIO PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

CEDEX

Table with columns for L-CV, T, and various return periods (n=20 to n=150) for different L-CV values (0.17, 0.20, 0.25, 0.30, 0.45, 0.35, 0.40, 0.45, 0.50). Each cell contains a 4x4 grid of numerical values.

MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA / MINISTERIO PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS



GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

CEDEX

Table with columns for L-CV, L-CS, T, and various return periods (n=20 to n=150) with sub-columns for 50%, 67%, 80%, and 90% probabilities. The table contains numerical data for different return periods and probabilities.

GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS



L-CV	L-CS	T	n=20				n=30				n=40				n=50				n=60				n=70				n=80				n=90				n=100				n=110				n=120				n=130				n=140				n=150													
			50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%	50%	67%	80%	90%																						
0,17		100	12	17	23	29	10	14	19	24	9	13	16	21	8	11	15	19	7	10	13	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13	5	8	10	13	5	7	10	12	5	7	9	12	5	7	9	11	5	7	9	11										
		0,20		100	12	18	23	29	10	14	19	24	9	13	17	21	8	11	15	19	7	10	13	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	8	11	14	6	8	11	13	5	8	10	13	5	7	10	12	5	7	9	12	5	7	9	11												
				0,25		100	13	18	23	29	11	15	19	24	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13	5	8	10	13	5	7	10	12	5	7	9	12	5	7	9	11										
						0,30		100	13	18	23	29	11	15	20	25	10	13	17	22	9	12	16	20	8	11	15	18	7	10	14	17	7	10	13	16	6	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13	5	8	10	13	5	7	10	12	5	7	9	12								
								0,35		100	13	19	24	30	11	16	20	25	10	14	18	22	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	17	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13	5	8	10	13	5	7	10	12						
										0,40		100	14	19	24	30	11	16	21	26	10	14	18	23	9	13	17	21	8	12	15	19	8	11	14	18	7	10	13	16	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	13	5	8	10	13	5	7	10	12				
												0,45		100	14	19	24	30	12	16	21	26	11	15	19	23	10	14	18	22	9	13	16	20	8	12	15	19	8	11	14	18	8	11	14	17	7	10	13	16	7	10	13	16	7	9	12	15	6	9	11	14	6	8	11	14		
														0,50		100	14	19	24	30	12	17	21	26	11	15	19	23	10	14	18	22	9	13	17	21	9	12	16	19	8	11	14	18	8	11	14	17	8	10	13	16	7	10	13	16	7	10	12	15	6	9	12	15	7	9	12	15





CEDEX

GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDROLÓGICOS DE AVENIDAS PARA PRESAS

Table with columns for L-CV, L-CS, T, and various sample sizes (n=20 to n=150) with sub-columns for 50%, 67%, 80%, and 90% percentiles. The table contains numerical data for different return periods (100, 200, 500, 1000, 5000, 10000 years).



CEDEX

Tabla AIV-11. Intervalos de confianza del 50, 67, 80 y 90% (expresados en % del cuantil) para una función SQRT-ETmax, ajustada adoptando un valor regional para el L-CV, en función del periodo de retorno (T), del L-CV regional y del número de datos de la muestra (n)*.

Table with columns for L-CV, T, and confidence intervals (50%, 67%, 80%, 90%) for sample sizes n=20 to n=150. The table is organized into blocks for L-CV values 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35, and 0.40.

*Los porcentajes correspondientes a L-CV=0,15 son los de una función GEV con igual L-CV y L-CS, adoptando un valor regional para ambos estadísticos, ya que las expresiones polinómicas propuestas por Ferrer y Mateos [1999] no permiten el cálculo para ese valor de L-CV. Estos porcentajes son similares aunque algo más conservadores que los de la SQRT-ETmax.



ANEXO V. EL MODELO ESTADÍSTICO DE SERIES PARCIALES O MÁXIMOS SOBRE UN UMBRAL

BORRADOR



El análisis estadístico de los caudales máximos puede llevarse a cabo básicamente mediante dos técnicas: aplicando modelos estadísticos de máximos anuales, basados en seleccionar un único caudal de avenida dentro de cada año hidrológico (el máximo caudal producido durante ese año); o mediante modelos de series de duración parcial, también llamados modelos de máximos sobre un umbral (POT). Este último tipo de modelo selecciona dentro de cada año hidrológico todos los caudales correspondientes a puntas de hidrogramas que superan un determinado umbral.

El análisis estadístico mediante series parciales presenta indudables ventajas respecto al modelo tradicional de máximos anuales. Por una parte, se aprovecha mejor la información disponible empleándose en el análisis todos los eventos de crecida ocurridos, aunque haya varios dentro de un mismo año. Por otra parte, no obliga a emplear datos de caudal correspondientes a años muy secos en los cuales puede que no se haya producido ningún evento de crecida. Esta circunstancia es especialmente importante cuando se estudian ríos de zonas áridas o semiáridas. Tiene, sin embargo, como inconvenientes su mayor complejidad analítica, la necesidad de disponer del registro completo de caudales instantáneos a lo largo del año y no sólo del máximo anual y, el más importante, la dificultad para garantizar la independencia de los datos seleccionados. Esta cuestión de la independencia estadística de los datos es crucial pues se encuentra entre las hipótesis básicas del modelo. En los modelos de series parciales, al seleccionar más de un caudal dentro de un año, podría darse la circunstancia de que se seleccionen caudales muy próximos en el tiempo, por lo que pueden existir dudas sobre su independencia. Es necesario, por tanto, aplicar algún tipo de criterio para realizar la selección de forma que se garantice lo máximo posible la independencia de los datos.

Criterios de selección de los datos

A lo largo del tiempo se han ido desarrollando distintos criterios, cada vez más sofisticados, con ese objetivo (Lang *et al.*, 1999). Estos criterios pueden clasificarse en dos tipos:

- Criterios de independencia: se seleccionan inicialmente todos los caudales punta que superan el umbral y posteriormente se determina si dos caudales próximos en el tiempo son independientes o no en función de las características físicas de sus hidrogramas, desechando el menor de los dos caudales si resultan ser dependientes. En este grupo figura el criterio del *Water Resources Council* de los EE. UU. (USWRC, 1981) y el criterio de Cunnane [1979].
- Criterios de selección de umbral: se centran en determinar el valor del umbral que garantiza que los caudales punta que lo superan son independientes entre sí. Proponen la selección del umbral en base a criterios estadísticos, consistentes en una serie de comprobaciones o test que verifican si los datos cumplen las hipótesis del modelo empleado. Algunos de los criterios propuestos son:
 - Test sobre el número medio de eventos por año: este test propone obtener la gráfica que relaciona el valor del umbral con el número medio de eventos por año. Esta gráfica parte de un valor de uno, para umbrales por debajo del caudal mínimo de la serie, asciende hasta un máximo, y luego desciende hasta un

valor de cero para umbrales por encima del caudal máximo de la serie. Se propone tomar un valor del umbral a la derecha del máximo y alejado del mismo. En base a este tipo de estudios, algunos autores (Taesombut y Yevjevich, 1978; Konecny y Nachtnebel, 1985) fijan un número medio de eventos por año para una determinada región geográfica. Lang *et al.* [1999] recomiendan seleccionar un umbral que proporcione un número medio de eventos por año de 2 o 3, o ligeramente superior. En otros casos, se propone identificar el caudal umbral con el de un determinado periodo de retorno (Dalrymple, 1960; Waylen y Woo, 1983; Irvine y Waylen, 1986).

- Test de la excedencia media sobre el umbral (Davison y Smith, 1990; Naden y Bayliss, 1993): recomienda tomar el umbral en la zona donde la relación entre el umbral y la excedencia media sobre el umbral es lineal. Este criterio es equivalente a imponer que sea máxima la estabilidad de los parámetros del modelo.
- Test del índice de dispersión (Ashkar y Rousselle, 1987): propone un test para verificar si la llegada de eventos para el umbral seleccionado sigue un proceso de Poisson.
- Test del factor de frecuencia (Rosbjerg y Madsen, 1992): emplea el concepto de factor de frecuencia para determinar el umbral a partir de la serie de caudales máximos anuales.

Descripción del modelo estadístico

Para poder describir la probabilidad de ocurrencia de los máximos sobre un umbral es necesario considerar dos procesos estadísticos diferenciados:

- la ocurrencia de eventos con caudal punta superior al umbral, es decir, el proceso de llegada de eventos
- la descripción de la magnitud de los eventos que han superado el umbral.

La primera parte del modelo suele identificarse con un proceso de Poisson (aunque en ocasiones se emplea una función binomial o una binomial negativa) que describe el número de ocurrencias de un determinado tipo de suceso en un determinado periodo de tiempo, en este caso el periodo de tiempo se suele tomar igual a un año.

$$P(r) = \frac{\lambda^r}{r!} e^{-\lambda} \quad [\text{AV-1}]$$

Donde r es el valor de la variable aleatoria (número de superaciones del umbral en un determinado año) y λ un parámetro cuyo valor coincide con el valor medio de ocurrencias en el periodo temporal considerado, es decir, la media de la variable r .

La segunda parte del modelo consiste en una determinada función de distribución que describe la probabilidad de que el caudal de un evento tenga una determinada magnitud, sabiendo que ya ha superado el umbral. Se trata, por lo tanto, de una probabilidad



condicionada. Para esta segunda parte del modelo se suelen utilizar las funciones de distribución exponencial o de Pareto generalizada:

$$G(x) = 1 - e^{-\frac{x-u}{\alpha}} \quad (\text{Exponencial}) \quad [\text{AV-2}]$$

$$G(x) = 1 - \left[1 - k \left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]^{1/k} \quad (\text{Pareto generalizada}) \quad [\text{AV-3}]$$

Que dependen de los parámetros u y α , y u , α y k , respectivamente.

Lógicamente, existe una relación directa entre las funciones de distribución empleadas en el modelo de series parciales y la función de distribución que describe las probabilidades de los caudales máximos anuales. De esta forma, una vez ajustado el modelo de series parciales se puede obtener el de máximos anuales y sus correspondientes cuantiles.

Para establecer esa relación hay que tener en cuenta lo siguiente. El número medio de superaciones en un año de un valor determinado de caudal x superior al umbral S vendrá dado por:

$$\lambda^* = \lambda[1 - G(x)] \quad [\text{AV-4}]$$

donde λ^* es el número medio de superaciones del caudal x , λ el número medio de superaciones del umbral S y $G(x)$ la función de distribución que describe la magnitud de los eventos.

Por tanto, la probabilidad de que el caudal x no se supere a lo largo de un año puede obtenerse mediante una función de Poisson con parámetro λ^* y valor de la variable $r=0$, y esa probabilidad coincidirá con el valor de la función de distribución de los máximos anuales para un valor de la variable x .

$$F(x) = e^{-\lambda^*} = e^{-\lambda[1-G(x)]} \quad [\text{AV-5}]$$

En consecuencia, en el caso de asumir un proceso de Poisson y emplear una función exponencial para describir la magnitud de los caudales, la distribución anual es una función Gumbel.

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\xi}{\alpha}}} \quad [\text{AV-6}]$$

Siendo el parámetro ξ :

$$\xi = u + \alpha \ln(\lambda) \quad [\text{AV-7}]$$

Y el parámetro α idéntico al de la función exponencial.

Si la función que se emplea para describir la magnitud de los caudales es una función de Pareto generalizada, la distribución anual es una función de valores extremos generalizada (GEV).

$$F(x) = e^{-\left(1 - k \frac{x-\xi}{\beta}\right)^{1/k}} \quad [\text{AV-8}]$$

Donde ξ y β son:

$$\xi = u + \frac{\alpha(1-\lambda^{-k})}{k} \quad [\text{AV-9}]$$

$$\beta = \alpha\lambda^{-k} \quad [\text{AV-10}]$$

Tomando k el mismo valor que en la función de Pareto.

Aplicación a las avenidas estacionales

En aquellos casos en los que hay diferencias marcadas en la frecuencia de aparición de eventos de crecida entre los distintos periodos estacionales en los que puede dividirse el año, y cuando pueda asumirse que la generación de las avenidas en cada uno de dichos periodos se debe a un mismo tipo de evento, puede ser apropiado utilizar los modelos de series parciales en base a un proceso de Poisson no homogéneo.

La función de distribución estacional será la combinación de un proceso de Poisson de parámetro λ_i (igual al número medio de excedencias en el periodo estacional) y una función que describa la magnitud de los caudales que superan el umbral (exponencial, Pareto generalizada, ...), que será la misma para las distintas estaciones climáticas. El número medio de excedencias anual (λ_a) será la suma del número medio de excedencias de cada periodo estacional.

$$\lambda_a = \sum_i \lambda_i \quad [\text{AV-11}]$$



ANEXO VI. AJUSTE DE LA FUNCIÓN SQRT-ET_{max} MEDIANTE MOMENTOS PONDERADOS PROBABILÍSTICAMENTE

BORRADOR



La función de distribución SQRT-ET_{max}, cuya expresión matemática corresponde a la siguiente, depende de dos parámetros: el parámetro de escala α y el parámetro de forma k .

$$F(x) = 0 \text{ para } x < 0$$

$$F(x) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}} \text{ para } x \geq 0 \quad [\text{AVI-1}]$$

En este Anexo se expone un procedimiento para el ajuste de ambos parámetros de la función a partir del método de los momentos ponderados probabilísticamente, siguiendo lo establecido en Ferrer y Mateos [1999]. Aunque el procedimiento se basa en los momentos ponderados probabilísticamente, es fácilmente relacionable con los L-momentos, ya que, como se expone en el Anexo II, los L-momentos son combinaciones lineales de los momentos ponderados. De esta forma, el momento ponderado b_0 y el cociente de momentos m_1 , en los que se basa el procedimiento de cálculo se relacionan con los L-momentos de la siguiente manera:

$$b_0 = \lambda_1 \quad [\text{AVI-2}]$$

$$m_1 = \frac{b_0}{b_1} = \frac{t_2+1}{2} \quad [\text{AVI-3}]$$

Siendo λ_1 el L-momento de primer orden (igual a la media) y $t_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1}$ el L-CV. Al utilizar el método de los L-momentos se recomienda emplear las expresiones [AII-3], [AII-4] y [AII-5] para calcular los momentos muestrales. Si el ajuste de la función se lleva a cabo de forma local, los parámetros λ_1 y t_2 se obtendrán a partir de la muestra. En caso de ajuste regional, el parámetro t_2 vendrá dado por el valor del L-CV en la región, mientras que λ_1 se estimará de forma local a partir de la muestra.

La determinación de los parámetros α y k mediante el método de los momentos ponderados probabilísticamente supone la resolución del siguiente sistema de ecuaciones:

$$b_0 = M_{100} = \frac{k}{1-e^{-k}} \frac{I_1}{\alpha} \quad [\text{AVI-4}]$$

$$m_1 = \frac{2(1-e^{-k})}{kI_1} \int_0^1 z^2 \cdot F \cdot dF \quad [\text{AVI-5}]$$

siendo z igual a $\sqrt{\alpha x}$, x la variable aleatoria, F la función de distribución, y α y k sus parámetros; y donde I_1 viene dado por la integral:

$$I_1 = \int_0^\infty z \cdot e^{-\sqrt{z}} \cdot \exp\{-k(1 + \sqrt{z}) \cdot e^{-\sqrt{z}}\} \cdot dz \quad [\text{AVI-6}]$$

Tanto la integral que interviene en la expresión matemática de m_1 como la que interviene en la de I_1 no tienen solución analítica y deben ser calculadas mediante procedimientos numéricos.

El momento m_1 depende únicamente del parámetro k a través de la relación representada gráficamente en la figura AVI-1 y tabulada en la tabla AVI-1 (elaborada por Ferrer y Mateos, 1999). La interpolación en la tabla AVI-1 o la consulta de la figura AVI-1 permite obtener el valor del parámetro k si previamente se ha determinado el valor de m_1 a partir de los datos de la muestra. De manera alternativa, puede calcularse el valor del parámetro de forma k

empleando la siguiente aproximación polinómica (Ferrer y Mateos, 1999), válida para $0,560 \leq m_1 \leq 0,715$, que proporciona el logaritmo de k en función de m_1 .

$$\ln(k) = -14237,9 \cdot m_1^3 + 26100,6 \cdot m_1^2 - 16009,5 \cdot m_1 + 3290,01 \quad \text{para } m_1 \leq 0,605 \text{ [AVI-7]}$$

$$\ln(k) = -1278,33 \cdot m_1^3 + 2692,31 \cdot m_1^2 - 1908,37 \cdot m_1 + 456,995 \quad \text{para } m_1 > 0,605 \text{ [AVI-8]}$$

Tabla AVI-1. Valores del parámetro k en función de m_1 (Fuente: Ferrer y Mateos, 1999).

k	m_1	k	m_1
5418,23	0,5652	23,10	0,6452
3736,82	0,5677	21,53	0,6476
2648,47	0,5703	20,14	0,6499
1925,17	0,5728	18,86	0,6522
1431,52	0,5753	17,70	0,6545
1085,40	0,5777	16,65	0,6568
838,43	0,5802	15,69	0,6591
657,89	0,5827	14,80	0,6614
524,05	0,5852	14,01	0,6637
423,23	0,5877	13,26	0,6660
346,16	0,5901	12,58	0,6683
286,22	0,5926	11,95	0,6705
239,01	0,5950	11,37	0,6728
201,69	0,5975	10,83	0,6751
171,60	0,5999	10,33	0,6773
147,20	0,6024	9,87	0,6796
127,23	0,6048	9,43	0,6818
110,74	0,6072	9,03	0,6840
97,08	0,6096	8,65	0,6862
85,55	0,6120	8,30	0,6884
75,81	0,6144	7,97	0,6906
67,57	0,6168	7,66	0,6928
60,47	0,6193	7,37	0,6949
54,44	0,6216	7,09	0,6970
49,18	0,6240	6,83	0,6991
44,64	0,6264	6,58	0,7011
40,63	0,6288	6,35	0,7031
37,15	0,6311	6,12	0,7051
34,07	0,6335	5,91	0,7070
31,46	0,6357	5,71	0,7089
28,91	0,6382	5,52	0,7107
26,76	0,6405	5,33	0,7124
24,84	0,6429	5,16	0,7141

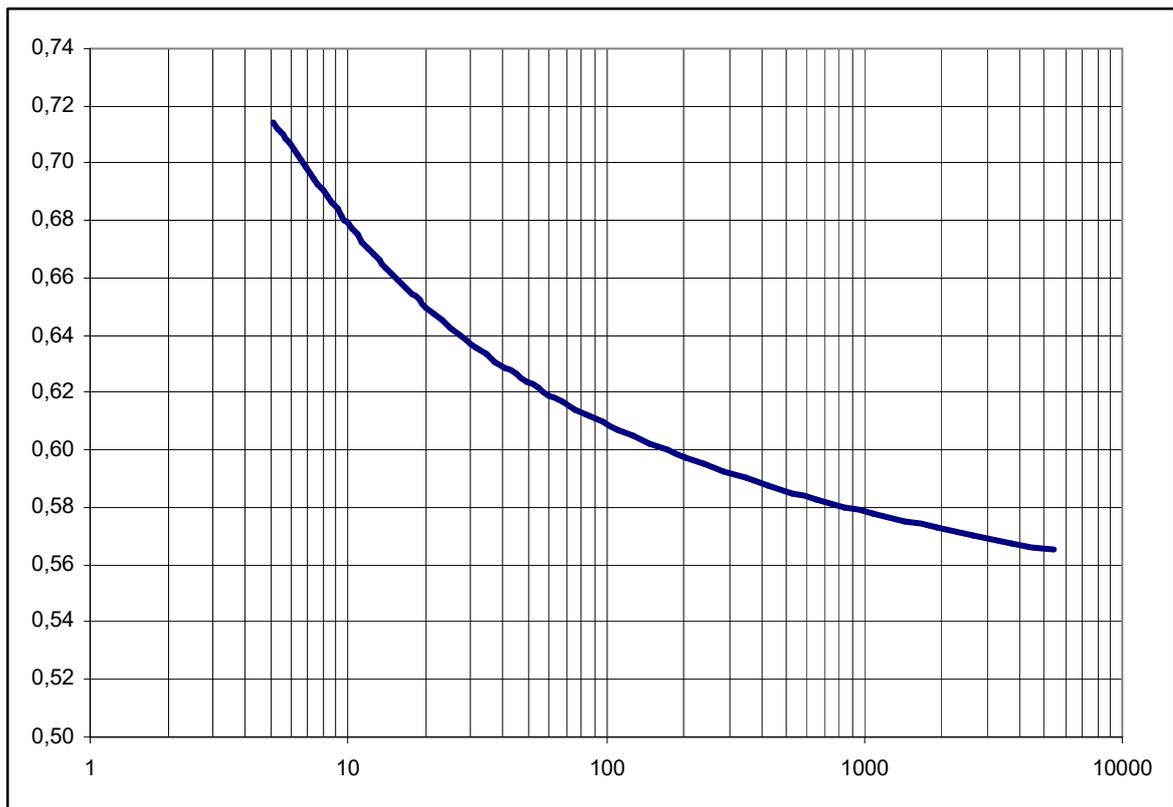


Figura AVI-1. Representación gráfica de la relación entre el parámetro k , eje de abscisas, y m_1 , eje de ordenadas, en escala logarítmica.

Una vez conocido el parámetro k , se puede determinar el parámetro α a partir de la expresión matemática correspondiente al momento b_0 , para lo cual es necesario previamente determinar el valor de I_1 en función del valor de k a partir de la tabla AVI-2 (elaborada por Ferrer y Mateos, 1999), o de la figura AVI-2. De manera alternativa, puede calcularse el valor de I_1 empleando la siguiente aproximación polinómica (Ferrer y Mateos, 1999) en función del logaritmo de k .

$$I_1 = -0,00015947 \cdot (\ln k)^5 + 0,0073489 \cdot (\ln k)^4 - 0,1406 \cdot (\ln k)^3 + 1,39611 \cdot (\ln k)^2 - 7,1831 \cdot (\ln k) + 15,3274$$

para $0,25 \leq CV \leq 0,39$ [AVI-9]

$$I_1 = 0,0033553 \cdot (\ln k)^5 - 0,0709991 \cdot (\ln k)^4 + 0,55121 \cdot (\ln k)^3 - 1,62227 \cdot (\ln k)^2 - 0,706919 \cdot (\ln k) + 9,91329$$

para $0,39 < CV \leq 0,90$ [AVI-10]

Siendo CV el coeficiente de variación ordinario de la muestra.

Tabla AVI-2. Valores de I_1 en función del parámetro k (Fuente: Ferrer y Mateos, 1999).

k	I_1	k	I_1
5,16	6,3470	590,67	0,2983
6,19	5,8574	708,80	0,2593
7,43	5,3783	850,56	0,2252
8,92	4,9153	1020,68	0,1953
10,70	4,4729	1224,81	0,1693
12,84	4,0543	1469,77	0,1467
15,41	3,6615	1763,73	0,1269
18,49	3,2958	2116,48	0,1098
22,19	2,9575	2539,77	0,0949
26,62	2,6464	3047,72	0,0819
31,95	2,3618	3657,27	0,0707
38,34	2,1026	4388,72	0,0610
46,01	1,8676	5266,47	0,0526
55,21	1,6553	6319,76	0,0453
66,25	1,4642	7583,71	0,0390
79,50	1,2928	9100,46	0,0335
95,40	1,1394	10920,55	0,0288
114,48	1,0026	13104,66	0,0248
137,37	0,8809	15725,59	0,0213
164,84	0,7727	18870,71	0,0183
197,81	0,6770	22644,86	0,0157
237,38	0,5923	27137,83	0,0135
284,85	0,5175	32608,60	0,0115
341,82	0,4517	39130,32	0,0099
410,19	0,3938	46956,38	0,0085
492,22	0,3429		

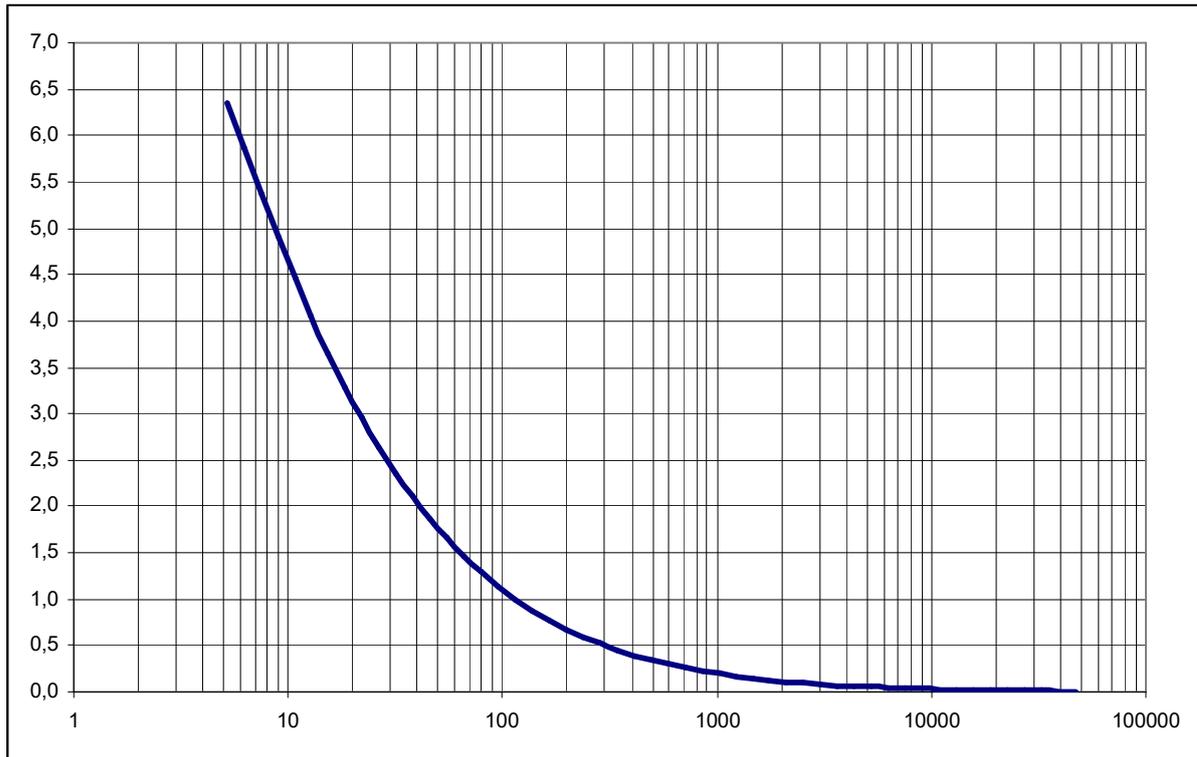


Figura AVI-2. Representación gráfica de l_1 , eje de ordenadas, en función del parámetro k , eje de abscisas, en escala logarítmica.

Una vez determinados los parámetros de la función, se pueden obtener a partir de ésta los cuantiles correspondientes a los periodos de retorno de interés. La función SQRT-ET_{max} no es invertible, por lo que no existe una expresión matemática explícita que proporcione el valor de los cuantiles en función de T o $F(x)$, por lo que los cuantiles deberán obtenerse de forma numérica. En esta Guía se recomienda aplicar el método iterativo propuesto por Ferrer [1996] que transforma la expresión matemática de la función de distribución [AVI-1] en la siguiente:

$$\frac{-\ln F}{k} = (1 + z_F) e^{-z_F} \quad \text{[AVI-11]}$$

Siendo z_F igual a:

$$z_F = \sqrt{\alpha x_F} \quad \text{[AVI-12]}$$

La resolución numérica para obtener el valor del cuantil se basa en el siguiente proceso iterativo:

$$z_{i+1} = \ln \left(\frac{1+z_i}{\frac{-\ln F}{k}} \right) \quad \text{[AVI-13]}$$

Donde z_i es el resultado de la iteración i . El proceso se inicia con $z_0=0$, convergiendo muy rápidamente. El criterio de convergencia se plantea en z^2 .

Una vez obtenido el valor de z_F , se obtendrá el valor del cuantil mediante la siguiente ecuación:

$$x_F = \frac{z_F^2}{\alpha} \quad [\text{AVI-14}]$$

BORRADOR



ANEXO VII. VALORES DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE USOS DEL SUELO DEL CLC2000

BORRADOR



Tabla AVII-1. Valores del umbral de escorrentía (P_0) en mm para la clasificación de usos del suelo del *CORINE Land Cover 2000* (CLC 2000) según la Norma para el Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras (Orden FOM/298/2016) actualizada mediante Resolución de 26 de marzo de 2018.

Código CLC2000	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	A	B	C	D
11100	Tejido urbano continuo			1	1	1	1
11200	Tejido urbano discontinuo			24	14	8	6
11200	Urbanizaciones			24	14	8	6
11210	Estructura urbana abierta			24	14	8	6
11220	Urbanizaciones exentas y/o ajardinadas			24	14	8	6
12100	Zonas industriales y comerciales			6	4	3	3
12100	Granjas agrícolas			24	14	8	6
12110	Zonas industriales			12	7	5	4
12120	Grandes superficies de equipamiento y servicios			6	4	3	3
12200	Redes viarias, ferroviarias y terrenos asociados			1	1	1	1
12210	Autopistas, autovías y terrenos asociados			1	1	1	1
12220	Complejos ferroviarios			12	7	5	4
12300	Zonas portuarias			1	1	1	1
12400	Aeropuertos			24	14	8	6
13100	Zonas de extracción minera			16	9	6	5
13200	Escombreras y vertederos			20	11	8	6
13300	Zonas de construcción			24	14	8	6
14100	Zonas verdes urbanas			53	23	14	10
14200	Instalaciones deportivas y recreativas			79	32	18	13
14210	Campos de golf			79	32	18	13
14220	Resto de instalaciones deportivas y recreativas			53	23	14	10
21100	Tierras de labor en secano (cereales)	R	≥3	29	17	10	8
21100	Tierras de labor en secano (cereales)	N	≥3	32	19	12	10
21100	Tierras de labor en secano (cereales)	R/N	<3	34	21	14	12
21100	Tierras de labor en secano (viveros)		≥3	62	28	15	10
21100	Tierras de labor en secano (viveros)		<3	75	34	19	14
21100	Tierras de labor en secano (hortalizas)	R	≥3	23	13	8	6
21100	Tierras de labor en secano (hortalizas)	N	≥3	25	16	11	8
21100	Tierras de labor en secano (hortalizas)	R/N	<3	29	19	14	11
21100	Tierras abandonadas		≥3	16	10	7	5
21100	Tierras abandonadas		<3	20	14	11	8
21200	Terrenos regados permanentemente	R	≥3	37	20	12	9

Código CLC2000	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	A	B	C	D
21200	Terrenos regados permanentemente	N	≥3	42	23	14	11
21200	Terrenos regados permanentemente	R/N	<3	47	25	16	13
21210	Cultivos herbáceos en regadío	R	≥3	37	20	12	9
21210	Cultivos herbáceos en regadío	N	≥3	42	23	14	11
21210	Cultivos herbáceos en regadío	R/N	<3	47	25	16	13
21220	Otras zonas de irrigación (*)	R	≥3	37	20	12	9
21220	Otras zonas de irrigación (*)	N	≥3	42	23	14	11
21220	Otras zonas de irrigación (*)	R/N	<3	47	25	16	13
21300	Arrozales			47	25	16	13
22100	Viñedos		≥3	62	28	15	10
22100	Viñedos		<3	75	34	19	14
22110	Viñedos en secano		≥3	62	28	15	10
22110	Viñedos en secano		<3	75	34	19	14
22120	Viñedos en regadío		≥3	62	28	15	10
22120	Viñedos en regadío		<3	75	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas		≥3	80	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas		<3	95	42	22	15
22210	Frutales en secano		≥3	62	28	15	10
22210	Frutales en secano		<3	75	34	19	14
22220	Frutales en regadío		≥3	80	34	19	14
22220	Frutales en regadío		<3	95	42	22	15
22221	Cítricos		≥3	80	34	19	14
22221	Cítricos		<3	95	42	22	15
22222	Frutales tropicales		≥3	80	34	19	14
22222	Frutales tropicales		<3	95	42	22	15
22223	Otros frutales en regadío		≥3	80	34	19	14
22223	Otros frutales en regadío		<3	95	42	22	15
22300	Olivares		≥3	62	28	15	10
22300	Olivares		<3	75	34	19	14
22310	Olivares en secano		≥3	62	28	15	10
22310	Olivares en secano		<3	75	34	19	14
22320	Olivares en regadío		≥3	62	28	15	10
22320	Olivares en regadío		<3	75	34	19	14
23100	Prados y praderas		≥3	70	33	18	13
23100	Prados y praderas		<3	120	55	22	14
23100	Pastos en tierras abandonadas		≥3	24	14	8	6



Código CLC2000	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	A	B	C	D
23100	Pastos en tierras abandonadas		<3	58	25	12	7
23100	Prados arbolados		≥3	70	33	18	13
23100	Prados arbolados		<3	120	55	22	14
24110	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en secano		≥3	39	20	12	8
24110	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en secano		<3	66	29	15	10
24120	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en regadío		≥3	75	33	18	14
24120	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en regadío		<3	106	48	22	15
24211	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano	R	≥3	26	15	9	6
24211	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano	N	≥3	28	17	11	8
24211	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano	R/N	<3	30	19	13	10
24212	Mosaico de cultivos permanentes en secano		≥3	62	28	15	10
24212	Mosaico de cultivos permanentes en secano		<3	75	34	19	14
24213	Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en secano		≥3	39	20	12	8
24213	Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en secano		<3	66	29	15	10
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	R	≥3	37	20	12	9
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	N	≥3	42	23	14	11
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	R/N	<3	47	25	16	13
24222	Mosaico de cultivos permanentes en regadío		≥3	80	34	19	14
24222	Mosaico de cultivos permanentes en regadío		<3	95	42	22	15
24223	Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en regadío		≥3	75	33	18	14
24223	Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en regadío		<3	106	48	22	15
24230	Mosaico de cultivos mixtos en secano y regadío	R	≥3	31	17	10	8
24230	Mosaico de cultivos mixtos en secano y regadío	N	≥3	34	20	13	10
24230	Mosaico de cultivos mixtos en secano y regadío	R/N	<3	37	22	14	11
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en secano con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	R	≥3	26	15	9	6

Código CLC2000	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	A	B	C	D
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en secano con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	N	≥3	28	17	11	8
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en secano con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	R/N	<3	30	19	13	10
24320	Mosaico de cultivos agrícolas en regadío con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	R	≥3	37	20	12	9
24320	Mosaico de cultivos agrícolas en regadío con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	N	≥3	42	23	14	11
24320	Mosaico de cultivos agrícolas en regadío con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	R/N	<3	47	25	16	13
24330	Mosaico de prados o praderas con espacios significativos de vegetación natural y seminatural		≥3	70	33	18	13
24330	Mosaico de prados o praderas con espacios significativos de vegetación natural y seminatural		<3	120	55	22	14
24400	Sistemas agroforestales		≥3	53	23	14	9
24400	Sistemas agroforestales		<3	80	35	17	10
24410	Pastizales, prados o praderas con arbolado adherado		≥3	53	23	14	9
24410	Pastizales, prados o praderas con arbolado adherado		<3	80	35	17	10
24420	Cultivos agrícolas con arbolado adherado		≥3	53	23	14	9
24420	Cultivos agrícolas con arbolado adherado		<3	80	35	17	10
31100	Frondosas			90	47	31	23
31110	Perennifolias			90	47	31	23
31120	Caducifolias y marcescentes			90	47	31	23
31130	Otras frondosas de plantación		≥3	79	34	19	14
31130	Otras frondosas de plantación		<3	94	42	22	15
31140	Mezclas de frondosas			90	47	31	23
31150	Bosques de ribera			76	34	22	16
31160	Laurisilva macaronésica			90	47	31	23
31200	Bosques de coníferas			90	47	31	23
31210	Bosques de coníferas de hojas aciculares			90	47	31	23
31220	Bosques de coníferas de hojas tipo cupresáceo			90	47	31	23
31300	Bosque mixto			90	47	31	23
32100	Pastizales naturales		≥3	53	23	14	9



Código CLC2000	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	A	B	C	D
32100	Pastizales naturales		<3	80	35	17	10
32100	Prados alpinos		≥3	70	33	18	13
32100	Prados alpinos		<3	120	55	22	14
32100	Formaciones herbáceas de llanuras aluviales inundadas y llanuras costeras, tierras bajas		≥3	70	33	18	13
32100	Formaciones herbáceas de llanuras aluviales inundadas y llanuras costeras, tierras bajas		<3	120	55	22	14
32110	Pastizales supraforestales		≥3	70	33	18	13
32110	Pastizales supraforestales		<3	120	55	22	14
32111	Pastizales supraforestales templado-oceánicos, pirenaicos y orocantábricos		≥3	70	33	18	13
32111	Pastizales supraforestales templado-oceánicos, pirenaicos y orocantábricos		<3	120	55	22	14
32112	Pastizales supraforestales mediterráneos		≥3	24	14	8	6
32112	Pastizales supraforestales mediterráneos		<3	57	25	12	7
32121	Otros pastizales templado-oceánicos		≥3	53	23	14	9
32121	Otros pastizales templado-oceánicos		<3	79	35	17	10
32122	Otros pastizales mediterráneos		≥3	24	14	8	6
32122	Otros pastizales mediterráneos		<3	57	25	12	7
32200	Landas y matorrales mesófilas			76	34	22	16
32210	Landas y matorrales en climas húmedos. Vegetación mesófila			76	34	22	16
32220	Fayal-brezal macaronésico			60	24	14	10
32300	Vegetación esclerófila			60	24	14	10
32311	Grandes formaciones de matorral denso o medianamente denso			75	34	22	16
32312	Matorrales subarbusivos o arbustivos muy poco densos			60	24	14	10
32320	Matorrales xerófilos macaronésicos			40	17	8	5
32400	Matorral boscoso de transición			75	34	22	16
32400	Claros de bosques			40	17	8	5
32400	Zonas empantanadas fijas o en transición			60	24	14	10
32410	Matorral boscoso de frondosas			75	34	22	16
32420	Matorral boscoso de coníferas			75	34	22	16
32430	Matorral boscoso de bosque mixto			75	34	22	16
33110	Playas y dunas			152	152	152	152
33120	Ramblas con poca o sin vegetación			15	8	6	4
33200	Roquedo			2	2	2	2
33210	Rocas desnudas con fuerte pendiente			2	2	2	2

Código CLC2000	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	A	B	C	D
33220	Afloramientos rocosos y canchales		≥3	2	2	2	2
33220	Afloramientos rocosos y canchales		<3	4	4	4	4
33230	Coladas lávicas cuaternarias		≥3	3	3	3	3
22230	Coladas lávicas cuaternarias		<3	5	5	5	5
33300	Espacios con vegetación escasa		≥3	24	14	8	6
33300	Espacios con vegetación escasa		<3	58	25	12	7
33310	Xeroestepa subdesértica		≥3	24	14	8	6
33310	Xeroestepa subdesértica		<3	58	25	12	7
33320	Cárcavas y/o zonas en proceso de erosión			15	8	6	4
33330	Espacios orófilos altitudinales con vegetación escasa		≥3	24	14	8	6
33330	Espacios orófilos altitudinales con vegetación escasa		<3	58	25	12	7
33400	Zonas quemadas			15	8	6	4
33500	Glaciares y nieves permanentes			0	0	0	0
41100	Humedales y zonas pantanosas			2	2	2	2
41200	Turberas y prados turbosos			248	99	25	16
42100	Marismas			2	2	2	2
42200	Salinas			5	5	5	5
42300	Zonas llanas intermareales			0	0	0	0
51100	Cursos de agua			0	0	0	0
51110	Ríos y cauces naturales			0	0	0	0
51120	Canales artificiales			0	0	0	0
51210	Lagos y lagunas			0	0	0	0
51220	Embalses			0	0	0	0
52100	Lagunas costeras			0	0	0	0
52200	Estuarios			0	0	0	0
52300	Mares y océanos			0	0	0	0

Nota:

N: Denota cultivo según las curvas de nivel.

R: Denota cultivo según la línea de máxima pendiente.

(*) En caso de que el terreno asociado al código 21220 «Otras zonas de irrigación» contenga un porcentaje significativo de su superficie cubierta de plástico, vidrio y otros materiales, debido a la presencia de invernaderos, el valor del umbral de escorrentía se debe obtener como media ponderada en función de la superficie, asignando un valor $P_0 = 0$ mm al área cubierta de plásticos u otros materiales y el valor indicado en la tabla al resto de la superficie.



ANEXO VIII. VALORES DE FACTOR DE FUSIÓN Y TEMPERATURA BASE PARA LAS CUENCAS NIVALES DEL PROGRAMA ERHIN

BORRADOR



Tabla AVIII-1. Valores de factor de fusión (M_f) y temperatura base (T_b), para las cuencas nivales del programa ERHIN, procedentes del modelo SIMPA del CEDEX, utilizados en la evaluación de recursos hídricos en régimen natural a escala nacional (CEDEX, 2022).

Demarcación Hidrográfica	Nombre de cuenca nival programa ERHIN	Código programa ERHIN	M_f (mm/mes·°C)	T_b (°C)
Demarcación Hidrográfica del Miño-Sil	Lor	B.1.1.1	120	1,5
	Selmo	B.1.1.2	180	2
	Burbia	B.1.1.3.a	60	2
	Cúa	B.1.1.3.b	300	1,5
	Sil	B.1.1.3.c	60	0
	Boeza	B.1.1.4	60	1,5
	Cabrera	B.1.1.5	120	1,5
	Casoyo	B.1.1.6	90	1
	Návea	B.1.1.7.a	300	1,5
	Bibey	B.1.1.7.d	180	1
	Jares	B.1.1.7.e	180	1
Demarcación Hidrográfica del Cantábrico	Navia	B.1.2	60	0
	Narcea	B.1.3.1	60	0
	Pigüeña	B.1.3.2	60	0
	Trubia	B.1.3.3	120	2
	Caudal	B.1.3.4	180	2
	Aller	B.1.3.5	120	2
	Nalón	B.1.3.6	120	2
	Sella	B.1.4	180	1,5
	Cares	B.1.5.1	60	1,5
	Deva	B.1.5.2	120	1
	Nansa	B.1.6	300	1,5
	Saja	B.1.7.1	180	2
	Besaya	B.1.7.2	120	1,5
	Pas	B.1.8	120	2
Miera	B.1.9	120	2	
Asón	B.1.10	120	2	
Demarcación Hidrográfica del Duero	Tera	B.II.1.1.a	120	1
	Negro	B.II.1.1.b	120	1
	Eria	B.II.1.2.a	300	1,5
	Duerna	B.II.1.2.b	300	1,5
	Omañas	B.II.1.3.a	300	1,5
	Bernesga	B.II.1.4.a	180	1
	Torío	B.II.1.4.b	120	1
	Curueño	B.II.1.4.c	60	1
	Luna en Barrios de Luna	B.II.1/III	180	2
	Porma en Embalse de Porma	B.II.1/V	90	1

Demarcación Hidrográfica	Nombre de cuenca nival programa ERHIN	Código programa ERHIN	M_f (mm/mes·°C)	T_b (°C)
	Esla en Riaño	B.II.1/VI	120	1,5
	Pisuerga en Aguilar de Campoo	B.II.2/III	180	2
	Rubagón-Camesa	B.II.2/IV	180	1
	Carrión en Puente Celadilla	B.II.2.1/V	300	1
	Tormes en Santa Teresa	D.I.1/I	180	2
Demarcación Hidrográfica del Tajo	Alto Tajo en Entrepeñas	D.II.1.1/I	300	1,5
	Guadiela en Buendía	D.II.1.2/I	180	2
	Bornova en Alcorlo	D.II.2.1.A/I	300	0
	Sorbe en Beleña	D.II.2.1.B/I	60	0
	Jarama en el Vado	D.II.2.2.A/I	300	0
	Lozoya en El Atazar	D.II.2.2.B/I	300	0
	Manzanares en Santillana	D.II.2.3/I	300	0
	Guadarrama en Picotejo	D.II.3/I	300	0
	Alberche en El Burguillo	D.II.4/I	120	1
	Tiétar en Rosarito	D.II.5/I	180	1
	Alagón en Gabriel y Galán	D.II.6.1/I	300	0
	Jerte en Plasencia	D.II.6.2/I	90	1
Demarcación Hidrográfica del Guadalquivir	Dilar en Dilar	C.I.1.1/I	150	1
	Monachil en Diechar	C.I.1.2/I	150	1
	Genil en embalse de Canales	C.I.1.3/I	60	0
	Alhama en Lugros	C.I.2.1	60	1
	Guadix	C.I.2.2	60	1,5
Demarcación Hidrográfica del Ebro	Iratí en Itoiz	A.I.1/I	300	1,5
	Salazar en Aspuz	A.I.1/II	300	1,5
	Aragón en embalse de Yesa	A.I.1/III	60	1
	Gállego en embalse de Búbal	A.I.2/I	90	1
	Gállego en Sabiñánigo	A.I.2/II	150	1,5
	Ara en Boltaña	A.I.3/I	90	1,5
	Cinca en Escalona	A.I.3/II	300	1,5
	Ésera en Campo	A.I.3/III	90	1,5
	Ésera en Barasona	A.I.3/IV	300	1,5
	Noguera Ribagorzana en Pont de Suert	A.I.4/I	120	1,5
	Pallaresa en Talarn	A.I.4/II	180	1,5
	Valira en Seo D' Urgel	A.I.4/III	120	1,5
	Segre en Seo D' Urgel	A.I.4/IV	90	1,5
	Garona en Bossòst	A.I.5/I	90	2
	Garona frontera	A.I.5/III	60	2
	Embalse del Ebro	B.III.1/I	300	1,5
	Nela	B.III.2	120	1
	Guadalfeo en embalse de Rules	C.II.1	300	0



Demarcación Hidrográfica	Nombre de cuenca nival programa ERHIN	Código programa ERHIN	M_f (mm/mes·°C)	T_b (°C)
Cuencas Mediterráneas Andaluzas	Adra en embalse de Beninar	C.II.2	150	0

BORRADOR