

Desarrollo de una herramienta completa de análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas

Armando Serrano Lombillo
Universidad Politécnica de Valencia
arserlom@doctor.upv.es

Director: Dr. Ignacio Escuder Bueno
Codirector: Dr. Manuel G. de Membrillera Ortuño



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

29 de marzo de 2011

Agradecimientos

Este trabajo ha sido posible gracias al apoyo de muchas personas, a las que debo mi gratitud.

En primer lugar, mis directores de tesis: Ignacio Escuder y Manuel Gómez de Membrillera. Por supuesto, mi agradecimiento a toda la gente de la Confederación Hidrográfica del Duero y de Ofiteco, por haber tenido la valentía de ser pioneros. También debo agradecer la colaboración de mis compañeros de trabajo más directos, que han influido en gran medida en los contenidos de esta tesis: Luis Altarejos, Adrián Morales, Javier Fluixá y Jessica Castillo. A mi mujer, Rosa, que no sólo me ha apoyado de forma abstracta sino que también ha colaborado revisando algunos capítulos. A mi familia, en especial a mis padres, por asegurarse de que llegara hasta aquí y por preguntarme tantas veces *“de qué va mi tesis”*. Y por último al resto de compañeros de trabajo (y de almuerzos) y a todos mis amigos.

Resumen

Español

En los últimos años, se ha producido en el panorama internacional un acercamiento del campo de la seguridad de presas hacia las metodologías basadas en riesgo, en las que se combina la probabilidad de ocurrencia de eventos indeseados y sus consecuencias asociadas. Este acercamiento se comprueba por ejemplo en la publicación de un boletín de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) dedicado exclusivamente al tema y en que una de las sesiones del último Congreso Internacional de Grandes presas estuviese dedicada a ello. En cuanto a las realizaciones de análisis concretos, estas han variado desde las más simplificadas y cualitativas hasta aplicaciones cuantitativas completas.

Ante esta situación, el principal objetivo del presente trabajo es desarrollar una herramienta completa que permita realizar análisis de riesgos sobre cualquier presa o sistema de presas. En base a ello, el trabajo está dividido en cinco partes, que se resumen a continuación.

La primera parte presenta los fundamentos teóricos del Análisis de Riesgo y trata de manera sistemática cada una de las variables que forman parte de un modelo de riesgo y las relaciones existentes entre ellas. A cada una de ellas se dedica un capítulo en el que se revisa el estado del arte en cuanto a su modelación, aportando también los conocimientos y visiones que se han ganado a lo largo del desarrollo de este trabajo. Esta parte del trabajo tiene asimismo una vocación de guía para la realización de Análisis de Riesgo. Por ello, se propone también un procedimiento general para llevar a cabo Análisis de Riesgo y se incluye un capítulo en el que se repasan los principales criterios de tolerabilidad de riesgo existentes a nivel internacional.

En la segunda parte se desarrolla una conceptualización de los modelos de riesgo suficientemente general como para poder representar cualquier tipo de modelo de riesgo que se pueda emplear en seguridad de presas, pero también suficientemente intuitiva y compacta como para ser eficaz en su aplicación a casos reales. Esta conceptualización se basa en los diagramas de influencia y permite especificar un modelo de riesgo de tal manera que pueda ser calculado automáticamente por un programa informático. Se explican los algoritmos de cálculo que se han empleado y se propone una nueva metodología de cálculo que es especialmente ventajosa para el cálculo de sistemas de presas. Por último se incluye un capítulo en el que se verifican los algoritmos desarrollados

contrastando los resultados que ofrecen con otros resultados publicados. Las metodologías desarrolladas en esta parte del trabajo se han implementado en un programa informático, que se ha empleado para realizar los cálculos presentados en este documento.

En la tercera parte se aplica todo lo expuesto anteriormente para realizar análisis de riesgos a 5 presas pertenecientes a 2 sistemas. El sistema Carrión consta de dos presas en serie: Camporredondo y Compuerto. El sistema Pisuerga consta de tres presas en Y: Requejada, Cervera y Aguilar de Campoo. Esta parte incluye también una propuesta de indicadores novedosos de eficiencia y equidad combinadas para la priorización de alternativas en conjuntos de presas.

La cuarta parte se ha dedicado a recopilar las conclusiones e identificar las futuras líneas de investigación y en la quinta parte se recogen los apéndices.

English

In the past few years, the field of dam safety has approached risk informed methodologies throughout the world, combining the probability of undesired events with their consequences. Reflecting this, the International Commission on Large Dams (ICOLD) has issued a bulletin exclusively dedicated to the topic and has also devoted one of the sessions of the last International Congress on Large Dams to it as well. In terms of performing specific analyses, these have ranged from the most simplified and qualitative to complete quantitative applications.

With all this in mind, the main objective of this work is to develop a complete tool for risk analysis applicable to any dam or system of dams. For this purpose the work has been divided into 5 parts, which are summarized below.

The first part presents the theory behind Risk Analysis and treats each one of the variables which are part of a risk model and their relationships in a systematic manner. A whole chapter is devoted to each variable, reviewing the state of the art of its modeling and providing the knowledge and perspectives that have been gained through the development of this work. This part of the work also has the intention of serving as a guideline for Risk Analysis. Consequently, a general procedure for conducting Risk Analyses is proposed and the existing guidelines for risk tolerability are discussed.

In the second part, a conceptualization of risk models is developed which is general enough to be able to capture any risk model which could be used in dam safety but also sufficiently intuitive and compact for it to be effective in its application to real world cases. This conceptualization is based on influence diagrams and risk models specified with it can be automatically calculated by a software routine. The algorithms which are used are explained and a new methodology for the calculation of systems of dams is proposed. Finally, there is chapter for the verification of the developed algorithms, contrasting the results they offer with previously published results. The methodologies developed in this part have been implemented in a software code, which has been used for the calculations of this work.

In the third part, all of the above is applied to perform a risk analysis to 5 dams pertaining 2 different systems. The Carrión system has two dams in series: Camporredondo and Compuerto. The Pisuerga system has three dams in Y: Requejada, Cervera and Aguilar de Campoo. This part also includes a proposal of new indexes combining efficiency and equity concepts, useful for the prioritization of risk reduction measures in systems of dams.

The fourth part details the conclusions and possible future research directions and the fifth part includes the appendixes.

Valencià

En els darrers anys s'ha produït en el panorama internacional un acostament del camp de la seguretat de preses cap a les metodologies basades en risc, en les quals es combina la probabilitat d'ocurrència d'events indesitjables i les seues conseqüències associades. Aquest acostament es comprova per exemple en la publicació d'un butlletí de la Comissió Internacional de Grans Preses (ICOLD) dedicat exclusivament al tema i en que en una de les sessions de de l'últim Congrés Internacional de Grans Preses hi estiguera dedicat.

Davant d'aquesta situació, el principal objectiu del present treball és desenvolupar una eina completa que permeta realitzar anàlisis de riscos sobre qualsevol presa o sistema de preses, En base a això, el treball està dividit en cinc parts, que es resumeixen a continuació.

La primera part presenta els fonaments teòrics de l'Anàlisi de Risc i tracta de manera sistemàtica cadascuna de les variables que formen part d'un model de risc i les relacions existents entre elles. A cadascuna d'elles es dedica un capítol en el que es revisa l'estat de l'art quant a la seua modelació, aportant també els coneixements i visions que s'han guanyat al llarg del desenvolupament d'aquest treball. Aquesta part del treball té així mateix una vocació de guia per a la realització d'Anàlisi de Risc. Es per això que es proposa també un procediment general per a dur a terme Anàlisi de Risc i s'inclou un capítol en el que es repassen els principals criteris de tolerabilitat de risc existents a nivell internacional.

En la segona part es desenvolupa una conceptualització del models de risc suficientment general com per poder representar qualsevol tipus de model de risc que es puga emprar en seguretat de preses, però també suficientment intuïtiva i compacta com per ser eficaç en la seua aplicació a casos reals. Aquesta conceptualització es basa en els diagrames d'influència i permet especificar un model de risc de tal manera que puga ser calculat automàticament per un programa informàtic. S'expliquen els algorismes de càlcul que s'han emprat i es proposa una nova metodologia de càlcul que és especialment avantatjosa per al càlcul de sistemes de preses. Per acabar s'inclou un capítol en el que es verifiquen els algorismes desenvolupats contrastant els resultats que ofereixen amb altres resultats publicats. Les metodologies implementades en aquesta part del treball s'han implementat en un programa informàtic, que s'ha fet servir per realitzar els càlculs presentats en aquest document.

En la tercera part s'aplica tot el que s'ha exposat anteriorment per realitzar anà-

lisi de riscos a cinc preses pertanyents a dos sistemes. El sistema Carrión consta de dues preses en sèrie: Camporredondo i Compuerto. El sistema Pisuerga consta de tres preses en Y: Requejada, Cervera i Aguilar de Campoo. Aquesta part inclou una proposta d'indicadors nous d'eficiència i equitat combinades per a la prioritització d'alternatives en conjunts de preses.

La quarta part s'ha dedicat a recopilar les conclusions i identificar les futures línies d'investigació i, per acabar, en la cinquena part es recullen els apèndixs.

Índice general

0. Introducción y objetivos	1
I Estado del arte: el Análisis de Riesgos en la seguridad de presas	5
1. Esquema general del Análisis de Riesgos	7
1.1. Bases conceptuales	7
1.2. La gestión de la seguridad basada en riesgo	9
1.2.1. Los pasos de un análisis de riesgo	11
1.3. Arquitectura general de un modelo de riesgo	13
1.3.1. Árboles de eventos y diagramas de influencia	13
1.3.2. Escenarios de sollicitación	15
1.3.3. Escenario normal	17
1.3.4. Escenario hidrológico	19
1.3.5. Escenario sísmico	24
1.3.6. Discretización de variables continuas	24
1.3.7. Ajustes relativos a la consideración de varios modos de fallo	27
2. Estudio de sollicitaciones: avenidas y sismos	31
2.1. Las sollicitaciones en el análisis de riesgo	31
2.2. Determinación de los sismos de cálculo	33
2.3. Determinación de los hidrogramas de avenida	36
2.3.1. Cálculo mediante métodos hidrometeorológicos	36
2.3.2. Escalado de hidrogramas previos	36
2.4. Los métodos hidrometeorológicos	38
2.4.1. Clasificación	38
2.4.2. Procedimiento de cálculo	40
2.5. Cálculo de lluvias/caudales máximos	44
2.5.1. Fórmulas empíricas	45
2.5.2. Extrapolación estadística	45
3. Estudio de niveles de embalse	51
3.1. Los niveles previos en el análisis de riesgo	51
3.2. Obtención de la relación entre nivel previo y probabilidad	51
3.3. Datos necesarios	54
3.3.1. Registros históricos	54
3.3.2. Simulaciones del nivel en el embalse	56

4. Estudio de fiabilidad de órganos de desagüe	59
4.1. La fiabilidad de los órganos de desagüe en el análisis de riesgo . . .	59
4.2. El proceso de estimación de la fiabilidad	61
4.3. Árboles de fallo	64
4.3.1. Historia	64
4.3.2. Lógica de los árboles de fallo	64
4.3.3. Simbología	67
4.3.4. Ejemplos	68
4.3.5. Combinación de probabilidades	71
4.4. Incorporación al modelo de riesgo	74
5. Estudio de laminación	77
5.1. La laminación en el análisis de riesgo	77
5.2. Datos de partida	80
5.2.1. Hidrograma de entrada al embalse	80
5.2.2. Nivel previo	80
5.2.3. Curva característica del embalse	81
5.2.4. Curvas de gasto de los órganos de desagüe	81
5.2.5. Consignas de operación de compuertas	82
5.2.6. Operatividad de órganos de desagüe	82
5.3. Cálculo de la laminación	83
5.4. Particularidades de la laminación en el análisis de riesgo	84
5.4.1. Sobrevertido por coronación	84
5.4.2. Existencia de pretilas	84
5.4.3. Tratamiento de relaciones no monótonas	86
5.4.4. Sistemas de presas	87
5.5. Incorporación al modelo de riesgo	87
6. Identificación y caracterización de modos de fallo	89
6.1. Definición de modo de fallo	89
6.2. Los modos de fallo en el análisis de riesgo	90
6.3. Metodologías existentes	90
6.4. Herramienta para la identificación de modos de fallo	94
6.4.1. Introducción	94
6.4.2. Estructura del proceso de identificación de modos de fallo	94
6.4.3. Herramienta para la estructuración de modos de fallo	97
7. Estudio de probabilidades de fallo	103
7.1. La estimación de las probabilidades de fallo en el análisis de riesgo	103
7.2. Tratamiento de la incertidumbre	105
7.3. El rol de los modelos numéricos en la estimación de probabilidades de fallo	106
7.3.1. Generalidades	106
7.3.2. Los modelos numéricos en las técnicas de fiabilidad	108
7.3.3. Los modelos numéricos como apoyo al juicio de experto	110
7.3.4. Estimación a partir de coeficientes de seguridad	110
7.4. Obtención de probabilidades mediante juicio de experto	112
7.4.1. Introducción	112
7.4.2. Identificación de las necesidades de estudio	113
7.4.3. Selección del nivel de estudio y del líder del proceso	114

7.4.4.	Selección de expertos y revisores externos	115
7.4.5.	Preparación de las sesiones	115
7.4.6.	Obtención de las probabilidades	116
7.4.7.	Agregación de resultados	119
7.4.8.	Comentarios para la aplicación a la estimación de la fiabilidad de compuertas	120
7.5.	Las técnicas de fiabilidad	121
7.5.1.	Introducción	121
7.5.2.	Clasificación de los métodos de fiabilidad	121
7.5.3.	Metodología	122
8.	Estudio de hidrogramas de rotura	129
8.1.	La determinación de los hidrogramas de rotura en el análisis de riesgo	129
8.2.	Cálculo de hidrogramas de rotura	131
8.2.1.	Introducción	131
8.2.2.	Modelos de base física	132
8.2.3.	Modelos paramétricos	133
8.2.4.	Extrapolación de hidrogramas de rotura	138
8.3.	Cálculo de los caudales pico mediante relaciones empíricas	140
8.3.1.	Uso de relaciones empíricas	140
8.3.2.	Comparación con los caudales de rotura obtenidos del cálculo de hidrogramas completos de rotura	143
9.	Estudio de consecuencias	147
9.1.	La estimación de consecuencias en el análisis de riesgo	147
9.2.	El proceso de estimación de consecuencias	150
9.2.1.	Metodología general	150
9.2.2.	Aprovechamiento de estudios existentes	151
9.2.3.	Análisis de sensibilidad y análisis de incertidumbre	151
9.3.	Estimación de pérdida de vidas	152
9.3.1.	Metodología de Graham (1999)	154
9.3.2.	Modificaciones a la Metodología de Graham (1999)	161
9.3.3.	Otras metodologías	163
9.4.	Estimación de consecuencias económicas	166
9.4.1.	Estimación de daños directos	166
9.4.2.	Estimación del coste de reconstrucción de la presa	172
9.4.3.	Estimación de daños indirectos generales	174
9.4.4.	Estimación de daños debido a la inexistencia de la presa	175
9.5.	Estimación de otros daños	178
9.5.1.	Estimación de daños medioambientales	178
9.5.2.	Estimación de daños al patrimonio histórico-cultural	179
9.5.3.	Estimación de daños sociales	180
9.6.	Obtención de curvas de consecuencias	181
10.	Evaluación del riesgo	185
10.1.	Exposición de conceptos	185
10.2.	Formas de representar el riesgo	188
10.3.	Criterios de tolerabilidad internacionales	190
10.3.1.	Criterios de tolerabilidad del USBR	191

10.3.2. Criterios de tolerabilidad del ANCOLD	191
10.3.3. Criterios de tolerabilidad del USACE	194
10.4. Indicadores de eficiencia	194
10.5. Análisis de riesgo a conjuntos de presas	198

II Desarrollo de una herramienta completa de análisis de riesgo 201

11. Introducción 203	203
11.1. Objetivos	203
11.2. Cálculo de riesgos incrementales	205
12. Diagramas de influencia y árboles de eventos 207	207
12.1. Planteamiento	207
12.2. Árboles de eventos	208
12.3. Diagramas de influencia	211
12.4. Del diagrama de influencia al árbol de eventos	212
12.4.1. Mecánica general	212
12.4.2. Bifurcaciones en el diagrama de influencia	216
12.4.3. Bucles en el diagrama de influencia	218
13. Implementación 221	221
13.1. Mecánica general	221
13.2. Nodos tipo DC	226
13.3. Nodos tipo FP	227
13.4. Nodos tipo FV	228
13.5. Nodos tipo PE	228
13.6. Nodos tipo MF	230
13.6.1. Ajuste de causa común	230
13.6.2. Congelación	231
14. Verificación 233	233
14.1. Planteamiento	233
14.2. Modelos de riesgo	233
14.3. Resultados	236
14.4. Conclusiones	237
15. Riesgos incrementales y sistemas de presas 241	241
15.1. Metodologías actuales	241
15.2. Problemática a resolver	242
15.3. Metodología propuesta	243
15.4. Justificación	244
15.4.1. Caso de una presa con un modo de fallo	244
15.4.2. Caso de una presa con múltiples modos de fallo	245
15.4.3. Caso general: sistemas de presas	249
15.4.4. Resumen	253
15.5. Implementación	254
15.5.1. Riesgo incremental asociado a una presa	255
15.5.2. Riesgo incremental asociado a un modo de fallo	256

15.5.3. Estrategia de cálculo 256

III Casos de aplicación 259

16. Sistema Carrión 261

16.1. Introducción y alcance de los trabajos 261
 16.2. Descripción del sistema 261
 16.3. Identificación de los modos de fallo 264
 16.4. Arquitectura del modelo de riesgo 266
 16.4.1. Modelo de riesgo de la presa de Camporredondo 267
 16.4.2. Modelo de riesgo de la presa de Compuerto 267
 16.4.3. Modelo de riesgo del sistema Carrión 269
 16.5. Cálculo de riesgo para la situación actual 270
 16.6. Evaluación de riesgo 271
 16.7. Medidas de reducción y control de riesgo 276
 16.7.1. Medidas a evaluar 276
 16.7.2. Indicadores de efectividad y eficiencia 277
 16.7.3. Reevaluación del riesgo 278
 16.7.4. Secuencias de reducción de riesgo 281
 16.7.5. Evaluación mediante el modelo del sistema completo . . . 283
 16.8. Conclusiones 288

17. Sistema Pisuerga 291

17.1. Introducción y alcance del estudio 291
 17.2. Identificación de los modos de fallo 293
 17.3. Arquitectura del modelo de riesgo 295
 17.3.1. Modelo de riesgo de la presa de Cervera 296
 17.3.2. Modelo de riesgo de la presa de Requejada 297
 17.3.3. Modelo de riesgo de la presa de Aguilar 297
 17.3.4. Modelo de riesgo del sistema Pisuerga 298
 17.4. Cálculo de riesgo para la situación actual 300
 17.5. Evaluación de riesgo 302
 17.6. Medidas de reducción y control de riesgo 307
 17.6.1. Medidas a evaluar 307
 17.6.2. Indicadores de efectividad y eficiencia 309
 17.6.3. Reevaluación del riesgo 311
 17.6.4. Interpretación 313
 17.6.5. Secuencias de reducción de riesgo 315
 17.6.6. Evaluación mediante el modelo del sistema completo . . . 329
 17.7. Conclusiones 333

18. Evaluación conjunta de medidas de reducción de riesgo 337

18.1. Planteamiento 337
 18.2. Propuesta de estrategias de priorización 338
 18.2.1. Modificaciones para sistemas de presas 339
 18.3. Aplicación a las 5 presas estudiadas 340
 18.3.1. Aplicación con los resultados de los modelos individuales 340
 18.3.2. Aplicación con los resultados de los modelos de sistemas . 343

IV Conclusiones y futuras líneas de investigación	347
19. Conclusiones	349
20. Futuras líneas de investigación	355
Bibliografía	370
V Apéndices	371
A. Artículo publicado en revista indexada	373
B. Discretización de las avenidas	391
B.1. Introducción	391
B.2. Alternativas para la modelización en el diagrama de influencia . .	391
B.3. Caso de estudio	396
C. Informe completo del sistema Carrión	407
C.1. Introducción y alcance de los trabajos	407
C.2. Revisión de la información	410
C.3. Inspecciones de campo	410
C.3.1. Presa de Camporredondo	411
C.3.2. Presa de Compuerto	413
C.4. Situación actual de la presa	416
C.4.1. Presa de Camporredondo	416
C.4.2. Presa de Compuerto	418
C.5. Identificación de los modos de fallo	420
C.6. Arquitectura del modelo de riesgo	423
C.6.1. Modelo de riesgo de la presa de Camporredondo	426
C.6.2. Modelo de riesgo de la presa de Compuerto	426
C.6.3. Modelo de riesgo del sistema Carrión	427
C.7. Solicitaciones, respuesta del sistema y consecuencias	430
C.8. Cálculo de riesgo para la situación actual	430
C.9. Evaluación de riesgo	432
C.10. Medidas de reducción y control de riesgo	437
C.10.1. Medidas a evaluar	437
C.10.2. Indicadores de efectividad y eficiencia	438
C.10.3. Reevaluación del riesgo	439
C.10.4. Secuencias de reducción de riesgo	442
C.10.5. Evaluación mediante el modelo del sistema completo . . .	444
C.11. Conclusiones	449
D. Estudio hidrológico del sistema Carrión	451
D.1. El estudio hidrológico en el Análisis de Riesgo	451
D.2. Las avenidas del sistema Carrión	451
D.3. Datos introducidos en el modelo	454
E. Estudio de niveles de embalse del sistema Carrión	455
E.1. El estudio de niveles de embalse en el Análisis de Riesgo	455
E.2. Estudio de la presa de Camporredondo	457

E.3. Estudio de la presa de Compuerto	458
E.4. Datos introducidos en el modelo	458
F. Estudio de fiabilidad de órganos de desagüe del sistema Carrión	463
F.1. La fiabilidad de los órganos de desagüe en el análisis de riesgo . .	463
F.2. Estimación de la fiabilidad	465
F.3. Resultados	466
G. Estudio de laminación del sistema Carrión	473
G.1. La laminación en el Análisis de Riesgo	473
G.2. Resultados a obtener	475
G.3. Combinaciones a estudiar	475
G.4. Laminación del sistema	476
G.5. Datos necesarios	476
G.5.1. Curvas características	476
G.5.2. Curvas de gasto	477
G.5.3. Reglas de gestión de avenidas	478
G.6. Resumen de resultados	480
G.7. Resultados a introducir en el modelo	480
H. Identificación y caracterización de modos de fallo del sistema Carrión	485
H.1. Definición de modo de fallo	485
H.2. Los modos de fallo en el análisis de riesgo	486
H.3. Clasificación de los modos de fallo	486
H.4. Modos de fallo de la presa de Camporredondo	488
H.4.1. Modo de fallo RCO	488
H.4.2. Modo de fallo EYD	491
H.4.3. Modo de fallo DVC	496
H.4.4. Modo de fallo IFE	497
H.4.5. Modo de fallo RAD	500
H.4.6. Modo de fallo TAI	501
H.4.7. Modo de fallo EEC	502
H.4.8. Modo de fallo CPA	503
H.5. Modos de fallo de la presa de Compuerto	504
H.5.1. Modo de fallo 1-2	506
H.5.2. Modo de fallo 3	508
H.5.3. Modo de fallo 4	509
H.5.4. Modo de fallo 5	511
H.5.5. Modo de fallo 6	513
H.5.6. Modo de fallo 8	516
H.5.7. Modo de fallo 9	517
H.5.8. Modo de fallo 10	519
H.5.9. Modo de fallo 15	520
I. Estudio de probabilidades de fallo del sistema Carrión	523
I.1. El estudio de probabilidades de fallo en el análisis de riesgos . . .	523
I.2. Objetivo	525
I.3. Presa de Camporredondo, modo de fallo 1	525
I.4. Presa de Compuerto, modo de fallo 1	528

I.5.	Presa de Compuerto, modo de fallo 2	533
I.6.	Resumen de resultados introducidos en el modelo	536
I.6.1.	Camporredondo	536
I.6.2.	Compuerto, modo de fallo 1	537
I.6.3.	Compuerto, modo de fallo 2	538
J.	Estudio de hidrogramas de rotura del sistema Carrión	539
J.1.	La determinación de los hidrogramas de rotura en el análisis de riesgo	539
J.2.	Relaciones entre niveles máximos y caudales pico de rotura	541
J.3.	Hidrogramas de rotura	541
J.4.	Datos introducidos en el modelo	543
K.	Estudio de consecuencias del sistema Carrión	545
K.1.	Introducción	545
K.2.	Presa de Camporredondo	545
K.3.	Presa de Compuerto	550
L.	Informe completo del sistema Pisuerga	553
L.1.	Introducción y alcance del estudio	553
L.2.	Revisión de la información	557
L.3.	Inspecciones de campo	558
L.3.1.	Presa de Cervera	558
L.3.2.	Presa de Requejada	560
L.3.3.	Presa de Aguilar de Campoo	562
L.4.	Situación actual de la presa	565
L.4.1.	Presa de Cervera	565
L.4.2.	Presa de Requejada	568
L.4.3.	Presa de Aguilar	572
L.5.	Identificación de los modos de fallo	577
L.6.	Arquitectura del modelo de riesgo	583
L.6.1.	Modelo de riesgo de la presa de Cervera	584
L.6.2.	Modelo de riesgo de la presa de Requejada	584
L.6.3.	Modelo de riesgo de la presa de Aguilar	585
L.6.4.	Modelo de riesgo del sistema Pisuerga	586
L.7.	Solicitaciones, respuesta del sistema y consecuencias	587
L.8.	Cálculo de riesgo para la situación actual	588
L.9.	Evaluación de riesgo	590
L.10.	Medidas de reducción y control de riesgo	596
L.10.1.	Medidas a evaluar	596
L.10.2.	Indicadores de efectividad y eficiencia	598
L.10.3.	Reevaluación del riesgo	600
L.10.4.	Interpretación	602
L.10.5.	Secuencias de reducción de riesgo	604
L.10.6.	Evaluación mediante el modelo del sistema completo	618
L.11.	Conclusiones	622
M.	Estudio hidrológico del sistema Pisuerga	627
M.1.	El estudio hidrológico en el Análisis de Riesgo	627
M.2.	Hidrología del sistema Pisuerga	627

M.2.1. Descripción del modelo conceptual de cuenca	629
M.2.2. Descripción del modelo meteorológico y obtención de los hietogramas de diseño.	630
M.2.3. Hidrología de entrada a Cervera	631
M.2.4. Hidrología de entrada a Requejada	635
M.2.5. Hidrología de entrada a Aguilar (intercuenca)	639
M.2.6. Hidrología de entrada a Aguilar para el modelo individual de riesgo	643
N. Estudio de niveles de embalse del sistema Pisuerga	647
N.1. El estudio de niveles de embalse en el Análisis de Riesgo	647
N.2. Estudio de los niveles del embalse de Cervera	649
N.3. Estudio de los niveles del embalse de Requejada	650
N.4. Estudio de los niveles del embalse de Aguilar	650
N.5. Datos introducidos en el modelo	652
N.5.1. Problemática	653
N.5.2. Discretizaciones adoptadas	654
Ñ. Estudio de fiabilidad de órganos de desagüe del sistema Pisuerga	661
Ñ.1. La fiabilidad de los órganos de desagüe en el análisis de riesgo . .	661
Ñ.2. Estimación de la fiabilidad	663
Ñ.3. Fiabilidad de los órganos de desagüe de la presa de Cervera . . .	664
Ñ.3.1. Descripción	664
Ñ.3.2. Estimación de la fiabilidad	665
Ñ.4. Fiabilidad de los órganos de desagüe de la presa de Requejada . .	669
Ñ.4.1. Descripción	669
Ñ.4.2. Estimación de la fiabilidad	673
Ñ.5. Fiabilidad de los órganos de desagüe de la presa de Aguilar de Campoo	673
Ñ.5.1. Descripción	673
Ñ.5.2. Estimación de la fiabilidad	679
O. Estudio de laminación del sistema Pisuerga	681
O.1. La laminación en el Análisis de Riesgo	681
O.2. Estudio del sistema Pisuerga	683
O.3. Resultados a obtener	683
O.4. Combinaciones a estudiar	684
O.5. Sistema de presas individuales	685
O.5.1. Datos necesarios	685
O.5.2. Cálculo de la laminación	696
O.5.3. Resumen de resultados	697
O.5.4. Introducción en el modelo	705
O.6. Sistema de presas interdependientes	705
O.6.1. Datos necesarios	705
O.6.2. Cálculo de la laminación	707
O.6.3. Introducción en el modelo	707
P. Identificación y caracterización de modos de fallo del sistema Pi- suerga	709
P.1. Definición de modo de fallo	709

P.2.	Los modos de fallo en el análisis de riesgo	710
P.3.	Identificación de modos de fallo	710
P.3.1.	Presa de Cervera	712
P.3.2.	Presa de Requejada	714
P.3.3.	Presa de Aguilar	715
P.4.	Clasificación de los modos de fallo	716
P.4.1.	Presa de Cervera	717
P.4.2.	Presa de Requejada	718
P.4.3.	Presa de Aguilar	718
P.5.	Modos de fallo seleccionados para la inclusión en el modelo de riesgo	720
Q.	Estudio de probabilidades de fallo del sistema Pisuerga	721
Q.1.	El estudio de probabilidades de fallo en el análisis de riesgos . . .	721
Q.2.	Modos de fallo por sobrevvertido	723
Q.3.	Modo de fallo por erosión interna	724
Q.4.	Modo de fallo por deslizamiento	727
Q.4.1.	Planteamiento	727
Q.4.2.	Ángulo de fricción en el contacto presa-terreno	729
Q.4.3.	Cohesión en el plano de contacto entre presa y terreno . .	729
R.	Estudio de hidrogramas de rotura del sistema Pisuerga	735
R.1.	La determinación de los hidrogramas de rotura en el análisis de riesgo	735
R.2.	Estudio de los hidrogramas de rotura en la presa de Cervera . . .	737
R.2.1.	Relación entre nivel máximo y el caudal pico de rotura . .	737
R.2.2.	Hidrogramas de rotura en el embalse de Cervera	737
R.3.	Estudio de los hidrogramas de rotura en la presa de Requejada .	738
R.3.1.	Relación entre nivel máximo y el caudal pico de rotura . .	738
R.3.2.	Hidrogramas de rotura en el embalse de Requejada	738
R.4.	Estudio de los hidrogramas de rotura en la presa de Aguilar . . .	740
R.4.1.	Relación entre nivel máximo y el caudal pico de rotura . .	740
R.4.2.	Hidrogramas de rotura en el embalse de Aguilar	740
R.5.	Datos introducidos en el modelo	743
S.	Estudio de consecuencias del sistema Pisuerga	745
S.1.	Introducción	745
S.2.	Estudio de consecuencias en el tramo entre el embalse de Cervera y el embalse de Aguilar	747
S.2.1.	Modelación hidráulica de la inundación	747
S.2.2.	Pérdida de vidas	748
S.2.3.	Consecuencias económicas	751
S.3.	Estudio de consecuencias en el tramo entre el embalse de Requejada y el embalse de Aguilar	752
S.3.1.	Modelación hidráulica de la inundación	752
S.3.2.	Pérdida de vidas	752
S.3.3.	Consecuencias económicas	753
S.4.	Estudio de consecuencias en el tramo aguas abajo del embalse de Aguilar	755
S.4.1.	Modelación hidráulica de la inundación	755

S.4.2. Pérdida de vidas	756
S.4.3. Consecuencias económicas	756
S.5. Datos introducidos en el modelo	759

Capítulo 0

Introducción y objetivos

En los últimos años, se ha materializado en el panorama internacional un acercamiento del campo de la seguridad de presas hacia las metodologías basadas en riesgo, en las que se combina la probabilidad de ocurrencia de eventos indeseados y sus consecuencias asociadas. Este acercamiento se comprueba por ejemplo en la publicación de un boletín de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) dedicado exclusivamente al tema [44] y en que una de las sesiones del último Congreso Internacional de Grandes presas estuviese dedicada a ello [87].

En el plano de la normativa y legislación, los países pioneros en la aplicación fueron Estados Unidos (a través del USBR inicialmente), Australia y Holanda. Recientemente otros países como Francia o España están incluyendo aspectos del enfoque basado en riesgo en su legislación de seguridad de presas, en mayor o menor medida. En cuanto a las realizaciones de análisis concretos, estas han variado desde las más simplificadas y cualitativas hasta aplicaciones cuantitativas completas. Desde el punto de vista del cálculo, existe una carencia de herramientas específicas para la realización de los cálculos de análisis de riesgo, siendo habitual recurrir al desarrollo de modelos *ad hoc* para cada caso que se desee abordar.

Ante este panorama, el principal objetivo del presente trabajo es desarrollar una herramienta completa que permita realizar análisis de riesgos sobre cualquier presa o sistema de presas. De forma más detallada los objetivos concretos que se persiguen son:

- Recopilar el estado del arte en la confección de modelos de riesgo y en la modelación de las distintas variables que intervienen en los modelos.
- Realizar una generalización de la forma en la que se llevan a cabo los cálculos de riesgo que pueda ser implementada en una herramienta de cálculo completamente general, desarrollando si es necesario nuevos conceptos.
- Proponer una manera de abordar el cálculo de sistemas de presas que sea coherente con los cálculos realizados hasta ahora en presas individuales y

aplicable a cualquier sistema de presas independientemente de su topología.

- Avanzar en la evaluación de medidas de reducción de riesgo en conjuntos de presas, proponiendo en su caso nuevos indicadores que sean adecuados para la priorización de medidas en grandes conjuntos de presas.
- Aplicar los conceptos desarrollados a casos reales.

Para satisfacer estos objetivos, el trabajo se ha dividido en cinco partes:

- I. Estado del arte: el Análisis de Riesgos en la seguridad de presas
- II. Desarrollo de una herramienta completa de análisis de riesgo
- III. Casos de aplicación
- IV. Conclusiones y futuras líneas de investigación
- V. Apéndices

La primera parte presenta los fundamentos teóricos del Análisis de Riesgo (capítulo 1) y trata de manera sistemática cada una de las variables que forman parte de un modelo de riesgo y las relaciones existentes entre ellas. A cada una de ellas se dedica un capítulo (capítulos 2 a 9) en el que se explica cómo se lleva a cabo su modelación, revisando el estado del arte y aportando también los conocimientos y visiones que se han ganado a lo largo del desarrollo de este trabajo. Esta parte del trabajo tiene asimismo una vocación de guía para la realización de Análisis de Riesgo. Por ello, se propone también un procedimiento para llevar a cabo Análisis de Riesgo (capítulo 1) y se incluye un capítulo en el que se repasan los principales criterios de tolerabilidad de riesgo existentes a nivel internacional (capítulo 10).

En la segunda parte se desarrolla una conceptualización de los modelos de riesgo suficientemente general como para poder representar cualquier tipo de modelo de riesgo que se pueda emplear en seguridad de presas, pero también suficientemente intuitiva y compacta como para ser eficaz en su aplicación a casos reales (capítulo 12). Esta conceptualización se basa en los diagramas de influencia y permite especificar un modelo de riesgo de tal manera que pueda ser calculado automáticamente por un programa informático. Se explican los algoritmos de cálculo que se han empleado (capítulo 13) y se propone una nueva metodología de cálculo que es especialmente ventajosa para el cálculo de sistemas de presas (capítulo 15). Por último se incluye un capítulo en el que se verifican los algoritmos desarrollados contrastando los resultados que ofrecen con otros resultados publicados (capítulo 14).

Las ideas básicas que se exponen en los capítulos 12 y 13 se presentaron de forma muy resumida en un artículo publicado en el 22 Congreso de Grandes Presas, celebrado en Brasilia [143]. Las ideas presentadas en el capítulo 15 se han enviado como artículo a la revista *Risk Analysis* y ha sido aceptado. El artículo ya ha sido publicado en la edición *online* de la revista [144], estando pendiente de publicación en la edición impresa. Se incluye una copia del artículo publicado en el apéndice A. Además, las metodologías desarrolladas en esta parte del trabajo se han implementado en un programa informático, que se ha empleado para realizar los cálculos presentados en este documento.

En la tercera parte se aplica todo lo expuesto anteriormente para realizar análisis de riesgos a 5 presas pertenecientes a 2 sistemas. El sistema Carrión (capítulo 16) consta de dos presas en serie: Camporredondo y Compuerto. El sistema Pisuerga (capítulo 17) consta de tres presas en Y: Requejada, Cervera y Aguilar de Campoo. Esta parte incluye también una propuesta de indicadores novedosos de eficiencia y equidad combinadas para la priorización de alternativas en conjuntos de presas (capítulo 18).

La cuarta parte se ha dedicado a recopilar las conclusiones (capítulo 19) e identificar las futuras líneas de investigación (capítulo 20) y en la quinta parte se recogen los apéndices.

En cuanto a los principales trabajos previos en los que se basa la presente tesis, hay varios. En el ámbito oficial los documentos más relevantes han sido las guías del ANCOLD [15] y el ICOLD [44]. En el ámbito de investigación internacional las referencias que han influido más este trabajo son las de Bowles [21, 22, 23, 25, 24, 26, 36, 37, 85, 84], mientras que en el nacional las de los directores de tesis [72, 73, 118], pero previas a estas también las de Alonso [8], Casas [32], Castillo o Mínguez [117, 118].

Este trabajo se ha financiado en parte a través de los siguientes proyectos de investigación:

- *Aplicación del análisis de riesgos a los programas de conservación, mantenimiento, rehabilitación y gestión de la seguridad de presas y embalses.* BIA2006-08948. Ministerio de Ciencia y Tecnología (Plan Nacional de I+D+I, 2004-2007). 01/12/2006 – 01/12/2009
- *Evaluación de la seguridad hidrológica de presas (suficiencia de aliviadero) basada en riesgo.* Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. 12/5/2008 – 31/12/2010

Parte I

Estado del arte: el Análisis de Riesgos en la seguridad de presas

Capítulo 1

Esquema general del Análisis de Riesgos

1.1. Bases conceptuales

El *riesgo* es la combinación de tres conceptos: qué puede pasar, cómo de probable es que pase y cuáles son sus consecuencias [94]. Cuando se realiza un Análisis de Riesgo *cuantitativo* en seguridad de presas, esta terna se suele reducir a un único número: el producto de la probabilidad de fallo por sus consecuencias.

Probabilidad de fallo

En el contexto del análisis de riesgos de presas, el concepto de *fallo* no se limita exclusivamente a la rotura catastrófica de la presa sino que abarca cualquier suceso que acarree consecuencias negativas. En este sentido, los términos de fallo y rotura se emplean de manera intercambiable en este documento, dándoles el significado más amplio. Conceptualmente, la *probabilidad de fallo* de la presa se puede definir mediante la siguiente ecuación

$$p(r) = \int p(c) \cdot p(r|c) \quad (1.1)$$

donde $p(r)$ es la probabilidad de fallo, $p(c)$ es la probabilidad de que se presenten unas determinadas cargas o sollicitación y $p(r|c)$ es la probabilidad condicional de rotura dada dicha sollicitación.

Una característica de la metodología de Análisis de Riesgo es que no se limita en su planteamiento a un única forma de fallar sino que se estudian todas las posibles maneras en que la presa pueda fallar. Cada una de ellas se conoce como *modo de fallo* (ver capítulos 6 y 7). Así, la probabilidad total de fallo es la suma de las probabilidades de cada modo de fallo¹.

¹En realidad esta suma no se hace directamente, sino que hay que realizar algunos ajustes que se explican en el capítulo 13.

En el análisis de riesgos en presas la palabra probabilidad se utiliza con dos significados [15]:

Probabilidad objetiva. Frecuencia observada de eventos que ocurren aleatoriamente. Esta probabilidad está relacionada con la incertidumbre aleatoria o natural.

Probabilidad subjetiva. Grado de confianza en un resultado, basado en la información disponible. Esta probabilidad está relacionada con la incertidumbre epistémica.

En realidad es habitual que ambos tipos de incertidumbres se den simultáneamente en la definición de una variable. Un ejemplo de frecuencia observada sería la probabilidad de que se presente una determinada avenida, obtenida a partir de una distribución de probabilidades anuales de excedencia. La probabilidad condicional de rotura de una presa para una determinada situación puede ser un ejemplo donde predomina la incertidumbre subjetiva. Esta probabilidad no es una cualidad intrínseca de la presa sino que está basada en la información disponible y la percepción que sobre ella tienen los ingenieros. Por lo tanto, según vaya aumentando el conocimiento sobre una presa, esta probabilidad irá cambiando.

El apartado 7.2 discute con más detalle los distintos tipos de incertidumbre y su tratamiento. También se puede consultar diversas fuentes, se recomiendan en particular la guía del ANCOLD para Análisis de Riesgo [15], el libro de Hartford y Baecher [80] o algunos de los artículos Bowles y otros [36, 37, 24].

Consecuencias

Existen varios efectos adversos o *consecuencias* que se pueden dar al producirse el fallo de una presa:

Daños económicos directos: son los ocasionados directamente por el impacto de la inundación y son los más visibles. Incluyen el coste de los daños a la propia presa.

Daños económicos indirectos: son los que se dan tras el impacto del evento y reflejan la interrupción de la economía y otras actividades en la zona.

Daños a personas: en principio, además de contemplar la pérdida de vidas humanas, los daños a las personas también pueden incluir otros aspectos como el número de heridos de mayor o menor gravedad, pero por su difícil cuantificación los análisis cuantitativos suelen centrarse sólo en el primer aspecto.

Otros daños: como pueden ser los daños medioambientales, el trastorno social, la pérdida de reputación, la afección al patrimonio histórico o culturales... todos ellos difícilmente cuantificables y por lo tanto tratados habitualmente de forma cualitativa.

El capítulo 9 trata el tema de las consecuencias con mayor detalle y ofrece un resumen de las metodologías existentes para su estimación.

Cuando se realiza el análisis de riesgo de una presa, normalmente no se desea calcular el riesgo global existente, sino que se desea calcular el *riesgo incremental* imputable a la rotura de la presa. Esto quiere decir que si viene una avenida y la presa rompe, sólo se pueden imputar a la rotura de la presa las consecuencias adicionales debidas a la rotura y no aquellas que se hubiesen producido igualmente si la presa no se hubiese roto. Habitualmente esto se consigue trabajando con consecuencias incrementales. A efectos del cálculo de consecuencias esto significa que es necesario calcular las consecuencias en caso de rotura y en caso de no rotura, para después, mediante una resta, obtener las consecuencias incrementales.

Riesgo

Añadiendo las consecuencias incrementales a la ecuación 1.1, se puede obtener el riesgo incremental asociado al fallo de la presa:

$$R_{\Delta} = \int p(c) \cdot p(r|c) \cdot C_{\Delta}(c, r) = \int p(c) \cdot p(r|c) \cdot (C(c, r) - C(c, s)) \quad (1.2)$$

donde $C(c, r)$ son las consecuencias incrementales asociadas a dicha rotura al presentarse dicha solicitud, que se obtienen restando a las consecuencias en caso de rotura ($C(c, r)$) las consecuencias en caso de no rotura ($C(c, s)$).

1.2. La gestión de la seguridad basada en riesgo

El Análisis de Riesgo es una herramienta útil para la toma de decisiones, ya que permite integrar toda la información referente a la seguridad de la presa que se analiza por separado en otros documentos. Por ejemplo, un cálculo hidrológico y de laminación puede mostrar que la presa no es capaz de laminar las avenidas que la normativa recomiende. Un cálculo de estabilidad que arroje un coeficiente de seguridad menor que el recomendado muestra que la presa puede tener un problema de seguridad en ese sentido. Durante las actividades de mantenimiento se puede detectar que una compuerta no funciona adecuadamente. El seguimiento de la auscultación de la presa puede detectar un aumento de las filtraciones, un desplazamiento de un bloque o un aumento de las presiones intersticiales y permitir actuar sobre él antes de que derive en un problema mayor. Al realizar o revisar un plan de emergencia se pueden diseñar medidas que aumenten la seguridad de la población en caso de rotura de presa.

Actualmente, todos estos aspectos están cubiertos, sin embargo no se cuenta con una herramienta que permita integrarlos y medir la importancia que cada uno tiene sobre la seguridad de la presa. Es precisamente esta capacidad integradora una de las mayores ventajas del Análisis de Riesgo.

Al realizar un análisis de riesgo, se confecciona un modelo global de la presa que incluye desde las solicitudes (hidrológicas, sísmicas o cualquier otra) hasta las consecuencias, pasando por la respuesta del sistema. Este modelo de riesgo de la presa se nutre de la información que proporcionan los distintos documentos de seguridad de la presa. En este sentido los documentos más importantes

que se realizan en las presas de España son el Documento XYZT, el Plan de Emergencia, las Normas de Explotación, los Informes Anuales, las Revisiones de Seguridad y los Informes de Comportamiento, pero al realizar un Análisis de Riesgo se estudia todo el Archivo Técnico y también se realiza una visita de campo para complementar la información de dichos documentos.

Una vez confeccionado el modelo e introducida toda la información propia de la presa, es posible evaluar la importancia que cada una de estas cuestiones tiene. Además, la comparación con criterios internacionales de tolerabilidad de riesgo permite contextualizar el estado actual de la presa (ver capítulo 10). Este proceso se denomina *Evaluación de Riesgo*. También es posible evaluar el impacto y la eficiencia de posibles medidas de reducción de riesgo e incluso es posible comparar de forma homogénea la eficiencia de medidas de reducción de riesgo en diferentes presas. Por último, se pueden realizar modelos conjuntos de sistemas de múltiples presas que permitan optimizar su gestión conjunta.

La figura 1.1 resume el proceso de la gestión de la seguridad de presas y embalses *informado* mediante modelos de riesgo. El modelo de riesgo es la herramienta que permite integrar toda información concerniente a la seguridad de la presa y producir resultados útiles para la toma de decisiones.

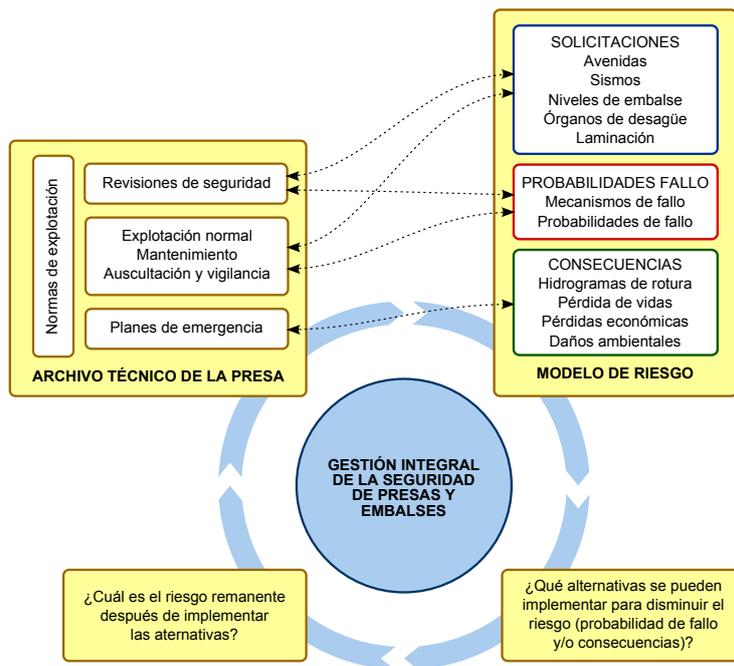


Figura 1.1: Gestión integral de la seguridad de presas y embalses y vínculos entre el modelo de riesgo y los documentos del Archivo Técnico.

Como se puede ver, el modelo de riesgo está dividido en tres áreas: las solicitudes, las probabilidades de fallo (también conocidas como respuesta del sistema) y las consecuencias. Cada una de estas tres áreas del modelo de riesgo se corresponde con uno o varios de los documentos del Archivo Técnico. Las normas de explotación se han representado como un documento transversal

que abarca todas las áreas. El documento XYZT es similar en este sentido, pero no se ha representado en el esquema por no ser un documento legal que se encuentre en todas las presas españolas.

También se puede observar que la relación entre el Archivo Técnico y el modelo de riesgo es de doble sentido. La relación de izquierda a derecha representa que el modelo de riesgo precisa del Archivo Técnico como fuente de información. La relación de derecha a izquierda indica que en el proceso de confección de un modelo de riesgo se genera información que se puede reincorporar al Archivo Técnico².

1.2.1. Los pasos de un análisis de riesgo

El presente apartado expone los pasos de los que consta un Análisis de Riesgo. Para ello se apoya en la esquema mostrado en la figura 1.2.

El primer paso en un Análisis de Riesgo consiste como en cualquier otro tipo de estudio en determinar su alcance, objetivos y plazos. No siempre es recomendable realizar un análisis de riesgo con el máximo nivel de detalle. En ocasiones, un proceso iterativo en el que la primera vez que se analiza el riesgo de una presa o de un grupo de presas se hace con un menor grado de detalle puede ser más eficiente al identificar aquellas presas con mayor riesgo y que por lo tanto deben ser estudiadas con mayor detalle. En esta fase previa también se debe conformar el equipo de profesionales que formará parte del análisis. Además del equipo de análisis propiamente dicho, el gestor de la presa debe incluirse en el proceso. También conviene contar con algún revisor externo.

El proceso de revisión del Archivo Técnico es especialmente relevante en un Análisis de Riesgo. No se trata únicamente de recopilar la información, sino que dicha información es discutida en una o varias sesiones de grupo. En este punto del análisis es posible que se identifiquen necesidades de estudios adicionales. La puesta en valor, estructuración y revisión de la información del Archivo Técnico es en sí mismo uno de los beneficios inmediatos de realizar un Análisis de Riesgo.

Una vez todo el grupo ha tenido la ocasión de consultar la información de la presa, se debe realizar una inspección de la presa, para comprobar su estado actual e identificar posibles problemas en ella. Esta visita de campo se remata con una discusión en grupo sobre el estado actual de la presa.

La identificación de modos de fallo es un proceso que se realiza en grupo y que trata de identificar, describir y estructurar todas las posibles formas en que la presa puede fallar, sin restringirse a una lista predeterminada de comprobaciones. El capítulo 6 trata este punto con más detalle.

Los siguientes puntos del análisis de riesgo (arquitectura del modelo, análisis de las cargas, probabilidades de fallo y consecuencias y cálculo de riesgo) consisten

²Por ejemplo, realizando contemporáneamente la revisión de seguridad de una presa y la confección del modelo de riesgo, el documento de revisión de la seguridad se ve mejorado por las aportaciones de la confección del modelo de riesgo. Pero también, por ejemplo, el poder evaluar diferentes estrategias de gestión de avenidas, puede dar lugar a mejorar las Normas de Explotación o los Planes de Emergencia.

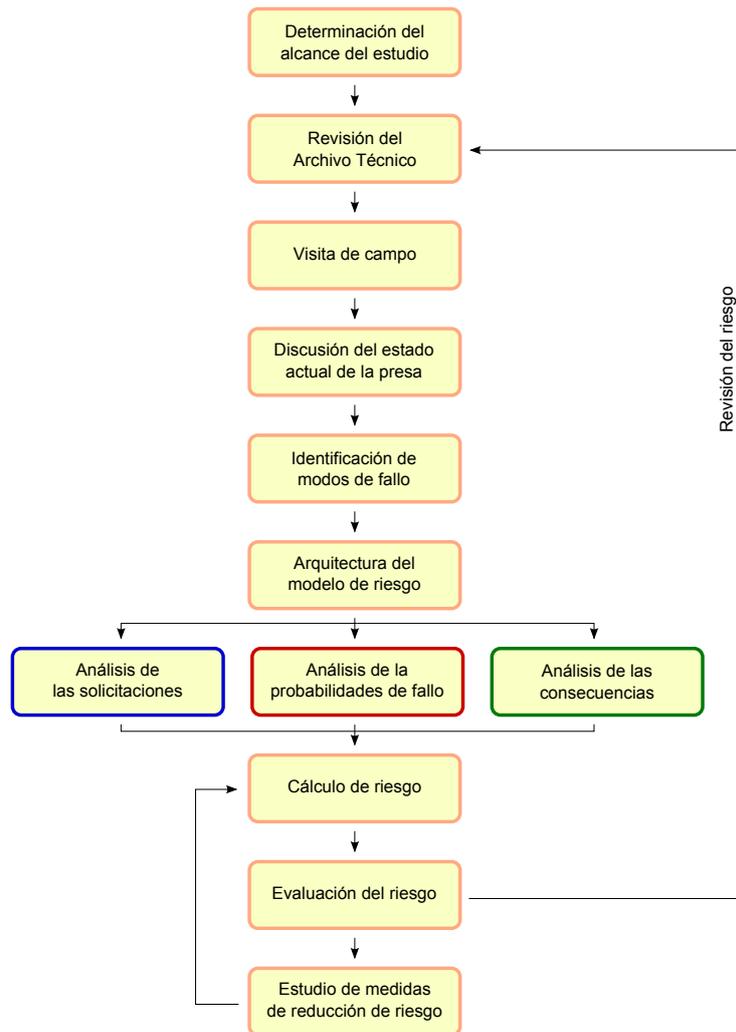


Figura 1.2: Esquema del proceso de Análisis de Riesgo.

en la elaboración de un *modelo de riesgo* y se tratan en la siguiente sección.

Como ya se ha expuesto al explicar el esquema general de la gestión de la seguridad basada en riesgo, la Evaluación de Riesgo consiste en responder a la pregunta de si los riesgos existentes son tolerables. El capítulo 10 discute los criterios existentes en el panorama internacional.

El proceso de análisis de riesgo debe aplicarse sobre el estado actual de la presa, pero también sobre el estado futuro de la presa tras la posible aplicación de las medidas de reducción de riesgo que se estimen oportunas, para así poder evaluar su eficacia y eficiencia. Además es un proceso que se debe actualizar y revisar en el tiempo al ir cambiando las condiciones de la presa.

1.3. Arquitectura general de un modelo de riesgo

Esta sección trata sobre la confección del modelo de riesgo, que se corresponde con la parte del esquema de los pasos del análisis de riesgo que se resalta en la figura 1.3.

En primer lugar se presentan las herramientas formales que se utilizan en el análisis de riesgo: los árboles de eventos y los diagramas de influencia. Después se tratan los aspectos globales de los modelos de riesgo para acabar repasando todos los estudios que es necesario realizar en un análisis de riesgo y en qué parte del modelo se incorporan. Por último, se incluye un apartado con algunas consideraciones acerca de la discretización de variables continuas y otro acerca de la inclusión de varios modos de fallo.

1.3.1. Árboles de eventos y diagramas de influencia

Un árbol de eventos es una representación exhaustiva de todos los eventos y posibilidades que pueden llevar a la rotura de una presa. Se utiliza para realizar el cálculo de la probabilidad de rotura o del riesgo asociado a dicha rotura. En otros campos, los árboles de eventos que se manejan suelen tener una cantidad de ramas del orden de las decenas. Sin embargo, un árbol de eventos típico para el cálculo del riesgo asociado a la rotura de una presa puede tener fácilmente miles de ramas. Especificar manualmente las probabilidades de cada una de ellas puede ser una tarea inabarcable. Es por esto que es necesario recurrir a algún tipo de representación más compacta a la hora de definir el problema.

En el presente trabajo se ha recurrido a los diagramas de influencia, que son una representación conceptual compacta de la lógica del sistema para presentar los modelos de riesgo. En un diagrama de influencia, cada variable se representa mediante un nodo y cada relación mediante una flecha.

La figura 1.4 muestra un ejemplo de las dos representaciones (equivalentes) del mismo modelo. El capítulo 12 está enteramente dedicado a tratar con detalle los árboles de eventos, los diagramas de influencia, la correspondencia que existe entre ellos y su papel en los análisis de riesgo.

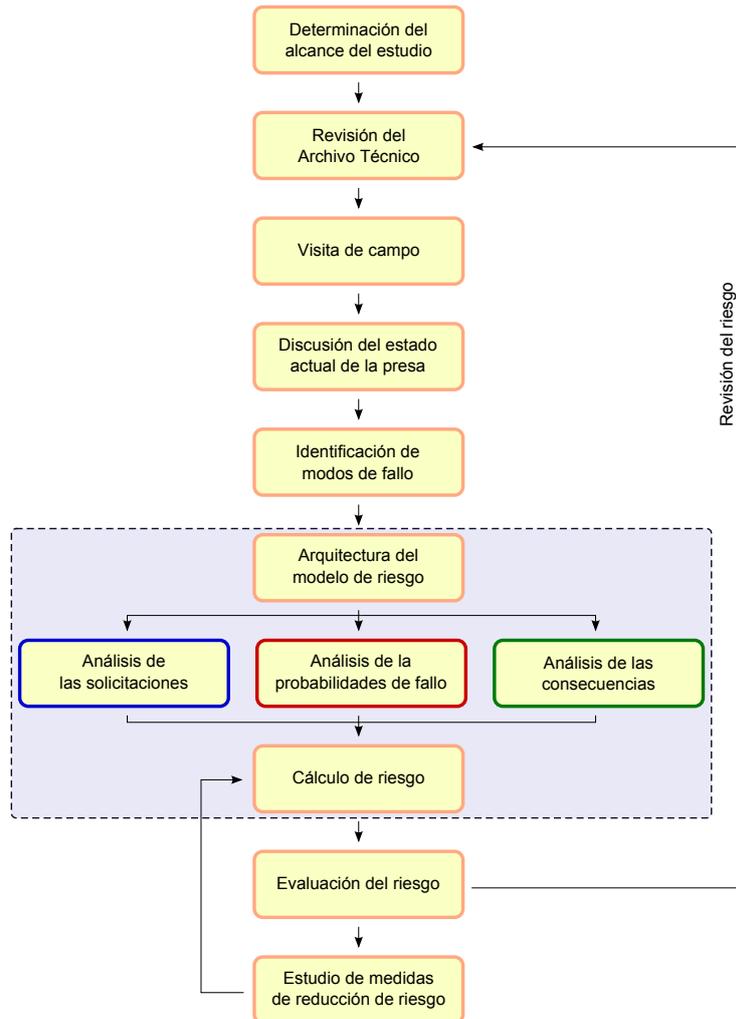


Figura 1.3: Esquema del proceso de Análisis de Riesgo, resaltando los procesos específicos de la arquitectura y cálculo de modelo de riesgo.

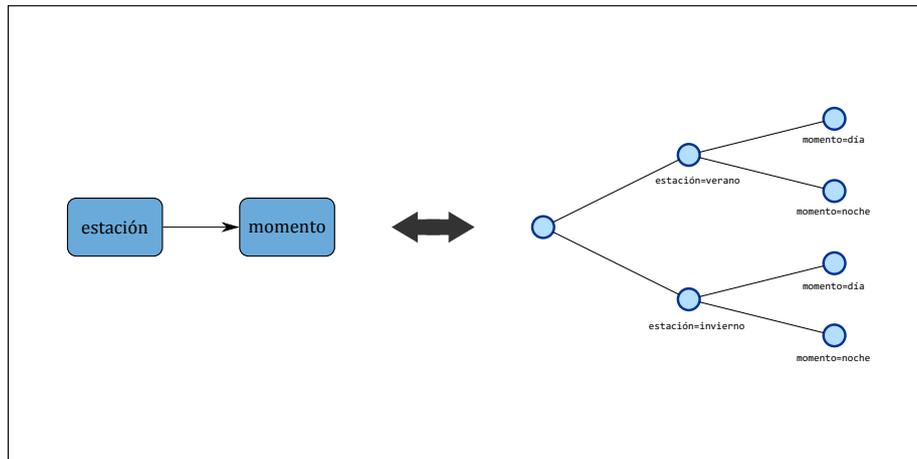


Figura 1.4: Equivalencia entre diagramas de influencia (izquierda) y árboles de eventos (derecha).

1.3.2. Escenarios de sollicitación

Para la obtención del riesgo de una presa, es habitual desagregar el cálculo en varios escenarios, según el evento de sollicitación que inicia el fallo. Una presa puede fallar por ejemplo cuando se enfrenta a una avenida extrema o cuando se enfrenta a un sismo de gran magnitud y es conveniente realizar dichos cálculos por separado en lo que se conoce como escenarios de sollicitación. Los escenarios de sollicitación más habituales son [15]:

- Escenario normal
- Escenario hidrológico (avenidas)
- Escenario sísmico
- Otros escenarios

Los escenarios hidrológico y sísmico tratan eventos extremos (*¿qué pasa cuando se presenta una avenida? ¿qué pasa cuando se presenta un terremoto?*) mientras que el escenario normal (o estático) trata la situación normal, día a día, en la que no hay sismos ni avenidas (*¿qué pasa en un día cualquiera?*). La categoría de *otros escenarios* engloba acciones de sabotaje, vandalismo [54] u otras situaciones que no puedan ser incluidas en los otros tres escenarios. En teoría se podría estudiar también la combinación de varias sollicitaciones (por ejemplo sismo y avenida) pero en la práctica la probabilidad de ocurrencia simultánea es tan pequeña que su riesgo resulta despreciable al compararlo con los demás riesgos.

En los escenarios de eventos extremos (hidrológico y sísmico) la sollicitación se modela mediante el uso de distribuciones de máximos. Como se desea obtener la probabilidad anual de rotura, se emplean distribuciones de máximos anuales para la obtención de la probabilidad de presentación de las cargas. Un análisis

dimensional de la ecuación 1.2 revela lo siguiente ³:

$$R_{\Delta} \left[\frac{\text{daños}}{\text{años}} \right] = \int p(c) \left[\frac{\text{eventos}}{\text{años}} \right] \cdot p(r|c) \left[\frac{\text{fallos}}{\text{eventos}} \right] \cdot C_{\Delta}(c, r) \left[\frac{\text{daños}}{\text{fallos}} \right] \quad (1.3)$$

Como se puede ver, $p(c)$ tiene dimensiones de eventos por año. Por lo tanto, $p(c)$ es la respuesta a la pregunta *¿cuál es la probabilidad de que se presente una solicitud de determinada magnitud en un año cualquiera?* La probabilidad condicional de rotura, $p(r|c)$ tiene dimensiones de fallos por evento, es decir, responde a la pregunta de *¿cuál es la probabilidad de que la presa falle dado que en un año cualquiera se ha presentado una solicitud de una determinada magnitud?* Por último, las consecuencias tienen unidades de vidas o euros (o cualquier otra moneda) por fallo. De esta manera el riesgo tiene unidades de daños por año, es decir, es un riesgo anual.

Esta forma de calcular implica que se desprecia la probabilidad (y el riesgo) que aportan avenidas más pequeñas que la máxima anual.

En el escenario normal el planteamiento es algo diferente, no se trabaja con eventos extremos ni distribuciones de máximos. La solicitud suele ser el nivel del embalse en un día cualquiera, y su probabilidad es un número adimensional que representa la fracción del tiempo total en la que el embalse se encuentra en un determinado rango de cotas. Por lo tanto, la probabilidad condicional de rotura, $p(r|c)$, tiene ahora unidades de roturas por año. Las consecuencias tienen la misma consideración que en los otros escenarios. La ecuación 1.4 muestra el análisis dimensional.

$$R_{\Delta} \left[\frac{\text{daños}}{\text{años}} \right] = \int p(c) \left[\frac{\text{años}}{\text{años}} \right] \cdot p(r|c) \left[\frac{\text{fallos}}{\text{años}} \right] \cdot C_{\Delta}(c, r) \left[\frac{\text{daños}}{\text{fallos}} \right] \quad (1.4)$$

Por lo tanto, la probabilidad condicional de rotura, tiene aquí un significado diferente del que tiene en los escenarios hidrológico y sísmico: en ellos es una probabilidad adimensional y en éste es una probabilidad anual.

En los casos en los que esta probabilidad se construye como el producto de varias probabilidades condicionales esto se consigue haciendo que la primera de ellas sea una probabilidad anual y el resto sean probabilidades adimensionales. Por ejemplo, un modo por fallo por erosión interna se puede descomponer en cuatro fases [59]: iniciación, continuación, progresión y fallo (figura 1.5). Cada una de estas fases tiene una probabilidad asociada. La de iniciación será una probabilidad anual y las otras tres serán probabilidades adimensionales. Cualesquiera de estas probabilidades pueden ser dependientes del nivel de embalse, de tal manera que la probabilidad conjunta de rotura puede ser diferente en función del nivel de agua existente. Al considerar la discretización de niveles de embalse y asignarles probabilidades adimensionales tal como se ha expuesto más arriba, lo que se está haciendo es ponderar las probabilidades de rotura para cada nivel de embalse en función de la fracción de tiempo que el embalse se encuentra a cada cota.

³Realizar un análisis dimensional de cada árbol de eventos que se plantee, es una buena manera de detectar algunos errores que se pueden producir.

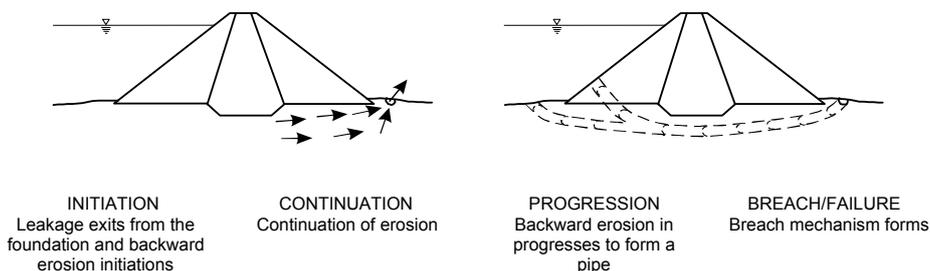


Figura 1.5: Tubificación en el cemento iniciada por erosión remontante [59].

Debido a la dificultad de estimar probabilidades anuales de inicio, algunos autores han empleado otro enfoque para afrontar el escenario normal, consistente en no hacer un árbol de eventos normal específicamente sino en simplemente agregar sus modos de fallo al árbol del escenario hidrológico y extender el análisis de avenidas hasta un periodo de retorno de $T = 1$, consistente en una no-avenida [15]. Sin embargo ambos enfoques no son equivalentes. Conceptual (y numéricamente) este enfoque es diferente al anterior porque en lugar de considerar lo que pasa en cada día del año (venga o no una avenida) lo que se hace es considerar los máximos anuales de años en los que no ha habido una avenida (o ha sido pequeña). En cualquier caso, es necesario tener cuidado si se utilizan de esta manera metodologías que puedan estar pensadas para escenarios normales y que den probabilidades anuales, ya que en ese caso se podría cometer el error de acabar con una probabilidad de roturas por año al cuadrado.

1.3.3. Escenario normal

En este apartado se expone la anatomía de un modelo de riesgo estándar para el escenario normal, con el objetivo de introducir los trabajos que será necesario completar y que son discutidos en los siguientes capítulos.

Los trabajos a realizar se han dividido en tres grupos que se corresponden con los tres términos de la ecuación del riesgo (ecuación 1.2):

- Trabajos correspondientes a la modelización de las solicitaciones.
- Trabajos correspondientes a la modelización de la respuesta del sistema.
- Trabajos correspondientes a la modelización de las consecuencias.

Para identificarlos, en la figura 1.6 se ha utilizado el mismo código de colores (azul, rojo y verde) que en el esquema general de la evaluación de riesgo (figura 1.2).⁴

El primer nodo del diagrama se corresponde con la solicitación, que está representada por el nivel del embalse. Esta es una variable continua que debe ser

⁴En la figura 1.6 se ha incluido un listado de los trabajos a realizar para los tres escenarios (normal, hidrológico y sísmico) y ya sobre el propio diagrama de influencia se indica cuáles de ellos son necesarios para el escenario normal.

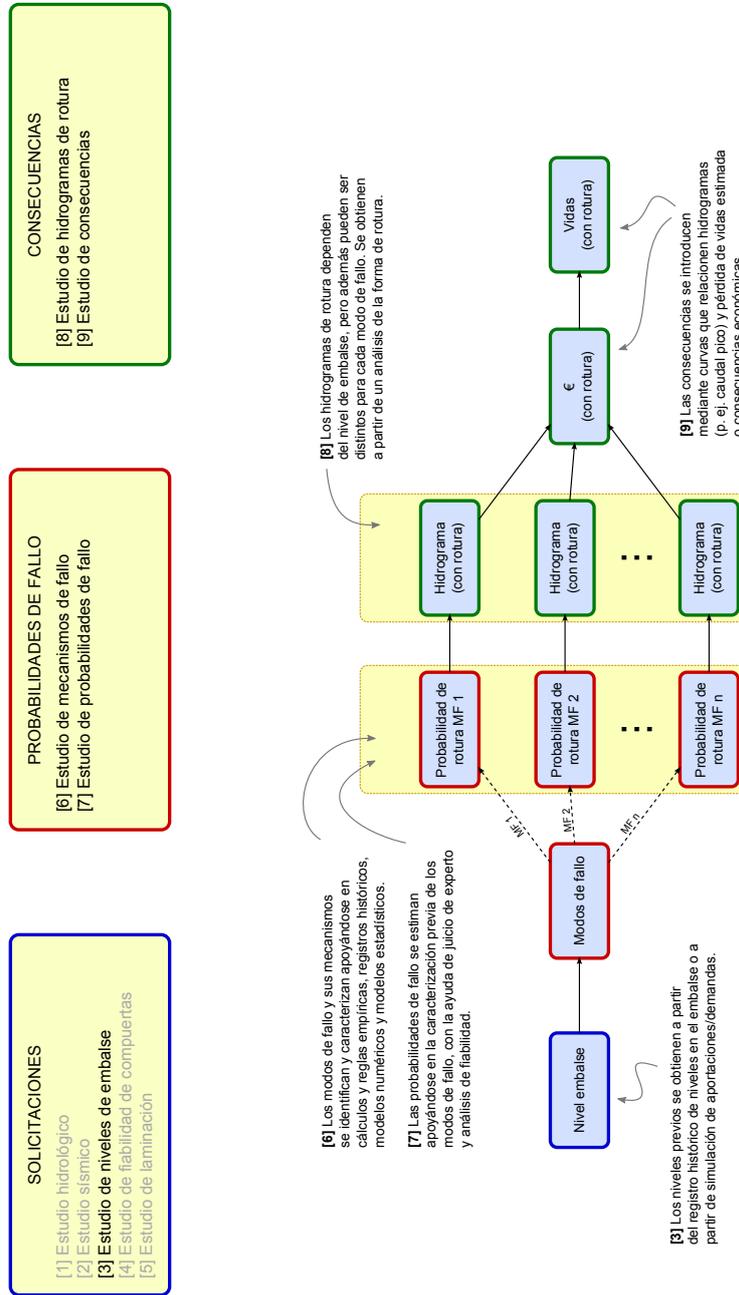


Figura 1.6: Diagrama de influencia de un modelo de riesgo estándar para el escenario normal mostrando los trabajos a realizar para caracterizar cada una de las variables.

discretizada en varias ramas (ver sección 1.3.6). La información de partida suele ser la curva de probabilidad de excedencia del nivel de embalse. Esta curva se puede obtener en muchos casos ajustando una curva empírica al registro de niveles históricos. Para ello es necesario contar con un registro suficientemente largo y representativo de la situación de explotación actual. Cuando esto no sea posible o cuando se desee analizar alguna posible situación futura (por ejemplo, una restricción de niveles de explotación) se puede recurrir a la simulación. Estos temas se tratan con más detalle en el capítulo 3.

Los siguientes nodos, en color rojo, contienen la información de los modos de fallo. El diagrama tendrá una rama por cada modo de fallo que se quiera incluir. La probabilidad de fallo de cada modo de fallo se podrá modelar en el diagrama mediante uno o más nodos. El capítulo 6 trata el proceso de identificación, análisis y estructuración de los modos de fallo. El capítulo 7 trata el cómo asignar probabilidades a cada uno de los pasos de un modo de fallo. El objetivo es obtener una curva que relacione nivel de embalse con probabilidad anual de rotura.

Cada modo de fallo es seguido por un nodo en el que se estima el hidrograma de rotura. Para ello es necesario estudiar la forma de rotura, que puede ser distinta para cada modo de fallo, y obtener los hidrogramas de rotura. De cara al árbol de eventos, es habitual caracterizar el hidrograma de rotura por alguna variable significativa (normalmente el caudal pico), con lo que en estos nodos simplemente se debe obtener una curva que relacione nivel de embalse con dicha variable. En cualquier caso siempre será necesario contar con una serie de hidrogramas completos de rotura para poder posteriormente realizar las simulaciones de inundación en el siguiente punto. El capítulo 8 discute los métodos existentes para realizar estos estudios.

Por último, están los nodos dedicados a la estimación de consecuencias propiamente dicha. En ellos se deben introducir relaciones entre consecuencias e hidrogramas de rotura. En el escenario normal, las consecuencias en caso de no rotura son en principio nulas, por lo que no es necesario evaluarlas para obtener las consecuencias incrementales. El caso mostrado en la figura 1.6 es el más simple posible, pero se podría afinar más el cálculo si se disgregan las consecuencias en función de otras variables como podría ser el momento del día, de la semana o del año o también el modo de fallo. El capítulo 9 discute los distintos tipos de consecuencias que se pueden dar y las metodologías existentes para estimarlas.

La figura 1.7 muestra de forma resumida los datos que son necesarios como mínimo para alimentar un árbol de eventos en escenario normal. Por supuesto, si se tienen en cuenta otros factores (estacionalidad, día/noche, mayor desagregación de los modos de fallo...) sería necesario incorporar más relaciones que las mostradas en la figura.

1.3.4. Escenario hidrológico

El presente apartado resume los estudios necesarios para realizar un modelo de riesgo estándar en escenario hidrológico. La figura 1.8 muestra el diagrama de influencia correspondiente. Se explican a continuación los nodos uno a uno.

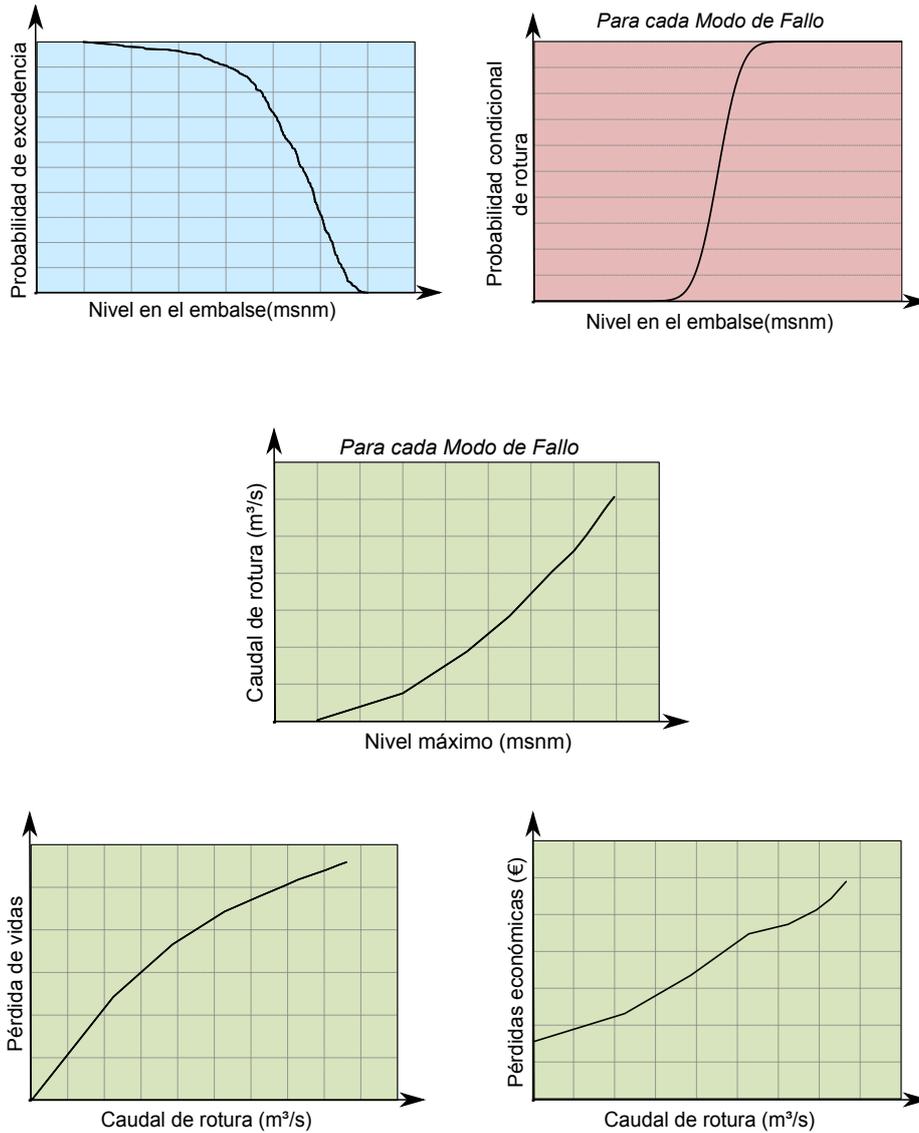


Figura 1.7: Resumen de las relaciones básicas para alimentar un modelo de riesgo de escenario normal.

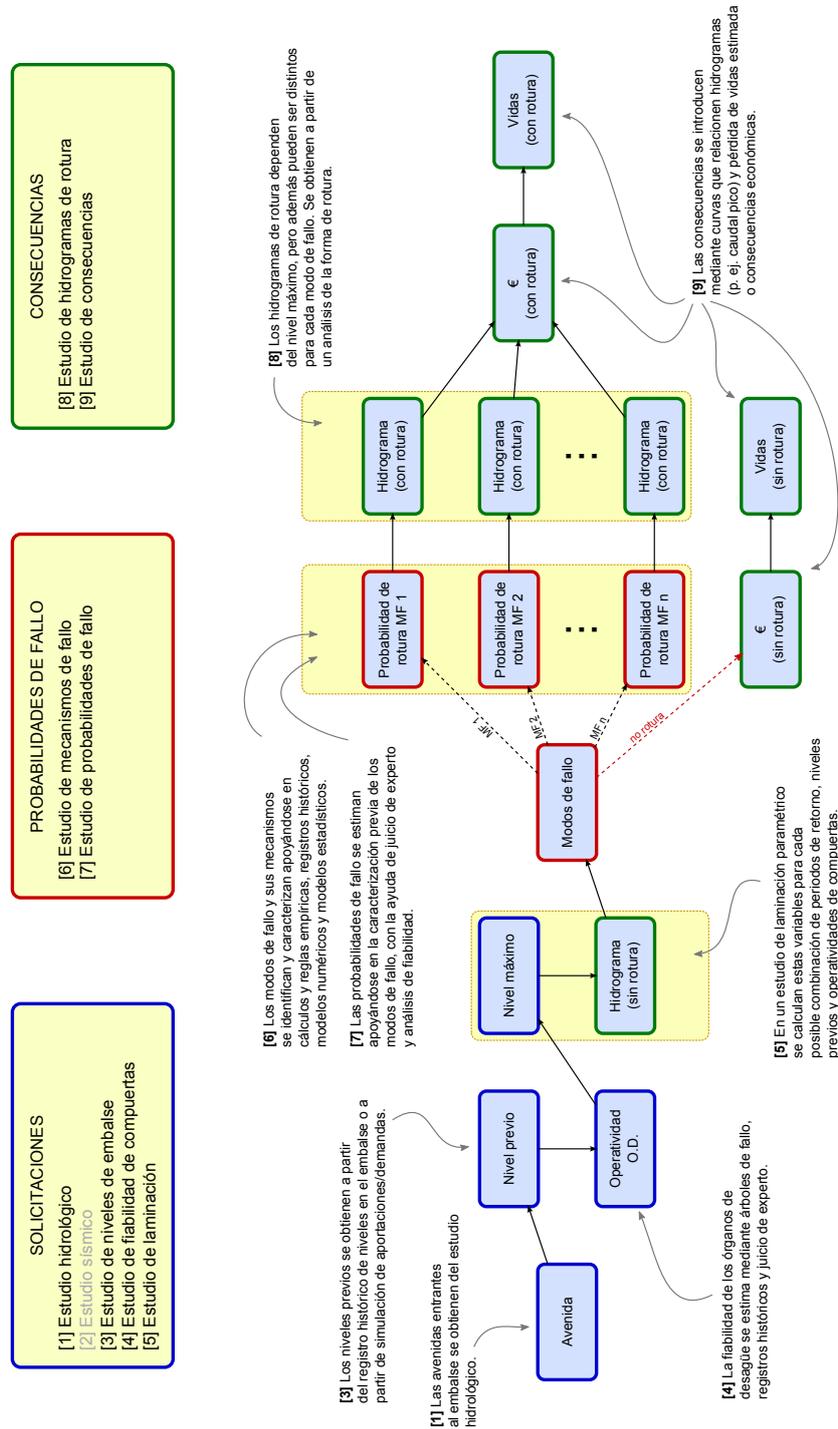


Figura 1.8: Diagrama de influencia de un modelo de riesgo estándar para el escenario hidrológico mostrando los trabajos a realizar para caracterizar cada una de las variables.

El primer nodo se corresponde con el periodo de retorno de la avenida. Será necesario realizar un estudio hidrológico probabilístico, que obtenga la probabilidad anual de excedencia de las posibles avenidas. A partir de esa relación y tal como se explica en el apartado 1.3.6 se pueden obtener las ramas del árbol de eventos. Aunque la figura no lo muestra, es posible incorporar estudios hidrológicos estacionales. El capítulo 2 trata los estudios hidrológicos.

El siguiente nodo (nivel previo) es muy parecido al nodo de nivel de embalse del escenario normal. De hecho, numéricamente son idénticos, pero la diferencia conceptual entre este nivel previo y el nivel de embalse del escenario normal es que aquel representa el nivel de embalse en un día cualquiera del año y este representa el nivel de embalse en el momento anterior a la llegada de la avenida más grande del año. Por lo tanto, los comentarios del capítulo 3 son enteramente de aplicación aquí también. De manera simplificada, es posible en algún caso no incorporar esta variable suponiendo que la presa se encuentra siempre a su Nivel Máximo Normal (NMN). Esto está del lado de la seguridad, es decir, ofrecerá probabilidades de rotura mayores. En climas secos con avenidas extremas (como en el caso del clima mediterráneo) donde es habitual que las presas se encuentren muy por debajo de su NMN, esta simplificación puede ser excesivamente alejada de la realidad y ofrecer resultados demasiado conservadores y que por lo tanto no serían comparables con resultados de otras presas obtenidos considerando la fluctuación real de niveles.

La fiabilidad de los órganos de desagüe es la probabilidad de que cuando venga una avenida se pueda o no utilizar un determinado órgano de desagüe. Este es un aspecto que es muy difícil de incluir en un cálculo de seguridad tradicional basado en coeficientes de seguridad pero que encaja de forma natural en el enfoque basado en riesgo. El capítulo 4 discute las distintas razones por las cuáles puede no funcionar un órgano de desagüe y se explica cómo a partir de registros de operaciones, juicios de experto y árboles de fallo es posible realizar estas estimaciones.

Los siguientes dos nodos (nivel máximo e hidrograma sin rotura) se obtendrán del estudio de laminación (ver capítulo 5). Para cada posible combinación de nivel previo, avenida entrante y operatividad de compuertas habrá que obtener estas variables. En función de los modos de fallo a estudiar, en algunos casos será necesario calcular algunas variables adicionales como pueda ser el tiempo de sobrevertido. Para realizar el estudio de laminación es necesario contar con la curva característica del embalse (que relaciona cota y volumen), con las curvas de gasto de los órganos de desagüe y con las normas de gestión de avenidas.

Respecto de los modos de fallo y los hidrogramas de rotura, son en general de aplicación los mismos comentarios que para el escenario normal, con la única variación (ya comentada en el apartado 1.3.2) de que las probabilidades de rotura serán adimensionales en lugar de anuales.

Respecto de las consecuencias, la única diferencia respecto del escenario normal es que será necesario calcular las consecuencias en el caso de no rotura para poder calcular riesgo incrementales.

La figura 1.9 muestra un resumen las relaciones descritas.

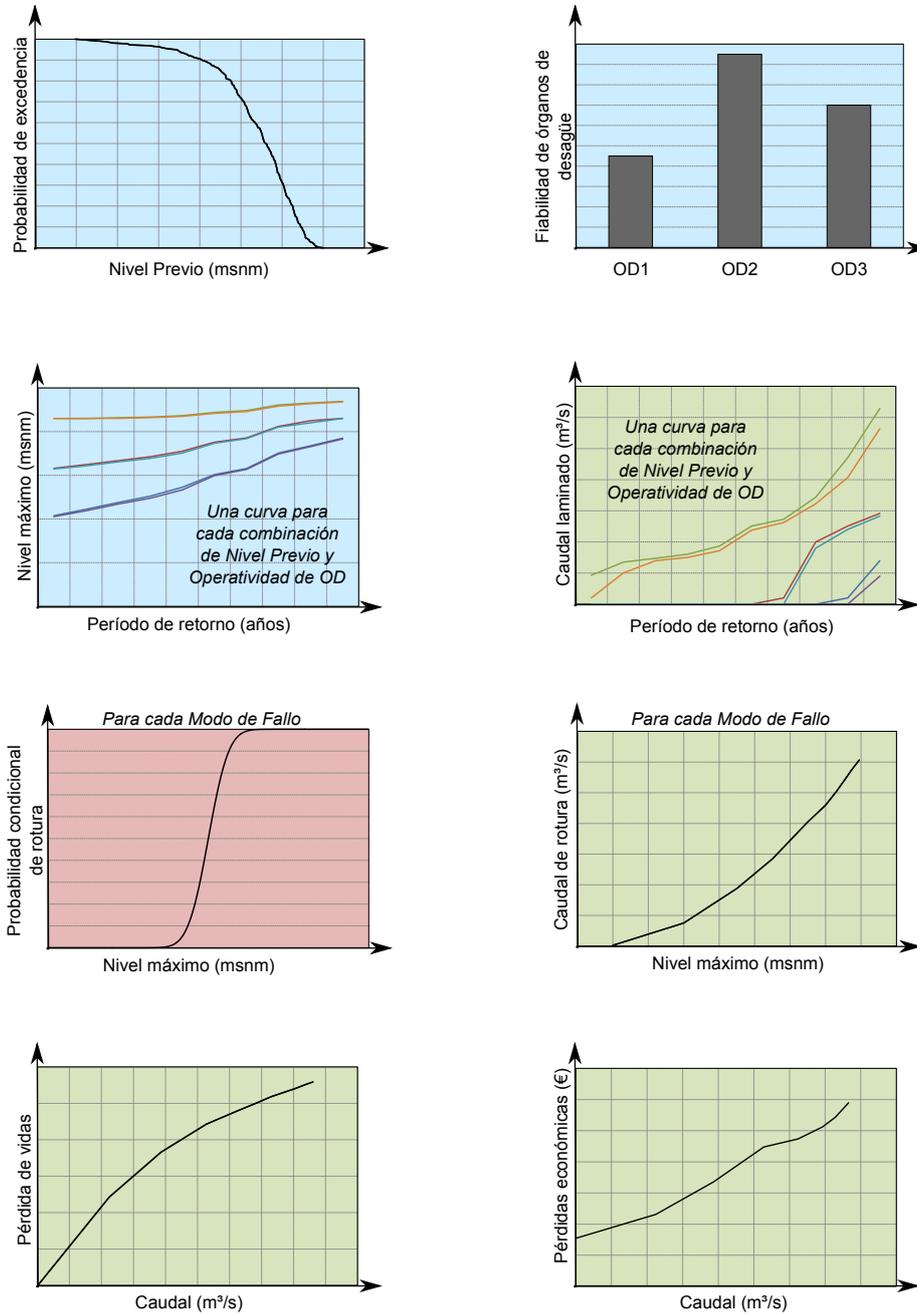


Figura 1.9: Resumen de las relaciones básicas para alimentar un modelo de riesgo de escenario hidrológico.

1.3.5. Escenario sísmico

Por último, se describen los trabajos necesarios para poder completar un modelo de riesgo en escenario sísmico. La figura 1.10 muestra el diagrama de influencia comentado.

Los dos primeros nodos (que podrían agruparse en uno solo) modelan la probabilidad de presentación del sismo mediante una variable representativa, normalmente la aceleración básica. Esta relación se debe obtener de un estudio sísmico (ver capítulo 2). En casos en los que la sismicidad sea muy baja es posible prescindir de este escenario completamente ya que el riesgo que aportaría sería despreciable frente al riesgo que aportan los otros dos escenarios.

En el escenario sísmico, también es necesario modelar el nivel de embalse en el momento de presentarse el sismo. El nodo de nivel previo es idéntico a su homólogo en el escenario hidrológico.

Los modos de fallo tienen también una estructura y consideración similar a la vista en el escenario hidrológico, la única diferencia es que en este caso es habitual que la probabilidad de fallo venga dada en función de dos variables (nivel de embalse y aceleración básica) en lugar de una (nivel de embalse).

En cuanto a los nodos de caudal pico de rotura, son de aplicación los mismos comentarios que para los anteriores árboles.

Finalmente, las consecuencias dependerán en primer instancia del hidrograma de rotura únicamente y como en el caso del escenario normal no será necesario evaluar las consecuencias en caso de no rotura (porque no hay inundación). Un análisis más refinado podría tener en cuenta las consecuencias combinadas del sismo y la inundación en caso de rotura y evaluar las consecuencias del sismo sin inundación en el caso de no rotura.

La figura 1.11 muestra un resumen las relaciones descritas.

1.3.6. Discretización de variables continuas

Algunas de las variables que aparecen en los modelos de riesgo, como pueden ser el nivel de embalse o el periodo de retorno de una avenida, son continuas. Cuando se plantea su modelización en un árbol de eventos se deben discretizar dichas variables mediante varias ramas. Cada una de estas ramas representará un rango de valores que dicha variable puede tomar. Para los cálculos posteriores, se tendrá que tomar en dicha rama un valor representativo, que habitualmente será el valor medio del rango. La probabilidad de cada rama será la probabilidad de estar en cualquiera de los valores de su rango. Si se dispone de una curva de probabilidad de excedencia (PE) de la variable modelada, la probabilidad de que la variable se encuentre entre v_i y v_{i+1} , es decir, la probabilidad de la rama i se puede calcular como $PE(v_i) - PE(v_{i+1})$.

La figura 1.12 es un ejemplo de cómo se discretiza una variable continua, en este caso el nivel de embalse. Se parte de una relación entre nivel de embalse y probabilidad de excedencia, que va de $PE = 1$ para el nivel mínimo a $PE = 0$ para el nivel máximo. Se discretiza en 10 intervalos. Cada uno de estos

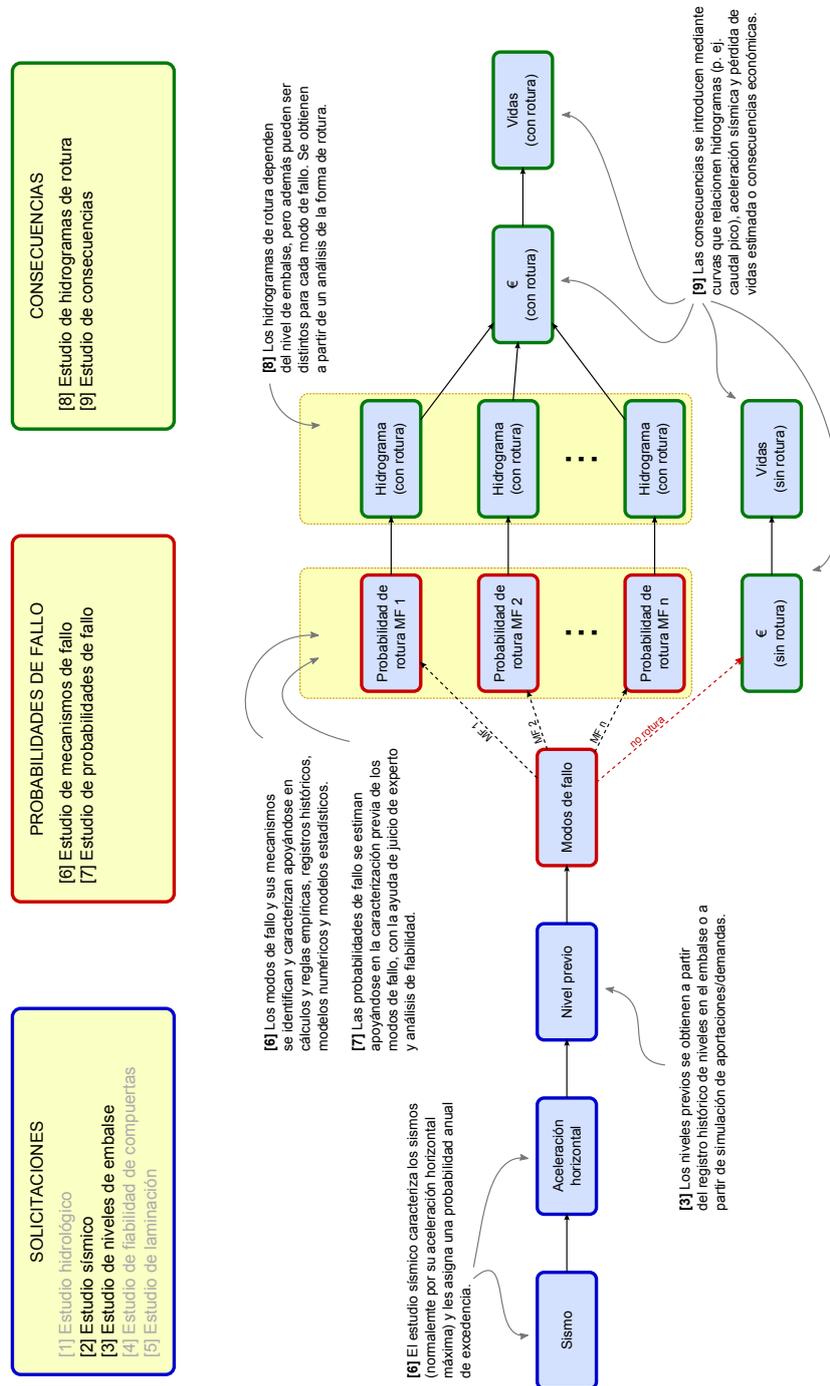


Figura 1.10: Diagrama de influencia de un árbol de eventos estándar para el escenario sísmico mostrando los trabajos a realizar para caracterizar cada una de las variables.

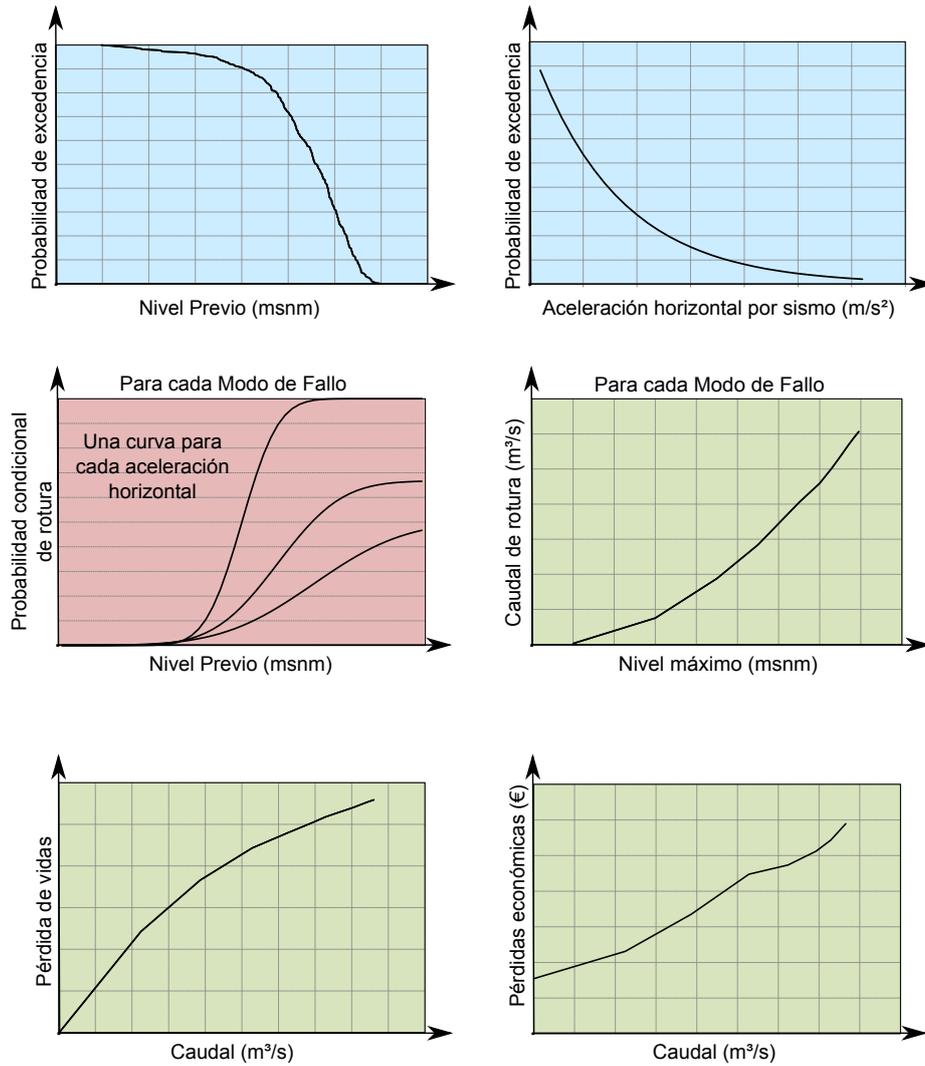


Figura 1.11: Resumen de las relaciones básicas para alimentar un modelo de riesgo de escenario sísmico.

intervalos se convierte en una rama, cuya probabilidad y nivel representativo se calculan como se ha explicado.

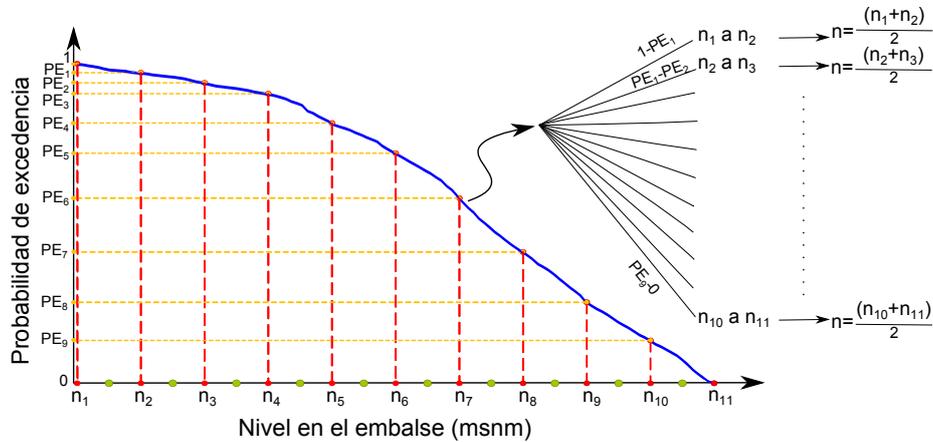


Figura 1.12: Ejemplo de discretización de una variable continua.

Cuando se realiza la partición de una variable continua en intervalos, se consigue una mayor precisión cuanto más pequeños sean éstos. Obviamente esto lleva a tener más ramas en el árbol de eventos. Si el árbol de eventos se fuera a resolver de manera manual, el número de intervalos tendría que ser forzosamente pequeño. Con el empleo de software que automatice los cálculos, esto deja de ser un problema. Por otra parte, los intervalos no tienen porqué ser equidistantes y a igual número de intervalos, su distribución puede ser crucial para conseguir una buena precisión en los resultados. Este tema se trata con más profundidad en el apéndice B.

1.3.7. Ajustes relativos a la consideración de varios modos de fallo

Cuando se estudian presas con varios modos de fallo, se deben tener en cuenta algunas consideraciones específicas como son los ajustes por causa común y la congelación de variables. Se incluye a continuación una exposición de estos conceptos y de cómo afectan a los cálculos aquí discutidos. Para más información, se puede consultar [84].

Una herramienta numérica que pretenda poder realizar cálculos de riesgo en el campo de seguridad de presas, debe ser capaz de realizar los ajustes que se exponen a continuación.

Ajuste de causa común

Cuando dentro de un escenario existen k modos de fallo no mutuamente excluyentes entre sí (con una probabilidad condicional individual p_i), la probabilidad total de rotura en el escenario se encuentra entre los límites fijados por el Teorema de los límites unimodales [111]. Dicho teorema es pues una forma de acotar

la magnitud de la probabilidad total de rotura en escenarios que derivan de una causa común:

$$\max(p_i) \leq p_r^e \leq 1 - \prod_{i=1}^k (1 - p_i)$$

Si se decide realizar un ajuste por el límite inferior, una opción con sentido físico es mantener sin ajustar la probabilidad del modo de fallo más probable y reducir el resto de probabilidades a 0. Esto se corresponde con un proceso de dominancia y equivale a decir que si la presa rompe, romperá antes por ese determinado modo de fallo, no dando lugar a que pueda romper por los demás. La figura 1.13 ilustra la situación mediante un diagrama de Venn.

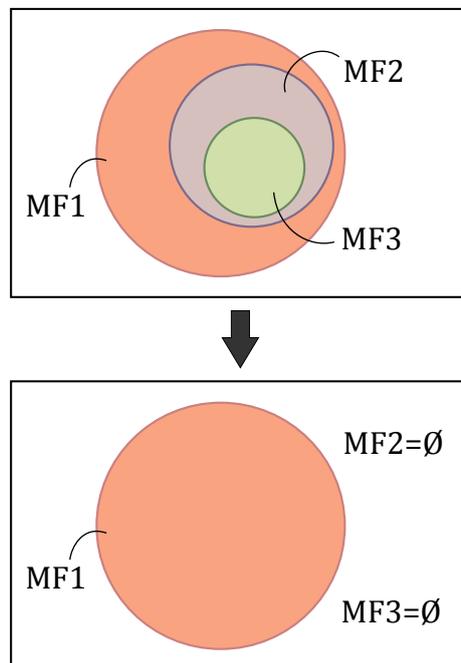


Figura 1.13: Diagrama de Venn del ajuste de causa común por el límite inferior.

Si se decide realizar un ajuste por el límite superior, se pueden ajustar todos los modos de fallo en la misma medida para que la suma de probabilidades sea igual a la calculada mediante el límite superior. El diagrama de Venn de la figura 1.14 muestra esta situación. También es posible realizar algún tipo de promedio entre ambos ajustes.

Congelación

Este ajuste se realiza para corregir una limitación del cálculo de árboles de eventos tal como se plantea habitualmente. En un escenario hidrológico la sollicitación que supone una avenida es un proceso que se desarrolla en el tiempo. Esto se puede apreciar por ejemplo en el embalse, que parte de un cierto nivel y va subiendo (relativamente despacio) hasta alcanzar su máximo nivel (para

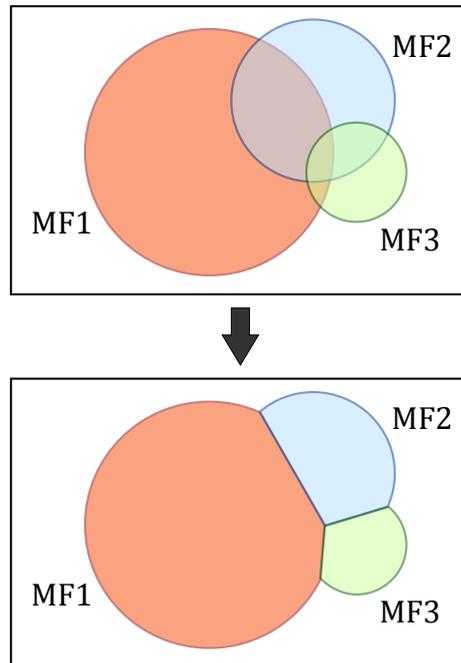


Figura 1.14: Diagrama de Venn del ajuste de causa común por el límite superior.

ese episodio). Es posible que para un cierto nivel haya unos modos de fallo con mayor probabilidad de rotura y que esta distribución sea distinta para otro nivel superior. Sin embargo existe la posibilidad de que no se llegue a alcanzar ese segundo nivel porque la presa rompa antes de alcanzarlo.

Este proceso en el tiempo es intrínsecamente difícil de modelar mediante árboles de eventos y la aproximación que algunos autores han seguido para corregir esta simplificación es suponer que cuando se alcanza una probabilidad total de rotura de 1 para un cierto nivel, se mantenga la distribución de probabilidades de rotura por modos de fallo, congelándolas para niveles superiores. Esta congelación también puede extenderse a otras variables como por ejemplo el caudal de rotura.

Sin embargo hay que enfatizar que este enfoque sigue siendo una aproximación y que en casos como el escenario sísmico donde las cargas son prácticamente instantáneas no tiene sentido aplicarlo.

Capítulo 2

Estudio de solicitaciones: avenidas y sismos

2.1. Las solicitaciones en el análisis de riesgo

Un modelo de riesgo parte de un evento inicial que provoca las cargas a las que es sometida la presa (apartado 1.3.2). En el escenario hidrológico este evento es una avenida y en el escenario sísmico este evento es un sismo¹.

El presente capítulo explica cómo se modelan los eventos extremos que son las avenidas y los sismos y cómo se introducen en los modelos de riesgo. Así, dentro del proceso general del análisis de riesgo, el estudio hidrológico forma parte del análisis de las cargas, tal como se muestra en la figura 2.1.

En el escenario hidrológico, el fenómeno a estudiar son las avenidas. Estas se pueden caracterizar con la magnitud del volumen total de aportación, aunque lo más común es hacerlo a través del valor de su caudal pico Q_p , o máximo caudal que se produce en un punto de la cuenca por el transcurso del hidrograma. Además, llevan asociada una cierta frecuencia de ocurrencia, explicitada mediante su probabilidad anual de excedencia PAE (probabilidad de que el caudal pico de la mayor avenida en un año cualquiera supere un determinado caudal Q) o su periodo de retorno T (inverso de la PAE, es el tiempo medio en años que discurre entre distintos eventos con caudales superiores a dicho valor Q).

El objetivo perseguido en el estudio hidrológico de un embalse es la obtención de las solicitaciones hidrológicas sobre la presa. Para ello se busca obtener los hidrogramas de entrada para las distintas probabilidades anuales de excedencia consideradas en el modelo.

En el propio modelo de riesgo, los resultados obtenidos en el estudio hidrológico se incluyen en el nodo *Avenida* y se emplean asimismo para los cálculos relacionados con la laminación, como se muestra en la figura 2.2.

¹En el escenario normal, no hay un evento extremo que desencadene la rotura, ya que modela precisamente la probabilidad de rotura cuando no hay un evento extremo.

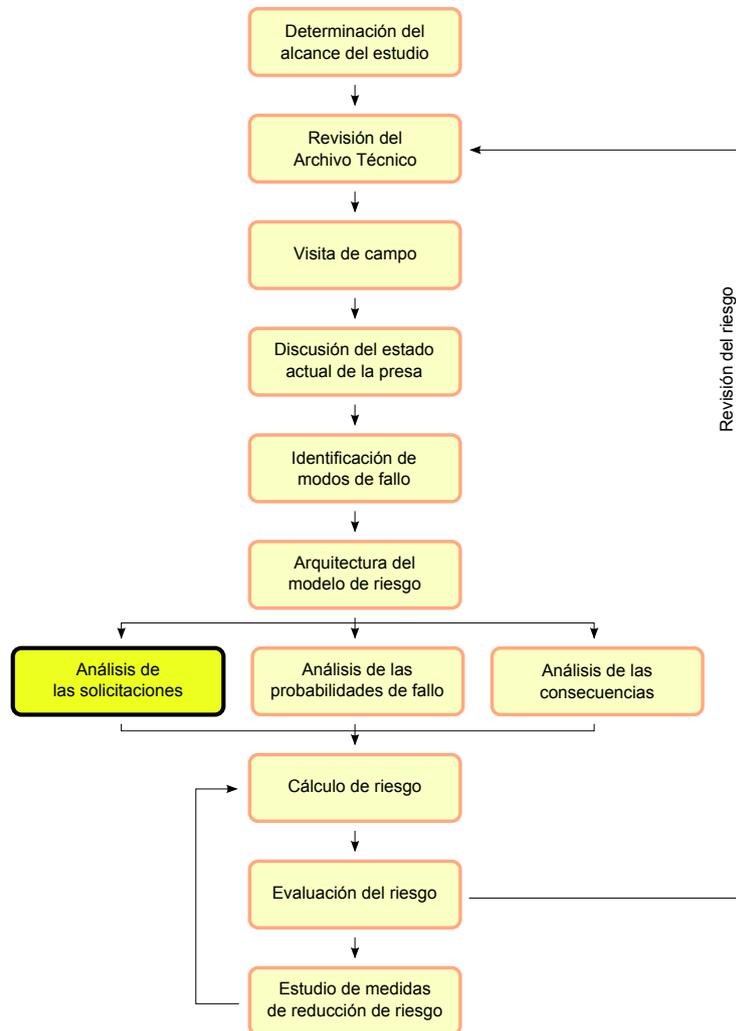


Figura 2.1: Ubicación de los estudios hidrológico y sísmico en el proceso general del análisis de riesgo.

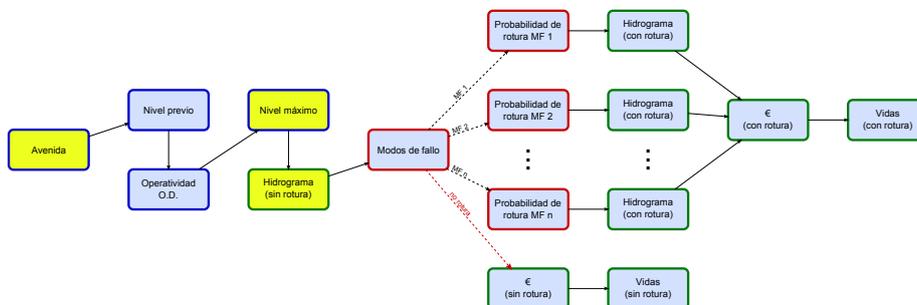


Figura 2.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la hidrología.

La información que se desprende del estudio hidrológico afecta al modelo de riesgo de dos formas distintas:

- Por un lado, en el nodo *Avenida* se indica la avenida entrante, calculando con su PAE la probabilidad asociada a cada rama del árbol de eventos.
- Por otro, los datos numéricos de los hidrogramas completos se utilizan en el cálculo de la laminación del embalse, con la que se obtienen a su vez los nodos correspondientes de *Nivel máximo* e *Hidrograma (sin rotura)*.

En el escenario sísmico, se modela la probabilidad de presentación del sismo mediante una variable representativa, normalmente la aceleración básica. De manera análoga al modelo del escenario hidrológico, en el modelo de riesgo (figura 2.3), el nodo *Sismo* introduce el sismo y su probabilidad de ocurrencia y a continuación se introducen nodos que proporcionen aquellas propiedades del sismo necesarias para realizar los cálculos posteriores (en la figura, el nodo *Aceleración horizontal*).

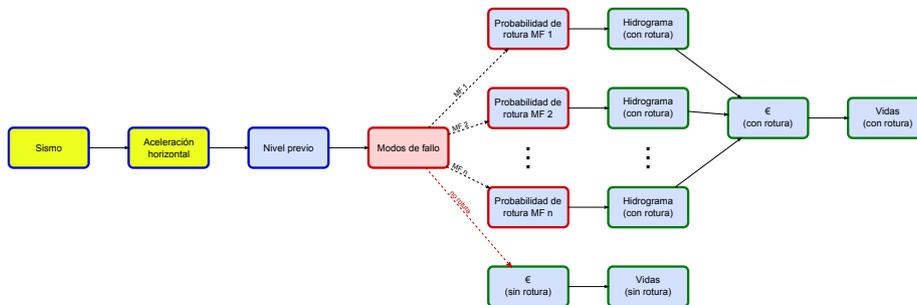


Figura 2.3: Nodos del modelo de riesgo afectados por el estudio sísmico.

En el escenario normal, las propias cargas son los niveles diarios de embalse, cuya modelación se explica en el capítulo 3, sin que intervenga ningún evento extremo como las avenidas o los sismos.

2.2. Determinación de los sismos de cálculo

El objetivo del estudio sísmico debe ser la obtención de una serie de sismos para los periodos de retorno que se vayan a estudiar. Para ello, se pueden seguir dos rutas. La primera consistiría en generar sismos sintéticos para los periodos de retorno buscados. La segunda sería trabajar únicamente con un valor que caracterice al sismo y que pueda servir para realizar un análisis simplificado del efecto del sismo, por ejemplo la aceleración horizontal máxima. En esta segunda opción, lo que se busca es la caracterización estadística de dicha variable.

En España, la primera opción se puede llevar a cabo apoyándose en los espectros de respuesta proporcionados por la normativa vigente, en la actualidad la NCSE-02 [113] (ver figura 2.4). Con ellos se pueden obtener acelerogramas sintéticos como el que se muestra en la figura 2.5, que después serán utilizados para calcular las probabilidades de fallo. En zonas de alta sismicidad o con

condiciones especiales puede ser necesario recurrir a estudios sismotectónicos [41].

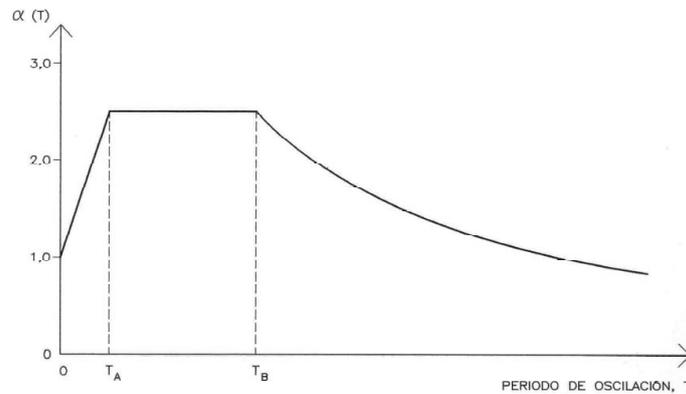


Figura 2.4: Espectro de respuesta elástica [113].

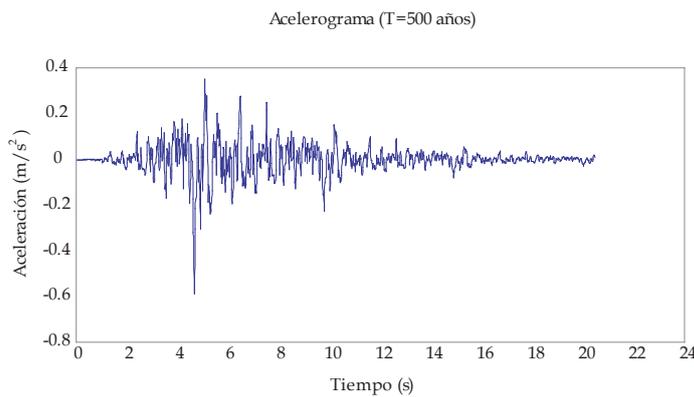


Figura 2.5: Ejemplo de acelerograma sintético elaborado para un periodo de retorno de 500 años [72].

En cuanto a la segunda opción, en España, la norma NCSE-02 proporciona un mapa de peligrosidad sísmica con valores de la aceleración horizontal asociada a un periodo de retorno de 500 años [41] (ver figura 2.7). A partir de esta aceleración se puede obtener la aceleración de cualquier periodo de retorno mediante la fórmula propuesta en la NCSE-94 [115]:

$$a_T = a_{500} \cdot \left(\frac{T}{500} \right)^{0,37}$$

Con esta fórmula, se obtienen distribuciones de probabilidad como la mostrada en la figura 2.6, que son directamente introducibles en el modelo de riesgo.

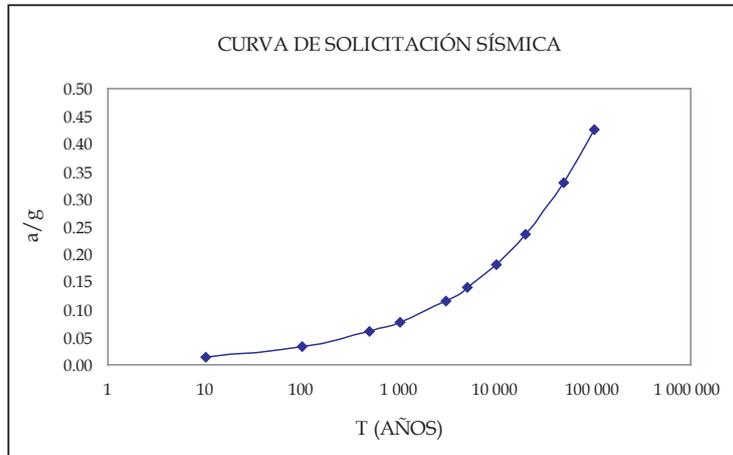


Figura 2.6: Curva de solicitación sísmica en función de la aceleración horizontal de cálculo, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad [72].

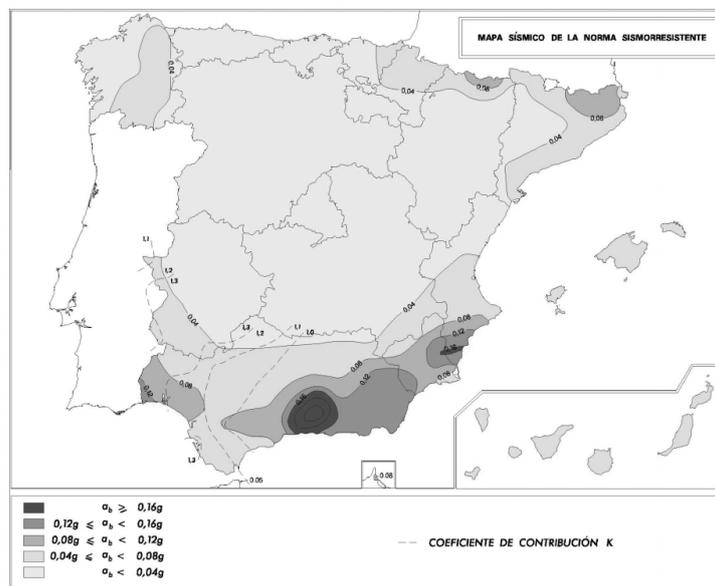


Figura 2.7: Mapa de peligrosidad sísmica en España [113].

En el presente documento se trata con más detalle el escenario hidrológico, ya que los casos prácticos que se exponen (capítulos 16 y 17) no incluyen modelos con escenario sísmico.

2.3. Determinación de los hidrogramas de avenida

El propósito del estudio hidrológico en el análisis de riesgo es la obtención de una serie de hidrogramas de avenida completos con un cierto periodo de retorno asociado. Esto significa que deben obtenerse tanto la forma de los hidrogramas como su magnitud (caracterizada normalmente por el valor de su caudal máximo o de su volumen total). En base a esto se plantean en este capítulo dos metodologías para su estimación:

- Cálculo de los hidrogramas completos mediante métodos hidrometeorológicos.
- Obtención de los hidrogramas por escalado de uno(s) previo(s) en base a una cierta variable, generalmente el caudal pico Q_p .

El planteamiento de cada una de las metodologías propuestas se expone a continuación.

2.3.1. Cálculo mediante métodos hidrometeorológicos

Los métodos hidrometeorológicos determinan directamente la evolución completa de caudales entrantes al embalse, consecuencia de las tormentas de igual periodo de retorno T que los requeridos en el modelo de riesgo. Es decir, la forma y la magnitud del hidrograma se definen a la vez.

Su cálculo se realiza mediante modelos de transformación de lluvia-escorrentía. Éstos precisan como datos de entrada las características geomorfológicas de la cuenca así como las aportaciones hidrológicas o precipitaciones sobre dicha cuenca.

La figura 2.8 esquematiza el proceso de cálculo de los hidrogramas de avenida con un nivel de estudio detallado: en primer lugar se lleva a cabo la extrapolación estadística de datos pluviométricos a las PAEs buscadas, y a continuación se integra esa información en los modelos hidrometeorológicos de transformación lluvia-escorrentía junto con los parámetros de caracterización de la cuenca.

Dada la complejidad de estos métodos, el planteamiento propuesto se complementa con lo indicado en el apartado 2.4 siguiente. En él se describen sucintamente los fundamentos de los métodos hidrometeorológicos, los datos necesarios y su integración en los modelos.

2.3.2. Escalado de hidrogramas previos

Para un nivel de estudio somero se puede recurrir al escalado de un cierto hidrograma completo previo. Los pasos generales a seguir serían:

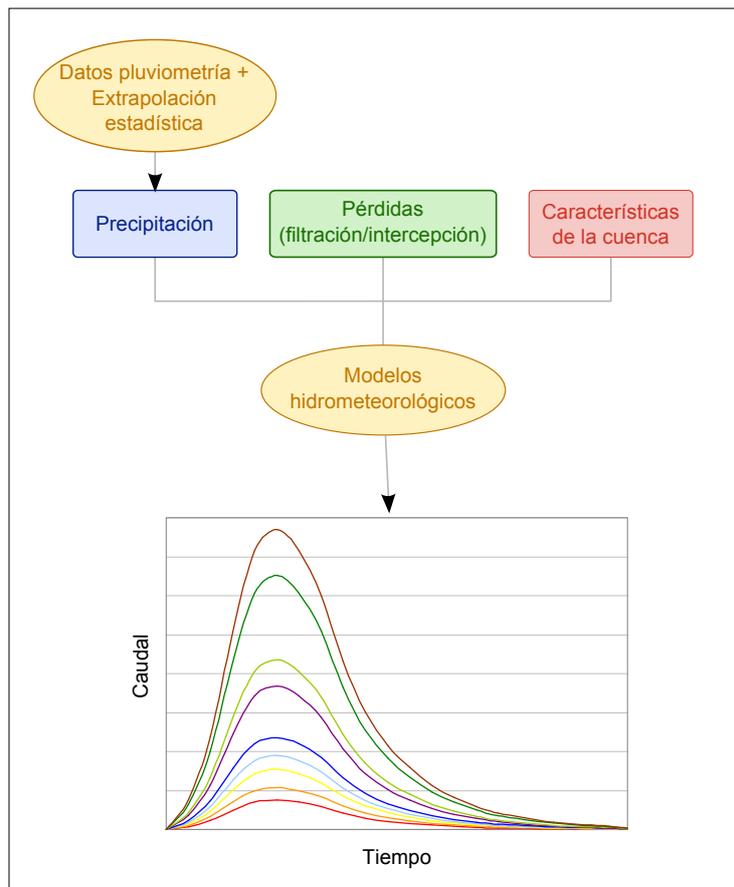


Figura 2.8: Esquema del proceso de obtención de los hidrogramas de avenida utilizando métodos hidrometeorológicos.

1. Se parte de un hidrograma previamente determinado de entrada al embalse, con un caudal pico Q_p . El hidrograma puede provenir del registro de algún hidrograma histórico o haberse obtenido mediante métodos hidrometeorológicos.
2. Por otro lado, se estima el caudal pico Q'_p de la avenida correspondiente a un T' (del que se desee obtener su hidrograma) en dicho punto.
3. Finalmente el hidrograma completo de periodo de retorno T' se obtiene modificando proporcionalmente el correspondiente a T , y utilizando como factor de ampliación o reducción el cociente Q'_p/Q_p .

Así, se parte de una forma predefinida y se caracteriza la magnitud de la avenida por su caudal pico. Lo único que se debe calcular son estos caudales, correspondientes a los distintos periodos de retorno considerados en el modelo de riesgo. Para su obtención se plantean en el apartado 2.5 del presente capítulo tres tipos de métodos: cálculo de caudales mediante fórmulas empíricas, mediante extrapolación de datos aforados, o bien utilizando métodos hidrometeorológicos (como por ejemplo el Método Racional o el de Témez).

La figura 2.9 representa el esquema conceptual del procedimiento a seguir para obtener los hidrogramas de avenida a partir de hidrogramas previos.

2.4. Los métodos hidrometeorológicos

Este tipo de métodos se basan en funciones de transformación de variables meteorológicas (fundamentalmente precipitación) a escorrentía superficial (caudales), sirviéndose para ello de modelos determinísticos de mayor o menor complejidad.

2.4.1. Clasificación

Una primera clasificación comúnmente planteada de los métodos hidrometeorológicos los diferencia entre agregados y distribuidos. Los métodos distribuidos consideran variabilidad espacial en el valor de los parámetros y variables hidrológicas (precipitación, pendiente del terreno, parámetros de infiltración...). Discretizan la cuenca en celdas de tal forma que a cada celda se le asignan valores de los distintos parámetros implicados, resolviendo las ecuaciones celda a celda. En los métodos agregados se resuelven las ecuaciones a nivel de toda la cuenca (o subcuenca), a la que se asignan valores de los parámetros que sean representativos de toda ella.

Otra clasificación posible, y quizás más ajustada a los propósitos de este estudio, sería la siguiente:

- Los métodos que posibilitan el cálculo del hidrograma completo de avenida. Entre ellos, el más común es el método del Hidrograma Unitario (HU).

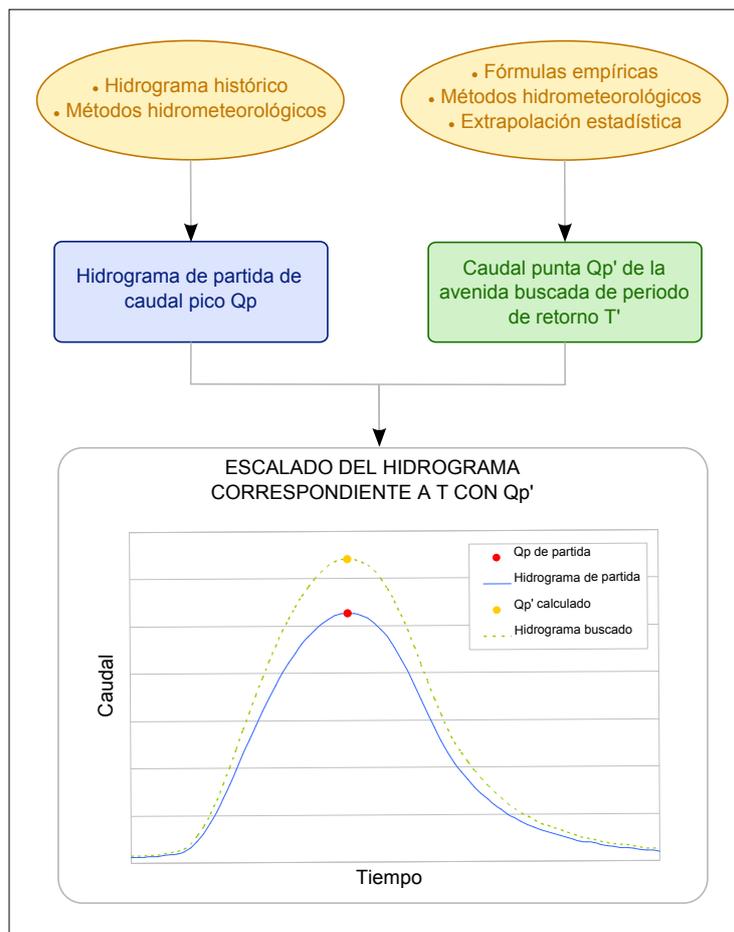


Figura 2.9: Esquema del proceso de obtención de los hidrogramas de avenida mediante escalado de hidrogramas previos.

- Los métodos que proporcionan únicamente el valor del caudal pico Q_p en un punto de la cuenca, generalmente en el punto de salida de la misma. Entre los más utilizados se pueden citar el Método Racional o el Método de Témez.

El primer grupo de métodos es el que se utiliza para obtener directamente el hidrograma de avenida para una tormenta de un determinado periodo de retorno, a partir de los datos de la cuenca y de las precipitaciones. Con el segundo se obtienen los caudales punta de cierto periodo de retorno T con los que se escalan los hidrogramas previos.

2.4.2. Procedimiento de cálculo

En el proceso de cálculo de los hidrogramas de una avenida es necesario determinar una serie de información con la que se resuelven los modelos hidrometeorológicos planteados:

1. Datos pluviométricos.
2. Características físicas de la cuenca.
3. Modelo de infiltración.
4. Modelo de transformación lluvia-escorrentía.

Datos pluviométricos

Las precipitaciones atmosféricas, y en particular las referentes a lluvias, constituyen las entradas de agua en la cuenca y la evolución de su llegada a un punto se registra mediante pluviómetros. De ellos se obtiene directamente el pluviograma, gráfico cronológico de la lluvia acumulada desde el inicio del chubasco. Derivando éste se obtiene la intensidad de la lluvia en función del tiempo (generalmente en mm/h) y viene representada por el hietograma. Un ejemplo de ambos tipos de gráficas se recoge en la figura 2.10.

Partiendo de los registros históricos de precipitación acumulada diaria se puede obtener la precipitación diaria asociada a cierto periodo de retorno. Esto se hace mediante el análisis estadístico de los datos de las estaciones pluviométricas de la zona [64] (ver apartado 2.5.2).

Además de la precipitación, se debe definir su distribución temporal. La falta de registros para diversas duraciones de las tormentas suele conducir al empleo de curvas IDF, que relacionan la intensidad media máxima anual para una determinada duración, y para un determinado nivel de probabilidad o periodo de retorno (figura 2.11). Con las curvas IDF se puede transformar en intensidad los datos de precipitación diaria disponibles considerando distintas duraciones.

Para tener en cuenta la variabilidad espacial de la intensidad de lluvia se recurre a la interpolación y a la promediación (por ejemplo mediante polígonos de Thiessen, medias ponderadas o isoyetas) a partir de datos de aquellos puntos de la cuenca que cuenten con registros de precipitación.

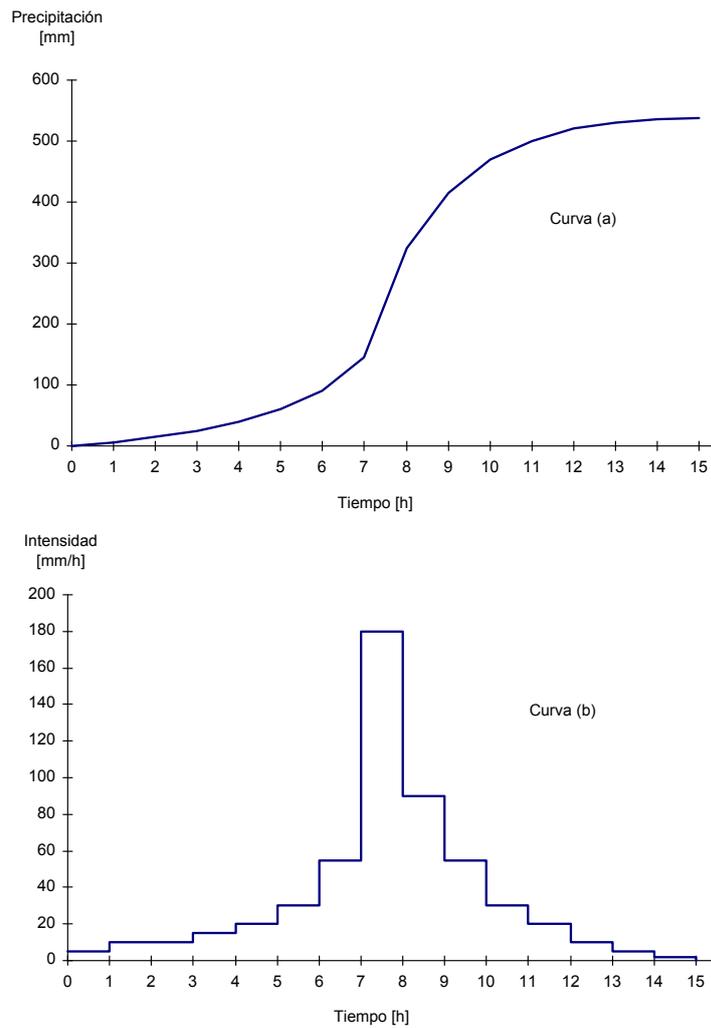


Figura 2.10: Ejemplo de pluviograma (a) y de hietograma (b).

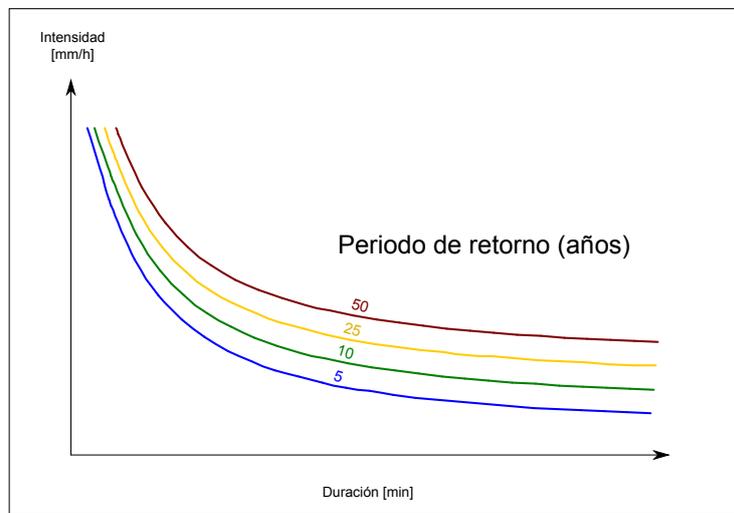


Figura 2.11: Ejemplo de curvas IDF.

En caso de que el deshielo de las partes altas de la cuenca sea relevante, habrá que integrarlo también en el modelo hidrometeorológico.

Características de la cuenca

Una vez caída la lluvia sobre el suelo, parte de ésta se transforma en escorrentía superficial. Esta escorrentía superficial se concentra en la red de cauces de la cuenca generando el caudal de avenida en el punto de desagüe considerado. Las características de la cuenca que sirven para el cálculo de dicha escorrentía pueden distinguirse en dos grupos: las que caracterizan la capacidad de infiltración del suelo y las que definen físicamente la red de drenaje. En primer lugar es necesario caracterizar el suelo sobre el que cae la lluvia para conocer qué porción de ésta infiltra y cuál discurre en superficie; esto es, conocer qué porcentaje de lluvia total produce escorrentía (lluvia neta). Fundamentalmente, los parámetros que definen esta transformación son:

- La naturaleza del suelo: en suelos arenosos, por ejemplo, el agua infiltra más rápidamente que una superficie rocosa.
- La pendiente del terreno.
- Los usos del suelo y tipo de cobertura vegetal.
- El estado previo a la caída de la lluvia (en particular su humedad), que depende a su vez de las lluvias precedentes.
- La duración e intensidad de la lluvia.

Otro tipo de información que se puede requerir en el cálculo hidrometeorológico de avenidas son las características físicas de la red de drenaje. Éstas definen la evolución de la escorrentía a lo largo de la cuenca. Se destacan aquí por su

importancia la sección transversal del cauce, la rugosidad del terreno, su pendiente y la longitud del recorrido. Estas características son especialmente útiles, por ejemplo, para la determinación del tiempo de concentración de la cuenca: tiempo que tarda en salir por el punto de desagüe la última gota de escorrentía superficial debida a la lluvia neta en un instante dado. Dada la complejidad de evaluación de estos datos para la totalidad de la cuenca, así como la dificultad de integrarlos de forma precisa en cualquier tipo de modelo, en general se asumen para ellos expresiones simples y valores medios y constantes [64].

Modelo de infiltración

Una vez definida cuál es la lluvia considerada sobre la cuenca así como los parámetros más relevantes de la misma que afectan a la producción de flujo superficial, es necesario determinar qué porción de dicha lluvia se transforma en escorrentía. A dicha porción de lluvia se le llama lluvia neta.

La parte de la lluvia que no interviene en la formación de la escorrentía superficial se denomina pérdidas, e incluye la intercepción por la vegetación, el almacenamiento en las depresiones del suelo y la infiltración. Es de notar aquí que para el cálculo de avenidas se desprecian los procesos de evapotranspiración, mucho más lentos comparativamente que los procesos de escorrentía de tormentas.

Se citan aquí tres métodos de estimación de lluvia neta comúnmente utilizados: el método de Horton, el método de Holtan, y el método empírico del Soil Conservation Service (SCS).

El método de Horton (1940) es uno de los más empleados en hidrología. Se basa en la hipótesis de que la capacidad de infiltración comienza con un valor máximo al comenzar el aguacero y decrece exponencialmente en el tiempo hasta alcanzar un valor más o menos constante, que coincide con la conductividad hidráulica en saturación. Este método suele ofrecer buenos resultados, aunque ignora la influencia de la humedad inicial del suelo, depende directamente del tiempo, y la estimación de los 3 parámetros del modelo plantea ciertas dificultades.

Por su parte, el método de Holtan (1971) asume 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 algún exponente. Pese a la simplificación que supone del fenómeno físico, su gran sencillez hace que sea frecuentemente utilizada.

El método del SCS (1972) es ampliamente utilizado en la actualidad. Éste asume la existencia de un umbral P_0 por debajo del cual las precipitaciones no provocan escorrentía. Para el caso de España, P_0 está tabulado para condiciones medias de humedad del complejo suelo-vegetación. Este método plantea como ventajas que sólo tiene un parámetro, cuya estimación no presenta dificultad y cuyas tablas están muy experimentadas, y que la infiltración depende de la precipitación.

Modelo de transformación lluvia-escorrentía

Evaluada la parte de la lluvia que produce escorrentía (lluvia neta), es necesario saber cómo se transforma en caudal circulante por el río o hidrograma. De este último puede interesar determinar su evolución temporal completa a lo largo de toda la avenida, o únicamente el valor del caudal máximo.

Para la primera casuística, se debe obtener una función de transformación del hietograma neto en hidrograma de escorrentía. La teoría más utilizada es la del hidrograma unitario [145], que integra tanto el movimiento en ladera como el movimiento en cauce de la escorrentía superficial. Este hidrograma unitario (o HU) se define como la escorrentía superficial resultante de una lluvia neta de 1 mm repartida uniformemente sobre dicha cuenca y con una distribución constante a lo largo de un determinado intervalo de tiempo. Su aplicación se basa en la hipótesis de que el sistema lluvia neta-escorrentía es un sistema lineal invariante en el tiempo y que por lo tanto cumple con los principios de constancia del tiempo base, proporcionalidad y superposición. La complejidad y el gran número de datos necesarios para obtener un HU a partir de registros históricos han conducido a utilizar HU sintéticos, como por ejemplo el del SCS, el triangular de Témez o el de Clark.

Por otro lado, para el cálculo exclusivo del caudal máximo asociado a una lluvia extrema, se recurre a otro tipo de métodos, entre los que destaca el Método Racional por su sencillez (se estima que este método es el seleccionado en el 90% de los casos en países como Gran Bretaña, Canadá o Australia). Según éste, el caudal máximo depende del área de la cuenca, de la lluvia caída, y del coeficiente de escorrentía. Témez propuso una corrección de la fórmula del método racional integrando un coeficiente de uniformidad de las lluvias.

Herramientas de cálculo: los modelos numéricos

Según lo visto, el cálculo de los hidrogramas de avenida se puede realizar mediante modelos hidrometeorológicos basados en ecuaciones que tratan de simular el comportamiento físico de una cuenca frente a unas ciertas precipitaciones. Con frecuencia dicho cálculo resulta difícilmente abordable de forma manual, y se recurre a herramientas informáticas de cálculo: los modelos numéricos. Éstos integran las mencionadas ecuaciones y ofrecen los resultados de forma sencilla y manejable.

Dos ejemplos de modelos numéricos ampliamente utilizados en el mundo de la hidrología son el HEC-HMS [140] y el WinTR-20 [1].

2.5. Cálculo de lluvias/caudales máximos

Como se ha visto, en función de la metodología seguida para obtener los hidrogramas de avenida se precisan conocer los caudales pico $Q_p(T)$ asociados a un cierto periodo de retorno T (para el escalado de hidrogramas previos), o

bien las precipitaciones máximas $P(T)$ (como dato de entrada para el modelo hidrometeorológico). Esta información puede obtenerse de 3 formas distintas:

- Fórmulas empíricas (para el cálculo de Q_p).
- Extrapolación estadística (para el cálculo de Q_p y/o P).
- Métodos hidrometeorológicos (para el cálculo de Q_p).

En este punto, por métodos hidrometeorológicos se entiende aquellos que sólo ofrecen como resultado un caudal máximo (por ejemplo el método racional). Estos métodos utilizan como dato la $P(T)$ calculada mediante extrapolación estadística. El análisis de los métodos hidrometeorológicos ha sido objeto de estudio en el apartado 2.4 del presente capítulo, por lo tanto se repasan a continuación las principales características de los otros dos grupos: las fórmulas empíricas y la extrapolación estadística.

2.5.1. Fórmulas empíricas

Se trata de fórmulas que relacionan el caudal pico Q_p en el punto de salida de una cuenca exclusivamente con sus características, por lo que suponen una gran simplificación del fenómeno de la crecida; no tienen en cuenta aspectos tales como por ejemplo el clima de la región. Su ámbito de aplicación se reduce a dar un primer valor de referencia u orden de magnitud.

De entre las fórmulas disponibles en la bibliografía técnica, se presentan a continuación algunos ejemplos de aquellas que consideran la frecuencia de la avenida considerada [107] y que por lo tanto pueden ser útiles a la hora de escalar hidrogramas de distinto periodo de retorno:

Passeti

$$Q_p = \frac{\lambda \cdot P_{24}}{L} \cdot \left(S_m + \frac{S_p}{3} \right)$$

donde Q_p es el caudal (m^3/s), P_{24} es la precipitación máxima en 24 horas (m), S_m es la superficie montañosa (km^2), S_p es la superficie llana (km^2), λ es un factor entre 700 y 800 inversamente proporcional a L y L es la longitud máxima de la cuenca (km).

Fuller

$$Q_p = Q_1 \cdot (1 + 0,8 \cdot \log_{10} T)$$

donde Q_1 es la media de los caudales diarios de cada año (m^3/s) y T es el periodo de retorno (años).

2.5.2. Extrapolación estadística

Principios

Se basa en el tratamiento de los datos foronómicos (de caudales) o pluviométricos (de lluvias) locales y regionales existentes, utilizando adecuadamente las

referencias históricas disponibles. A partir esta información se pretenden estimar las características de avenidas extremas, con probabilidades de excedencia varios órdenes menores que las de las avenidas registradas.

En el estudio estadístico de estos datos se asume que no existe correlación (ni temporal ni espacial) entre datos de observaciones adyacentes. Esto es, se plantea un análisis estadístico directo, sin considerar el estudio de la física de los procesos que los han generado y asumiendo por tanto que es un proceso aleatorio. Este tipo de tratamiento es adecuado para la observación de eventos hidrológicos extremos, como son las avenidas, y para datos hidrológicos promediados a lo largo de grandes periodos de tiempo, como son las precipitaciones máximas anuales [40].

Fuentes de información

Generalmente, los datos utilizados se basan en registros de menos de 100 años de longitud, aunque pueden alargarse hasta 150 años utilizando información histórica. Swain, Bowles y Ostenaar [158] describen 4 tipos de fuentes de información que sirven para plantear la extrapolación a PAEs suficientemente pequeñas.

Datos de caudales. Este tipo de datos sirve por un lado para el estudio de frecuencias de avenidas y por otro para el desarrollo de hidrogramas de avenida. Los registros de caudales provienen de los datos recogidos en estaciones de aforo y por medidas indirectas en otros lugares. En España, los datos de caudales están publicados por el CEDEX, clasificados por cuencas hidrográficas, y cuentan ya con un tratamiento estadístico y depuración de errores.

Datos climatológicos. Los datos de precipitación y climatología usados en los modelos hidrológicos pueden incluir datos de lluvia, nieve, temperatura, velocidad del viento... de distintas estaciones meteorológicas, variando entre una y otra en la longitud de las series obtenidas y su calidad.

Datos históricos. Con éstos se puede extender la longitud de la serie de varios tipos de datos, en particular para observaciones de los eventos más extremos; se suelen utilizar para extender registros de caudales punta. Las observaciones históricas pueden proveer información sobre otro tipo de datos, como frecuencias de tormentas extremas, o cambios en usos del suelo o vegetación. Sin embargo, como en cualquier tipo de datos históricos, la precisión y la validez de las observaciones han de ser evaluadas cuidadosamente y comparadas con los otros tipos de datos usados en el análisis.

Datos de paleoavenidas. Se entiende por hidrología de paleoavenidas el estudio de eventos antiguos de avenidas ocurridos antes de registros de observaciones o medidas directas por procedimientos modernos [18]. A diferencia de los datos históricos, los de paleoavenidas no involucran la observación directa de eventos de avenidas. Por el contrario, se estudian registros geomorfológicos y estratigráficos de avenidas pasadas. La ventaja de usar este tipo de datos es que se pueden desarrollar series 10 o 100

veces más largas que los registros históricos convencionales. Además, el registro de paleoavenidas es una medida a largo término de la tendencia de un río a producir grandes avenidas.

Los datos de paleoavenidas incluyen generalmente registros de las avenidas más importantes, o de forma general los límites de los escenarios de grandes avenidas a lo largo de grandes periodos de tiempo. Esta información puede convertirse a caudales pico mediante modelos hidráulicos. Generalmente, los datos de paleoavenidas constan de dos componentes independientes. Uno es la estimación del caudal punta y otro es el tiempo o periodo en el que se puede aplicar dicho caudal. Esta técnica puede proporcionar estimaciones de caudales punta para avenidas específicas del pasado, o bien las cotas de las probabilidades de excedencia para largos periodos de tiempo.

Procedimiento de cálculo

En el caso de disponer de suficientes datos, los pasos básicos planteados para utilizar la extrapolación estadística son: recopilación de datos, análisis de datos, extrapolación estadística (de precipitaciones o caudales máximos), y contraste de resultados.

Recopilación de datos. El primer paso consiste en obtener una serie suficientemente larga y fiable de datos meteorológicos (precipitaciones) y/o hidrométricos (caudales). Tanto en el análisis de lluvias como de caudales registrados se suelen emplear modelos de series anuales de máximos, tomando como datos los valores máximos anuales de cada variable (precipitación o caudal). Las fuentes de las que se pueden obtener dichos datos se han repasado en el apartado anterior.

Análisis de los datos. Se debe estudiar la fiabilidad de los datos aportados por las estaciones pluviométricas y de aforo, y si es oportuno comprobar la validez de valores anómalos. Ciertos factores pueden alterar la validez de las lecturas, tanto en los pluviómetros (efectos de la evaporación, de elementos perturbadores de la distribución como árboles o edificios...) así como en las estaciones foronómicas (errores de calibrado de las curvas, degradación de los elementos de las estaciones, errores de transcripción...). Puede ser pertinente corregir los datos mediante fórmulas o tablas de centros meteorológicos, o bien reevaluar las curvas de gasto de las estaciones.

Extrapolación estadística. Para la extrapolación estadística de los datos de precipitaciones o de caudales máximos se puede recurrir a diversas leyes de distribución y métodos de ajuste de parámetros. Las leyes más utilizadas o con mayor interés [63] son:

- Gumbel: distribución teórica de los extremos de una población normal, es la más empleada pese a ofrecer un mal ajuste en la zona mediterránea.
- General Extreme Value (GEV): recomendada en los estudios estadísticos de avenidas en Gran Bretaña [122].

- Log-Pearson III (LP3): utilizada de forma normativa en Estados Unidos [127].
- Two Component Extreme Value (TCEV): desarrollada en Italia, sirve para reproducir la existencia de más de un origen de las crecidas mediterráneas [135].
- SQRT-ETmax: de origen japonés, esta distribución está desarrollada específicamente para máximos anuales de precipitación diaria y cuenta únicamente con 2 parámetros [55].

Para la estimación de los parámetros de las funciones anteriores son habituales los métodos de momentos (MOM), máxima verosimilitud (ML) y para funciones de distribución expresable en forma inversa los momentos ponderados probabilísticamente (PWM), y menos utilizado el método de mínimos cuadrados. Para más información acerca de cada una de las distribuciones y del ajuste paramétrico mediante dichos métodos, se puede consultar por ejemplo [63] o [79].

Finalmente, para la elección del mejor modelo se puede seguir alguno de los siguientes criterios: experiencia personal y/o recomendaciones institucionales, tests de ajuste estadísticos, comparación con la distribución empírica, o bien aplicación del Principio de Parsimonia.

Contraste de resultados. En todos los casos es conveniente el contraste de resultados por medio de la comparación con cuencas similares o bien, en el caso de caudales, con los obtenidos partiendo de las precipitaciones. En muchos casos el contraste con datos de calados en avenidas extraordinarias es un punto importante de control y calibrado de los resultados logrados.

Límites de aplicación

En el contexto del Análisis de Riesgo es habitual trabajar con probabilidades anuales de excedencia del orden de 10^{-4} , 10^{-5} e incluso menos. La primera limitación en la extrapolación de avenidas extremas tiene como base las características de los datos y la longitud de los registros usados en el análisis. Cada análisis de riesgo puede requerir de un rango de PAEs distinto, y por lo tanto los procedimientos de análisis y las fuentes de datos consultadas se deben seleccionar en función de los requerimientos del proyecto [158].

Los mayores beneficios a la hora de estimar avenidas extremas de forma creíble pueden alcanzarse combinando el uso de datos regionales de distintas fuentes. Así, los análisis que se basan en datos e información de precipitaciones, caudales y paleoavenidas regionales deberían ofrecer los resultados más precisos en la caracterización de avenidas con bajas PAE.

El cuadro 2.1 presenta una lista de los distintos tipos de datos que pueden usarse como base para la estimación de frecuencias de avenidas, y los límites de extrapolación típicos y óptimos para las PAE. Éstos se basan en los trabajos llevados a cabo en la Utah State University en el año 1997 [158].

Tipo de datos usados en el análisis de frecuencia de avenidas	Límite de aplicación en la extrapolación para Probabilidades Anuales de Excedencia	
	Típico	Óptimo
Datos in-situ de caudales	1 / 100	1 / 200
Datos regionales de caudales	1 / 750	1 / 1.000
Datos in-situ de caudales y de paleoavenidas	1 / 4.000	1 / 10.000
Datos regionales de precipitaciones	1 / 2.000	1 / 10.000
Datos regionales de caudales y de paleoavenidas	1 / 15.000	1 / 40.000
Combinaciones de datos regionales y extrapolados	1 / 40.000	1 / 100.000

Cuadro 2.1: Tipos de datos hidrometeorológicos utilizados y límites propuestos de extrapolación en el análisis de frecuencia de avenidas [158].

Los límites de extrapolación deben ser determinados en función de la longitud de los registros, número de estaciones en una región hidrológicamente homogénea, grado de correlación entre estaciones, y otras características que puedan afectar a la precisión de los datos. En cualquier caso, cada situación es diferente y debe ser evaluada individualmente.

Capítulo 3

Estudio de niveles de embalse

3.1. Los niveles previos en el análisis de riesgo

El estudio de los niveles previos tiene el objetivo de analizar la probabilidad de que el embalse se encuentre a un cierto nivel cuando llega la avenida, es decir, define la situación de partida en el embalse para estudiar las cargas que la avenida introduce.

Por lo tanto, dentro del proceso general del análisis de riesgo, el estudio de niveles previos forma parte del análisis de las cargas, tal como se muestra en la figura 3.1.

En el modelo de riesgo, el estudio de niveles previos es un dato previo que se utiliza para el cálculo del nivel máximo alcanzado en el embalse tras la llegada de la avenida y por lo tanto debe incluirse un nodo con esta información antes de los nodos que proporcionan los resultados de la laminación (ver figura 3.2). En este nodo se caracteriza la probabilidad de encontrarse en un determinado nivel previo cuando llega la avenida.

En conclusión, el objetivo del estudio de niveles previos es determinar la relación entre probabilidad y niveles en el embalse. Esta relación puede obtenerse utilizando el registro de niveles históricos en el embalse. Para ello es necesario contar con un registro suficientemente largo y representativo de la situación de explotación actual. Cuando esto no sea posible o cuando se desee evaluar alguna posible situación futura se debe recurrir a la simulación.

3.2. Obtención de la relación entre nivel previo y probabilidad

La relación entre el nivel previo y su probabilidad se suele incluir en el modelo de riesgo mediante una curva de probabilidad de excedencia de niveles en el embalse. Esta curva se obtiene a partir de una serie de datos suficientemente larga de los niveles en el embalse. Estos datos pueden provenir de una serie real

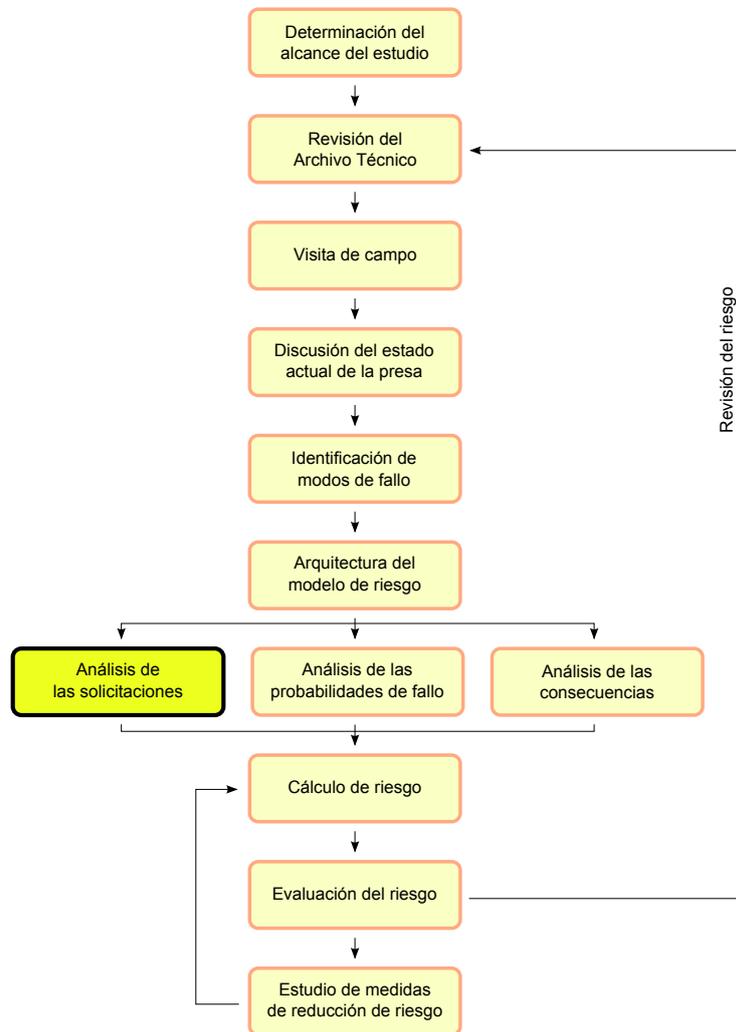


Figura 3.1: Ubicación del estudio de niveles previos en el proceso general del análisis de riesgo.

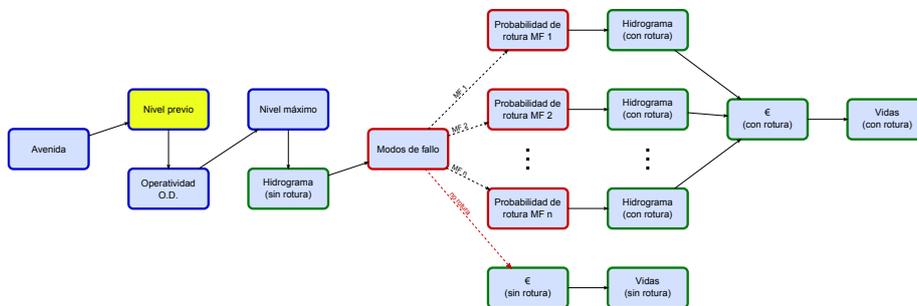


Figura 3.2: Nodo del modelo de riesgo afectado por los niveles previos de embalse (amarillo).

(registro histórico de niveles) o de series sintéticas (simulaciones del nivel en el embalse), como se explica en el apartado 3.3.

Para obtener la curva empírica de probabilidad de excedencia de los niveles en el embalse es necesario ordenar todos los datos de niveles de menor a mayor. De esta forma, la probabilidad de excedencia de cada nivel de embalse se obtiene con la siguiente fórmula [174]:

$$PE_n = 1 - \frac{i_n - 1}{N - 1}$$

donde PE_n es la probabilidad de excedencia de un nivel n , i_n es el número de orden del nivel n dentro de la serie de niveles cuando son ordenados de menor a mayor y N es la longitud de la series de niveles.

Cuando se representan gráficamente los niveles en el embalse y su probabilidad de excedencia se obtiene una curva como la que se muestra en la figura 3.3.

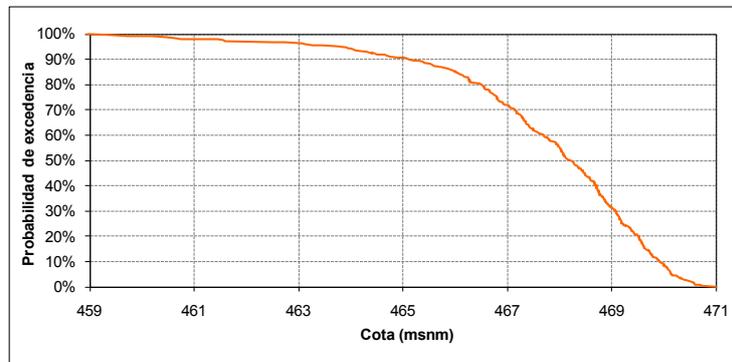


Figura 3.3: Ejemplo de curva de probabilidad de excedencia de los niveles previos en el embalse.

Para introducir esta curva en el modelo de riesgo es necesario que sea discretizada en varios intervalos. El número de intervalos depende de la precisión deseada, cuanto mayor sea más precisos serán los resultados. Obviamente esto lleva a tener más ramas en el árbol de eventos del modelo de riesgo. Si el árbol de eventos se fuera a resolver de manera manual, el número de intervalos tendría que ser forzosamente pequeño. Con el empleo de software que automatice los cálculos, esto deja de ser un problema.

En general, estos intervalos se suelen elegir equiespaciados dentro del rango de niveles previos que se da en el embalse, aunque en algunos casos puede interesar elegir los intervalos de forma manual, ya que su distribución puede ser crucial para conseguir una buena precisión en los resultados. Por ejemplo, cuando se estudian modos de fallo asociados a niveles máximos muy altos (como el sobrevvertido) y que posiblemente solo son factibles cuando en el embalse ya hay un nivel previo alto, entonces es necesario un mayor grado de detalle (y por lo tanto de intervalos) en la zona de la curva que representa los niveles previos mayores.

Independientemente de que este proceso se haga se haga de forma manual o automática, es necesario asociar a cada uno de estos intervalos un valor del nivel

del embalse (normalmente el punto medio del intervalo). La probabilidad de ocurrencia de cada intervalo se obtiene al restar la probabilidad de excedencia de los niveles extremos del intervalo, como se observa en la figura 3.4.

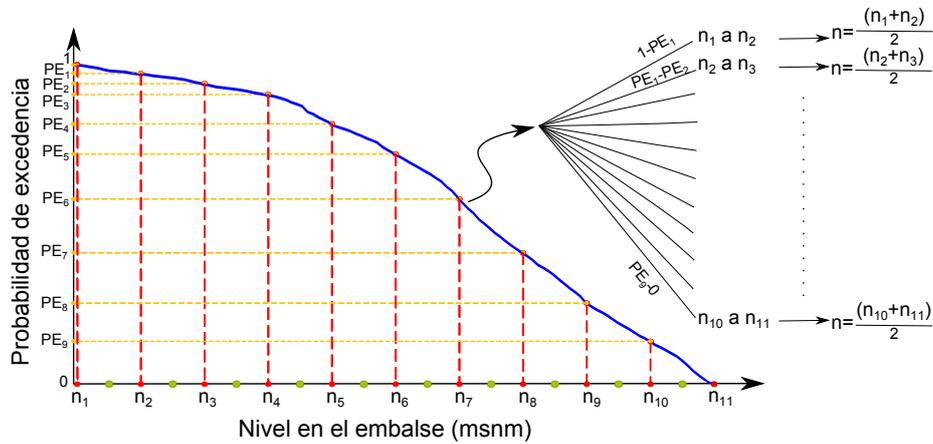


Figura 3.4: Procedimiento de discretización de la curva de probabilidad de excedencia de niveles previos en el embalse para poder ser introducida en el modelo de riesgo.

3.3. Datos necesarios

3.3.1. Registros históricos

Para obtener una relación entre el nivel previo y la probabilidad normalmente se pueden utilizar los datos disponibles en los registros históricos de mediciones del nivel de agua en el embalse figura 3.5. Aunque estos datos deben cumplir algunas condiciones para poder ser utilizados en el modelo de riesgo.

En primer lugar, los datos deben ser consistentes y fiables, por lo que deben es necesario filtrar la serie para eliminar los datos erróneos, ya que pueden introducir importantes errores en el análisis estadístico.

Para poder utilizar estos datos es necesario que los datos representen correctamente la distribución de niveles en el embalse, para ello, la longitud de la serie de datos debe ser suficiente para que la variabilidad de los niveles quede correctamente representada. En la bibliografía se afirma que con una longitud de 25 años es suficiente en la mayoría de los casos para variables hidrológicas como el caudal [83]. En cualquier caso, conviene estudiar la influencia de la longitud de la series de datos en la forma de la curva de probabilidad obtenida y asegurarse que la longitud tomada es suficiente para captar correctamente todas las variaciones temporales del nivel en el embalse, ya que la extensión del período de datos puede influir notablemente en los resultados obtenidos [13].

Además, para evitar introducir en la curva de probabilidad los datos que no son representativos de la situación normal del embalse, deben quitarse del análisis

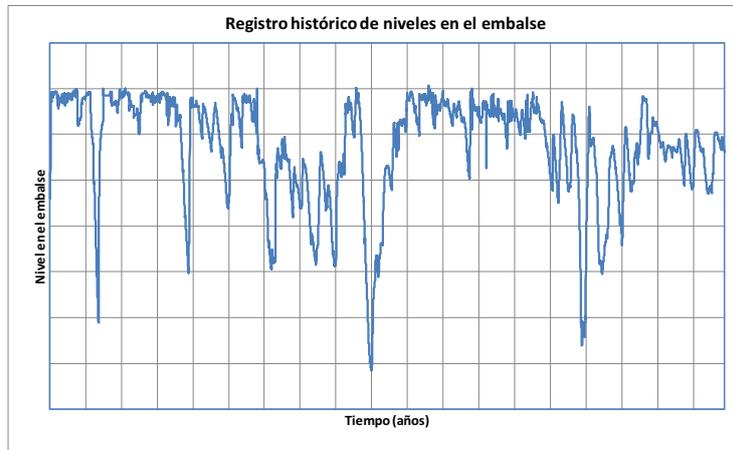


Figura 3.5: Ejemplo de registro histórico de niveles en el embalse.

los datos correspondientes a situaciones excepcionales cómo:

- El proceso de llenado del embalse.
- Vaciado del embalse para obras de reparación.
- Otras situaciones que no sean habituales en la explotación normal del embalse.

Para obtener una correcta caracterización de la situación actual de los niveles en el embalse, también es importante eliminar los datos previos a la ocurrencia de algún hecho que modifique considerablemente la variación de niveles, como puede ser la construcción de una presa aguas arriba o un recrecimiento de la presa.

Además, es necesario eliminar las situaciones de avenida en el registro, ya que en el nivel alcanzado en el embalse en estas situaciones es contemplado por el modelo de riesgo de forma independiente a través de los nodos de avenidas y laminación.

En general, es suficiente con truncar la curva de probabilidad de excedencia obtenida en el Nivel Máximo Normal del embalse (NMN), suponiendo de esta manera que siempre que el embalse se encuentre por encima del NMN es porque hay una situación de avenida.

Al realizar este truncamiento, toda la probabilidad que antes del truncamiento correspondía a los niveles superiores al NMN se concentra ahora en un único nivel. De esta manera, al discretizar la variable se incluye una rama con dicha probabilidad y cuyo nivel asociado es el NMN (ver figura 3.6).

En un estudio más detallado, es necesario eliminar en cada año los niveles alcanzados en el embalse debido a la máxima avenida anual. Estos niveles no tienen que coincidir con los niveles máximos anuales en el embalse, por lo que es necesario analizar las avenidas que han entrado en el embalse en cada año.

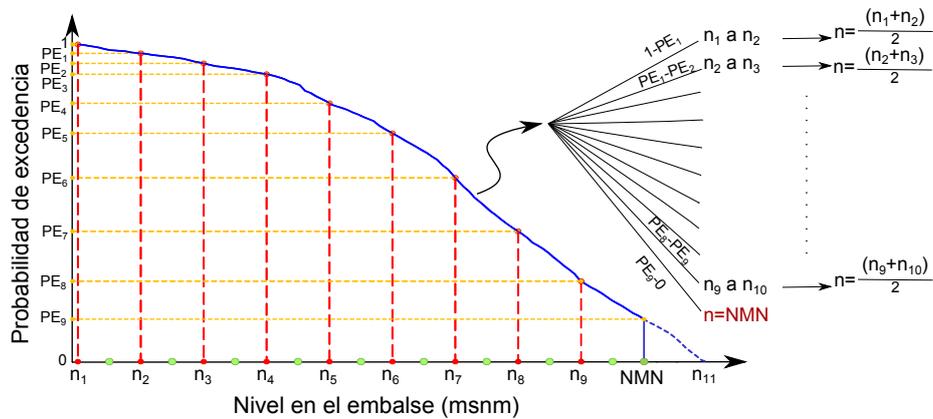


Figura 3.6: Truncamiento realizado en la discretización de la curva de probabilidad de excedencia del nivel en el embalse para eliminar los niveles por encima del NMN.

En cambio, los datos correspondientes a otras situaciones extremas en el embalse como períodos de sequía, sí que deben ser incluidas dentro del análisis de los registros históricos de niveles.

En el caso de que los registros de niveles en el embalse no cumplan las condiciones citadas o en el caso de que se desee evaluar alguna posible situación futura (por ejemplo, una restricción de niveles de explotación) se debe recurrir a la simulación para obtener los datos de niveles en el embalse necesarios.

3.3.2. Simulaciones del nivel en el embalse

Una alternativa a la utilización de registros históricos para la obtención de la relación entre el nivel previo y la probabilidad es la realización de una simulación del sistema de aprovechamiento de recursos hídricos. El objetivo de un modelo de simulación es obtener las funciones de distribución de una variable analizando su comportamiento. En este caso, la simulación reproduce el funcionamiento del embalse de acuerdo a las reglas de gestión actuales o propuestas del sistema.

En general, la simulación del funcionamiento del embalse se realiza dentro de una simulación más compleja de la planificación del sistema de recursos hídricos completo, pudiendo incluir varios embalses. Estos modelos consisten en un cálculo secuencial de la localización y uso de los recursos hídricos. Para ello, se utiliza la ecuación de balance de masas teniendo en cuenta las restricciones físicas del agua y las reglas de gestión de las infraestructuras. Existen varios programas desarrollados para la planificación de cuencas como AQUATOOLDMA [151] o HEC-ResSim [96] que pueden facilitar este tipo de cálculos.

Al realizar una simulación del embalse es necesario disponer de una serie de aportaciones que permita obtener el nivel de agua alcanzado. Para obtener estas aportaciones existen dos opciones:

- Utilizar la serie histórica de aportaciones en el embalse, en el caso de que estos datos estén disponibles y sean suficientes.
- Realizar un análisis estocástico de las aportaciones al embalse para crear series sintéticas de aportaciones [106]. Esta opción permite contar con un número arbitrariamente grande de datos y reproducir correctamente el estado del sistema, ya que en muchas ocasiones los datos históricos no representan exactamente la situación actual.

De igual forma, también es necesario contar con una evaluación de las demandas que se van a satisfacer con el agua del embalse. Estas demandas suelen introducirse en la simulación a partir de sus valores medios mensuales, aunque en algunos casos puede ser necesario realizar un análisis más detallado.

Además, se necesita una descripción detallada y realista de la gestión del embalse, con el fin de reproducir correctamente los desagües que se producen en la explotación del embalse y cuya agua no está destinada a satisfacer demandas. Como simplificación, se suele considerar que todo el volumen de agua que supera el Nivel Máximo Normal (NMN) es desaguado por los órganos de desagüe directamente, por lo que el nivel del embalse nunca supera el NMN.

Por último, también es necesario obtener una aproximación a las pérdidas que se producen en el embalse por evaporación y por infiltración en el terreno. En general, para representar estas pérdidas se suele usar una función lineal que depende del volumen en el embalse [13].

A partir de todos estos datos, el volumen en el embalse en un determinado momento t se puede determinar con la siguiente fórmula:

$$V_t = V_{t-1} + A_t - D_t - S_t - P_t$$

donde V_t es el volumen de agua en el embalse en un determinado momento t , V_{t-1} es el volumen de agua en el embalse en el momento anterior a t , A_t es el volumen de agua introducido en el embalse por las aportaciones, D_t es el agua extraída para satisfacer la demanda de agua correspondiente a un momento t , S_t es el volumen de agua desembalsado por la gestión del embalse y P_t representa la pérdida de agua en el embalse.

Como se observa en la fórmula anterior, es necesario discretizar el tiempo en intervalos para realizar la simulación. El intervalo de tiempo elegido para la discretización debe suficientemente pequeño para poder representar correctamente la gestión del agua en el embalse. En general, para la planificación de recursos hídricos el intervalo de tiempo que se suele tomar es un mes. Aunque para obtener la curva que caracterice los niveles previos correctamente es necesario tomar intervalos de un día o menos, para poder disponer de datos suficientes.

Además, es necesario suponer un nivel inicial en el embalse para empezar la simulación. Por ello, es importante eliminar los datos correspondientes al inicio de la simulación para evitar que los resultados obtenidos dependan del nivel inicial considerado.

Aunque la realización de una simulación es más laboriosa que la utilización de los datos históricos, esta opción presenta algunas ventajas [159]:

- Permite contar con un amplio registro de niveles de embalse.
- Los niveles son representativos del funcionamiento del embalse.
- Permite considerar alternativas en la seguridad de la presa y en la planificación o gestión del sistema de recursos hídricos.

Capítulo 4

Estudio de fiabilidad de órganos de desagüe

4.1. La fiabilidad de los órganos de desagüe en el análisis de riesgo

La fiabilidad de los órganos de desagüe tiene una gran importancia en la seguridad de las presas, y ha sido parte fundamental en muchos fallos catastróficos. En España, es bien conocido el caso de la presa de Tous, pero en el panorama internacional los casos son múltiples [100].

A pesar de esta importancia manifiesta, tradicionalmente la fiabilidad de los órganos de desagüe ha sido un aspecto difícil de integrar dentro del conjunto de la seguridad de una presa y ha sido tenida en cuenta de forma aislada. Mediante el análisis de riesgo, este apartado queda integrado en el modelo de riesgo y su impacto sobre la seguridad es cuantificable.

Dentro del proceso global del análisis de riesgo, la determinación de la fiabilidad de los órganos de desagüe forma parte de los estudios necesarios para alimentar el modelo de riesgo, más concretamente para alimentar la parte del modelo de riesgo correspondiente a las cargas, tal como se muestra en la figura 4.1.

La figura 4.2 muestra el nodo del modelo de riesgo que incluye la información sobre la fiabilidad de los órganos de desagüe. En el modelo genérico que se muestra en la figura, es un único nodo el que incluye dicha información, aunque en un caso real de una presa con varios órganos de desagüe, es habitual que se incluya al menos un nodo para cada uno de ellos.

No se debe confundir la fiabilidad de los órganos de desagüe con la posibilidad de que sufran un colapso o apertura repentina que provoque una avenida artificial aguas abajo. Este aspecto, también debe ser analizado, pero no como un componente de las cargas del sistema sino como un posible modo de fallo (capítulos 6 y 7). Resumiendo, este capítulo no trata la posibilidad de que las compuertas se abran cuando no se quiere sino la posibilidad de que no se abran

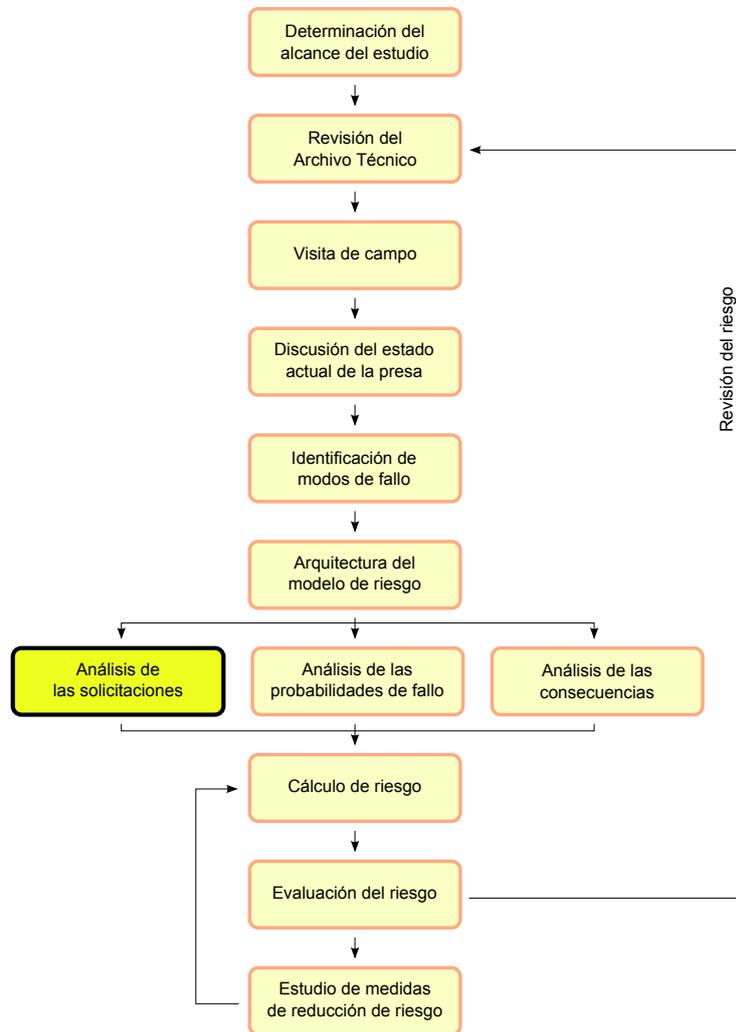


Figura 4.1: Ubicación de la fiabilidad de los órganos de desagüe en el proceso general del análisis de riesgo.

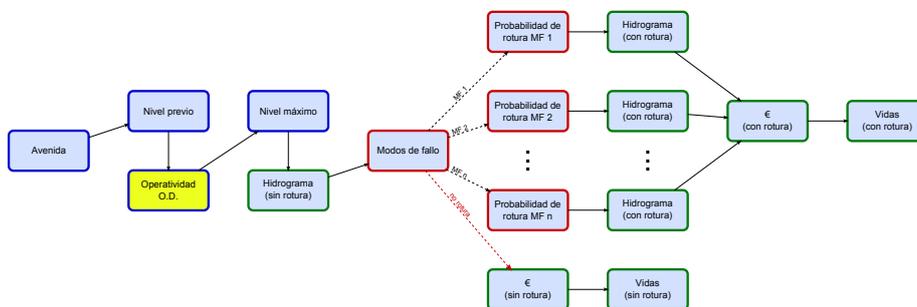


Figura 4.2: Nodo del modelo de riesgo afectado por la fiabilidad de los órganos de desagüe (amarillo).

cuando sí se quiere.

El efecto sobre la seguridad de la presa de la fiabilidad de los órganos de desagüe es indirecto: una baja fiabilidad hace que la probabilidad de alcanzar niveles de embalse altos (o incluso sobrevertidos) durante una avenida sea mayor, lo cual aumenta la probabilidad de rotura.

El resultado de los nodos de operatividad de los órganos de desagüe debe aparecer antes de los nodos que incluyen los resultados de la laminación (en la figura 4.2, los nodos de nivel máximo e hidrograma sin rotura) ya que ésta depende de qué órganos de desagüe se pueden utilizar para gestionar la avenida (el estudio de laminación que se debe realizar para el modelo de riesgo se trata en el capítulo 5). Por lo tanto, la información que deben incluir estos nodos es la probabilidad de que cada órgano se pueda utilizar para dicho fin, es decir que en el momento en que se presente una avenida cada órgano de desagüe pueda o no ser utilizado. Es habitual y suele ser suficiente hacer la hipótesis de que cada órgano de desagüe (cada vano de un aliviadero, cada tubo de un desagüe) puede funcionar completamente o no funcionar en absoluto. En principio, también se podría hacer un estudio que contemplase escenarios intermedios de funcionamiento parcial aunque las mejoras en cuanto a precisión de resultados serían en general pequeñas, no compensando el incremento de complejidad y trabajo.

4.2. El proceso de estimación de la fiabilidad

Como ya se ha explicado, el objetivo que se persigue es estimar la probabilidad de que en el momento en que venga una avenida y se necesite que un determinado órgano de desagüe alivie un cierto caudal, éste efectivamente lo alivie. El análisis de las causas que pueden llevar a que esto no ocurra no se puede limitar al fallo mecánico ya que la experiencia demuestra que los fallos pueden ocurrir por muy variadas razones [100]. Por lo tanto si se analiza el sistema completo, existen varias razones por las cuales se podría producir el fallo:

- Error humano (ya sea porque no se identifica la necesidad de abrir una compuerta, porque la orden no se transmite, porque la persona encargada de operar una compuerta comete un error...).
- Falta de acceso a la cámara de maniobras (por ejemplo por nieve).
- Fallo mecánico (rotura de una pieza, trabazón...).
- Fallo en la obra civil (que pudiera inutilizar el desagüe).
- Fallo eléctrico (ya sea en el suministro como en los componentes del propio órgano de desagüe).
- Obturación del órgano de desagüe (por ejemplo por troncos).
- Fallo en el software que controla la compuerta o válvula (en caso de existir).
- Otros.

Por lo tanto para estimar la probabilidad global de fallo de la compuerta se deben tener en cuenta todos estos supuestos. La mejor herramienta para combinar todas estas probabilidades y para estudiar en detalle cada una de ellas son los árboles de fallo.

Los árboles de fallo son una herramienta lógica deductiva en la cual se postula un evento superior indeseado, el fallo, y se deducen sistemáticamente todas las posibles maneras en que el fallo puede producirse. El apartado 4.3 explica la técnica de análisis de árboles de fallo con detalle.

En este sentido hay que tener en cuenta que los árboles de fallo (como muchos otros métodos) no son modelos cuantitativos en si mismos. En realidad son una herramienta cualitativa que puede ser evaluada cuantitativamente. Por lo tanto, muchas veces se pueden usar los árboles de fallo como herramienta para ayudar a entender un sistema o para ayudar a racionalizar una discusión, sin que se lleguen a evaluar numéricamente. Aún así, el conocimiento que se obtenga del sistema tras modelarlo mediante árboles de fallo será de gran ayuda para la asignación de probabilidades sobre su fiabilidad. En cuanto al nivel de detalle del análisis, éste se puede clasificar en tres categorías:

Somero. Tras discutir todas las posibles causas de fallo, se estima una única probabilidad que englobe todas ellas.

Intermedio. Se realiza un árbol de fallo de alto nivel que desagregue las posibles causas de fallo, pero sin llegar al despiece de los componentes mecánicos del sistema. Se estiman las probabilidades desagregadas y se calcula la probabilidad global de fallo mediante el árbol de fallo.

Detallado. Se realiza un árbol de fallo lo más completo posible, modelando los distintos componentes mecánicos, del suministro eléctrico y de la cadena de órdenes. Se estiman las probabilidades desagregadas y se calcula la probabilidad global de fallo mediante el árbol de fallo.

Es recomendable que el análisis que se haga sea como mínimo con un nivel de detalle intermedio ya que intentar estimar la probabilidad mediante un único número es muy difícil y pueden introducirse sesgos e imprecisiones innecesarias. Por el otro extremo, el nivel detallado puede no estar al alcance de todos los análisis, ya sea por falta de datos o por suponer una inversión en tiempo y esfuerzo excesiva. Además, se debe mantener un nivel de detalle similar a lo largo de todo el modelo de riesgo y no es eficiente analizar con un detalle máximo una parte del sistema si otras partes se están estimando de forma más grosera (al no ser que se demuestre que dicha parte tiene una contribución muy alta al resultado final). En cualquier caso siempre se debe hacer un análisis de sensibilidad de los resultados obtenidos. Como mínimo, se deben obtener unos valores pésimos y óptimos que proporcionen una horquilla que acote el resultado.

También hay que tener en cuenta la importancia relativa de cada desagüe en la seguridad de la presa. Por ejemplo si se está analizando la fiabilidad de los órganos de desagüe de una presa con un aliviadero de $500 \text{ m}^3/\text{s}$ y un desagüe de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, probablemente será más rentable dedicar más esfuerzo a la estimación de la fiabilidad del aliviadero. Similarmente tendrá más sentido realizar un análisis detallado en una presa que dependa mucho de sus órganos de desagüe para la laminación que en una presa con mucha holgura en la seguridad hidro-

lógica. Es posible determinar la importancia relativa de los órganos de desagüe realizando un modelo de riesgo preliminar en el que poder evaluar el efecto de la fiabilidad mediante un análisis de sensibilidad.

La figura 4.3 muestra un árbol de fallo de ejemplo para un análisis de nivel intermedio. El árbol es muy genérico y en un caso real se debería llegar a un nivel de detalle algo mayor al tener en cuenta las particularidades del caso estudiado. La figura 4.6 en el apartado 4.3.4 muestra un ejemplo de árbol de fallo desarrollado a un nivel de detalle alto. El apartado 4.3 explica la técnica de análisis de árboles de fallo con detalle.

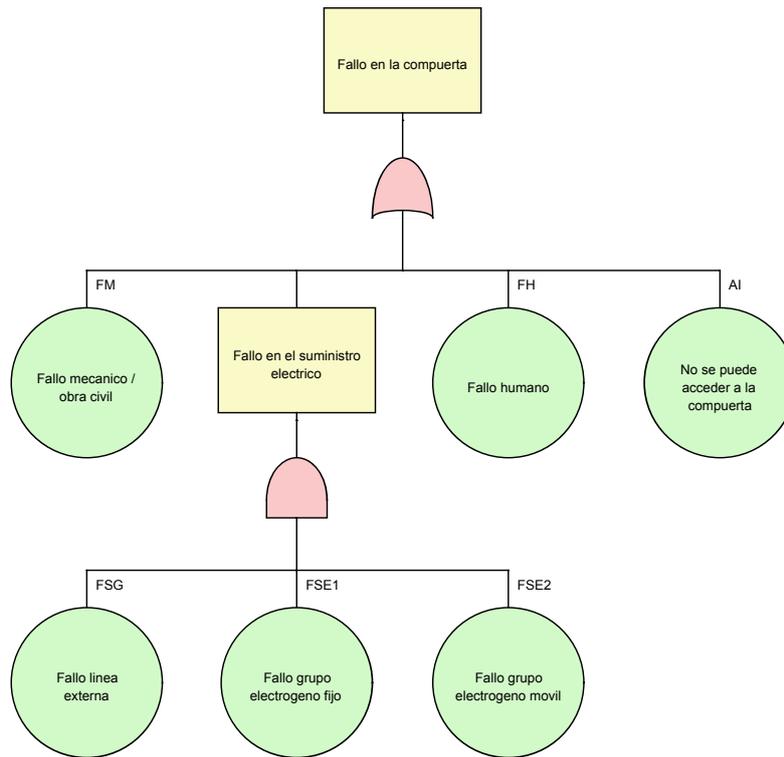


Figura 4.3: Ejemplo de árbol de fallo genérico para un análisis de nivel de detalle intermedio.

Una vez se ha modelado la lógica del sistema mediante árboles de fallo, es necesario estimar las probabilidades individuales. Para ello las herramientas con las que se cuenta son principalmente dos:

Análisis de registros históricos. Consiste en estimar la fiabilidad del sistema o de alguno de sus componentes a partir de la frecuencia con la que ha fallado en el pasado.

En ocasiones los operadores de la presa pueden contar con registros de todas las maniobras que se han realizado en sus órganos de desagüe y especificando si la maniobra se ha llevado a cabo con éxito o si ha habido algún problema. Estos registros deben ser suficientemente largos para ser estadísticamente significativos. Cuando existan varias compuertas en

un órgano de desagüe hay que tener en cuenta la posibilidad de que las probabilidades de fallo no sean iguales para todas (por ejemplo vanos exteriores vs vanos interiores) por lo que puede ser útil que los registros estén desagregados por compuertas. No todos los operadores cuentan con este tipo de registros, ya que la fiabilidad de los órganos de desagüe no siempre ha recibido este nivel de atención en el pasado. En cualquier caso, los valores que se obtengan de los registros históricos no tienen por qué ser utilizados directamente como la fiabilidad a introducir en el modelo de riesgo, sino que más bien pueden servir como punto de partida para una discusión.

Para poder llevar a cabo un análisis de nivel detallado (ver más arriba) es necesario contar con valores de fiabilidad de cada componente. Este es el enfoque que se ha seguido en otras industrias como la aerospacial donde se realiza una producción en serie y por lo tanto se dispone de bases de datos muy amplias y fiables. Para el campo de las presas estas bases de datos ajenas tienen una utilidad (y disponibilidad) limitada, aunque sí existen bases de datos de algunos de los componentes que pueden ser proporcionadas por los fabricantes.

Asignación de probabilidades por juicio de experto. El proceso para la asignación de probabilidades por juicio de experto en sesiones de grupo es igual al empleado en la asignación de las probabilidades de fallo de los modos de fallo, por lo que son de aplicación los mismos comentarios que se hacen en el capítulo 7.

4.3. Árboles de fallo

4.3.1. Historia

El análisis de árboles de fallo (FTA, del inglés *Fault Tree Analysis*) es una técnica que se desarrolló inicialmente en los años 1960 para la industria armamentística [53]. Posteriormente fue incorporado como una herramienta para el análisis de riesgo en las industrias nuclear [167] y aerospacial [154].

4.3.2. Lógica de los árboles de fallo

El objetivo de un FTA es desarrollar todos los eventos o combinaciones de eventos que pueden hacer que ocurra un fallo. Para ello se utilizan los árboles de fallo, que son una representación gráfica de la lógica del sistema. Los eventos del árbol pueden ser de cualquier tipo: fallos mecánicos, fallos humanos, condiciones externas... El fallo o evento indeseado que se analiza se llama evento superior (*top event*)¹ y se dibuja en la parte superior del diagrama. Debajo de él se dibujan los eventos que pueden hacer que el evento superior ocurra y así sucesivamente de forma recursiva hasta llegar al nivel inferior del árbol en el

¹Se aportan los términos en inglés, ya que son los términos que suelen manejarse en los programas informáticos y documentación disponibles.

que se dibujan los eventos base (*basic events*), que son aquellos que no necesitan ser desarrollados más allá.

Un árbol de fallo no es una representación de un sistema físico sino de cómo se puede producir un fallo. Por ejemplo, en el árbol de fallo de una compuerta no tienen por qué aparecer todas las piezas de la compuerta sino todos los eventos que pueden contribuir a que la compuerta deje de funcionar. Además, como todo modelo, los árboles de fallo nunca pueden aspirar a ser completamente exhaustivos.

Cada nodo de un árbol de fallo representa un evento binario (que puede ocurrir o no). Por ejemplo la compuerta funciona o no funciona, hay suministro eléctrico o no lo hay, se rompe un pistón o no se rompe, etc. Siempre es una relación binaria. Los eventos se relacionan entre sí mediante puertas lógicas. Las más simples son las de tipo Y (*AND gate*) y las de tipo O (*OR gate*). Si un evento superior A se relaciona mediante una puerta Y con los elementos inferiores B y C, quiere decir que para que el evento A ocurriese, deberían ocurrir los eventos B y C (ambos). Por el contrario, si un evento superior A se relaciona mediante una puerta O con los elementos inferiores B y C, quiere decir que para que el evento A ocurriese, debería ocurrir el evento B o el evento C (o los dos). Más adelante se explican más tipos de puertas lógicas, sin embargo, estas dos son las más utilizadas.

Un árbol de fallo se puede emplear como herramienta cualitativa para analizar la lógica de un sistema. No es necesario asignar ningún tipo de número al diagrama para que éste sea útil. Sin embargo una vez se ha desarrollado el árbol de fallo, es posible obtener la probabilidad de ocurrencia del evento superior asignando probabilidades de ocurrencia a cada uno de los eventos base. Una vez estas estimaciones se han asignado, el cálculo de la probabilidad del evento superior es una cuestión algebraica que los programas informáticos de hoy en día han automatizado. Existe algún programa libre y gratuito [66] y también muchos otros comerciales [2].

En cuanto al uso de los árboles de fallo como herramienta cualitativa, además del conocimiento que se adquiere por el mero hecho de realizar el árbol, existen algunos cálculos que se pueden hacer sin necesidad de asignar probabilidades a los eventos base. El cálculo más habitual es la obtención de los conjuntos mínimos de fallo (MCS, del inglés *Minimal Cut Sets*). Un conjunto de fallos (*Cut Set*) es una combinación de eventos básicos que haría que el fallo se produjese. Un MCS es una combinación mínima de eventos que haría que se produjese el fallo. Los programas informáticos de análisis de árboles de fallo son capaces de calcular automáticamente todos los MCS de un evento superior a partir del árbol de fallo. Además, por la naturaleza recursiva de los árboles de fallo, los MCS se pueden obtener para cualquier evento, no sólo para el superior. Los MCS de primer nivel son aquellos que sólo tienen un evento. De esta manera se pueden identificar los puntos más críticos del sistema, ya que cualquier evento que aparezca en un MCS de primer nivel haría que el sistema dejase de funcionar. Un sistema con muchos MCS de primer nivel es un sistema con poca redundancia y por lo tanto frágil. También se calculan los MCS de niveles superiores.

En cuanto al uso cuantitativo, el principal cálculo a realizar es la obtención de la probabilidad de ocurrencia del evento superior, que es el resultado que se nece-

sitará incluir en el modelo de riesgo general. Otro cálculo que se puede realizar es la ordenación de los MCS por probabilidad de ocurrencia, lo cuál tiene utilidad desde el punto de vista del entendimiento del sistema pero no es un cálculo que sea necesario para alimentar el modelo de riesgo general. También es posible realizar cálculos más avanzados como cálculos de incertidumbre o cálculos dependientes en el tiempo. Obviamente, estos cálculos requieren que el modelo sea alimentado con más datos y requieren por lo tanto de trabajo adicional.

Por último, no se debe confundir un árbol de fallo con un árbol de eventos. El árbol de eventos representa una manera de razonar inductiva (de lo específico a lo general). Se parte de un suceso de inicio y se va avanzando paso a paso, explorando todas las posibilidades hasta que se llega al fallo. En contraposición, los árboles de fallo representan una forma de razonar deductiva (de lo general a lo específico). Se parte de un fallo del sistema y se exploran todas las posibles causas que pueden haberlo producido. Por lo tanto, se podría decir que la principal diferencia entre ambos métodos es la dirección del análisis. En la práctica se usa una combinación de los dos métodos. Para representar el modelo global de riesgo de una presa se emplea un árbol de eventos y para estimar algunas de las probabilidades de dicho árbol (por ejemplo, la fiabilidad de compuertas), se pueden utilizar árboles de fallo. La figura 4.4 muestra esta relación.

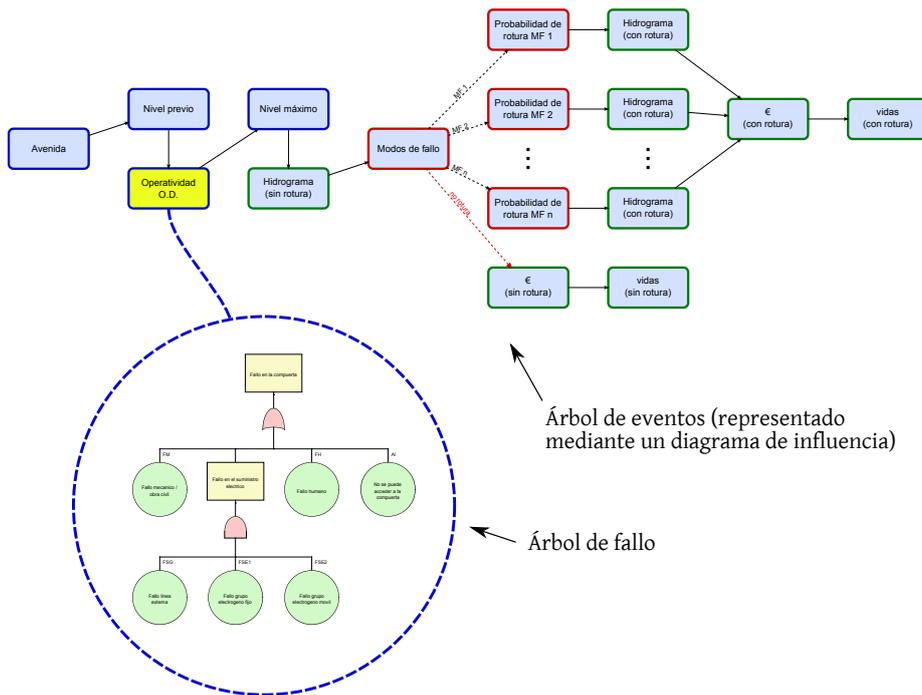
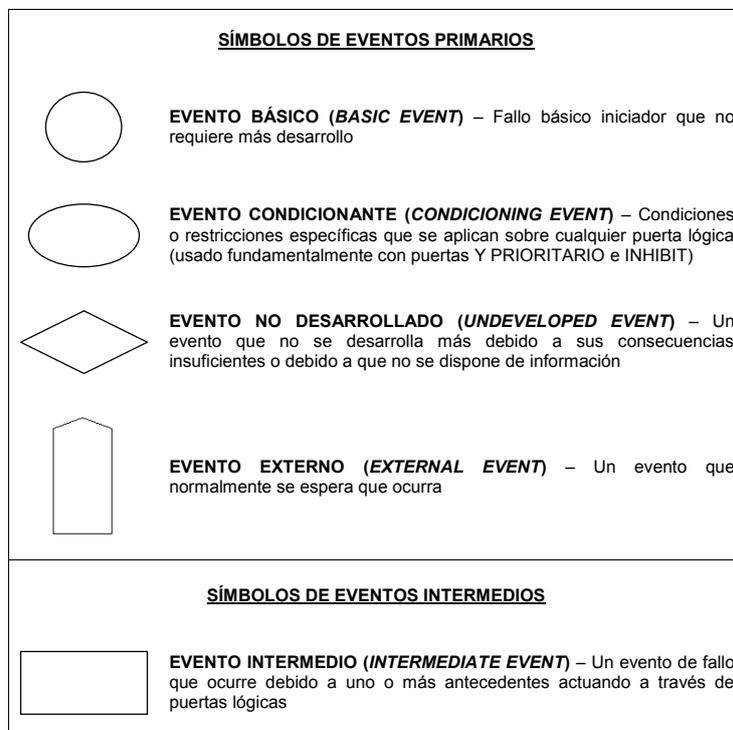


Figura 4.4: Relación entre los árboles de fallo y el modelo global de riesgo.

4.3.3. Simbología

A continuación se explican los distintos símbolos empleados en los árboles de fallo.

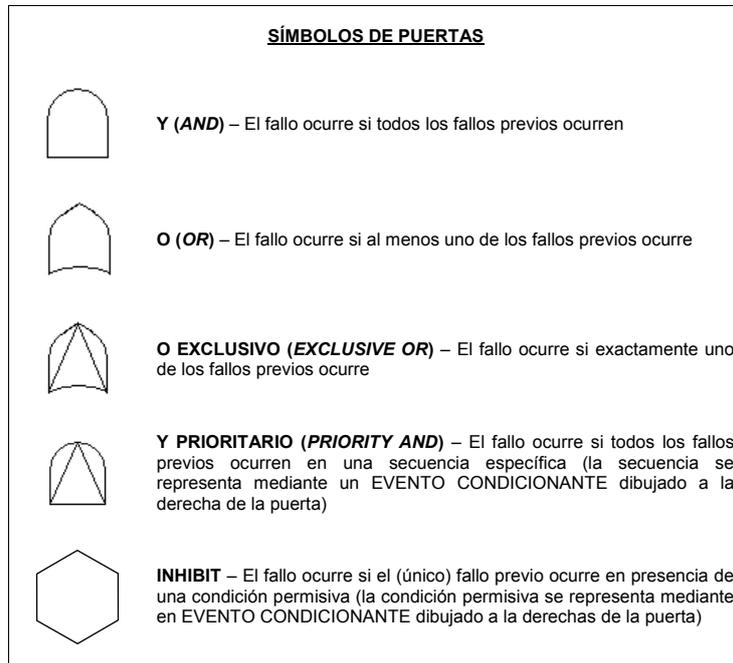
En primer lugar están los eventos. El cuadro 4.1 muestra los símbolos comúnmente empleados para representar todos los posibles tipos de eventos que pueden aparecer en un árbol de fallo. En la práctica los más utilizados son el evento básico y el evento intermedio. El evento básico (círculo) es el que aparece en el extremo inferior de cada rama de un árbol; no se desarrolla más y se le asigna una probabilidad de ocurrencia. Los eventos intermedios (rectángulos) son aquellos que se desarrollan más abajo analizando los posibles sub-eventos que pueden causarlo. Por lo tanto, a estos eventos no se les asigna directamente una probabilidad, sino que es calculada según la lógica del árbol de fallo.



Cuadro 4.1: Símbolos para representar los distintos tipos de eventos en los árboles de fallo.

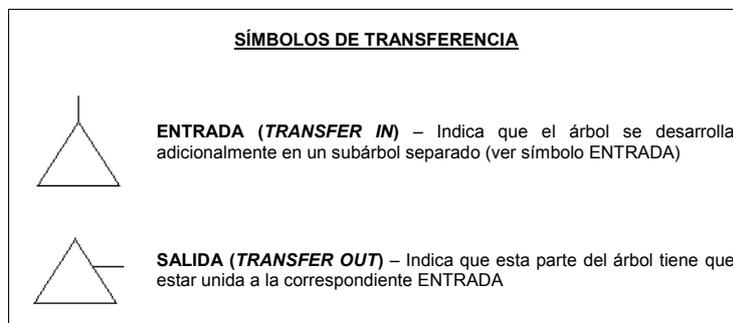
El segundo elemento de los árboles de fallo son las puertas lógicas. El cuadro 4.2 muestra los símbolos comúnmente aceptados de los principales tipos de puertas lógicas empleados junto con una explicación de su significado. De éstos los más importantes son la puerta Y y la puerta O, que ya se han explicado más arriba.

Por último, están los símbolos auxiliares que sirven para poder descomponer un gran árbol de fallo en varios más pequeños (cuadro 4.3). Si se desarrolla un árbol de fallo de forma detallada hasta llegar a las distintas partes mecánicas de las compuertas, estos símbolos son imprescindibles porque los árboles pueden



Cuadro 4.2: Símbolos para representar los distintos tipos de puertas lógicas en los árboles de fallo.

llegar a hacerse muy grandes.



Cuadro 4.3: Símbolos auxiliares de los árboles de fallo.

4.3.4. Ejemplos

A continuación se muestran dos ejemplos de árboles de fallo. En primer lugar se muestra un árbol de fallo como el que podría emplearse para un nivel de detalle intermedio explicando los cálculos que se pueden realizar con él y posteriormente se muestra un ejemplo de árbol más detallado. La Figura 3.5 muestra el árbol de fallo del primer caso de ejemplo. En el primer nivel se han identificado cuatro posibles causas de fallo:

- Fallo mecánico / obra civil
- Fallo en el suministro eléctrico
- Fallo humano
- Falta de acceso

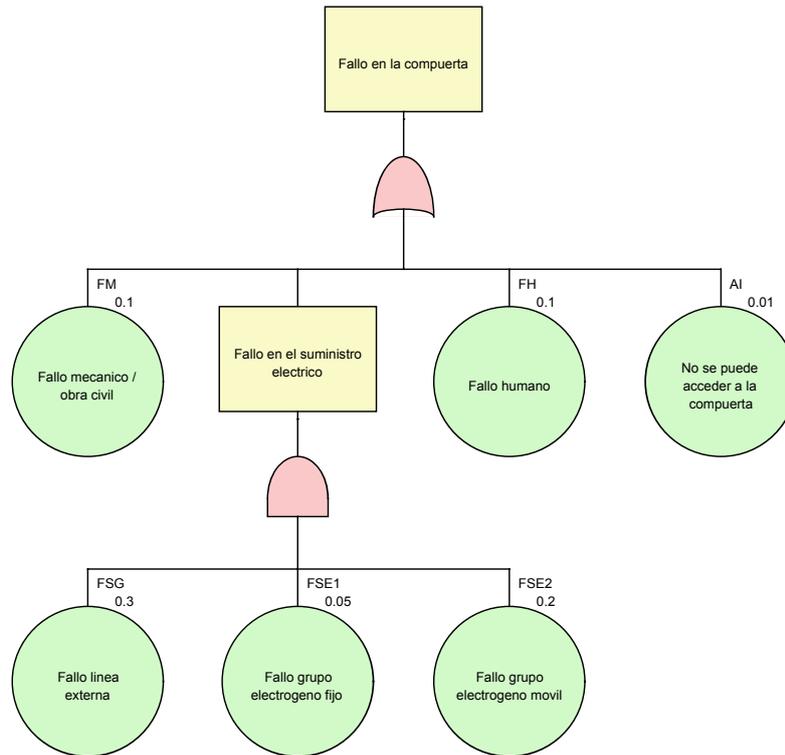


Figura 4.5: Ejemplo de árbol de fallo de nivel de detalle intermedio.

Como cualquiera de estas causas haría que no se pudiera operar la compuerta, se han relacionado con el evento superior mediante una puerta O. De estas causas, a la primera, tercera y cuarta, se les han asignado probabilidades de ocurrencia de 0.1, 0.1 y 0.01 respectivamente. El fallo en el suministro eléctrico se ha desarrollado algo más, identificando que para que no hubiese suministro además de fallar el suministro general, deberían fallar los sistemas de emergencia (grupo electrógeno fijo y grupo electrógeno móvil en este caso). Por lo tanto, estos eventos se han relacionado con el evento de fallo eléctrico mediante una puerta Y. Estos tres eventos ya no se han desarrollado más y se les han asignado probabilidades de fallo de 0.3, 0.05 y 0.2 respectivamente.

El primer cálculo que se puede hacer es el de los MCS, que es un cálculo cualitativo. Los resultados se pueden ver en el cuadro 4.4. Se recuerda que cada MCS es una intersección de eventos básicos suficiente para provocar el evento superior tal que si se quita un sólo evento de dicha combinación, el fallo ya no se produciría. Este caso es simple y el cálculo muestra que hay tres MCS de primer nivel y uno de tercer nivel. Los tres MCS de primer nivel se corresponden

con los fallos mecánico, humano y de acceso, en los que uno sólo de ellos bastaría para que no se pudiese operar la compuerta. Por otro lado, el suministro eléctrico muestra una mayor redundancia ya que para provocarlo hace falta que fallen tres cosas simultáneamente, lo cual se ve reflejado en el MCS de nivel 3.

```
Minimal Cut Sets
=====
Tree   : ejemplo.fta
Time   : Thu Feb 11 19:39:43 2010

Method : Algebraic

No. of primary events = 6
Minimal cut set order = 1 to 6

Order 1:
  1) AI
  2) FH
  3) FM

Order 2:

Order 3:
  1) FSE1 FSE2 FSG

Order 4:

Order 5:

Order 6:

Qualitative Importance Analysis:

Order      Number
-----      -
  1          3
  2          0
  3          1
  4          0
  5          0
  6          0
  ALL        4
```

Cuadro 4.4: Minimal Cut Sets del ejemplo desarrollado (resultados obtenidos con OpenFTA [66]).

El cálculo de la probabilidad del evento superior se hace mediante un proceso iterativo. Cuando se tiene una puerta O, si los eventos fuesen mutuamente excluyentes (es decir, no pudiesen concurrir) la probabilidad del evento superior se calcularía simplemente sumando las probabilidades de los eventos básicos. Sin embargo, si los eventos se suponen independientes, a la anterior suma hay que restarle la intersección de los distintos eventos. Matemáticamente:

$$P(E_1 \vee E_2 \vee \dots \vee E_n) = \sum_{i=1}^n P(E_i) - \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n P(E_i \wedge E_j) + \sum_{i=1}^{n-2} \sum_{j=i+1}^{n-1} \sum_{k=j+1}^n P(E_i \wedge E_j \wedge E_k) + \dots + (-1)^n P(E_1 \wedge E_2 \wedge \dots \wedge E_n)$$

donde \wedge es el símbolo matemático para denotar “Y” y \vee es el de “O”. La expansión de esta fórmula da lugar a una serie donde el primer término es la probabi-

lidad suponiendo que los eventos son mutuamente excluyentes y los sucesivos términos van alternando el signo y decreciendo en magnitud, de tal manera que si se van añadiendo términos al cálculo se va acotando el resultado real. Así, con unos pocos términos es suficiente y se pueden despreciar los términos de orden mayor. Este proceso se puede apreciar en el cuadro 4.5, donde se ve que se han calculado los 4 primeros términos, llegando a un resultado final de $2,005057 \cdot 10^{-1}$, que es la probabilidad de fallo de la compuerta. También se calcula la contribución a la probabilidad final de cada uno de los eventos básicos, mostrando que en este caso el fallo humano y el fallo mecánico son los que más probabilidad de fallo aportan.

```

Probabilities Analysis
=====

Tree   : ejemplo.fta
Time   : Thu Feb 11 19:49:24 2010

Number of primary events   = 6
Number of minimal cut sets = 4
Order of minimal cut sets = 6

Unit time span            = 1.000000

Minimal cut set probabilities :

 1   AI                      1.000000E-002
 2   FH                      1.000000E-001
 3   FM                      1.000000E-001
 4   FSE1 FSE2 FSG          3.000000E-003

Probability of top level event (minimal cut sets up to order 6 used):

 1 term   +2.130000E-001 = 2.130000E-001 (upper bound)
 2 terms  -1.263000E-002 = 2.003700E-001 (lower bound)
 3 terms  +1.360000E-004 = 2.005060E-001 (upper bound)
 4 terms  -3.000000E-007 = 2.005057E-001 (lower bound)

Exact value : 2.005057E-001

Primary Event Analysis:

Event          Failure contrib.   Importance
AI             1.000000E-002                 4.99%
FH             1.000000E-001                49.87%
FM             1.000000E-001                49.87%
FSE1          3.000000E-003                 1.50%
FSE2          3.000000E-003                 1.50%
FSG           3.000000E-003                 1.50%

```

Cuadro 4.5: Cálculo cuantitativo del ejemplo desarrollado (resultados obtenidos con OpenFTA [66]).

Por último, la figura 4.6 muestra un ejemplo de árbol de fallo en el que la parte mecánica se ha desarrollado con más detalle.

4.3.5. Combinación de probabilidades

Hasta aquí, se ha tratado la probabilidad de que un órgano de desagüe no funcione. Sin embargo en las presas suelen ser varios los órganos de desagüe o

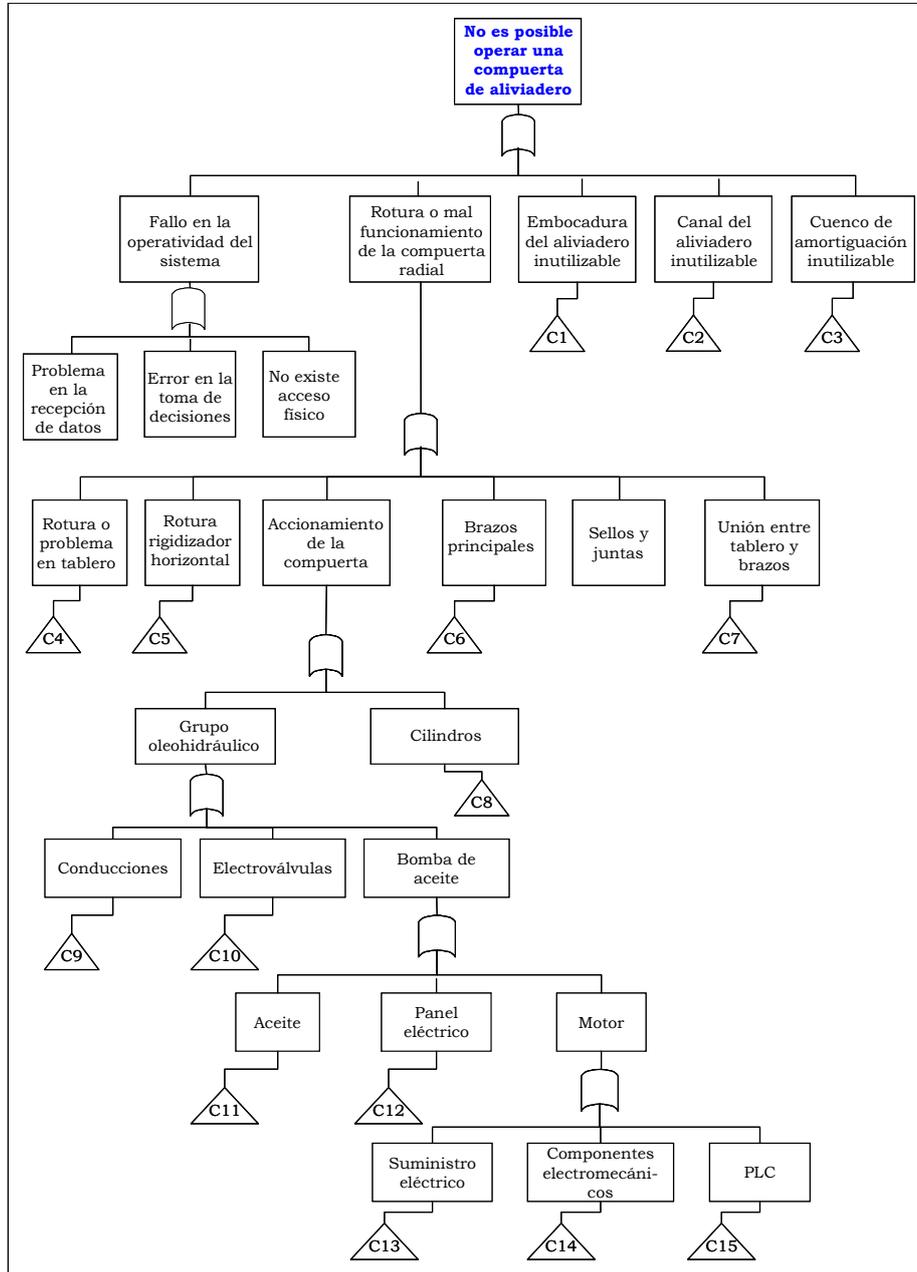


Figura 4.6: Ejemplo de árbol de fallo detallado.

varias las compuertas de un órgano de desagüe. Por ejemplo, en un aliviadero con 3 compuertas, de cara al modelo de riesgo se necesitaría calcular la probabilidad de que funcionen 3, 2, 1, o 0 compuertas.

Si se tienen varias compuertas que funcionan (o dejan de hacerlo) de manera totalmente independientes entre sí y se conoce la probabilidad de funcionamiento de cada una de ellas se puede emplear la distribución binomial para calcular de manera exacta la probabilidad de que funcione cualquier número de ellas. La distribución binomial mide el número de éxitos en una secuencia de varios ensayos independientes de Bernoulli (un ensayo de Bernoulli es un experimento aleatorio en el que sólo se pueden obtener dos resultados: sí/no) con una probabilidad fija de éxito en cada uno de los ensayos. En el caso opuesto, si las compuertas no funcionan independientemente, sino que por el contrario si falla una fallan todas, la probabilidad de que funcionen todas es igual a la probabilidad de que funcione una, la probabilidad de que no funcione ninguna es 1 menos la probabilidad de que funcione una y la probabilidad de que funcione cualquier otro número intermedio de compuertas es 0.

En un caso real, habitualmente se estará entre uno de los dos casos, es decir habrá algunos fallos que de ocurrir afectarían a todas las compuertas, habrá algunos fallos que de ocurrir afectarían a algunas compuertas sí y otras no y habrá algunos fallos que de ocurrir afectarían a una única compuerta. Por ejemplo: un fallo en el suministro eléctrico podría hacer que ninguna compuerta pudiese ser operada (aunque mediante el uso de grupos electrógenos tal vez se podría operar alguna), un fallo en una cadena podría dejar inutilizada una compuerta sin afectar al resto, un fallo en una pila podría afectar a dos compuertas... La realidad suele ser muy compleja si se analiza con detalle.

En un caso así, la modelación correcta no es inmediata ni fácil. Dependiendo de cada caso, puede ser suficiente con tomar uno de los dos extremos como una aproximación suficiente, o analizar ambos casos como un análisis de sensibilidad que acote el resultado. Si aún así se estima necesario modelar correctamente estos procesos, un único árbol de fallo no será suficiente. Se deberán realizar árboles de fallo distintos para los fallos que afectarían a una compuerta y los que afectarían a varias e integrar esto en el modelo de riesgo mediante varios nodos, en lugar de uno sólo.

Por último, un aspecto relacionado aunque distinto es la posibilidad de que dentro de un mismo árbol de fallo, haya varios eventos básicos que estén correlacionados porque su fallo tenga una causa común. Aunque acarrea sus complejidades, estos casos sí son modelables dentro del árbol de fallos [154]. Por ejemplo, considérese un sistema como el siguiente Figura 3.7.

Se contempla un fallo que sólo puede ocurrir si fallan 3 componentes. Cada uno de estos componentes tiene una probabilidad de fallo de 10^{-3} . Por lo tanto, la probabilidad de fallo del evento superior es de 10^{-9} . Si se contempla ahora que el 1% de los fallos tienen una causa común (en cuyo caso fallan los tres componentes simultáneamente), entonces la probabilidad de fallo por causa común es $10^{-3} \cdot 10^{-2} = 10^{-5}$. La figura 4.8 muestra una posible manera de modelar esto. Como se puede observar, se han separado los fallos en dos ramas. En una están los fallos independientes y en la otra los de causa común. Los eventos de fallo independientes ahora tienen una probabilidad de $10^{-3} - 10^{-5} = 9,9 \cdot 10^{-4}$,

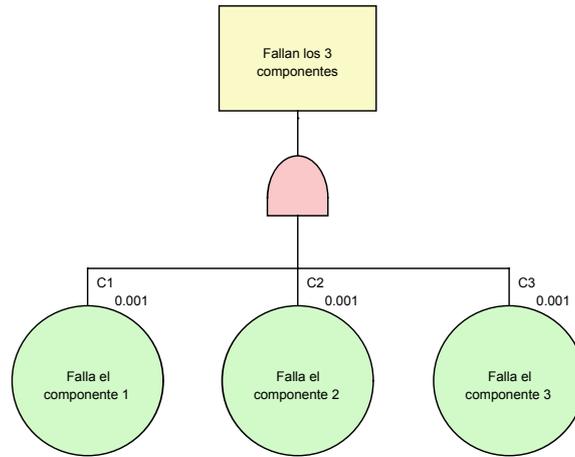


Figura 4.7: Ejemplo de árbol de fallo con fallos independientes.

mientras que el fallo de causa común tiene una probabilidad de 10^{-5} . La probabilidad de fallo así calculada es de $1,000097 \cdot 10^{-5}$, que es sustancialmente mayor que la calculada en el primer ejemplo.

4.4. Incorporación al modelo de riesgo

Una vez estimada la fiabilidad de los órganos de desagüe, su incorporación a un modelo de riesgo cuantitativo es directa. Normalmente, la información necesaria será una tabla para cada órgano de desagüe indicando las probabilidades estimadas. El cuadro 4.6 muestra dos ejemplos de tablas con la información necesaria para incorporar la fiabilidad a un modelo de riesgo.

Op_Aliviadero	probabilidad	Op_DF	probabilidad
3	0.729	1	0.83
2	0.243	0	0.17
1	0.027		
0	0.001		

Cuadro 4.6: Ejemplos de tablas para la incorporación de la fiabilidad a un modelo de riesgo.

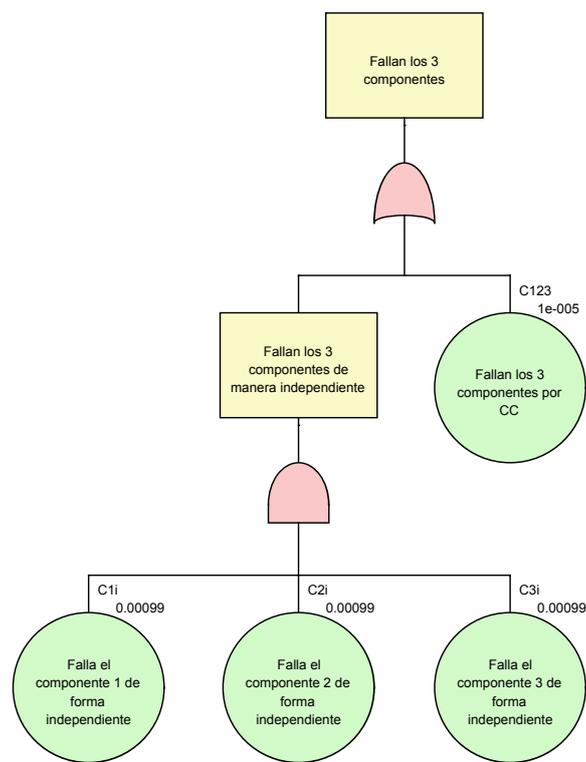


Figura 4.8: Ejemplo de árbol de fallo contemplando fallo por causa común.

Capítulo 5

Estudio de laminación

5.1. La laminación en el análisis de riesgo

Una de las funciones principales de las presas, y que incide más directamente en la seguridad de las poblaciones situadas aguas abajo de ella, es su efecto laminador de avenidas. Frente a los potenciales daños de la avenida, la presa reduce los daños aguas abajo retrasando el comienzo y el pico del hidrograma y atenuando su caudal pico (figura 5.1). Además, si el embalse se encuentra por debajo de su nivel máximo, el volumen del hidrograma de salida será menor que el del hidrograma de entrada.

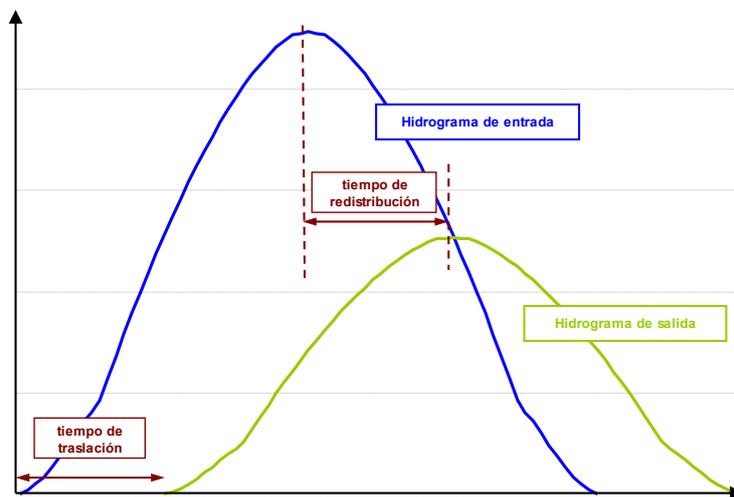


Figura 5.1: Efecto laminador de un embalse frente a una avenida.

Existen dos objetivos enfrentados a la hora de gestionar una avenida: la protección de la propia presa y la protección aguas abajo de la presa. Cuando se presenta una avenida, el objetivo de protección de la presa exige que se desagüe el mayor caudal posible, para mantener así los niveles de embalse bajos y dis-

minuir la probabilidad de alcanzar niveles excesivamente altos o incluso sobrevertidos. Por otro lado, la protección aguas abajo de la presa requiere que no se viertan caudales muy altos, que provocarían daños. La decisión de cómo gestionar una avenida, cuyo hidrograma se desconoce en el momento, es por lo tanto potencialmente difícil y controvertida, de ahí la existencia de normas de gestión de avenidas en cada presa. Desde el punto de vista de los análisis que se exponen a continuación, este será en general el documento de referencia para determinar cómo se gestionan las avenidas.

El objetivo perseguido en la determinación de la laminación será conocer la respuesta del sistema presa-embalse frente a las sollicitaciones hidrológicas mediante el cálculo del régimen de caudales evacuados por la presa hacia aguas abajo en función del tiempo, así como los niveles alcanzados en el embalse. Esto proporciona los datos necesarios para:

- Calcular las consecuencias aguas abajo de la presa producidas por los desagües realizados, y en particular por el caudal pico.
- Conocer las probabilidades de alcanzar unas ciertas cargas (nivel máximo en el embalse, posible sobrevertido, duración de dicha situación...), que servirán para cuantificar las probabilidades de fallo de la presa.

Por lo tanto, dentro del proceso de análisis de riesgo, el cálculo de la laminación se integra en el análisis de las cargas y en el análisis de las consecuencias, como se aprecia en la figura 5.2.

El principal papel de la laminación es obtener los niveles máximos alcanzados tras una avenida (cargas), pero los resultados sirven también para definir las consecuencias aguas abajo del embalse por el trasiego de caudales. Así, se puede asimismo considerar que la laminación (y en particular los resultados que se obtienen referentes a los caudales evacuados) forma parte de los datos de entrada en el análisis de las consecuencias.

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven directamente afectados por este paso son los que calculan el nivel máximo alcanzado en el embalse y el hidrograma de salida sin rotura (ver figura 5.3).

Los nodos “Nivel máximo” e “Hidrograma (sin rotura)” se obtienen directamente del estudio de laminación. Para cada posible combinación de nivel previo, avenida entrante y operatividad de compuertas habrá que obtener estas variables. En función de los modos de fallo a estudiar, en algunos casos además del nivel máximo será necesario calcular alguna otra variable como pueda ser el tiempo de sobrevertido. En cuanto al hidrograma de salida, éste se suele caracterizar por su caudal pico, aunque en función de las características particulares de cada presa, se podría caracterizar por otra u otras variables representativas.

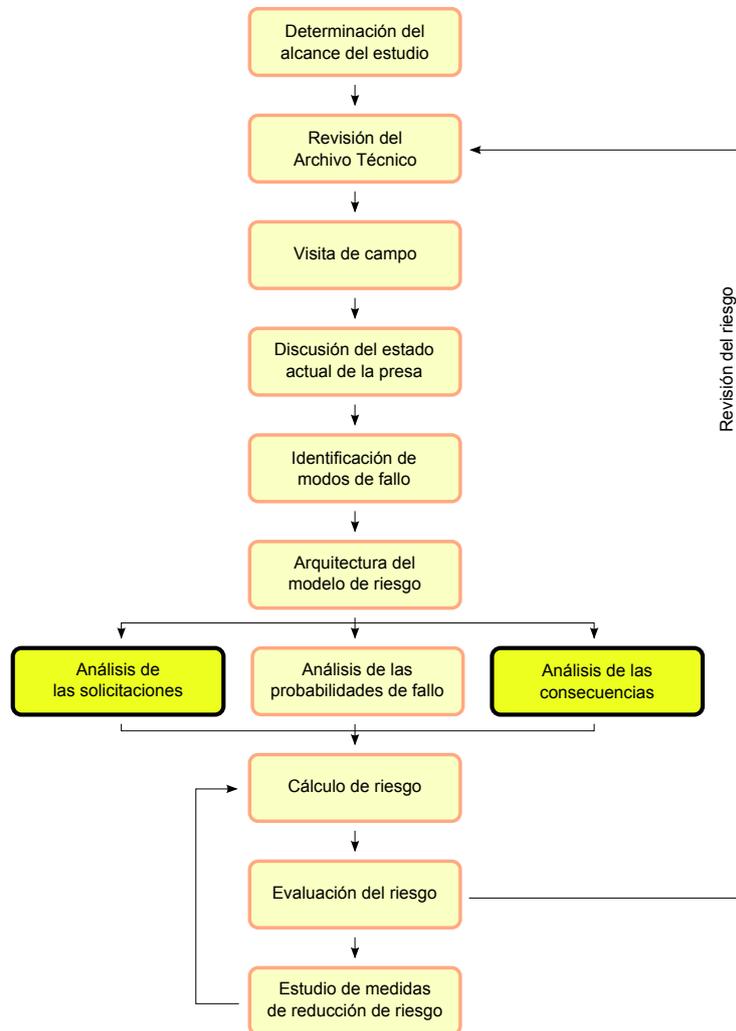


Figura 5.2: La identificación de la laminación en el proceso general del análisis de riesgo.

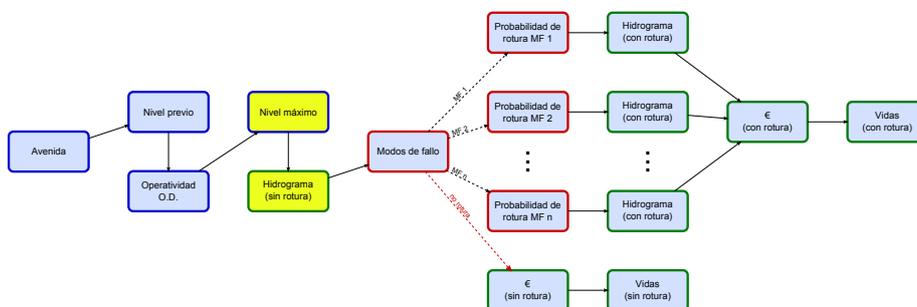


Figura 5.3: Nodos del modelo de riesgo afectados por la laminación (amarillo).

5.2. Datos de partida

5.2.1. Hidrograma de entrada al embalse

De los estudios hidrológicos de la cuenca vertiente se extraen los datos de partida referentes al flujo de entrada al embalse. Estos estudios concluirán con la obtención de las curvas de caudales de llegada al embalse en función del tiempo (hidrogramas de entrada), y para distintos periodos de retorno. Así, se muestra en la figura 5.4 un ejemplo de los hidrogramas, para periodos de retorno entre 10 y 10.000 años.

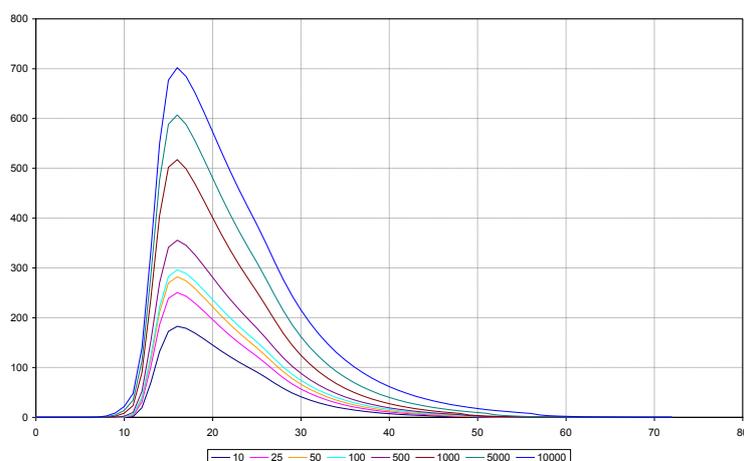


Figura 5.4: Ejemplo de avenidas de entrada según periodo de retorno (años).

En el capítulo 2 del presente documento se exponen las formas de obtener los hidrogramas. Las distintas herramientas de estimación de dicha avenida se basan fundamentalmente en métodos empíricos, estadísticos y/o hidrometeorológicos. En cualquier caso, en España, la información más reciente en este sentido suele encontrarse en los informes de Revisión de Seguridad o en las Normas de Explotación.

5.2.2. Nivel previo

Para iniciar el cálculo de la laminación de un embalse, se debe partir de un nivel inicial en el mismo (y por lo tanto de un volumen inicial dado) a partir del cual se producirán las variaciones de volúmenes y niveles consecuencia del equilibrio entre el caudal de la avenida y el caudal desaguado.

En otros cálculos de seguridad, suele asumirse que embalse se encuentra a un determinado nivel característico (Nivel Máximo Normal, Nivel de la Avenida de Proyecto...). Por contra, en los análisis de riesgo se debe contemplar todo el rango de posibles niveles. En el capítulo 3 se explica la obtención de la probabilidad de encontrarse a dichos niveles. A efectos del estudio de laminación sólo

es necesario saber el rango de niveles que se debe modelar y no su probabilidad, ya que esta se introducirá posteriormente en el modelo de riesgo.

5.2.3. Curva característica del embalse

La curva característica de un embalse es la relación entre los niveles alcanzados en el embalse, la superficie de agua en el mismo y el volumen de agua embalsado (nivel-superficie-volumen). Estos datos suelen encontrarse en el Archivo Técnico de la presa.

En lo concerniente a este estudio de laminación, las curvas características son necesarias para plantear el equilibrio de volúmenes entrantes y salientes. Habiendo cuenta de que los caudales evacuados por los órganos de desagüe dependen directamente del nivel de agua en el embalse, los hidrogramas de salida dependerán de éste.

5.2.4. Curvas de gasto de los órganos de desagüe

Las curvas de gasto de los órganos de desagüe de una presa representan la respuesta del sistema presa-embalse frente a unas ciertas sollicitaciones hidráulicas. Con estos datos se modeliza la capacidad de los distintos órganos de desagüe para desaguar los caudales excedentes que aportan las avenidas. El resultado obtenido serán los caudales desaguados a través de aliviaderos y desagües, en función de la altura o carga de agua en el embalse.

Conocidas las características de los órganos de desagüe (perfil del aliviadero, tipo de compuertas, forma y dimensiones de los conductos, etc.), estas curvas de gasto serán función fundamentalmente de dos factores:

- La carga de agua, es decir la altura de la lámina en el embalse.
- El grado de abertura de las compuertas que regulan el desagüe, en caso de existir éstas.

Hay que resaltar aquí que el control de los caudales desaguados mediante compuertas y válvulas está íntimamente relacionado con las pautas de actuación marcadas en las Normas de Explotación. Estos documentos se basan en el hecho de que, en cualquier momento y en función de las condiciones hidráulicas en el embalse, se pueden elegir los caudales vertidos por los aliviaderos. Como se verá más adelante, la consideración o no del control de caudales salientes incide directamente en las metodologías de cálculo de la laminación.

En el caso de utilizar las curvas de existentes en el Archivo Técnico de la presa, deberán revisarse para comprobar su validez. A continuación se exponen las premisas básicas para el cálculo de las curvas de gasto de aliviaderos y conducciones. Existen varias formas de determinar las curvas de gasto de estos órganos:

- Mediante medición in situ de los caudales desaguados.
- Mediante modelado numérico.

- Mediante fórmulas empíricas y semi-empíricas.

No siempre es posible recurrir a la medición in situ de caudales puesto que depende de la disponibilidad y facilidad de la toma de datos. Para el caso de aliviaderos de superficie resulta evidente que no se pueden determinar los caudales evacuados para cargas elevadas (necesario para conocer la respuesta hidráulica frente a avenidas), ya que su ocurrencia tiene asociada un alto periodo de retorno y el trasiego de estos caudales conlleva consecuencias perjudiciales aguas abajo. Por lo tanto esta metodología de determinación de caudales se usa fundamentalmente en desagües de fondo o tomas en los que prácticamente siempre hay una carga hidráulica importante, relegando el caso de aliviaderos de superficie a las otras formas de cálculo.

El estudio de curvas de gasto mediante modelos numéricos se puede realizar con distintos programas, y su determinación es propia de cada programa utilizado.

En cuanto a las fórmulas empíricas, existe una amplia y detallada bibliografía al respecto. Para guías generales se puede consultar la elaborada por el USBR [163] por E. Vallarino [33]. Sin embargo, no se debe olvidar que estas fuentes tienen un enfoque más general y que se pueden completar y mejorar con ayuda de información recogida en otras fuentes como tratados, estudios o tesis (ver por ejemplo [142] y [11]).

5.2.5. Consignas de operación de compuertas

El estudio de laminación precisa de las consignas de operación de compuertas de los órganos de desagüe de presas. Esto proporciona las pautas a seguir en cada instante para obtener los caudales a evacuar por los órganos de desagüe, en el supuesto de que dichos caudales puedan controlarse mediante compuertas u otros mecanismos de regulación.

En España, las Normas de Explotación de presas vienen reguladas por el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (RTSPE) [114].

5.2.6. Operatividad de órganos de desagüe

En el capítulo 4 se trata la estimación de la probabilidad de que cada órgano de desagüe se pueda utilizar para la laminación de las avenidas, es decir que en el momento en que se presente una avenida cada órgano de desagüe pueda o no ser utilizado. Como ya se ha indicado, es habitual y suele ser suficiente hacer la hipótesis de que cada órgano de desagüe (cada vano de un aliviadero, cada tubo de un desagüe) puede funcionar completamente o no funcionar en absoluto.

Para el cálculo de la laminación se deberán contemplar tantos escenarios de operatividad de órganos de desagüe como se hayan considerado en el nodo (o nodos) correspondiente del modelo de riesgo¹.

¹No se contemplan en el estudio de laminación las probabilidades de funcionamiento de los órganos de desagüe (ver capítulo 4). En este cálculo de la laminación únicamente se considerarán los distintos escenarios considerados de operatividad de los órganos de desagüe.

Es evidente que dada una carga hidráulica en el embalse y para cada escenario considerado, y por lo tanto para cada combinación de compuertas en funcionamiento/no funcionamiento, los caudales desaguados serán distintos, y por lo tanto serán distintos tanto el hidrograma de salida como el equilibrio que se establece entre el volumen almacenado y los caudales entrantes y salientes.

5.3. Cálculo de la laminación

En un sistema hidrológico, las variables de entrada $E(t)$ ², salida $Q(t)$ y almacenamiento $V(t)$ vienen relacionadas por la ecuación de continuidad:

$$\frac{dV}{dt} = E(t) - Q(t)$$

En lo que sigue, se plantea la forma de simplificar esta expresión y de resolver el proceso de laminación mediante la discretización temporal.

Como desarrollo general de cálculo, la implementación del proceso de laminación de una avenida debe seguir los pasos de los procesos naturales que se dan en estos acontecimientos e integrar los datos de partida recogidos en apartados anteriores. Se plantea el equilibrio que se establece en el embalse entre el volumen previo, los caudales entrantes (dados por los hidrogramas de entrada) y los caudales salientes (evacuados por los órganos de desagüe). A continuación se dan las indicaciones a seguir para la obtención de la laminación, utilizando para ello los datos descritos en apartados anteriores:

1. Se parte de las condiciones iniciales en el embalse: nivel previo NP considerado en la simulación (capítulo 3) y volumen V_0 (curva característica).
2. Cálculo del aumento de volumen ΔV inicial en el embalse por el caudal entrante en el instante 0.
3. Cálculo de los caudales de salida Q_{NExp} (fijado por las Normas de Explotación o los PEP) y Q_{max} (dado por la capacidad máxima de desagüe de los órganos).
4. Obtención del caudal de entrada al embalse $Q_{Entrante}$ en el instante t con los hidrogramas de entrada.
5. Cálculo del incremento de volumen ΔV en el embalse como equilibrio entre el caudal entrante y el saliente.

²En general las entradas al embalse serán función del tiempo y vendrán representadas por los hidrogramas de partida. Para el caso de embalses de gran magnitud, el desplazamiento de la onda de avenida también dependerá de las dimensiones del embalse, y su llegada a la presa se efectuará a través de una curva de remanso desde la cola del embalse. Así, y dado que se buscan los niveles en la presa, E será función del tiempo, de la superficie de agua en el embalse y de sus dimensiones. En la mayoría de los embalses no es necesaria esta disquisición. Por lo tanto, para lo que sigue, se considerará que las entradas E al embalse dependen exclusivamente del tiempo; esto significa que la superficie de agua en el embalse se mantiene horizontal durante todo el proceso, que no existen efectos de remanso en la cola y que en todo instante el caudal que llegue al embalse afecta inmediatamente a los niveles de agua en la presa.

6. Determinación del volumen V y el nivel H resultantes por el incremento de volumen ΔV anterior.
7. Repetición del proceso desde el punto 2 hasta el final del hidrograma o hasta que se finalice la avenida.

Se presenta en la figura 5.5 siguiente el diagrama general de cálculo de la laminación, donde constan los datos a utilizar en cada paso.

Existen otros métodos para plantear la laminación, que difieren del expuesto en la forma de discretizar la ecuación de continuidad. Como ejemplos se pueden citar el método Puls modificado y el método de Runge-Kutta.

5.4. Particularidades de la laminación en el análisis de riesgo

5.4.1. Sobrevertido por coronación

Al contrario que en otro tipo de estudios deterministas, en el Análisis de Riesgo, para cualquier sollicitación se contempla tanto la posibilidad de que la presa resista como la de que no. Por lo tanto, para modelar correctamente los casos en los que se presenten grandes sollicitaciones y la presa no rompa, habrá que modelar el proceso de sobrevertido, integrándolo como parte de la capacidad de respuesta de la presa frente a las sollicitaciones hidrológicas. En este caso se considerará que se produce un vertido no controlado, asimilable al producido por un aliviadero sin compuertas, con una longitud de vertido aproximadamente igual a la longitud de coronación de la presa (o en su caso a la longitud en la que se prevea se producirá el sobrevertido).

5.4.2. Existencia de pretil

La existencia o no de pretil (murete de protección construido en toda la longitud de coronación de la presa para proteger el paso y evitar caídas) en coronación de presa puede influir sobre el cálculo de la laminación, en el caso de que el agua alcance la altura de coronación. Se pueden encontrar pretil macizos que conforman un muro cerrado de una cierta altura, o abiertos.

Por un lado, si el pretil es cerrado, continuo y posee suficiente resistencia para soportar una cierta carga hidráulica sobre su cara de aguas arriba, podría considerarse como una altura añadida a la correspondiente de la presa. Así, se podría absorber una parte del aumento de niveles producido por la avenida y almacenar en el embalse un volumen extra de agua que favorecería la laminación de la avenida.

Por otro lado, si el nivel en el embalse alcanza la coronación y se encuentra con un pretil abierto o semi-cerrado, se producirá un cierto sobrevertido. Se debe considerar la posibilidad de que dicho pretil rompa por efecto de las cargas hidráulicas aplicadas al aumentar el nivel de agua.

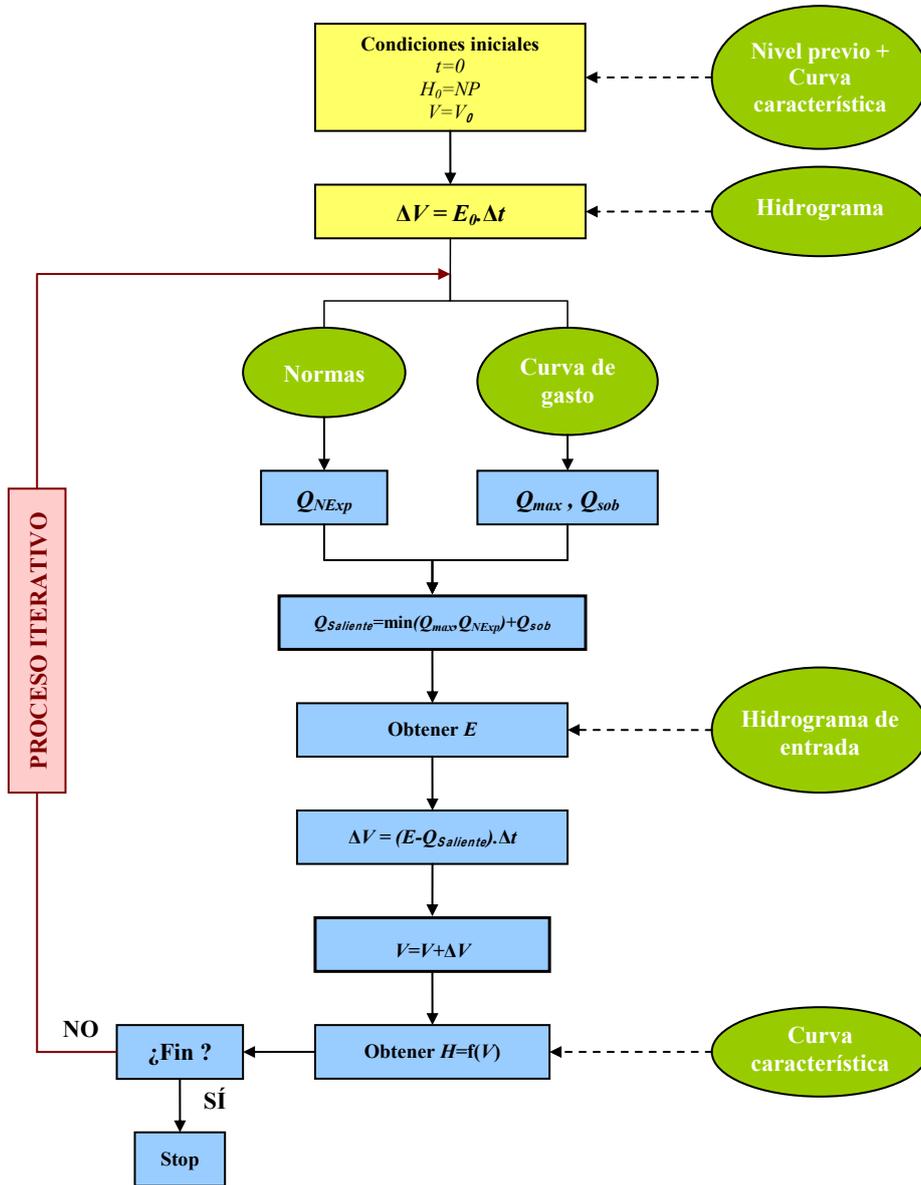


Figura 5.5: Diagrama general de cálculo de laminación.

En cualquier caso se debe comprobar que la resistencia del pretil es tal que éste puede absorber la carga hidráulica que los niveles en el embalse imponen.

5.4.3. Tratamiento de relaciones no monótonas

En ocasiones, para una misma situación de nivel previo en el embalse y de operatividad de compuertas, una avenida de mayor periodo de retorno y consecuentemente de menor probabilidad anual de excedencia (PAE) da como resultado un nivel máximo de embalse (NMax) menor. Esto puede suceder debido a las consignas de operación de compuertas: al venir una avenida más grande se deben abrir más las compuertas y el nivel máximo alcanzado puede resultar menor. Evidentemente, estos fenómenos sólo tienen lugar en presas reguladas mediante compuertas. Como consecuencia de esto, la relación PAE-NMax resultante puede no ser monótonamente decreciente. La figura 5.6 muestra una relación PAE-NMax de un caso real con esta característica.

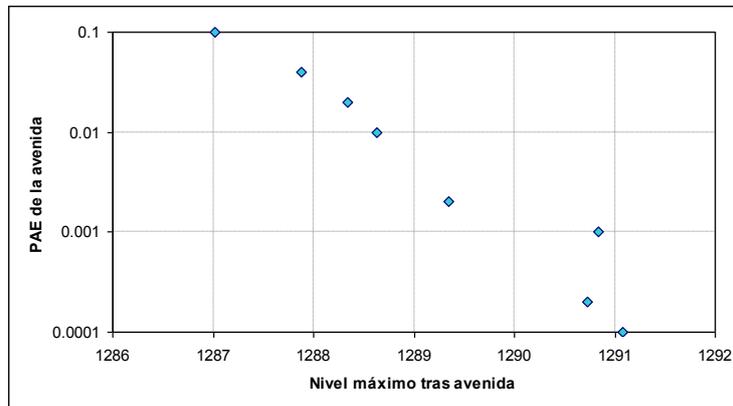


Figura 5.6: Ejemplo de relación PAE-NMáx no monótona.

Dependiendo de cómo se incorporen los resultados de la laminación al modelo de riesgo, en casos así puede ser necesario realizar un postproceso de los resultados del estudio de la laminación antes de incorporarlos al modelo de riesgo. El problema radica en que se tiene una primera variable (magnitud de la avenida) y otra variable derivada de ésta (nivel máximo en el embalse) y normalmente se asume que ambas tienen las mismas probabilidades anuales de excedencia. Sin embargo en los casos en que la gráfica mostrada no es monótona, esta hipótesis no se cumple. Es decir, la PAE de la avenida no coincide con la PAE del nivel máximo.

Si en el modelo de riesgo se realiza una discretización de la primera variable (magnitud de la avenida) y posteriormente se calcula el nivel máximo en función de dicha avenida, no será necesario realizar ningún postproceso. Por el contrario, si la discretización se hace directamente de la variable niveles máximos, entonces se debe obtener la curva correcta de probabilidad anual de excedencia de los niveles máximos. Para ello se deben calcular las probabilidades de cada nivel máximo, reordenar los casos para niveles máximos crecientes y entonces

recalcular las probabilidades de excedencia. De esta manera se obtiene la PAE del nivel máximo en lugar de la de la avenida. Si no se hiciese este postproceso del estudio de laminación se podría acabar con ramas de probabilidad negativa.

5.4.4. Sistemas de presas

Es importante tener en cuenta que las solicitaciones hidráulicas a las que está sometida una presa integrada en un sistema de presas 1, 2, 3... (siendo la presa i la situada aguas arriba de la presa $i + 1$, y aguas abajo de la presa $i - 1$) dependen tanto de la hidrología natural entrante en su cuenca, como de los regímenes de explotación de las presas de aguas arriba.

Si en la cuenca correspondiente a la presa i se están produciendo precipitaciones que dan lugar a avenidas, en las cuencas correspondientes a las presas $i - 1, i - 2, \dots$ dichas precipitaciones pueden producir otras solicitaciones que han de ser correspondidas con sueltas de agua en estas presas. Por lo tanto al calcular la laminación de una avenida en una presa i , se podrán tener en cuenta las posibles laminaciones de las presas situadas aguas arriba $i - 1, i - 2, \dots$ en tanto que éstas le suponen una carga hidráulica adicional. Estos caudales se sumarán a las aportaciones de las intercuenas. Del mismo modo, si se considera la posible rotura de una presa que tiene otra presa aguas abajo, el número de escenarios a considerar se verá multiplicado por dos. Todas estas consideraciones aumentan la complejidad de los estudios, por lo que antes de realizarlas se debe analizar la importancia que pueden tener en función del tamaño relativo de los distintos embalse y cuencas.

Para el Análisis de riesgo de una sola presa, perteneciente a un sistema de múltiples presas, puede ser suficiente considerar que el resto de ellas parten de sus NMN y sus órganos de desagüe funcionan correctamente. Si, por otro lado, se pretende analizar el riesgo del conjunto de todas las presas de un mismo sistema, se han de tener en cuenta para todas ellas los estudios de niveles previos, de operatividad de compuertas, etc. de manera integrada.

5.5. Incorporación al modelo de riesgo

Una vez obtenidas todas las laminaciones para los periodos de retorno considerados, se introducen estos datos en el modelo de riesgo planteado como una relación de valores dependientes de la combinación de las distintas variables utilizadas: para cada probabilidad anual de excedencia (PAE) o periodo de retorno, para cada combinación de nivel previo y órganos de desagüe operativos, y en función de las consignas de operación establecidas, se dispondrán los valores de nivel máximo alcanzado, caudal laminado, altura y tiempo de sobrevertido, además de otras variables que pudieran ser necesarias para el modelo.

En el cuadro 5.1 siguiente se presenta un ejemplo reducido de valores introducidos en un modelo de riesgo, que se compone de las distintas combinaciones de:

- Nivel previo, NP.

- Probabilidad Anual de Excedencia, PAE.
- Operatividad del aliviadero, OpAliv.
- Operatividad del desagüe de fondo, OpDesFond.
- Operatividad del desagüe intermedio, OpDesInt.

Y que ofrece, para cada combinación anterior, el valor de las siguientes variables:

- Nivel máximo alcanzado en el embalse, NMax.
- Altura de sobrevertido, HSob.
- Caudal laminado por la presa, QLam.
- Tiempo de sobrevertido, TSob.

NP	PAE	OpAliv	OpDesFond	OpDesInt	NMax	HSob	QLam	TSob
499.7	0.0001	0	0	0	531.68	0.18	48.66	23
499.7	0.0001	1	0	0	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	2	0	0	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	3	0	0	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	0	1	0	530.64	0.00	73.66	0
499.7	0.0001	1	1	0	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	2	1	0	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	3	1	0	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	0	0	1	531.61	0.11	36.26	21
499.7	0.0001	1	0	1	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	2	0	1	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	3	0	1	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	0	1	1	530.52	0.00	85.02	0
499.7	0.0001	1	1	1	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	2	1	1	529.82	0.00	192.43	0
499.7	0.0001	3	1	1	529.82	0.00	192.43	0
500.7	0.0001	0	0	0	531.71	0.21	64.75	24
500.7	0.0001	1	0	0	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	2	0	0	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	3	0	0	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	0	1	0	530.80	0.00	73.80	0
500.7	0.0001	1	1	0	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	2	1	0	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	3	1	0	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	0	0	1	531.66	0.16	53.16	23
500.7	0.0001	1	0	1	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	2	0	1	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	3	0	1	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	0	1	1	530.66	0.00	85.17	0
500.7	0.0001	1	1	1	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	2	1	1	529.84	0.00	213.39	0
500.7	0.0001	3	1	1	529.84	0.00	213.39	0
501.7	0.0001	0	0	0	531.76	0.26	84.23	25
501.7	0.0001	1	0	0	529.85	0.00	217.58	0
501.7	0.0001	2	0	0	529.80	0.00	229.37	0
501.7	0.0001	3	0	0	529.80	0.00	229.37	0
501.7	0.0001	0	1	0	530.92	0.00	73.90	0
501.7	0.0001	1	1	0	529.80	0.00	229.37	0
501.7	0.0001	2	1	0	529.80	0.00	229.37	0
501.7	0.0001	3	1	0	529.80	0.00	229.37	0
501.7	0.0001	0	0	1	531.71	0.21	72.45	25

Cuadro 5.1: Ejemplo de tabla de resultados de laminación introducidos en el modelo de riesgo.

Capítulo 6

Identificación y caracterización de modos de fallo

6.1. Definición de modo de fallo

Un modo de fallo es la secuencia particular de eventos que puede dar lugar a un funcionamiento inadecuado del sistema presa - embalse o una parte del mismo. Esta serie de sucesos se asocia a un determinado escenario de sollicitación y tiene una secuencia lógica, la cual consta de un evento inicial desencadenante, una serie de eventos de desarrollo o propagación y culmina con el fallo de la presa.

En principio, se analiza cualquier modo de fallo con potencial para producir un vertido incontrolado de caudales y por tanto con potencial para causar daños de cualquier tipo (económicos, sobre la vida humana...) aunque también se debe considerar cualquier mecanismo que provoque algún tipo de daño (incluso sin necesidad de que se produzca un vertido), por ejemplo uno que origine consecuencias económicas por pérdida de misión. Así mismo, el análisis de los modos de fallo no se ciñe exclusivamente a las estructuras de retención de un embalse, sino que tiene en cuenta cualquier infraestructura incluida en el sistema presa-embalse.

Para la identificación de los modos de fallo es necesario realizar una revisión del estado de los componentes del sistema presa-embalse con la finalidad de conocer detalladamente el estado de la cerrada, la estructura de cierre, los órganos de desagüe y tomas, y el vaso de almacenamiento. Esta comprensión global del sistema debe estar basada en la documentación disponible del archivo técnico, las inspecciones de campo realizadas, los datos de auscultación y, si es posible, en la parametrización del comportamiento de la presa.

Teniendo en cuenta la última idea (parametrización del comportamiento), es importante destacar la conveniencia de vincular los modos de fallo identificados

con los sistemas de auscultación, porque esta unión permite:

- Identificar los síntomas que permiten controlar la respuesta del sistema y detectar posibles anomalías con tiempo suficiente de reacción.
- Definir las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación para la detección y seguimiento del modo de fallo.

El presente capítulo ofrece un protocolo para llevar a cabo las sesiones de identificación de modos de fallo. Se ayuda de un cuadernillo que puede ayudar a realizar el trabajo, así como tablas y guías que sirven para estructurar los modos de fallo de forma coherente, consistente entre diversas sesiones y auditable en el futuro. Además la metodología facilita que los modos de fallo puedan ser vinculados con la instrumentación de la presa.

6.2. Los modos de fallo en el análisis de riesgo

Dentro del proceso global del análisis de riesgo, la identificación de modos de fallo es el paso previo a la realización del modelo de riesgo (ver figura 6.1). Es un paso muy importante ya que si un modo de fallo relevante no es capturado en las sesiones de identificación de modos de fallo, el modelo de riesgo no lo capturaría y el riesgo calculado podría estar muy alejado del real. Dicho de otra manera, la identificación de modos de fallo establece el alcance y la robustez del modelo de riesgo.

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven afectados por este estudio son los que representan los modos de fallo (ver figura 6.2). En el punto en el que se insertan los modos de fallo, el modelo tendrá tantas ramas como modos de fallo.

Normalmente, cada modo de fallo se descompondrá en varios pasos. En el modelo de riesgo esto se puede reflejar explícitamente asignando un nodo a cada paso. Sin embargo, también es posible aglutinar todos los pasos en un único nodo. Para ello, antes de introducir las probabilidades en el modelo de riesgo habrá que realizar un preproceso consistente en multiplicar las probabilidades condicionales de cada uno de los pasos para aglutinarlos en uno solo. La ventaja de proceder así es que se acaba con un modelo de riesgo más compacto, que abstrae el detalle de cómo se desarrolla cada modo de fallo. Las desventajas son que no transmite parte de la información y que es más difícil de actualizar. Aunque en la figura 6.2 se ha optado por la simplicidad ya que es una figura genérica que no representa ninguna presa en concreto, en general es preferible desagregar cada paso en el modelo de riesgo.

6.3. Metodologías existentes

La identificación de modos de fallo es central al enfoque basado en riesgo. No es de extrañar por lo tanto que se venga utilizando desde hace tiempo. En los años 60 la industria aeroespacial, que ha sido pionera junto con la industria

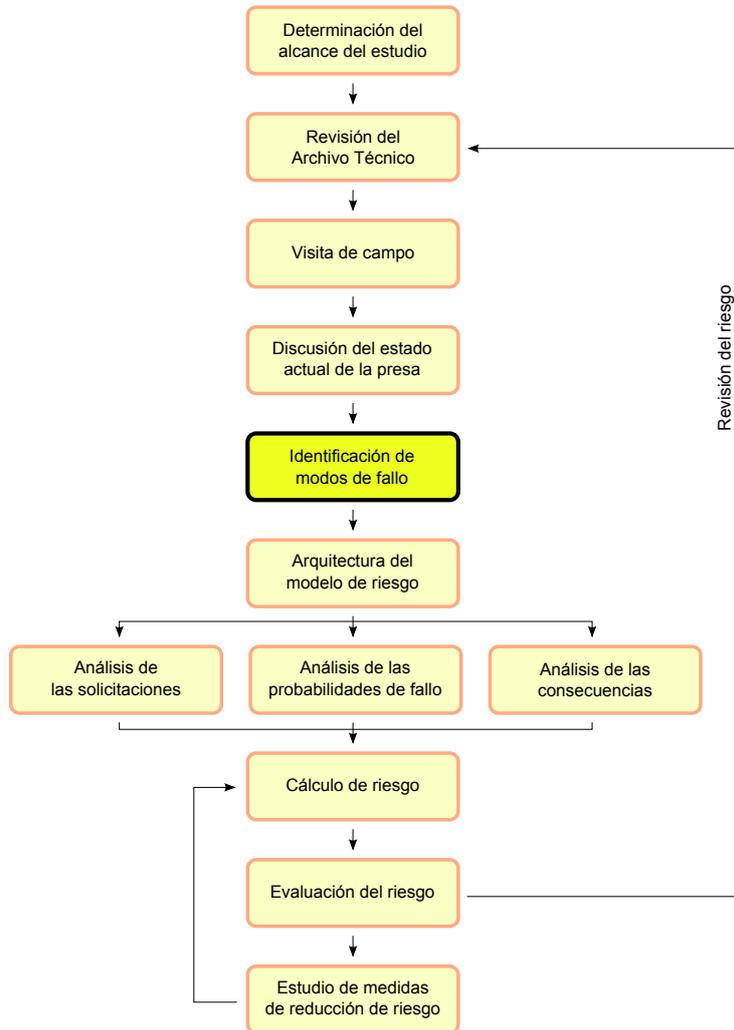


Figura 6.1: La identificación de modos de fallo en el proceso general del análisis de riesgo.

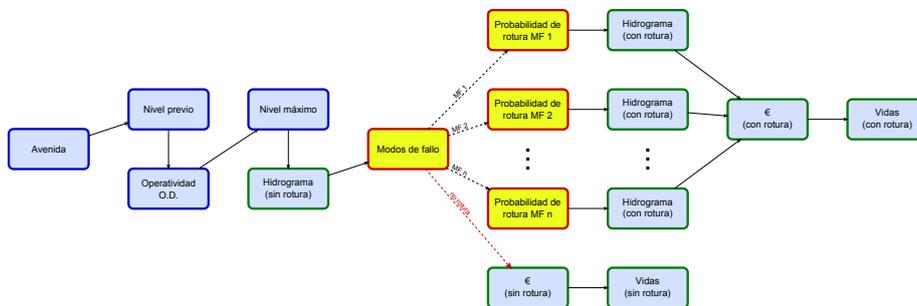


Figura 6.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la identificación de modos de fallo (amarillo).

nuclear en la aplicación de metodologías basadas en riesgo, desarrolló un proceso sistemático conocido con el nombre de FMEA (Failure Modes and Effects Analysis).

El FMEA consta de varios pasos. En primer lugar se hace una lista de todos los componentes del sistema y su función. Se identifican todos los posibles peligros (hazards) y todas las posibles maneras en que alguno de los elementos del sistema puede dejar de funcionar correctamente y los efectos que ello tendría. Se analizan primero los efectos locales (sobre el propio elemento) y después progresivamente se llega a ver el efecto sobre el sistema completo. En primera instancia se estudian todos los modos de fallo sin atender a su probabilidad de ocurrencia. Existen tablas y planillas para guiar el proceso.

Posteriormente el FMEA se extendió y recibió el nombre de FMECA (Failure Modes Effects and Criticality Analysis). En el FMECA, además de los pasos del FMEA, se añade uno último en el que los modos de fallo se gradúan cualitativamente en función su probabilidad de ocurrencia. Esto es de aplicación limitada en los análisis de riesgo cuantitativos como los que describen en esta guía porque la probabilidad de ocurrencia se obtendrá de forma más rigurosa al aplicar el proceso completo.

Para más información sobre el FMEA y el FMECA, se puede consultar por ejemplo [15, 31, 169, 89, 155]. En la actualidad, estas metodologías se siguen empleando en multitud de industrias [130].

Aunque estas metodologías han sido aplicadas a la evaluación de la seguridad de presas, han surgido también metodologías específicas. Entre éstas destaca la aplicada en Estados Unidos por la FERC (Federal Energy Regulatory Commission). La metodología se expone en el capítulo 14 (*Dam safety performance monitoring program*) del documento “*Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*” [58] y se resume a continuación.

La Agencia Federal Reguladora de Energía Norteamericana, que se encarga de reglamentar, normalizar y regular la distribución energética en los Estados Unidos, plantea en este documento una técnica para desarrollar un programa de auscultación y comportamiento de presas (*Dam Safety Performance Monitoring Program*) que han aplicado en sus centrales hidroeléctricas. Dicha metodología propone procedimientos para evaluar la seguridad de la presa y su funcionamiento basándose en el análisis de modos de fallo.

El programa contiene las siguientes fases principales:

- Redacción de un informe técnico sobre la presa, elaborado a partir de la documentación técnica disponible.
- Análisis de los potenciales modos de fallo de la presa.
- Desarrollo de un plan de vigilancia y auscultación.

FERC respalda esta metodología argumentando que la integración entre el análisis de modos de fallo vinculado a los planes de auscultación y vigilancia, y la redacción del informe técnico, da lugar a un programa de seguridad de presas más eficiente. Además, expresa que el valor agregado que se incorpora a la gestión de seguridad incluye:

- La recopilación de la distinta información relacionada con la presa.
- El archivo de los documentos técnicos claves y significativos que ayuden a la evaluación de la presa.
- La identificación de los modos de fallo del sistema presa-embalse.
- La determinación de alternativas para reducir el riesgo.
- La elaboración de un programa de inspección, vigilancia y auscultación que proporcione información sobre la evolución de los modos de fallo identificados.

Los pasos fundamentales que conforman el *Dam Safety Performance Monitoring Program* son:

- Formación de un grupo de trabajo para realizar el análisis de modos de fallo.
- Recopilación de la documentación y los datos de la presa para que sean revisados por el grupo de trabajo formado.
- Entrevista con el personal que más conoce la presa: encargados, vigilantes, y a ser posible, con los que hayan participado en la construcción de la misma.
- Revisión exhaustiva y comprensión integral de la documentación disponible de la presa.
- Realización de la sesión de identificación de modos de fallo y asignación a cada uno de ellos una valoración cualitativa, según la siguiente gradación:
 - Grado I:** Modos de fallo que claramente se consideren factibles al existir alguna condición o estado sintomático detectado, resultar la serie de eventos probables e implicar consecuencias potenciales importantes.
 - Grado II:** Modos de rotura considerados igualmente factibles, aunque con menores posibilidades de ocurrir o consecuencias reducidas.
 - Grado III:** Modos de fallo para los que la información disponible resulta, a todas luces, insuficiente aunque se estiman factibles y con consecuencias potenciales de magnitud elevada. Requieren una campaña de investigación urgente.
 - Grado IV:** Modos de rotura descartados y cuya aparición no se considera razonable.
- Consideración de las necesidades de vigilancia y auscultación, y las medidas reductoras de riesgo para los modos de fallo identificados.
- Elaboración de un documento que englobe la totalidad del trabajo realizado.

Todos estos pasos se realizan con la ayuda de un ingeniero que hace el papel de facilitador o guía del grupo de trabajo durante todo el proceso.

En España esta metodología ha sido adaptada, extendida y aplicada para realizar un análisis de riesgo cuantitativo en la tesis doctoral de G. de Membrillera

[72], bajo el nombre de PCAR (Programa Complementario basado en Análisis de Riesgos).

6.4. Herramienta para la identificación de modos de fallo

6.4.1. Introducción

Se presenta a continuación una herramienta de identificación de modos de fallo que ha sido elaborada en la Universidad Politécnica de Valencia [75, 35]. Es una evolución de la presentada en [74] tras haber sido aplicada a varias presas. El material de apoyo que emplea la metodología (cuadernillo y tablas) se puede encontrar en las referencias citadas.

Las ventajas que ofrece esta herramienta son:

- Sirve de guía para las sesiones de identificación de modos de fallo.
- Ofrece una colección de modos de fallo para presas de hormigón y de materiales sueltos que:
 - ayuda a identificar modos de fallo típicos para que nunca sean pasados por alto,
 - ayuda a estructurar las definiciones para que sean coherentes, consistentes, auditables y más fácilmente cuantificables y
 - ayuda a vincular los modos de fallo con la auscultación de la presa.

6.4.2. Estructura del proceso de identificación de modos de fallo

La finalidad principal del protocolo es guiar a los participantes, mediante el uso de un cuaderno que contiene planillas y cuestionarios, en las pautas que se deben seguir para realizar el proceso de análisis cualitativo de modos de fallo. La figura 6.3 muestra un diagrama de flujo donde se presenta la secuencia de pasos a seguir para realizar mencionado análisis.

El protocolo plantea una secuencia de trabajo individual, representada por las casillas de color azul de la figura 6.3, y otra que debe ser discutida en grupo, simbolizada por las casillas de color verde.

Antes de detallar la estructura del Protocolo para el Análisis de Modos de Fallo en Sistemas Presa-Embalse, es importante recordar que para realizar un análisis eficaz se debe conformar un grupo de trabajo multidisciplinar compuesto por personas que conozcan la presa a fondo y que tengan experiencia en seguridad, comportamiento, construcción o explotación de presas, con la finalidad de discutir y razonar toda la información posible en relación al sistema en estudio. Esto es algo que se debe hacer al inicio del análisis de riesgo.

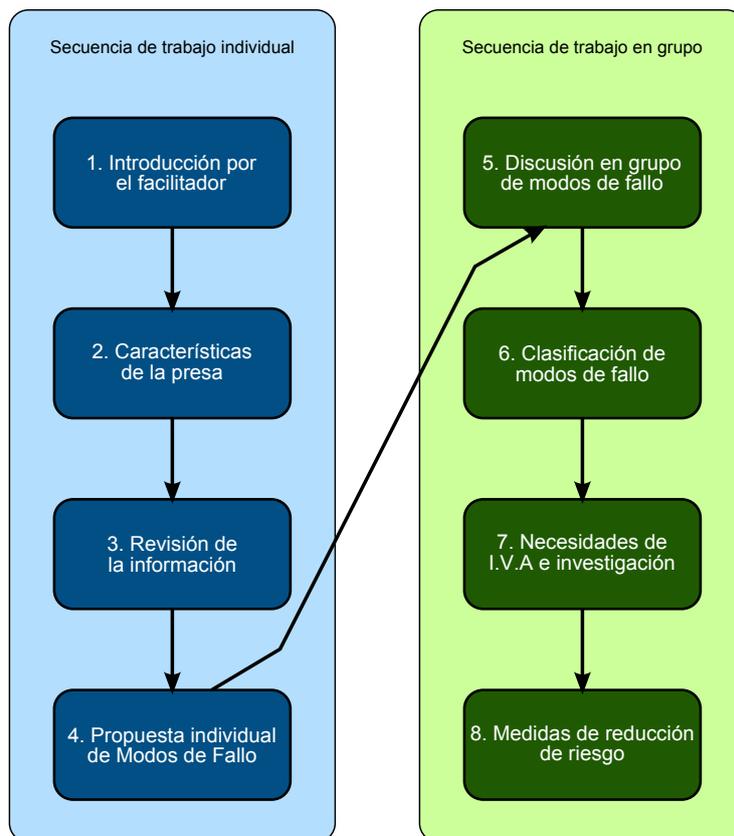


Figura 6.3: Secuencia para realizar el análisis de modos de fallo, propuesto en el protocolo.

Las sesiones de análisis que desempeña el grupo de trabajo están dirigidas por un facilitador, que es un ingeniero con experiencia en seguridad de presas y que no tiene relación directa con la presa analizada. Será la persona que guiará al grupo de trabajo durante todo el proceso.

A continuación se define la estructura general del protocolo para el análisis de modos de fallo en sistemas presa-embalse. Cada uno de los puntos se corresponde con un apartado del cuadernillo. En cualquier caso, no se debe tomar esta propuesta como una metodología rígida que no pueda ser adaptada a las peculiaridades de cada organización y presa.

- 1. Introducción por el facilitador.** Al comienzo de la sesión de trabajo el facilitador explica los pasos que se deben seguir para el análisis cualitativo de modos de fallo y, define los conceptos claves que se utilizarán durante el proceso para asegurar que todos los participantes del grupo tengan un buen entendimiento de los mismos.
- 2. Ficha técnica de la presa.** Ésta es la primera planilla que se debe rellenar individualmente y constituye un resumen de los aspectos más relevantes del sistema presa-embalse, tales como: características estructurales, hidráulicas, hidrológicas, geológicas, entre otras.
- 3. Revisión y análisis de la información.** En este punto se realiza un análisis exhaustivo de la información disponible en el archivo técnico de la presa, enfocando la búsqueda hacia los aspectos vulnerables del sistema presa - embalse, destacando cuáles son los documentos relevantes y si existe alguna carencia en la información existente.
- 4. Propuesta individual de modos de fallo.** Una vez cada participante conoce suficientemente los componentes del sistema presa-embalse y es capaz de identificar los puntos vulnerables y propensos a fallo del conjunto, describe todos los modos de fallo factibles que sea capaz de imaginar. Para realizar esta tarea, el cuadernillo cuenta con una planilla que consta de: una zona para describir la propuesta individual de modos de fallo, un espacio para realizar un esquema gráfico del mismo, una tabla que permite la codificación y vinculación con la auscultación del modo de fallo identificado (según la herramienta para estructurar modos de fallo, que se presenta en el apartado siguiente) y un sector para argumentar los factores a favor o en contra de la aparición del mismo. Además se proporciona una herramienta que sirve para codificar el modo de fallo de forma estructurada (ver apartado 6.4.3).
- 5. Discusión grupal de modos de fallo.** Las propuestas de todos los participantes se ponen en común en una sesión de grupo dirigida por el facilitador. Para ello, el facilitador recoge los cuadernillos de todos los participantes y hace un compendio de todos los modos de fallos sin indicar qué persona ha propuesto cada uno (esto se hace así para evitar que los participantes puedan sentirse cohibidos a la hora de proponer modos de fallo). En la sesión, los modos de fallo se debaten con el grupo de trabajo hasta lograr un consenso. Después de consolidar los modos de fallo, se procede a argumentar lógicamente los factores a favor o en contra de la ocurrencia de los mismos. Dependiendo del nivel de detalle al que se desee llegar, es posible asignar factores a favor y en contra al global de cada modo de

fallo o incluso a cada paso del modo de fallo. Esta fase del proceso tiene un peso significativo en la evaluación cualitativa.

- 6. Clasificación de los modos de fallo.** En esta planilla se realiza la evaluación cualitativa, que consiste en realizar un análisis basado en el juicio ingenieril para ponderar qué modos de fallo grupales resultan más o menos probables. Aquí cada participante asigna una valoración personal (según la clasificación de grados I a IV planteada por la FERC) y después de que todos los miembros del grupo de trabajo hayan votado, se promedian los resultados hasta crear un consenso final, estableciéndose de esta manera una priorización en la factibilidad de ocurrencia de cada modo de fallo. Los modos de fallo clasificados como IV, se descartan en este punto (quedan documentados pero no se analizan medidas de reducción de riesgo ni se incluyen en el modelo de riesgo).
- 7. Necesidades de I.V.A. e investigación.** Después de la asignación de grados, el grupo de trabajo propondrá para los modos de fallo significativos el tipo, forma y frecuencia en que se debe realizar la inspección, vigilancia y toma de datos de auscultación (I.V.A), para de esta manera conocer la evolución de los modos de fallo. Además y de ser necesario, el grupo de trabajo recomendará investigaciones o ensayos que aporten más información sobre algún modo de fallo.
- 8. Necesidades de reducción de riesgo.** Tras las actividades grupales anteriores, en este apartado se plantean las medidas reductoras de riesgo, estas pueden ser estructurales o no estructurales, es decir, acciones constructivas sobre el sistema presa - embalse o repercusiones sobre las normas de explotación y el plan de emergencia, respectivamente.

6.4.3. Herramienta para la estructuración de modos de fallo

Como se ha comentado anteriormente el proceso de identificación de modos de fallo requiere un conocimiento global del sistema presa - embalse, siendo esencial entender y visualizar el comportamiento de cada uno de los componentes del conjunto, para así detectar la manera en que estos elementos puedan dejar de desempeñar su función, considerando todas las solicitaciones posibles.

Al definirse un modo de fallo es fácil cometer el error de hacer referencia exclusivamente al mecanismo último de rotura, por ejemplo deslizamiento del bloque central de la presa, sin tener en cuenta la forma en que se inició el proceso y cómo fue el desarrollo del mismo. Esta fue una de las motivaciones para desarrollar una herramienta complementaria que ayudase a estructurar, codificar, describir detalladamente y vincular con la auscultación los potenciales modos de fallo en presas de hormigón.

La descripción detallada que se propone en la herramienta, está basada en la metodología planteada por [59] que consiste en describir por completo el mecanismo de fallo, partiendo por identificar la zona y el fenómeno de inicio desencadenante, seguidamente la continuación y progreso del mismo hasta llegar a la rotura final de la presa.

Además, la herramienta vincula de forma directa los fenómenos de inicio y desarrollo de los modos de fallo, con las variables auscultables más influyentes y con la instrumentación que permite detectar y medir la evolución del mecanismo de rotura. Por último, se plantean dos tablas resumen elaboradas a partir de las recomendaciones de la Guía Técnica N° 7 [42], con los principales instrumentos instalados en las presas de hormigón y de materiales sueltos y la finalidad de la medición de los mismos. En el apéndice 6.2 se presenta la herramienta complementaria para estructurar los modos de fallo en presas de materiales sueltos y en el apéndice 6.4 para presas de hormigón. En el apéndice 6.3 se muestra la instrumentación utilizada en las presas de materiales sueltos y en el apéndice 6.5 en las presas de hormigón.

La herramienta está conformada por las siguientes categorías:

Escenarios: en primer lugar se identifica en qué escenarios de sollicitación se puede desarrollar el modo de fallo (ver capítulo 1). En la herramienta se definen los tres escenarios más comunes (eventos de naturaleza hidrológica, eventos de naturaleza sísmica y condiciones de explotación normal del embalse) y se define un cuarto que engloba cualquier otro escenario que se quiera contemplar.

Componentes y Sub-Componentes del Sistema Presa-Embalse: Esta categoría identifica los elementos susceptibles de fallo donde se inicia o desarrolla el mecanismo de rotura. Los componentes del sistema están definidos de la siguiente manera:

Cerrada: contempla la cimentación y los estribos del emplazamiento de la presa, es decir, todo aquello de origen natural y geológico que puede fallar en este sector.

Estructuras: se refiere a la infraestructura de retención como tal, e incluye todo lo construido por el hombre, es decir, el cuerpo de presa, los sistemas de drenaje y la impermeabilización del cimiento.

Órganos de toma y desagüe: este componente contempla toda la obra civil encargada de aliviar y también hace referencia a los equipos oleo-electro-mecánicos entre los cuales están las compuertas, válvulas, turbinas, etc.

Vaso de almacenamiento: este elemento incluye el sistema montañoso y las laderas del embalse.

Fenómenos de Inicio o Desarrollo: Referidos a los procesos que describen claramente un modo de fallo, cada uno de estos mecanismos se propagan o evolucionan en alguno de los cuatro componentes y subcomponentes del sistema presa - embalse. Entre los fenómenos de inicio o desarrollo se encuentran los siguientes: erosión interna, fisuración, ineficacia en la pantalla impermeable, colmatación de drenes, erosión a pie de presa, pérdida de operatividad de compuertas, deslizamiento de laderas entre otros. El resto de los fenómenos se presentan en las tablas de apoyo.

Variables Auscultables más Influyentes: Son las variables de control que vinculan los fenómenos de inicio o desarrollo con el sistema de instrumentación.

Instrumentos: Son los aparatos capaces de detectar la evolución de los fenómenos de inicio o desarrollo de los modos de fallo.

Mecanismo Último de Rotura: Es el proceso final que debe ocurrir para que se produzca el fallo total de la presa. La descripción de cada uno de los mecanismos de rotura se presenta en los cuadros 6.1 y 6.2.

PRESAS DE MATERIALES SUELTOS	
MECANISMO ÚLTIMO DE ROTURA	DEFINICIÓN DE CADA MODO DE ROTURA
I. EROSIÓN	a) Sobrevvertido: Paso de agua por encima del paramento o coronación, con arrastre del material del cuerpo de presa que resulta en una inestabilidad y colapso de la estructura. b) Interna: Flujo a través del cuerpo de presa, con pérdida significativa de material constituyente que resulta en una inestabilidad y colapso de la estructura.
II. DESLIZAMIENTO	Agotamiento de la resistencia al corte del material según una superficie o una familia de deslizamientos, localizada exclusivamente en el cuerpo de presa o incluyendo a la cimentación.
III. OTROS	Cualquier otro mecanismo, incluyendo aquellos que no conlleven a la rotura de la presa, pero sí provocan daños aguas abajo o consecuencias económicas por pérdida de misión.

Cuadro 6.1: Definición de los mecanismos últimos de rotura de presas de materiales sueltos.

PRESAS DE HORMIGÓN	
MECANISMO ÚLTIMO DE ROTURA	DEFINICIÓN DE CADA MODO DE ROTURA
I. DESLIZAMIENTO	Agotamiento de la resistencia al corte en una determinada superficie (hormigón o roca) o composición de superficies, provocando el desplazamiento hacia aguas abajo de la presa o parte de ella.
II. HUNDIMIENTO	Agotamiento de la resistencia, desplazamiento de discontinuidades, colapso de cavidades o excesiva deformabilidad del cimiento provocando el desplazamiento sub-vertical de la presa o parte de ella.
III. AGRIETAMIENTO	Agotamiento resistente del hormigón provocando fisuras y grietas del mismo.
IV. OTROS	Cualquier otro mecanismo incluyendo a aquellos que no conlleven a la rotura de la presa, pero sí provoquen daños aguas abajo o consecuencias económicas por pérdida de misión.

Cuadro 6.2: Definición de los mecanismos últimos de rotura de presas de hormigón.

Codificación

Para utilizar la herramienta se deben seguir los siguientes pasos:

1. Identificar el Escenario de sollicitación y dónde se desarrolla el modo de fallo.
2. Especificar los *Componentes y Subcomponentes* del sistema presa - embalse donde ocurre el *Fenómeno de Inicio o Desarrollo*.

3. Describir el mecanismo inicial, asociarlo y codificarlo según la categoría *Fenómeno de Inicio o Desarrollo*.
 - a) Asociar el mecanismo descrito en el paso anterior con la categoría *Variables Auscultables más Influyentes*.
 - b) Vincular el *Fenómeno de Inicio o Desarrollo* con la *Instrumentación*.
 - c) Repetir los pasos 2 y 3 según se desencadenen o propaguen los eventos hasta establecer el *Mecanismo Último de Rotura*.

La figura 6.4 presenta un ejemplo de la estructuración de un modo de fallo utilizando la herramienta, en ella se muestra la descripción detallada del mismo, un esquema gráfico con la evolución del mecanismo y una tabla con la codificación y vinculación con el sistema de auscultación.

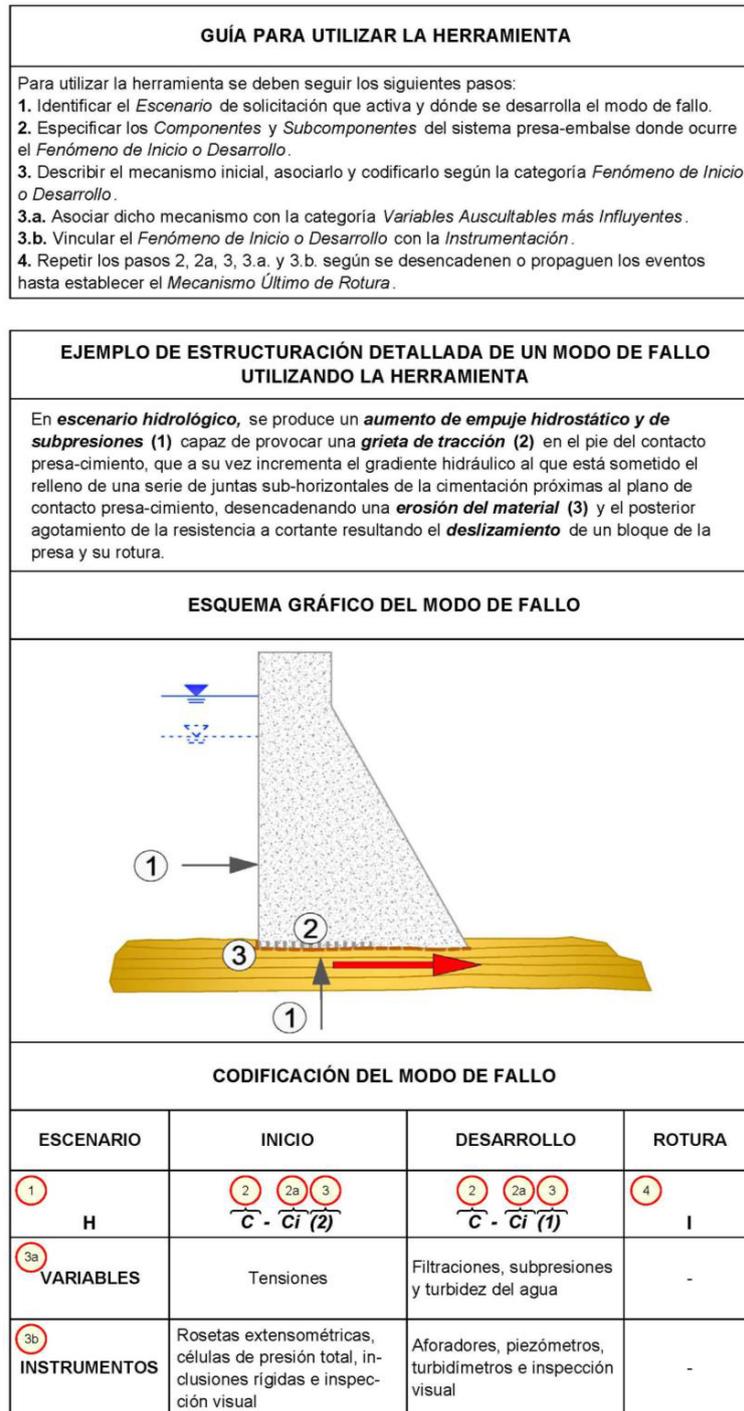


Figura 6.4: Ejemplo de la estructuración de un modo de fallo, utilizando la herramienta.

Capítulo 7

Estudio de probabilidades de fallo

7.1. La estimación de las probabilidades de fallo en el análisis de riesgo

El estudio de las probabilidades de fallo es uno de los estudios necesarios para alimentar el modelo de riesgo una vez su arquitectura ha sido definida. En el campo de la seguridad de presas, es un estudio que no suele realizarse fuera del ámbito del Análisis de Riesgo. De las tres componentes del riesgo (solicitaciones, probabilidad de fallo y consecuencias) el estudio trata la segunda (figura 7.1). El estudio de probabilidades de fallo es posterior a la identificación de modos de fallo: antes de poder realizar este estudio es necesario haber identificado todos los modos de fallo que se van a incluir en el modelo y haberlos descompuesto en sus mecanismos de fallo.

En el modelo de riesgo, los nodos a los que afecta son los mismos que en el estudio de identificación de modos de fallo, es decir aquellos que indican las probabilidades de cada modo de fallo (figura 7.2).

Como ya se indicó en el capítulo anterior, normalmente, cada modo de fallo se descompone en varios pasos. En el modelo de riesgo esto se puede reflejar explícitamente asignando un nodo a cada paso. Sin embargo, también es posible aglutinar todos los pasos en un único nodo. Para ello, antes de introducir las probabilidades en el modelo de riesgo se debe realizar un preproceso consistente en multiplicar las probabilidades condicionales de cada uno de los pasos para aglutinarlos en uno solo. La ventaja de proceder así es que se acaba con un modelo de riesgo más compacto, que abstrae el detalle de cómo se desarrolla cada modo de fallo. Las desventajas son que no transmite parte de la información y que es más difícil de actualizar. En la figura 6.2 se ha optado por la segunda opción por compacidad.

Para la realización de un Análisis de Riesgo cuantitativo, una vez descompuesto el modo de fallo en pasos bien definidos, se deben estimar las probabilidades

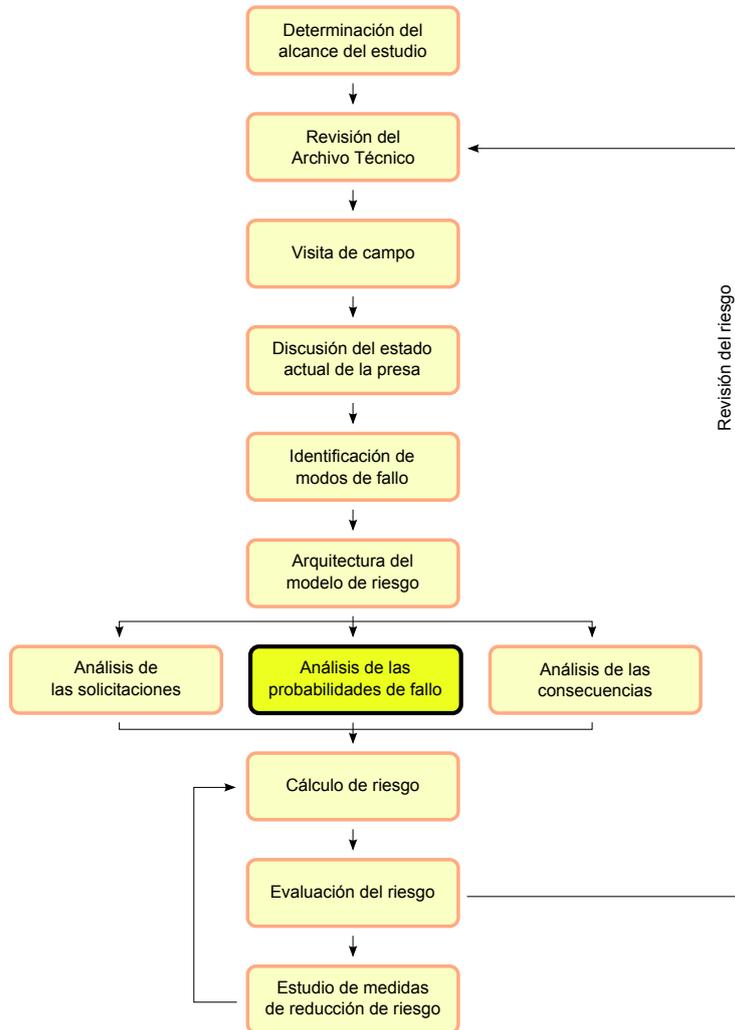


Figura 7.1: Ubicación del análisis de las probabilidades de fallo en el proceso general del análisis de riesgo.

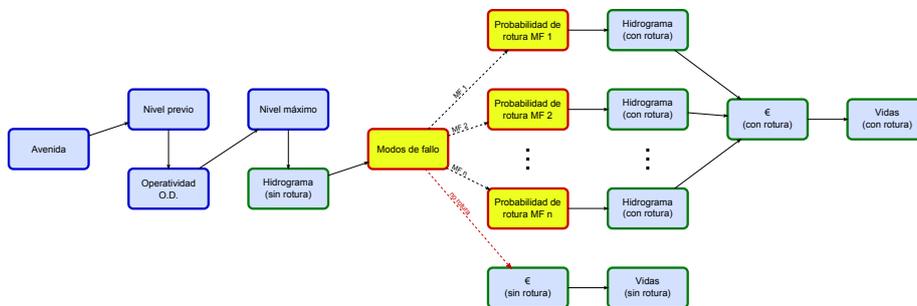


Figura 7.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la identificación de modos de fallo (amarillo).

de cada uno de ellos. La descomposición se realiza sobre la base de los árboles de eventos y los diagramas de influencia. Para llevar a cabo la estimación de cada probabilidad individual se dispone de varias herramientas, principalmente el análisis de fiabilidad, el juicio de experto y más recientemente el uso de tablas que relacionan coeficientes de seguridad y probabilidades de rotura. A su vez, estas herramientas se basan en otras como los modelos numéricos (deterministas y estadísticos), las técnicas Monte Carlo o las tablas estandarizadas de descriptores verbales, tal como se expone a continuación.

Dentro de un mismo modo de fallo es válido estimar algunas probabilidades mediante juicio de experto y otras mediante análisis de fiabilidad. Incluso es posible emplear ambos en la estimación de una misma probabilidad ya que los análisis de fiabilidad requieren de datos que, a menudo deben ser estimados mediante juicio de experto.

El resto del capítulo se ha organizado en cuatro apartados. En primer lugar se realizan algunas reflexiones sobre la naturaleza de la incertidumbre y cómo ésta es tratada en los análisis de riesgo. En segundo lugar se explican los roles que tienen los distintos tipos de modelos numéricos que se utilizan en el ámbito de la seguridad de presas en el proceso de estimación de probabilidades de fallo. En tercer lugar se propone una metodología a seguir para la obtención de probabilidades mediante juicio de experto de tal manera que estas sean válidas y defendibles. Por último se expone una metodología estructurada para la estimación de probabilidades de fallo mediante el uso de técnicas de fiabilidad.

7.2. Tratamiento de la incertidumbre

El proceso del análisis de riesgos incorpora una serie de incertidumbres que afectan de forma muy importante a la comprensión e interpretación de los resultados de probabilidad obtenidos. El término incertidumbre engloba principalmente dos conceptos de naturaleza distinta: variabilidad natural e incertidumbre epistémica, como se observa en la figura 7.3.

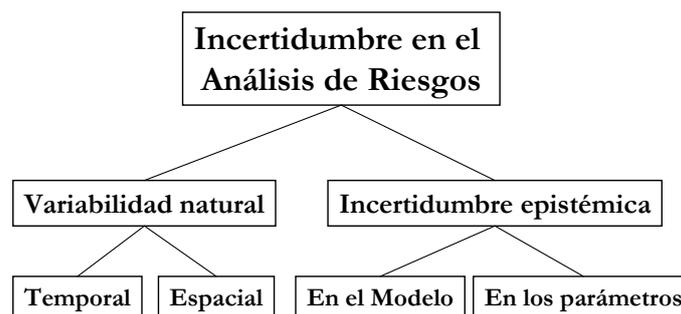


Figura 7.3: Taxonomía de la incertidumbre en el Análisis de Riesgos (adaptado de [80]).

Se entiende por variabilidad natural a la aleatoriedad inherente a los procesos naturales, que se manifiesta como la variabilidad a lo largo del tiempo de

fenómenos que tienen lugar en un punto concreto del espacio (variabilidad temporal) o como la variabilidad a lo largo del espacio de fenómenos que tienen lugar en distintos puntos pero de forma simultánea. Un ejemplo clásico de variabilidad temporal lo constituye la magnitud de la avenida de un río en una sección concreta o la intensidad de un evento sísmico en un emplazamiento. La variabilidad natural se trata mediante modelos matemáticos que se ajustan de forma que puedan reproducir, de manera más o menos aproximada, el fenómeno analizado. Cuantos más datos se disponga, mejor será el ajuste realizado, pero la variabilidad inherente al fenómeno no se puede reducir.

La incertidumbre epistémica es la derivada de la falta de conocimiento, bien sea por escasez o por ausencia total de datos, o por ignorancia en la capacidad de comprensión de los mecanismos que operan sobre un determinado fenómeno. Esta incertidumbre se puede reducir mediante la recopilación de más información, más datos y mediante ampliación del conocimiento. Por el contrario, esta incertidumbre es muy difícil de cuantificar. La incertidumbre epistémica se puede dividir en dos categorías: incertidumbre en el modelo e incertidumbre en los parámetros. La incertidumbre en el modelo se refiere a la ignorancia sobre la medida en la que un modelo reproduce fielmente la realidad. Refleja la incapacidad de representar la realidad o de identificar el mejor modelo. La incertidumbre en los parámetros se deriva de la limitada capacidad para estimar de forma adecuada los mismos a partir de un número limitado de datos procedentes de ensayos o de calibración, y de las limitaciones inherentes a las técnicas estadísticas empleadas en su estimación.

En la práctica, se suele modelar parte de la incertidumbre epistémica como si fuera variabilidad natural. Un caso típico son los parámetros geotécnicos o de los materiales. Se modelan como si presentaran variabilidad natural (se tratan como variables aleatorias) cuando en realidad podrían ser conocidos empleando los suficientes recursos para ello (tiempo y recursos económicos). De este modo, se pueden aplicar potentes herramientas estadísticas, lo que introduce notables ventajas en el proceso. La idea clave es que al obrar de este modo, la incertidumbre total no se reduce, simplemente se transfiere de una categoría (epistémica) a la otra (variabilidad natural).

7.3. El rol de los modelos numéricos en la estimación de probabilidades de fallo

7.3.1. Generalidades

Los modelos numéricos llevan utilizándose en el campo de las presas desde hace mucho tiempo pero han tomado una importancia creciente en las últimas décadas. Tal como se enumera en [43], los modelos numéricos suelen tener los siguientes objetivos:

- Diseñar y optimizar nuevas presas durante las fases iniciales del proyecto.
- Comparar los resultados del sistema de auscultación de presas existentes con resultados teóricos, para detectar con suficiente antelación cualquier

indicio de comportamiento inesperado.

- Interpretar datos de campo, explicar el comportamiento observado e investigar posibles mecanismos de degradación.
- Predecir la estabilidad estructural e identificar posibles mecanismos de fallo bajo escenarios de carga normales, anormales (crecidas) y extremos (sismos).
- Ayudar en el desarrollo de trabajos de reparación, medidas correctivas y métodos de rehabilitación óptimos de instalaciones.
- Establecer un conjunto de modelos de referencia para ser usados (con datos de auscultación y software actualizados) en caso de que se deba llevar a cabo una re-evaluación de la presa.

Existen muchos tipos de modelos numéricos y su complejidad varía desde los más simples (por ejemplo un análisis de equilibrio de sólido rígido para comprobar la estabilidad frente a deslizamiento de una presa de hormigón de gravedad) hasta los más complejos (por ejemplo un análisis termo-mecánico para explicar el patrón de comportamiento de unas lecturas de auscultación). Habitualmente, un estudio comienza con modelos simples y se va aumentando progresivamente la complejidad de los mismos. Este proceso es esencial para ganar confianza en los resultados que se van obteniendo.

Los modelos numéricos difieren en la manera en que computan los resultados. Los diferentes enfoques pueden clasificarse en tres grupos [43]:

Deterministas: El enfoque determinista calcula los resultados con la ayuda de modelos matemáticos basados en principios ingenieriles aceptados. La calidad del cálculo depende de la relevancia del modelo matemático para describir la realidad física, la calidad de la solución numérica (densidad de mallado...), el conocimiento sobre los parámetros que describen los materiales y las simplificaciones introducidas en el modelo. Un modelo determinista puro no utiliza medidas previas del comportamiento de la presa para su calibración y por lo tanto depende enteramente del conocimiento (incierto) sobre los parámetros que describen los materiales. Sin embargo, son los únicos modelos posibles cuando todavía no existen datos de auscultación.

Estadísticos: El enfoque estadístico asume una forma analítica a priori para las variables a modelar, basada en la experiencia. Se escoge un conjunto de funciones de influencia de acuerdo con la variación esperada de cada variable. Estas funciones dependen de variables exteriores medibles en la presa como pueden ser el nivel de embalse, la temperatura del agua o la temperatura ambiental. Cada componente de cada función se multiplica por un parámetro o coeficiente indeterminado. Estos coeficientes se calibran de tal manera que minimicen cierta norma (habitualmente la suma de los cuadrados de las diferencias entre las mediciones y los resultados). Esta técnica es muy general y puede utilizarse para modelar fenómenos muy diversos. Cuantos más grados de libertad tenga la fórmula analítica, será más flexible y podrá ajustarse mejor a las variaciones de los valores observados. Por contra, se necesitarán series de datos más largas para calibrar los parámetros. Además, siempre es necesario reservar una parte de

los datos para validar el ajuste realizado. Las redes neuronales son un tipo de enfoque relativamente nuevo que al fin y al cabo podrían encuadrarse en los modelos estadísticos.

Híbridos: El enfoque híbrido combina conceptos de los dos modelos descritos arriba. La forma analítica de las variables a modelar se obtiene con el enfoque determinista, pero los parámetros se ajustan como en los modelos estadísticos. Un ejemplo de este enfoque sería un modelo de elementos finitos o diferencias finitas donde uno o varios de los parámetros del terreno se calibran para que el modelo se ajuste a medidas observadas.

7.3.2. Los modelos numéricos en las técnicas de fiabilidad

Cualquier probabilidad de un modo de fallo que sea modelable mediante un modelo numérico determinista, es candidata a ser evaluada numéricamente mediante técnicas de fiabilidad. Un caso paradigmático es el deslizamiento de una presa de hormigón, pero existen más aplicaciones. Por ejemplo, en la figura 7.4 se muestra un árbol de eventos para un modo de fallo por erosión interna. El primer nodo corresponde a la pregunta de si el gradiente existente supera al crítico (para las cargas exteriores consideradas). Esta pregunta se puede responder con un sí o un no (es decir probabilidad 1 a una de las ramas y probabilidad 0 a la otra) si se realiza un modelo completamente determinista de la red de flujo de la presa. Según se vaya introduciendo más parte de la incertidumbre existente en el modelo (por ejemplo, modelación estocástica de la permeabilidad de los materiales) se obtendrán resultados más ajustados y se dejará de tener unas probabilidades de 1 y 0.

En los casos en que se pueda y se opte por llevar a cabo un análisis cuantitativo de las probabilidades condicionales de rotura, los modelos numéricos suelen ir ligados a análisis de tipo Monte Carlo. Las incertidumbres con las que se ha de tratar incluyen: el escenario (niveles de agua, terremotos a considerar...), la manera en que las cargas deben actuar (subpresión, presiones efectivas...) y las propiedades de los materiales. Otra dificultad suele estar en la propia definición de fallo, en particular cuando se estudia el escenario de cargas sísmico. Por lo tanto, aunque el modelo esté construido sobre una base determinista, al menos parte de los parámetros de entrada tienen una estructura estocástica, con lo que la salida del modelo también será de naturaleza estocástica.

Para estimar las probabilidades de rotura se puede utilizar un Monte Carlo crudo o técnicas de diseño de experimentos para reducir el número de ejecuciones del modelo como por ejemplo el Hiper cubo Latino. En cualquier caso, el número de realizaciones necesarias para la obtención de una precisión aceptable combinado con el tiempo de ejecución habitual de los modelos, suelen provocar que el problema sea inabordable. Una técnica para superar este obstáculo es deducir una función de fallo analítica a partir de unas pocas ejecuciones del modelo y apoyándose en el juicio ingenieril. Otro enfoque que se está investigando en la actualidad es el uso de redes neuronales para definir la región de fallo [39]. También son aceptables en análisis simplificados técnicas como el *First Order Second Moment* (FOSM). Por último, cabe reseñar que además de estudiar la probabilidad de fallo es conveniente correlacionarla con los coeficientes

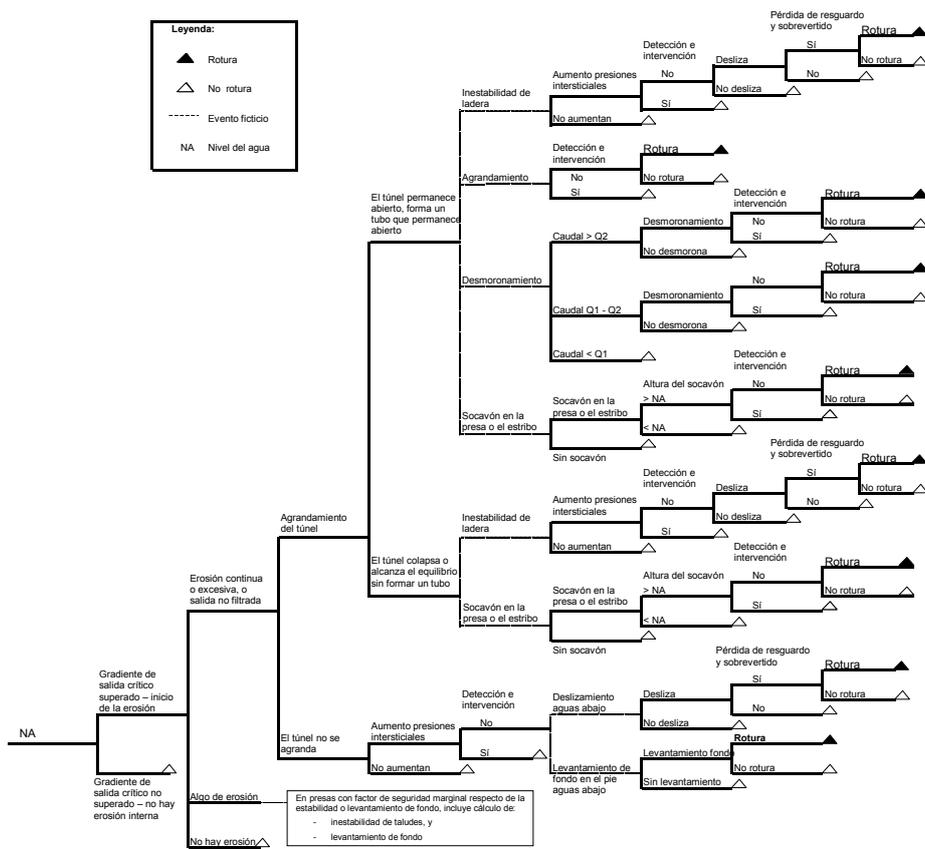


Figura 7.4: Árbol de eventos para erosión interna a través de la cimentación iniciada por erosión remontante. Adaptado de Fell [59].

de seguridad.

Las técnicas de fiabilidad se exponen con más detalle en el apartado 7.5.

7.3.3. Los modelos numéricos como apoyo al juicio de experto

Cuando se estiman las probabilidades mediante juicio de experto, los modelos numéricos también pueden tener un papel relevante. Aunque un modelo numérico no ofrezca directamente una probabilidad de fallo, puede colaborar al entendimiento del problema por parte de los integrantes del proceso. También puede acotar los términos del debate, demostrando que un modo de fallo es más o menos viable, cuantificando el efecto de alguna característica sobre la que se tenga incertidumbre o mediante estudios de sensibilidad.

En su papel de informador del proceso de obtención de probabilidades mediante juicio de experto, son válidos tanto los modelos deterministas como los estadísticos o híbridos.

La obtención de probabilidades mediante juicio de experto se presenta con más detalle en el apartado 7.4.

7.3.4. Estimación a partir de coeficientes de seguridad

Otro ejemplo muy interesante de cómo los modelos numéricos pueden arrojar algunas de estas probabilidades se expone en el artículo "*Probability and risk of slope failure*" [146], en el que se analiza la probabilidad de fallo de taludes. El artículo propone una relación entre el coeficiente de seguridad de un talud y su probabilidad de fallo. En la relación también entran aspectos que provocan incertidumbre como el nivel de control en las obras durante la construcción del talud. Para llevar a cabo la metodología propuesta primero hay que clasificar el talud según el nivel de conocimiento que se tenga sobre él empleando la cuadro 7.1.

Para cada una de las columnas se debe escoger la opción que más se acerque al caso estudiado y computar la puntuación asociada. La suma de todas las puntuaciones arroja un número entre 1 y 4 que es el que da la categoría. A continuación se debe realizar un modelo numérico del talud, evaluar su coeficiente de seguridad y entrar en la gráfica que se muestra en la figura 7.5.

Con esto se obtiene una estimación de la probabilidad de rotura. Esta relación se obtuvo con datos de 75 proyectos durante más de cuatro décadas, entre varios expertos y respetando los axiomas de la probabilidad. Es interesante observar que las curvas de la figura 7.5 tienden a la horizontalidad según aumenta el coeficiente de seguridad. Esto refleja la realidad de que sobredimensionar en exceso una obra no reduce la probabilidad de fallo porque factores como discontinuidades, zonas blandas, zonas húmedas, zonas de altas o bajas permeabilidades y otros elementos que puedan haber pasado desapercibidos en el estudio geotécnico, pasarían a controlar el problema.

Nivel de ingeniería	Diseño				
	Investigación	Ensayos	Análisis y documentación	Construcción	Operación y auscultación
I (El mejor)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Obras con grandes consecuencias de rotura	<ul style="list-style-type: none"> Evaluación del diseño y comportamiento de estructuras próximas Análisis de fotografías aéreas históricas Localización de todas las discontinuidades (zonas blandas, mojadas, sueltas, de alta o baja permeabilidad) Determinación de la historia geológica del emplazamiento Determinación del perfil del subsuelo utilizando muestreo continuo Obtención de muestras inalteradas de la cimentación para ensayo en laboratorio Determinación de presiones intersticiales in-situ 	<ul style="list-style-type: none"> Realización de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas en condiciones naturales Realización de ensayos de resistencia siguiendo las trayectorias de presiones efectivas y totales de campo Realización de ensayos índice in-situ (molinete, penetrómetro...) para detección de todas las zonas blandas, sueltas, de alta o baja permeabilidad Calibración del equipo y de los sensores antes del programa de ensayo 	<ul style="list-style-type: none"> Determinación de FS utilizando parámetros de presión efectiva basados en datos (geometría, fuerza, presión intersticial) obtenidos in-situ Consideración de trayectorias de presiones in-situ en la determinación de estabilidad Preparación de la red de flujo para las secciones instrumentadas Predicción de presiones intersticiales y otros parámetros de comportamiento relevantes (p.e., presiones, deformaciones, caudales) para las secciones instrumentadas Informes de diseño con parámetros y análisis usados para el diseño Sin errores ni omisiones Revisión concienzuda 	<ul style="list-style-type: none"> Supervisión a tiempo completo por ingeniero cualificado Ensayos de control de obra llevados a cabo por ingenieros y técnicos cualificados Sin errores ni omisiones Informes de obra documentando claramente las actividades 	<ul style="list-style-type: none"> Programa completo de comportamiento incluyendo la comparación entre el predicho y el medido (p.e., presión intersticial, tensiones, deformaciones) Sin mal funcionamiento (deslizamientos, roturas, altas presiones intersticiales) Mantenimiento constante por equipos formados
II (Por encima de la media)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Obras ordinarias	<ul style="list-style-type: none"> Evaluación del diseño y comportamiento de estructuras próximas Programa de exploración específico para las condiciones del proyecto, por ingeniero cualificado 	<ul style="list-style-type: none"> Realización de ensayos estándares en laboratorio sobre muestras inalteradas Medición de presiones intersticiales en ensayos de resistencia Evaluación de las diferencias entre condiciones de ensayo en laboratorio y condiciones in-situ 	<ul style="list-style-type: none"> Determinación de FS utilizando parámetros de presiones efectivas y presiones intersticiales Ajuste de las diferencias significativas entre trayectorias de presiones in-situ y trayectorias de presiones implícitas en el análisis que puedan afectar al diseño 	<ul style="list-style-type: none"> Supervisión a tiempo parcial por ingeniero cualificado Sin errores ni omisiones 	<ul style="list-style-type: none"> Inspección periódica por ingeniero cualificado Sin malfuncionamientos no corregidos Mediciones in-situ seleccionadas Mantenimiento periódico
III (Medio)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Obras sin importancia o temporales con bajas consecuencias de fallo	<ul style="list-style-type: none"> Evaluación del comportamiento de estructuras próximas Determinación del perfil del subsuelo mediante información existente y sondes 	<ul style="list-style-type: none"> Ensayos índice en muestras de campo 	<ul style="list-style-type: none"> Análisis racionales utilizando parámetros inferidos de ensayos índice 	<ul style="list-style-type: none"> Supervisión informal de la obra 	<ul style="list-style-type: none"> Inspección anual por ingeniero cualificado Sin mediciones in-situ Mantenimiento limitado a reparaciones de emergencia
IV (Pobre)	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Obras con poca ingeniería	<ul style="list-style-type: none"> Sin investigación in-situ 	<ul style="list-style-type: none"> Sin ensayos en laboratorio sobre muestras obtenidas in-situ 	<ul style="list-style-type: none"> Análisis aproximados con parámetros asumidos 	<ul style="list-style-type: none"> Sin supervisión de la obra por ingeniero cualificado Sin ensayos de control de obra 	<ul style="list-style-type: none"> Inspección ocasional por personal no cualificado Sin mediciones in-situ

Cuadro 7.1: Categorías de estructuras de tierras. Traducido de Silva et al. [146].

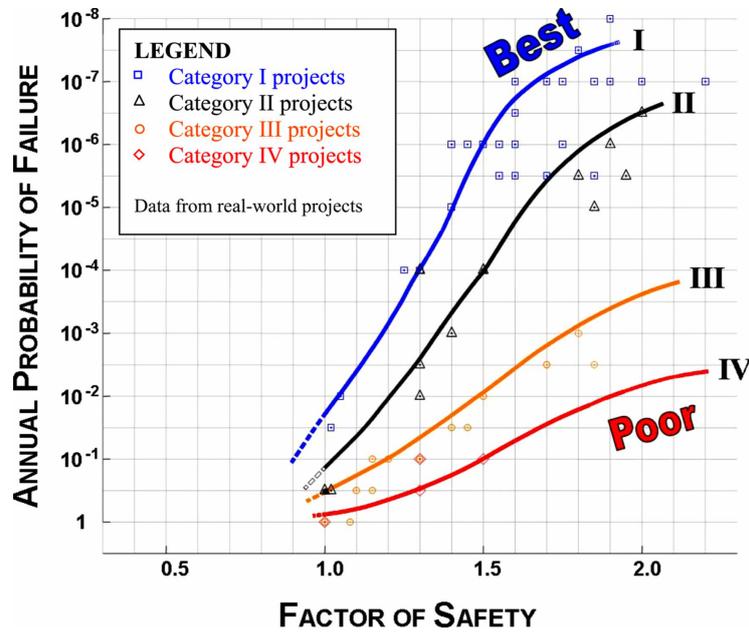


Figura 7.5: Probabilidad anual de rotura en función del coeficiente de seguridad para taludes. Fuente: Silva et al. [146].

7.4. Obtención de probabilidades mediante juicio de experto

7.4.1. Introducción

El juicio de experto es la opinión sobre la verosimilitud de un evento emitida por un ingeniero entrenado para ello, en condiciones controladas y específicas. Es inevitable tener que recurrir a juicios subjetivos durante la realización de análisis de riesgos a presas, pero se deben seguir procesos estructurados y una serie de reglas básicas [15] para tener unas condiciones de validez y que pueda ser auditado.

El uso estructurado de este tipo de técnicas subjetivas se remonta al año 1946, cuando se estableció en Estados Unidos el proyecto RAND, que en su primer año predijo que el primer satélite espacial se lanzaría a mediados del año 1957. Diez años después, en octubre de 1957, el lanzamiento del satélite soviético Sputnik confirmó dicha predicción. Desde entonces, estas técnicas han sido ampliamente utilizadas para evaluar probabilidades difícilmente cuantificables de otra manera en la industria aeroespacial, la industria nuclear, en la sociopolítica y en la economía. Uno de los métodos más famosos para llevar a cabo estas estimaciones es el método DELPHI, desarrollado por la misma corporación RAND en los años 50 [136]. En la literatura se pueden encontrar muchos ejemplos de su aplicación.

Ya en el ámbito del análisis de riesgos a presas y según las recomendaciones del

ANCOLD [15], para conseguir la deseada robustez de las estimaciones mediante juicio de experto, se deben cumplir las siguientes condiciones mínimas:

- Las estimaciones se deben realizar por personas con una amplia experiencia en ingeniería de presas y conocimientos sobre fallos de presas, aunque también puede ser beneficioso la inclusión de algunos generalistas así como de especialistas en alguna materia relevante al proceso.
- Es absolutamente necesario que las estimaciones se realicen por más de una persona. Cuando los valores difieran significativamente se deben discutir las razones de dichas discrepancias e intentar llegar a un consenso (aunque el consenso no es un requerimiento).
- Previo a la estimación de las probabilidades se debe haber definido la lógica del fallo (ver capítulo 6), normalmente mediante árboles de eventos, de tal manera que las sesiones de estimación de probabilidades de fallo se centren exclusivamente en la obtención de dichas probabilidades.
- Se deben documentar los razonamientos que lleven a la obtención de las probabilidades.
- Se debe llevar a cabo una revisión externa de los valores y el proceso para obtenerlos.

En el presente apartado se propone una metodología para llevar a cabo el proceso de obtención de probabilidades mediante juicio de experto que cumple con los requisitos planteados. Esta metodología está inspirada en las recomendaciones de Ayyub [16] (que a su vez adapta muchos conceptos de las recomendaciones de la *Nuclear Regulatory Commission* [125]) y en la experiencia práctica de los autores.

7.4.2. Identificación de las necesidades de estudio

El paso previo a la estimación de probabilidades mediante de juicio de experto es la identificación de su necesidad. En general, cuando sea viable y se tengan datos suficientes para aplicar una metodología como las técnicas de fiabilidad expuestas en el siguiente apartado, no será necesario recurrir al juicio de experto, ya que esas técnicas tienen una menor carga de subjetividad (aunque no están exentas de ella).

Sin embargo, en el ámbito del análisis de riesgos aplicado a presas, es muy habitual tener que estimar probabilidades que no se prestan fácilmente a una modelización numérica que permita aplicar las técnicas de fiabilidad estructural. En otros casos, puede que no se disponga de suficientes datos como para llevar a cabo un análisis mediante técnicas de fiabilidad con garantías. De ser así, utilizar un complejo modelo numérico y obtener probabilidades mediante técnicas Monte Carlo daría una falsa sensación de robustez y objetividad.

La identificación de las necesidades y su comunicación a los expertos es una parte importante de cara al éxito del proceso. Establecer la importancia de las estimaciones y transmitírsela a los expertos que vayan a formar parte del proceso los hace copartícipes de los resultados y contribuye a aumentar su atención y sinceridad.

7.4.3. Selección del nivel de estudio y del líder del proceso

La NRC (*Nuclear Regulatory Commission*) clasifica los temas a evaluar mediante juicio de experto en tres niveles de complejidad:

- A. No controvertido, efecto insignificante sobre el riesgo.
- B. Incertidumbre y diversidad significativas, controversia, complejidad.
- C. Alta controversia, efecto significativo sobre el riesgo, alta complejidad.

También según la NRC, los requerimientos de nivel de estudio se clasifican en cuatro categorías (los agentes implicados se definen más abajo):

- I. El *integrador técnico* (TI) evalúa y asigna pesos a los modelos basándose en la revisión de la literatura, la experiencia y la estimación de las variables necesarias.
- II. El TI interacciona con los *proponentes* y los *especialistas*, evalúa las interpretaciones y estima las variables necesarias.
- III. El TI organiza un debate con los *proponentes* y los *especialistas*. El IT dirige el debate, evalúa las interpretaciones y estima las variables necesarias.
- IV. El TI y el *facilitador técnico* (TF) (o el TIF si son la misma entidad) organiza un panel de expertos para que interprete y evalúe el tema en cuestión, dirigiendo las discusiones, manteniendo el orden en el debate, resumiendo e integrando opiniones y estimando las variables necesarias.

En este contexto los distintos agentes implicados se definen de la siguiente manera:

Integrador técnico (TI): Es el responsable de desarrollar los resultados agregados basándose en la información generada. Es el responsable de defender dichos resultados agregados ante los expertos, los expertos externos, los revisores externos, los reguladores y los responsables del resultado final, recogiendo sus comentarios y revisando los resultados agregados.

Facilitador técnico (TF): Es el responsable de estructurar y facilitar las discusiones e interacciones entre los expertos. Se debe asegurar de que dichas interacciones sean efectivas y de que exista equidad en la información y opiniones expuestas. Es el responsable de obtener las evaluaciones formales cada experto (juicio de experto) y de crear las condiciones adecuadas para una agregación de opiniones directa y exenta de controversia.

Facilitador e integrador técnico (TIF): Cuando las funciones del TF y el TI se aúnan en la misma persona.

Proponente: Experto que aboga por una determinada hipótesis o posición técnica.

Especialista: Experto técnico con un conocimiento detallado y profundo sobre algún dato, tema o metodología de interés para el proceso.

Estas clasificaciones pueden servir de referencia para reflexionar sobre la complejidad del problema y el nivel de estudio adecuado. Ante problemas de com-

plejidad A, son adecuados los niveles de estudio I, II y III. Para problemas de complejidad C se debe ir a estudios de nivel IV.

El líder del estudio es el responsable de obtener las estimaciones. Las características que debe reunir son:

- Una buena reputación profesional y un amplio reconocimiento y competencia basados en su formación académica y experiencia.
- Buenas habilidades comunicativas e interpersonales, flexibilidad, imparcialidad y habilidad para generalizar y simplificar.
- Contactos en el sector: ingenieros, investigadores, gestores...
- Capacidad de liderazgo y de formación de consenso. El líder del estudio no tiene por qué ser un experto en la materia que se está estudiando pero sí debe tener buenos conocimientos al respecto.

7.4.4. Selección de expertos y revisores externos

La revisión externa es muy recomendable en general y necesaria cuando se estén tratando temas muy controvertidos y/o de gran impacto. La revisión externa se puede realizar de forma simultánea a la ejecución del estudio o a posteriori. La primera opción tiene la ventaja de que los comentarios realizados por el revisor externo pueden ser tenidos en cuenta durante el proceso.

Las características que debe tener un buen revisor externo son:

- Una buena reputación profesional y un amplio reconocimiento y competencia basados en su formación académica y experiencia.
- Conocimientos y experiencia en el área tratada o en áreas relacionadas.
- Disponibilidad y disposición para dedicar el tiempo y esfuerzo requeridos.
- Buenas habilidades comunicativas e interpersonales, flexibilidad, imparcialidad y habilidad para generalizar y simplificar.

En cuanto a la elección de los expertos, el tamaño del grupo se elegirá según el caso de estudio. Para que el resultado sea fiable, es muy importante que el grupo sea lo suficientemente grande y diverso. El grupo debe estar equilibrado, abarcando diferentes puntos de vista sobre los temas a tratar.

Los expertos pueden ser gente con un conocimiento íntimo de la presa (explotadores, proyectistas, constructores...) o especialistas en algún área que sea relevante para las estimaciones que se van a realizar (geotecnia, hidráulica...). También es posible contar con observadores, que participen en las discusiones pero no emitan sus valoraciones en el momento de obtener las probabilidades.

7.4.5. Preparación de las sesiones

En primer lugar y con suficiente tiempo de antelación respecto de la celebración de las sesiones, es un requisito que los participantes cuenten con toda la documentación relevante.

Para la preparación de la sesión también es importante formular con claridad todos los temas respecto de los cuales se va a pedir opinión de experto. Los temas se deben separar de tal manera que se puedan tratar uno a uno. La formulación de las preguntas debe ser clara, evitando cualquier ambigüedad. Cuando se utilicen términos que puedan dar lugar a diferentes interpretaciones, estos deben ser definidos. Es importante ser consciente de que la redacción de las preguntas puede orientar la discusión y consecuentemente los resultados, por lo que deben ser formuladas de la manera más neutra posible.

Durante las sesiones se tratará cada tema por separado. En primer lugar se presentará la información relevante, a continuación se discutirán los factores (a favor y en contra de que se produzca el evento) y después se emitirán las opiniones. Toda la información que se vaya a presentar debe prepararse con antelación en un formato que permita su rápida presentación. Para agilizar la recogida de información conviene preparar planillas que se repartirán a cada participante. Una vez recogidas las valoraciones de cada experto, estas se deben comparar y discutir en grupo. Para ello conviene tener preparados los medios para hacer esta comparación de forma gráfica y ágil.

7.4.6. Obtención de las probabilidades

Preliminares

La obtención de probabilidades por juicio de experto, se realiza en una sesión de grupo. El día de la sesión conviene empezar con una breve presentación general sobre la presa que ponga en contexto los temas que se van a tratar, resaltando de qué manera van a afectar los resultados que se obtengan de la sesión al análisis de riesgo.

También se debe dedicar algo de tiempo a formar a los integrantes del grupo en los temas de incertidumbre y de emisión de probabilidades, si es la primera vez que participan en una sesión de este tipo.

Presentación de la información

Para cada tema sobre el cual se quiera pedir opinión de experto, se debe comenzar con una presentación de la información relevante. Esta presentación debe ser breve porque la información ya se debe haber presentado y discutido en las sesiones de identificación y caracterización de modos de fallo y debe estar en posesión de los expertos antes de la sesión. Sin embargo, es conveniente realizar un recordatorio, presentar alguna nueva información o estudio que se haya podido realizar desde la identificación de modos de fallo y permitir que los expertos puedan aclarar cualquier duda.

Discusión de los factores a favor y en contra

Para cada tema, tras la presentación de la información se deben enumerar los factores a favor y en contra. Formalmente esto se puede hacer como un paso

separado o, en casos de menor complejidad, como parte de la discusión de la información. A veces puede haber confusión respecto del significado de a favor y en contra (¿a favor de que se produzca el evento o a favor de la seguridad de la presa?). Esto debe ser aclarado al comenzar la sesión para evitar confusiones.

Emisión de probabilidades (primera ronda)

En este punto se pide a cada experto que, de manera individual, asigne un valor de probabilidad al evento que se está tratando.

Si el modo de fallo no hubiese sido suficientemente desagregado, los expertos se podrían ver obligados a emitir probabilidades muy pequeñas. Esto es problemático porque cuando el rango de probabilidades se sale del 0.1-0.9 se pierde capacidad de comprensión y es más difícil emitir juicios imparciales. Por eso es importante la descomposición realizada en la caracterización de modos de fallo, ya que si es suficientemente detallada facilitará este paso del análisis de riesgo.

Para guiar el proceso de emisión de probabilidades es muy útil el uso de tablas de descriptores verbales, que relacionan términos como “inverosímil”, “posible” o “muy probable” con valores numéricos. El uso de este tipo de tablas ha sido abundantemente estudiado en la literatura científica [16]. Pese a sus limitaciones, tienen varias ventajas: ayudan a vencer la resistencia a emitir probabilidades por parte de gente no acostumbrada a ello, agilizan el proceso, facilitan el consenso y hacen que los resultados sean más repetibles. Además, mantener el uso de la misma tabla en diferentes modos de fallo y diferentes presas ayuda a que los resultados sean consistentes y comparables. Para el tipo de proceso que se ha descrito aquí, donde se deben haber descompuesto los modos de fallo lo suficiente como para que las probabilidades que haya que estimar mediante juicio de experto no sean excesivamente bajas, el cuadro 7.2 puede ser útil.

Expresión	Probabilidad, % (mediana)	Rango especificado, % (cotas superior e inferior)
Casi imposible	2	0-5
Muy improbable	5	1-15
Muy inverosímil	10	2-15
Muy baja probabilidad	10	5-15
Improbable	15	5-20
Inverosímil	15	10-25
Baja probabilidad	20	10-20
Posible	40	40-70
Probabilidades medias	50	40-60
Posibilidades iguales	50	45-55
Probable	70	60-75
Verosímil	70	65-85
Muy posible	80	70-87,5
Muy probable	80	75-92
Alta probabilidad	80	80-92
Muy verosímil	85	75-90
Muy alta probabilidad	90	85-99
Casi seguro	90	90-99,5

Cuadro 7.2: Tabla de descriptores verbales. Traducido de Reagan [131].

Similar a la anterior tabla, también puede ser útil la desarrollada por Lichtestein y Newman [101], que se puede consultar en [16].

Se muestran a continuación dos tablas (cuadros 7.3 y 7.4) que pueden ser útiles en caso de tener que estimar probabilidades que se salgan del anterior rango, aunque en general se recomienda evitar dicha circunstancia.

Descriptor verbal	Orden de magnitud de la probabilidad asignada
La ocurrencia es virtualmente segura	$1 = 100\%$
La ocurrencia de la condición o el evento se puede observar en la base de datos disponible	$0,1 = 10^{-1} = 10\%$
La ocurrencia de la condición o el evento no se puede observar o se puede observar en una sola ocasión en la base de datos disponible. Se pueden identificar varios escenarios potenciales de fallo.	$0,01 = 10^{-2} = 1\%$
La ocurrencia de la condición o el evento no se puede observar en la base de datos disponible. Es difícil pensar escenarios verosímiles de fallo, pero se pudo identificar alguno con esfuerzo.	$0,001 = 10^{-3} = 0,1\%$
La ocurrencia de la condición o el evento no se puede observar en la base de datos disponible. No se pueden identificar escenarios verosímiles de fallo.	$0,0001 = 10^{-4} = 0,01\%$

Cuadro 7.3: Tabla de descriptores verbales. Traducido de Barneich [19].

Descriptor verbal	Orden de magnitud de la probabilidad asignada
Virtualmente seguro	$0,999$
Muy probable	$0,99$
Probable	$0,9$
Neutro	$0,5$
Improbable	$0,1 = 10^{-1}$
Muy improbable	$0,01 = 10^{-2}$
Virtualmente imposible	$0,001 = 10^{-3}$

Cuadro 7.4: Tabla de descriptores verbales. Traducido de USBR.

En el proceso de emisión de probabilidades, es una buena práctica no emitir un único valor sino tres: límite inferior, mejor estimada y límite superior. De esta manera, cada experto evalúa la confianza que tiene en su probabilidad. Además, esto facilita la comparación de resultados del siguiente punto.

Comparación de resultados y reemisión de probabilidades

En la misma sesión de identificación de modos de fallo, conviene agregar los resultados y mostrarlos de forma gráfica para que puedan ser discutidos en grupo. Esto se puede hacer mediante gráficos como el que se muestra a continuación.

A la vista de la comparativa, si algún experto ha emitido una probabilidad que se sale del rango del grupo, debe argumentar sus razones. Se debe buscar el

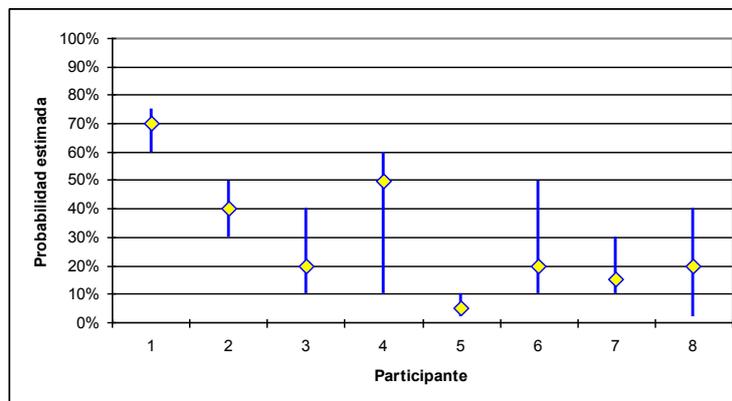


Figura 7.6: Ejemplo de comparativa de las probabilidades emitidas por juicio de experto.

consenso, pero no es necesario alcanzarlo. Es perfectamente admisible que haya distintos puntos de vista, que deben quedar documentados y que son un rasgo positivo de la diversidad del grupo. Se debe crear una atmósfera en la que aquél que tenga una visión diferente de la predominante en el grupo se sienta cómodo expresándola y defendiéndola para evitar el llamado “pensamiento de grupo” (del inglés *groupthink*) [157]. El fenómeno del “pensamiento de grupo” puede ocurrir cuando existe demasiada presión para llegar a un consenso y en casos extremos puede provocar que se lleguen a conclusiones irracionales que ningún miembro del grupo comparta.

Tras esta discusión, ya sobre números concretos, todos los expertos tienen la posibilidad de cambiar sus asignaciones. En general no es necesario ni recomendable hacer más de una segunda ronda.

7.4.7. Agregación de resultados

El último paso de la obtención de probabilidades mediante juicio de experto es la agregación de resultados. Según la nomenclatura del NRC, la responsabilidad de esta tarea recae sobre el TI. El abanico de posibilidades para llevar a cabo esta agregación es grande: media aritmética, media geométrica, media armónica, media ponderada, mediana, lógica difusa, minimización de incertidumbre, autoponderación de los expertos... (ver [16]). Sin embargo, muchas de estos métodos tienen más interés desde el punto de vista teórico que práctico. Para el ámbito de aplicación tratado aquí, los dos métodos más prácticos son la media aritmética o la mediana cuando se trate de valores entre 0.1 y 0.9, que tienen la ventaja de ser fácilmente entendibles por todos los participantes y receptores del estudio. Si se están estimando valores menores de 0.1, puede estar también muy indicado el uso de la media geométrica.

En algunos casos, el TI puede decidir excluir los valores extremos para realizar las medias, aunque en general esto no es recomendable.

7.4.8. Comentarios para la aplicación a la estimación de la fiabilidad de compuertas

Cuando el proceso se realiza para la obtención de probabilidades de fallo en compuertas (ver capítulo 4), las bases del proceso son las mismas. Sin embargo, existen algunas particularidades que merecen ser comentadas. En la modelación mediante árboles de fallo de la fiabilidad de las compuertas, normalmente no es posible o práctica la descomposición de los eventos hasta conseguir que todas las probabilidades individuales sean mayores que 0.1. En ese caso, la tabla recomendada en el apartado 7.4.6 pierde su utilidad. Como alternativa, se puede usar alguna de las otras dos que se incluyen en dicho apartado. Otro enfoque es cambiar la forma de la pregunta. En lugar de preguntar *cuál es la probabilidad de fallo* puede ser mucho más conveniente preguntar *cada cuántas operaciones se producirá un fallo*. En el fondo la pregunta es la misma, pero para la mayoría de gente es más fácil estimar que de media se producirá un determinado tipo de fallo cada 1000 operaciones que estimar que la probabilidad de fallo es 0.001.

Cuando se realicen este tipo de estimaciones, la presentación de los resultados se debe realizar sobre ejes logarítmicos, tal como se muestra en la figura 7.7:

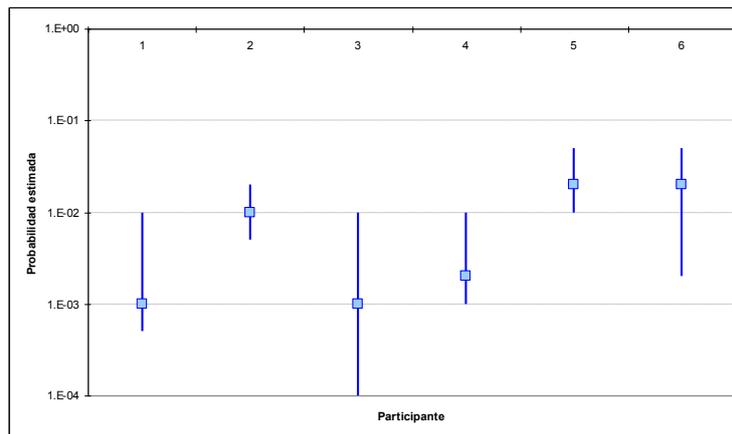


Figura 7.7: Ejemplo de comparativa de las probabilidades emitidas por juicio de experto.

Por último, al realizar la agregación de resultados, tiene más sentido utilizar una media geométrica que una aritmética. Al utilizar medias geométricas no se pueden aceptar valores de cero (que harían que la media fuese cero) o arbitrariamente bajos como 10^{-10} (que distorsionarían el resultado). Este problema no ocurre con la media aritmética, donde un valor de cero o arbitrariamente bajo no distorsionaría el resultado final.

7.5. Las técnicas de fiabilidad

7.5.1. Introducción

Hasta la fecha, las técnicas de fiabilidad han sido empleadas con éxito para la estimación de probabilidades en campos como la ingeniería de estructuras. Su aplicación a infraestructuras como presas ha tenido mucha menos intensidad, debido a diversos factores entre los que se puede mencionar el carácter de prototipo único e irrepetible que es una presa, la interacción con un cimiento dado por la naturaleza, la presencia de agua y el orden de magnitud de las solicitudes. A continuación se expone una metodología para la utilización de estas técnicas en la estimación de probabilidades de fallo de presas. Esta metodología se expuso en la tesis doctoral “Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos” [10].

El objetivo, se recuerda, es determinar la probabilidad de fallo, P_f . En las técnicas de fiabilidad, el fallo se formaliza mediante una función de estado, que toma valores negativos cuando las condiciones son tales que la presa fallaría y valores positivos cuando la presa no fallaría. Así, la probabilidad de fallo se puede calcular como la probabilidad de que dicha función de estado sea negativa:

$$P_f [g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0] = \int_{g^* \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n$$

donde: x_1, x_2, \dots, x_n son las variables que intervienen en el problema (geométricas, materiales, acciones, etc.), $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ es la función de estado, definida de modo que el fallo se produce para $g^* \leq 0$ y f_{X_1, X_2, \dots, X_n} es la función de densidad de probabilidad conjunta de las variables.

7.5.2. Clasificación de los métodos de fiabilidad

Las técnicas estadísticas o medidas de fiabilidad estructural, se clasifican formalmente en tres niveles [117]:

Nivel 1: Método de los coeficientes de seguridad parciales. No proporciona la probabilidad de fallo. La incertidumbre se mide mediante factores arbitrarios.

Nivel 2: Método de los momentos de segundo orden. Puede proporcionar la probabilidad de fallo. Aproxima la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$ mediante sus dos primeros momentos (media y desviación típica). En algunos casos, se utiliza también una aproximación para la región de fallo $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

Nivel 3: Métodos exactos. Proporciona la probabilidad de fallo. Utiliza la función de densidad conjunta global y métodos específicos para poder realizar la integración.

Para una revisión de los distintos métodos de Nivel 2 y Nivel 3 con una aplicación a una presa de hormigón ver [9], para una revisión más detallada de sus

formulaciones ver [17] y para una monografía sobre el método de Monte Carlo, ver [137].

El cuadro 7.5 resume algunas características de los métodos de fiabilidad estructural según su nivel.

NIVEL	MÉTODOS DE CÁLCULO	DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS	ECUACIONES DE ESTADO LÍMITE	INCERTIDUMBRES ASOCIADAS	RESULTADOS
Nivel 1	Calibración de códigos con métodos de nivel 2 ó 3	No se utilizan	Ecuaciones lineales usualmente	Factores arbitrarios	Coefficientes Parciales
Nivel 2	Álgebra de segundo orden	Sólo distribuciones normales	Lineales o aprox. lineales	Puede incluirse como distribuciones normales	Probabilidad de fallo
Nivel 3	Transformaciones Integración numérica y simulación	Distribuciones normales equivalentes Cualesquiera	Lineales o aprox. lineales Cualesquiera	Puede incluirse Variables aleatorias	Probabilidad de fallo

Cuadro 7.5: Niveles de métodos de fiabilidad estructural.

En la metodología que se expone a continuación, se emplean métodos de los tres niveles, aportando cada uno alguna información en el proceso.

7.5.3. Metodología

En definitiva, el objetivo fundamental de la metodología consiste en la obtención rigurosa de la probabilidad condicional de fallo y se basa en los siguientes principios básicos:

- Debe siempre considerarse el análisis clásico mediante coeficientes de seguridad como punto inicial de referencia. Todas las presas existentes han sido proyectadas de acuerdo con unos principios y métodos que han demostrado su eficacia, robustez y fiabilidad, por lo que es preciso aprovecharlos, y apoyar cualquier expansión del conocimiento en toda esta valiosa experiencia.
- En función del modo de fallo seleccionado, se propone establecer, siempre que sea posible, al menos dos modelos de comportamiento: uno inicial de referencia, lo más sencillo posible, que trate de capturar los fenómenos esenciales involucrados en el modo de fallo analizado; y un segundo modelo, más complejo, que ya incorpore parte de los avances habidos en el campo de la modelación de presas, lo que permite reducir la incertidumbre epistémica derivada del modelo.
- Un aspecto que se considera esencial es el de la caracterización probabilística de las variables que intervienen en el problema. Esta fase debería

realizarse siempre en colaboración con los técnicos que participan en la explotación de la presa, y con grupos de expertos (en hidráulica, estructuras, geotecnia, materiales, sismología, etc.). Es necesario disponer del mayor número de datos que sea posible, con el objetivo de reducir esta segunda fuente de incertidumbre epistémico, derivada de los parámetros.

- El empleo de técnicas de fiabilidad de Nivel 2 es especialmente útil como paso previo y para:
 - Determinar el orden de magnitud de las probabilidades
 - Discriminar las variables más relevantes
- Las técnicas de fiabilidad de Nivel 3 proporcionan valores más exactos de la probabilidad. Se considera preferible la estimación directa de probabilidades de fallo frente al ajuste de funciones de distribución a la variable de estado que define el problema y posterior estimación de la probabilidad de fallo a partir de la misma.
- Se deben revisar críticamente los resultados.

Dicho todo esto, la metodología se articula en cinco fases:

- Fase I: Definición del Modelo Base y del Modelo Avanzado para el modo de fallo a analizar.
- Fase II: Estudio de variables.
- Fase III: Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Base.
- Fase IV: Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Avanzado.
- Fase V: Interpretación de los resultados y discusión de incertidumbres.

Estas cinco fases se desarrollan a continuación:

Fase I: Definición del Modelo Base y del Modelo Avanzado

Paso 0: Modelo General de Riesgo y selección del modo de fallo a analizar.

Se parte siempre de la existencia previa de un Modelo General de Riesgo ya definido y completo para la presa de hormigón, que incluye la definición de los escenarios de sollicitación y la identificación de los modos de fallo asociados.

Paso 1: Definición del Modelo Base y del Modelo (o modelos) Avanzados de análisis del comportamiento del fenómeno analizado.

El Modelo Base es, en general, un modelo matemático, de manera tal que el fallo puede expresarse en términos de una función matemática de estado. El Modelo Avanzado puede ser un modelo numérico implementado en un código de simulación, que no necesariamente expresa el fallo en términos de una función matemática explícita.

Fase II: Estudio de las variables

Paso 2: Estudio de las variables (acciones y parámetros) que intervienen en el problema.

En esta fase se procede a la clasificación de las variables que intervienen en el problema como variables determinadas, cuyo valor es conocido con muy poca incertidumbre, o como variables aleatorias, cuyo valor no es conocido de forma precisa *a priori* y su conocimiento está sujeto por tanto a incertidumbre. Para las variables consideradas aleatorias hay que determinar en esta fase cuáles son las funciones de distribución de probabilidad de las mismas. Para averiguar las distribuciones de probabilidad de las variables, tanto las relativas a acciones como a parámetros de los materiales, se debe incorporar en esta fase los resultados de estudios, ensayos y toda la información disponible sobre la auscultación de la presa.

Fase III: Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Base

Paso 3: Análisis de fiabilidad de Nivel 1 sobre el Modelo Base.

Previo a cualquier intento de análisis probabilístico es necesario obtener los coeficientes de seguridad clásicos para el Modelo Base. De este modo se puede realizar una primera comprobación del Modelo Base y se establece un primer marco de referencia en el que contextualizar los resultados obtenidos en fases sucesivas.

Paso 4: Análisis de fiabilidad de Nivel 2 sobre el Modelo Base.

En este paso se inician los cálculos probabilísticos propiamente dichos. La metodología prevé la aplicación sobre el Modelo Base, de tres métodos de Nivel 2, realizada además de forma secuencial: método de Taylor, método de Estimación Puntual y Método de Hasofer-Lind.

Paso 4.1: Estimación de la contribución de las variables a la varianza de la función de estado.

En primer lugar se aplica el método de Taylor por su eficiencia para el análisis de problemas en los que pueda intervenir un elevado número de variables aleatorias. El objetivo principal en este momento es doble: obtener un primer orden de magnitud de las probabilidades condicionales de fallo, por un lado, y evaluar de una forma objetiva la contribución de cada variable a la varianza de la función de estado, por el otro. Es decir, con los resultados obtenidos en esta fase se puede seleccionar qué variables consideradas inicialmente como aleatorias pueden ser consideradas como determinadas, sin alterar significativamente los resultados de la probabilidad de fallo, realizando así una primera simplificación del problema al reducir la dimensionalidad del espacio de probabilidad.

Paso 4.2: Determinación de la importancia del sesgo de las distribuciones.

En segundo lugar, en el caso de que algunas de las variables aleatorias presenten distribuciones de probabilidad asimétricas, se aplica el método de Estimación Puntual [134] para capturar

la magnitud de la repercusión de los sesgos de las distribuciones sobre la estimación de la probabilidad realizada en la fase anterior. Se obtiene además una segunda estimación de la probabilidad de fallo.

Paso 4.3: Establecimiento de rangos factibles de las variables aleatorias.

En tercer lugar se utiliza un método avanzado de segundo orden [81] con el objetivo principal de determinar los rangos factibles en los que tiene sentido matemático la obtención de probabilidades, lo que acota el campo de aplicación posterior de métodos de Nivel 3, más exactos, pero más costosos en tiempo de cálculo. Además, se obtiene una tercera estimación de la probabilidad de fallo.

Paso 5: Análisis de fiabilidad de Nivel 3 sobre el Modelo Base.

Una vez seleccionadas las variables aleatorias con mayor contribución a la varianza de la función de estado y considerando el resto de variables como variables determinadas con valores fijos, se realiza en esta fase un análisis de fiabilidad de Nivel 3 sobre el Modelo Base, con el objetivo de proporcionar una estimación más exacta de la probabilidad de fallo. De las técnicas de Nivel 3 existentes la metodología prevé utilizar las denominadas técnicas de Monte Carlo, por su facilidad de aplicación a problemas formulados en términos de una función de estado.

Fase IV: Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Avanzado

Paso 6: Análisis de fiabilidad de Nivel 1 sobre el Modelo Avanzado.

Al igual que con el Modelo Base, antes de acometer el análisis puramente probabilístico se obtienen en primer lugar los coeficientes de seguridad clásicos para el Modelo Avanzado. De este modo se puede realizar una primera comprobación entre ambos modelos, muy útil para evaluar posibles necesidades de mejora o refinamiento de los modelos, e incluso para llegar a descartar su empleo.

Paso 7: Análisis de fiabilidad de Nivel 2 sobre el Modelo Avanzado.

En el caso de que el Modelo Avanzado permita la formulación o la evaluación de una función de estado, se aplican los métodos de Nivel 2 de forma totalmente análoga a como se describe en el Paso 4.

Paso 7.1: Estimación de la contribución de las variables a la varianza de la función de estado.

Se aplica el método de Taylor, para obtener una estimación inicial de las probabilidades condicionales de fallo, y para determinar la contribución de cada variable a la varianza de la función de estado.

Paso 7.2: Determinación de la importancia del sesgo de las distribuciones.]

Se aplica el método de Estimación Puntual para capturar la magnitud de la repercusión de los sesgos de las distribuciones sobre la estimación de la probabilidad.

Paso 7.3: Establecimiento de rangos factibles de las variables aleatorias.

Se utiliza el método de Hasofer-Lind con el objetivo de determinar los rangos factibles en los que tiene sentido matemático la obtención de probabilidades, lo que acota el campo de aplicación posterior de métodos de Nivel 3, más exactos, pero más costosos en tiempo de cálculo.

Paso 8: Análisis de fiabilidad de Nivel 3 sobre el Modelo Avanzado.

A continuación se realiza una estimación de la probabilidad condicional de fallo aplicando o las técnicas de fiabilidad de Nivel 3 sobre el Modelo Avanzado. Si el Modelo Avanzado incorpora variables aleatorias que el Modelo Base no tiene en cuenta, y si no es posible aplicar el Paso 7.1, se realiza previamente un análisis de sensibilidad (variando cada vez una de estas variables y manteniendo fijas las demás) para determinar su influencia sobre los resultados que arroja el modelo. Esto permite concluir si estas variables deben considerarse o no como aleatorias, simplificando el análisis.

La técnica de Nivel 3 propuesta es la de Monte Carlo. La ejecución del elevado número de simulaciones que la técnica requiere puede hacer inviable su aplicación práctica, teniendo en cuenta los tiempos de cálculo asociados al empleo de herramientas complejas de simulación numérica. Se propone el empleo del concepto de Superficie Límite para soslayar este inconveniente. La metodología contempla dos pasos:

Paso 8.1: Determinación de la Superficie Límite.

La Superficie Límite (o Hiper-Superficie Límite en un caso n -dimensional, siendo n el número de variables aleatorias consideradas) establece la frontera entre la región segura y la región de fallo correspondientes al Modelo Avanzado. La obtención de esta Superficie Límite se realiza utilizando el modelo numérico para obtener una serie de puntos sobre la misma. Posteriormente, se realiza el ajuste estadístico de una superficie a los puntos obtenidos. Otro enfoque que se está investigando en la actualidad es el uso de redes neuronales para definir la región de fallo [39].

Paso 8.2: Determinación de la probabilidad de fallo.

Una vez así determinada esta Superficie Límite, ya no es necesario el empleo de la herramienta de simulación numérica para obtener la probabilidad de fallo, sino que basta con generar mediante técnicas de Monte Carlo un gran número de realizaciones del vector de variables aleatorias, comprobando cuantas de ellas

quedan dentro de la región de fallo. Este análisis se puede realizar de forma muy eficiente mediante las oportunas herramientas estadísticas.

De este modo, se obtiene el valor de la probabilidad condicional de fallo sobre un modelo de comportamiento de la presa que se considera más realista que el Modelo Base.

Fase V: Interpretación de los resultados

Paso 9: Interpretación de los resultados y discusión sobre las distintas incertidumbres.

La última etapa de la metodología incide en la necesidad de interpretar de una forma crítica los distintos resultados de probabilidad obtenidos, teniendo en cuenta la naturaleza y el tratamiento otorgado a las distintas incertidumbres involucradas en el análisis.

La metodología propuesta se resume de forma gráfica en el diagrama de flujo recogido en la figura 7.8.

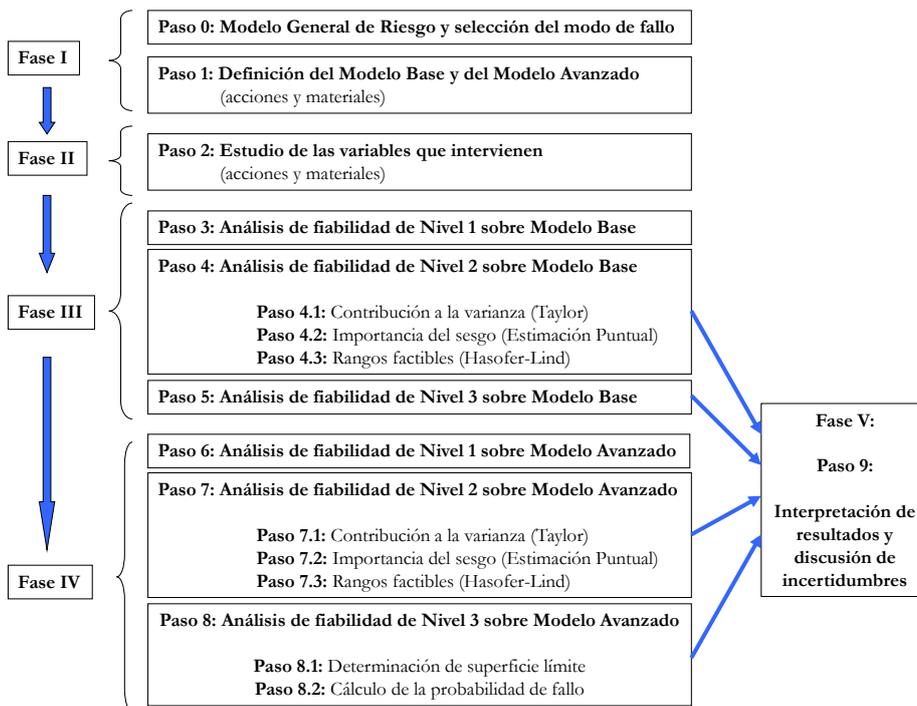


Figura 7.8: Metodología propuesta. Diagrama de flujo.

Capítulo 8

Estudio de hidrogramas de rotura

8.1. La determinación de los hidrogramas de rotura en el análisis de riesgo

Dentro del proceso de análisis de riesgo, la estimación de los hidrogramas de rotura se integra en el análisis de las consecuencias, como se muestra en la figura 8.1. La determinación de los hidrogramas de rotura debidos al fallo de la presa es el primer paso del análisis de consecuencias. Posteriormente, estos hidrogramas son utilizados para la obtención de las curvas de consecuencias (capítulo 9).

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven directamente afectados por este paso son los que modelan los hidrogramas de rotura (ver figura 8.2). Como se puede ver, se ha incluido un nodo por modo de fallo, ya que en general será distinto el hidrograma de rotura según el modo de fallo. Por ejemplo, en una presa de hormigón será muy distinto el hidrograma de rotura en una sección central que en estribos y en una presa de materiales sueltos el asociado a una rotura por erosión interna que a otra por sobrevertido.

La manera habitual de trabajar en los modelos de riesgo es caracterizar los hidrogramas de rotura mediante una variable significativa (normalmente el caudal pico). Esto hace que el trabajo a realizar se divida en dos partes:

- Obtención de una curva que relacione el nivel máximo con alguna variable representativa de los hidrogramas de rotura (por ejemplo, el caudal pico de rotura) para cada modo de fallo. Estas curvas se introducen en el modelo de riesgo.
- Obtención de hidrogramas completos de rotura (no sólo el caudal pico). Estos hidrogramas de rotura no se introducen directamente en el modelo de riesgo sino que se utilizan para la obtención de las curvas de consecuencias frente a caudal pico (capítulo 9), que son las que se introducen

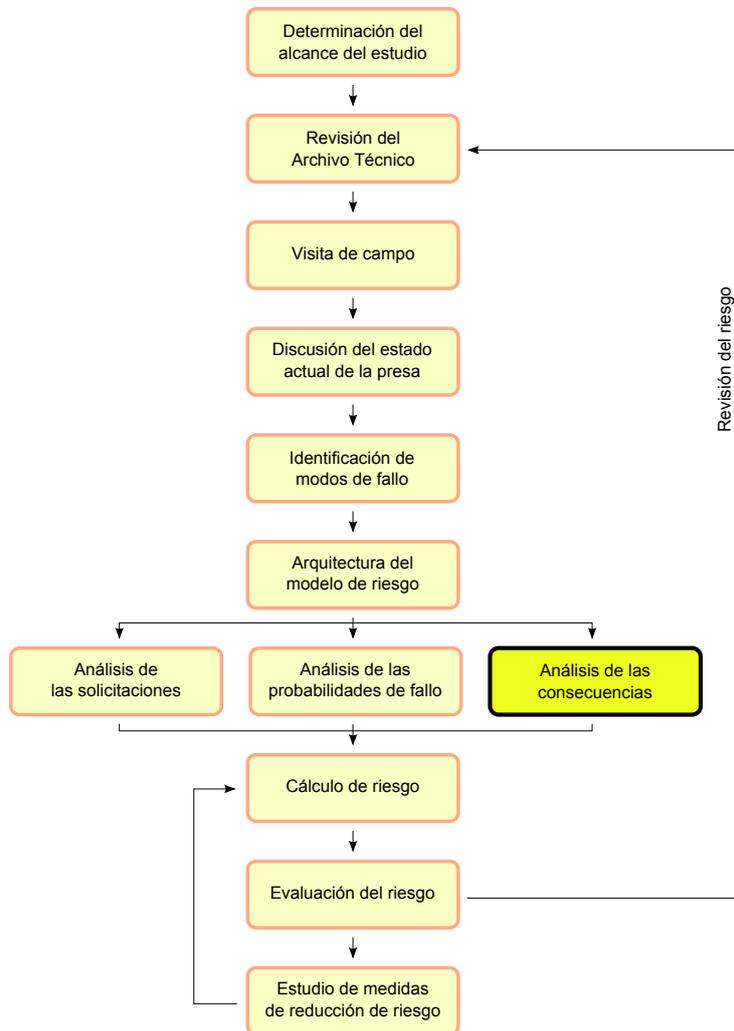


Figura 8.1: La identificación de los hidrogramas de rotura en el proceso general del análisis de riesgo.

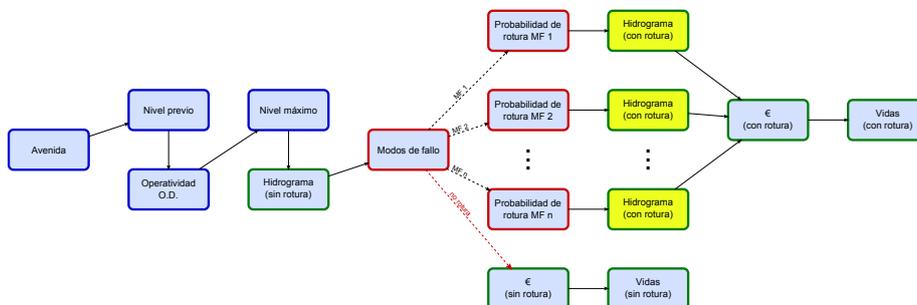


Figura 8.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por los hidrogramas de rotura.

en el modelo de riesgo.

Para ello, se proponen a continuación dos enfoques según el nivel de detalle al que se quiera trabajar:

Detallado: Se obtienen hidrogramas de rotura para varios niveles de embalse (y para cada MF si afecta al hidrograma de rotura). Este proceso se explica en el apartado 8.2. La curva de caudal pico de rotura en función del nivel de embalse se obtiene extrayendo los caudales pico de los hidrogramas obtenidos.

Somero: Se obtiene un único hidrograma de rotura (o incluso uno por MF) y se escala para caudales pico de rotura mayores y menores (ver apartado 8.2.4). La curva de caudal pico de rotura en función del nivel de embalse se obtiene a partir de relaciones empíricas (ver apartado 8.3).

El nivel de detalle somero puede ser especialmente ventajoso cuando ya se cuenta con uno o varios hidrogramas de rotura, por ejemplo, obtenidos del Plan de Emergencia. En ese caso, la metodología planteada permite obtener los resultados necesarios con poco esfuerzo. Si por el contrario se debe calcular el hidrograma de rotura, el esfuerzo adicional para llevar a cabo la metodología detallada es relativamente pequeño.

8.2. Cálculo de hidrogramas de rotura

8.2.1. Introducción

En la actualidad el ingeniero presístico cuenta con una amplia gama de modelos hidráulicos numéricos que le permiten simular la formación de una brecha en una presa (de materiales sueltos o de hormigón de gravedad) y el consecuente hidrograma de salida, a través de dicha brecha y a lo largo del cauce del río.

En el estudio de los hidrogramas de rotura de presas se pueden clasificar los métodos de análisis en dos categorías:

Métodos con base física: se aplican a presas de materiales sueltos. Predicen el desarrollo de una brecha y los hidrogramas resultantes que la atraviesan usando un modelo de erosión basado en los principios hidráulicos, de transporte de sedimentos y de mecánica de suelos. El apartado 8.2.2 trata los modelos de base física.

Modelos paramétricos: se aplican a todo tipo de presas. Se utiliza la información extraída de casos de estudio para estimar el tiempo de rotura y la geometría última de la brecha, y así simular el aumento de la brecha como un proceso predeterminado en el tiempo y calcular los hidrogramas usando los principios de hidráulica. El apartado 8.2.3 trata los modelos paramétricos.

Actualmente, los modelos paramétricos están muy extendidos y se pueden encontrar integrados dentro de paquetes hidráulicos de ámbito más general como HEC-HMS [28], HEC-RAS [140] o MIKE11 [3].

8.2.2. Modelos de base física

Los modelos con base física usan los principios de la hidráulica y del transporte de sedimentos para simular la evolución de la brecha en presas de materiales sueltos. Estos métodos son más complejos que los métodos paramétricos, pero ofrecen la posibilidad de obtener unos resultados más detallados, como pueden ser el tiempo de inicio de la brecha, las dimensiones de brecha intermedias, así como los parámetros de brecha finales.

Wahl hace una recopilación de los distintos modelos que se han desarrollado (ver [170]). De entre ellos, el más conocido es el BREACH [68], que se describe a continuación para dar una idea de las capacidades de estos programas.

Fread desarrolló un modelo de erosión de brecha (BREACH) para presas de materiales sueltos, basado en los principios de la hidráulica, del transporte de sedimentos, de la mecánica del suelo, de las propiedades geométricas y materiales de la presa, y de las propiedades del embalse (almacenamiento, volumen, características de los aliviaderos, y de los hidrogramas de entrada). Predice los parámetros de brecha (tamaño, forma, tiempo de formación) y los hidrogramas de rotura a través de la presa. El modelo integra la conservación de masa de las entradas al embalse, las salidas a través de los órganos de desagüe, y la salida a través de la brecha con la capacidad de transporte de sedimentos del flujo. El aumento de la brecha depende de las propiedades del material: tamaño de grano D_{50} , peso específico, ángulo de rozamiento, cohesión.

El modelo admite la modelación de las siguientes complejidades:

- Propiedades de los materiales del núcleo de la presa diferentes del resto.
- Formación de una zanja en la cara de aguas abajo de la presa previamente a la brecha final, por fenómenos de sobrevertido.
- La cara de aguas abajo de la presa puede tener una capa vegetal o estar compuesta por un material de mayor tamaño de grano que el resto de la presa.
- Ampliación de la brecha por mecanismos de uno o varios colapsos estructurales repentinos de partes de la presa.
- Ampliación de la anchura de brecha por colapso de las paredes de brecha según la teoría de estabilidad de laderas.
- Inicio de la brecha por tubificación con la consecuente progresión a un flujo abierto a través de la brecha.
- Transporte erosivo para materiales cohesivos y no cohesivos.

El hidrograma de salida se obtiene mediante un proceso iterativo paso a paso que requiere un mínimo tiempo de cálculo. El modelo no está sujeto a inestabilidades numéricas o dificultades de convergencia. La sensibilidad del modelo a algunos parámetros es mínima, sin embargo, es sensible al ángulo de rozamiento interno del material de la presa y de la cubierta vegetal.

Actualmente, el programa se puede obtener de forma gratuita [4].

8.2.3. Modelos paramétricos

Planteamiento

A la hora de determinar el hidrograma de rotura de una presa mediante un modelo paramétrico el proceso se estructura en dos fases:

1. En primer lugar, se determinan los parámetros de la brecha.
2. A continuación se utilizan estos parámetros como datos de entrada a los modelos hidráulicos de simulación del paso de caudales (o cálculo de los hidrogramas de salida) a través de dicha brecha.

Así pues, en lo que sigue se definirán los parámetros más relevantes a considerar en la formación de la brecha de rotura de las presas, la forma de obtenerlos, así como de implementarlos en los modelos a utilizar.

Los parámetros de la brecha son las dimensiones físicas que la definen y son variables en función del tiempo (varían según la brecha progresa). Los principales parámetros físicos se muestran en la figura 8.3:

Profundidad de la brecha (h_b): se trata de la dimensión vertical de la brecha, medida desde la cresta de la presa hasta el pie de la brecha. En algunas formulaciones se emplea la distancia desde la superficie de agua en el embalse hasta el pie de la brecha (h_w).

Ancho de brecha: el ancho de brecha final y su evolución afectan de forma importante el caudal pico de rotura y los niveles de inundación aguas abajo. Se puede precisar el ancho medio de la brecha (\bar{B}), el ancho en coronación de presa, y el ancho en el punto más bajo de la brecha.

Pendiente de la brecha (z): talud de las paredes de la brecha. Generalmente la importancia de este parámetro no es tan grande como la de la profundidad y el ancho de la brecha.

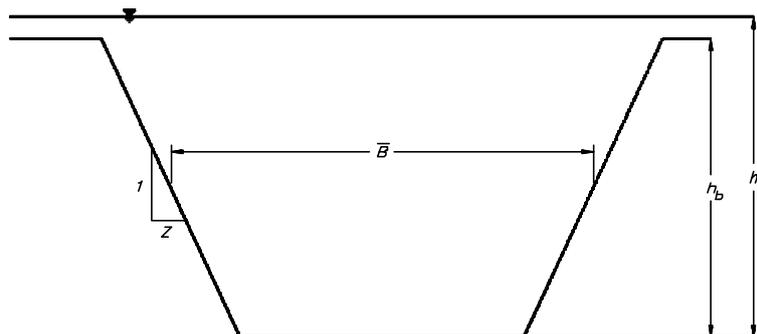


Figura 8.3: Parámetros en una presa idealizada [170].

La figura 8.4 muestra 3 formas distintas de formación de la brecha en una presa de materiales sueltos. Éstas representan tres variaciones del modelo empírico desarrollado por Fread y Harbaugh (1973): modelo A, B y C. En cada uno de ellos se supone que la brecha comienza su formación en coronación de la presa

y crece con una forma triangular o trapezoidal. La forma de inicio en el modelo A es triangular hasta que la brecha alcanza la base de la presa. La expansión lateral sigue entonces con una forma trapezoidal. En el modelo B la anchura de la forma trapezoidal crece de forma lineal con la profundidad de la brecha, y así la altura y la anchura máximas se alcanzan simultáneamente. En el modelo C, la anchura de la base de la brecha se considera constante. Observaciones realizadas sobre roturas de presas de materiales sueltos y en estudios experimentales sugieren que el modelo A es el que mejor representa la formación de la brecha [71].

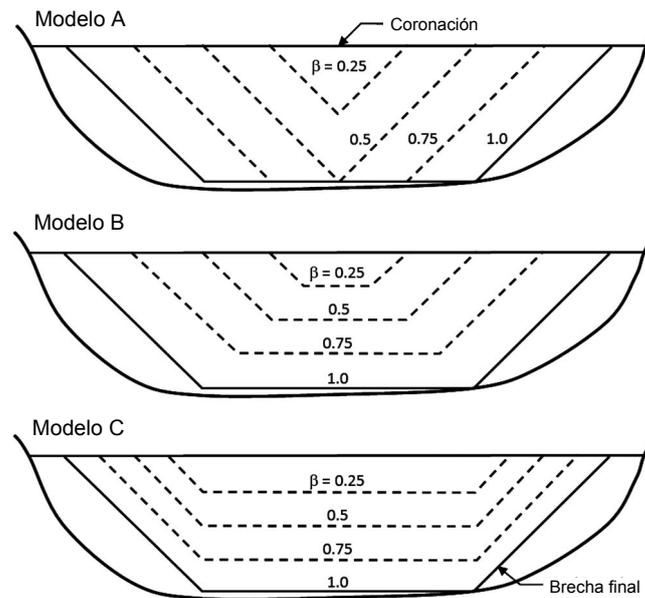


Figura 8.4: Representación esquemática de tres modelos empíricos de formación de brecha (traducido de [71]).

En el análisis de riesgo se busca obtener los parámetros de rotura e inundación lo más aproximados posible a la realidad. La gran sensibilidad que tienen los modelos utilizados a tal respecto frente a los parámetros de la rotura o de la brecha de la presa obliga a enfatizar los esfuerzos por obtener unos datos fiables. Se debe resaltar aquí que la incertidumbre asociada a los modelos de rotura de presas, y que proviene de la escasez de datos relativos a fallos de presas así como de la dificultad para modelar los procesos que intervienen en los mismos, es inherente al problema.

La variación de los parámetros de brecha puede afectar al caudal pico y a los niveles de inundación, así como a los tiempos de aviso y evacuación. El efecto de éstos sobre los caudales pico fue estudiado por Singh y Snorrason [147] en 1984. Para pequeños embalses, cambios en el tiempo de formación de la brecha pueden afectar considerablemente a estos caudales. Variaciones en la anchura de la brecha también pueden producir grandes cambios en los caudales pico, especialmente en grandes embalses.

También ha quedado demostrada por Petrascheck y Sydler [128] la sensibilidad de los caudales pico, los niveles de inundación y el tiempo de llegada de la onda a los cambios en la anchura de la brecha y su tiempo de formación. Para puntos próximos a la presa, ambos parámetros pueden tener una gran influencia; en puntos alejados aguas abajo de la presa el progreso de la onda de inundación cambia significativamente con variaciones en el tiempo de formación de la brecha, pero los caudales pico y los niveles de inundación son poco sensibles a cambios en los parámetros de brecha.

Los tiempos de rotura afectan a los tiempos de aviso y evacuación, que a su vez pueden influir drásticamente en la pérdida de vidas en el caso de fallo de la presa. Estudios del Bureau of Reclamation indican que las pérdidas de vidas pueden variar desde un 0.02 % de la población en riesgo para tiempos de aviso de más de 90 minutos, a un 50 % de la población en riesgo para tiempos inferiores a 15 minutos [27].

Así pues, queda patente la importancia de los parámetros que caracterizan las brechas de rotura: dimensiones, evolución, forma, etc.

Parámetros para presas de materiales sueltos

El cuadro 8.1 recoge las relaciones propuestas por diversos investigadores y organismos para la predicción de los parámetros de brecha en base a los casos de estudio de fallo de presas, o para la definición de rangos de valores. De las ecuaciones presentadas, las más utilizadas son las de Froehlich de 1995 [69].

Referencia	Casos de estudio	Relaciones propuestas (m, m ³ /s, horas)
Johnson & Illes 1976		$0,5.h_d < B < 3.h_d$ para presas de materiales sueltos
Singh & Snorrason 1982, 1984	20	$2.h_d < B < 5.h_d$ $0,15 < d_{ovtop} < 0,61$ $0,25 < t_f < 1$
MacDonald & Langridge-Monopolis 1984	42	<u>Presas de materiales sueltos:</u> $V_{er} = 0,0261.(V_{out}.h_w)^{0,769}$ $t_f = 0,0179.(V_{er})^{0,364}$ <u>Otras presas:</u> $V_{er} = 0,00348.(V_{out}.h_w)^{0,852}$
FERC 1987		B normalmente es de 2 a 4 veces h_d El rango de B es de 1 a 5 veces h_d $Z = 0,25 - 1$ $t_f = 0,1 - 1$ horas (presas bien compactas) $t_f = 0,1 - 0,5$ horas (presas pobremente compactas)
Froehlich 1987	43	$\bar{B}^* = 0,47.K_0.(S^*)^{0,25}$ $K_0 = 1,4$ para rebose por coronación; 1,0 resto de casos $Z = 0,75.K_c.(h_w^*)^{1,57} .(\bar{W}^*)^{0,73}$ $K_c = 0,6$ con pantalla impermeable; 1,0 sin pantalla $t_f^* = 79.(S^*)^{0,47}$
USBR 1988		$B = 3.h_w$ $t_f = 0,011.B$
Singh & Scarlatos 1988	52	Tendencias de la geometría de la brecha y del tiempo de fallo Medias de B_{top} / B_{bot} entorno a 1,29
Von Thun & Gillette 1990	57	Consejos para B, Z, t_f
Froehlich 1995	63	$\bar{B} = 0,1803.K_0.V_w^{0,32}.h_b^{0,19}$ $t_f = 0,00254.V_w^{0,53}.h_b^{-0,90}$ $K_0 = 1,4$ para rebose por coronación; 1,0 resto de casos $Z = 1,4$ para rebose por coronación; 0,9 resto de casos

Cuadro 8.1: Relaciones para la predicción de los parámetros de brecha (traducido de [170]).

Donde:

B = anchura de la brecha

\bar{B} = anchura media de la brecha $(B_{sup}+B_{inf})/2$

\bar{B}^* = anchura media adimensional (\bar{B}/h_b)

D_{ovtop} = calado del flujo por sobrevertido en el momento de la rotura

h_b = altura de la brecha

h_d = altura de la presa

h_w = altura del nivel del agua en el embalse en el momento de la rotura, medida desde la parte inferior de la brecha

K_c = factor de corrección por pantalla impermeable

K_o = factor de corrección por rebose por coronación

S = volumen embalsado

S^* = volumen embalsado adimensional (S/h_b^3)

t_f = tiempo de formación de la brecha

t_f^* = tiempo de formación de la brecha adimensional, $t_f/\sqrt{g \cdot h_b}$

V_{er} = volumen de material erosionado

$V_{o} V_{out}$ = volumen de agua que atraviesa la brecha

V_w = volumen de agua por encima de la altura inversa de la brecha en el momento de la rotura

Z = pendiente de las paredes de la brecha

Entre las limitaciones de estos métodos, hay que mencionar que la base de datos de roturas de presas es corta en cuanto al número de grandes presas (el 75% de los casos se refiere a presas de menos de 15 metros de altura [170]). Por otro lado, muchos de los casos de rotura de presas están pobremente documentados, lo que limita el número de variables independientes que se pueden considerar en las relaciones de regresión. Además, en general no se distingue entre distintos tipos de modos de fallo, aunque Froehlich [69] considera el fallo por sobrevertido separadamente de los otros.

Parámetros para presas de hormigón

Se comentan a continuación los aspectos que diferencian el comportamiento en rotura de la presas de hormigón con el de las presas de materiales sueltos. Como se indica en [34], el modo de rotura y la forma y evolución de la brecha dependen del tipo de presa, siendo la hipótesis más común en las presas de hormigón o mampostería que la rotura sea prácticamente instantánea, y total o parcial. En cambio, en las presas de materiales sueltos la rotura es progresiva en el tiempo y con evolución desde formas geométricas iniciales hasta la práctica totalidad de la presa.

En la mayoría de los casos de rotura de presas de hormigón de gravedad y contrafuertes, las características de la brecha habituales introducidas en los modelos numéricos son [34, 88]:

Tiempo de rotura: instantánea, asimilable a tiempos de rotura de entre 10 a 15 minutos.

Forma de rotura: rectangular, con un desplazamiento o deslizamiento completo de uno o varios bloques.

Profundidad de la brecha: hasta el contacto con el cauce en el pie.

Anchura: los valores recomendados varían entre 1/3 de la longitud de coronación, la anchura que comprenda de 1 a 3 bloques de la presa y 100 metros.

En el caso de presas arco o bóveda:

Tiempo de rotura: instantánea, asimilable a tiempos de entre 0 y 10 minutos.

Forma de rotura: completa, siguiendo la forma de la cerrada.

Tránsito de la avenida de rotura a través de la brecha

El estudio numérico de las avenidas a través de la brecha se realiza generalmente mediante métodos numéricos unidimensionales. Existen modelos específicos de cálculo de hidrogramas de roturas como puede ser el Dam-Break Flood Forecasting Model (DAMBRK) del National Weather Service (NWS), ahora remplazado por FLDWAV [67]. También se pueden utilizar modelos hidráulicos más genéricos, que hoy en día tienen integrados módulos de rotura de presas mediante modelos paramétricos. Ejemplos de esta segunda opción son HEC-HMS [28], HEC-RAS [140] o MIKE11 [3].

8.2.4. Extrapolación de hidrogramas de rotura

Según se ha expuesto en el apartado 8.1, en un nivel de estudio somero, se puede recurrir a la extrapolación de hidrogramas de rotura. Así pues, para obtener los hidrogramas de rotura siguiendo esta metodología se plantean estos pasos:

1. Se parte de un hidrograma de rotura conocido, que tendrá asociado un modo de fallo, una hidrología entrante al embalse y unas consignas de laminación.
2. Se calcula mediante relaciones empíricas el caudal pico esperable, que será función de las características del embalse en el momento de la rotura y por lo tanto función del nivel previo del embalse, del hidrograma de entrada y de su laminación (ver apartado 8.3).
3. Se obtiene el hidrograma de rotura deseado por homotecia respecto del hidrograma de partida en base a los caudales pico del hidrograma de partida por un lado y los obtenidos en el paso 2 por otro. El factor de ampliación o reducción del hidrograma de partida será el cociente entre Q_p calculado y Q_p de partida.

Se ha utilizado en esta explicación el caudal pico asociado a cada modo de fallo porque suele ser la variable más determinante para definir las características de la inundación provocada. En general, esta relación se podría hacer mediante otras variables como el volumen del hidrograma o combinación de ellas.

La figura 8.5 esquematiza el procedimiento a seguir en la metodología descrita para su mejor concepción.

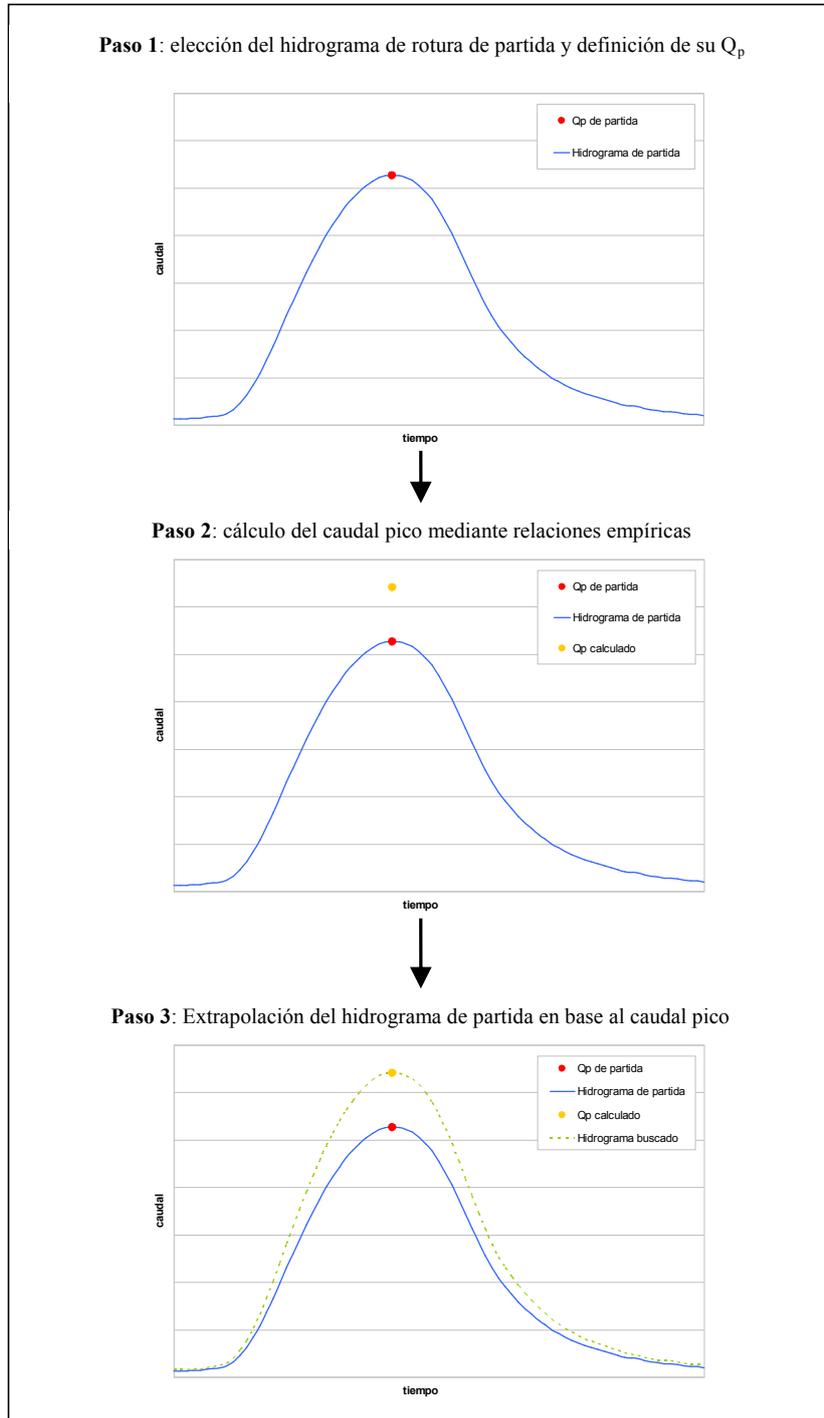


Figura 8.5: Esquema del proceso de extrapolación de hidrogramas de rotura.

Las simplificaciones que supone la utilización de este método son:

- La forma del hidrograma obtenido se considera igual que la del de partida. Los hidrogramas de rotura se consideran homotéticos con un factor de amplificación (o reducción) que es el caudal pico.
- Los tiempos de presentación de los caudales pico son los mismos para cada hidrograma. No hay pues desfase entre ellos y una simple homotecia basta para fijar el hidrograma deseado (para obtener una mayor precisión en el hidrograma buscado, se puede usar una relación $Q_p - t_p$ entre los caudales pico de los hidrogramas y sus tiempos de presentación).

8.3. Cálculo de los caudales pico mediante relaciones empíricas

8.3.1. Uso de relaciones empíricas

Algunos investigadores han usado casos de estudio de fallos en presas para desarrollar ecuaciones empíricas que relacionan los caudales de rotura en función de uno o varios parámetros de la presa o el embalse (altura de la presa, volumen de agua embalsada, altura de agua en el momento de la rotura, etc.).

Entre los métodos más reconocidos destacan los de Kirkpatrick (1977), Soil Conservation Service (1981), Bureau of Reclamation (1982), MacDonald y Langridge-Monopolis (1984), Singh y Snorrason (1984), Costa (1985), Froehlich (1995) y Walder y O'Connor (1997). El estudio y comparación de estos métodos que se presentan a continuación están basados en varios trabajos de recopilación [88, 170, 171].

Kirkpatrick. Kirkpatrick [95] presentó en 1977 datos de 13 presas de materiales sueltos y 6 fallos hipotéticos adicionales, y propuso una relación de adecuación del caudal punta en función del calado aguas arriba de la presa en el momento del fallo.

Soil Conservation Service. En 1985, el Soil Conservation Service [150] usó los 13 casos de estudio citados por Kirkpatrick para desarrollar una ecuación que relaciona el caudal pico de fallo de una presa con el nivel de agua en el embalse en el momento de la rotura. El Bureau of Reclamation [162] completó este trabajo y propuso una ecuación envolvente similar para el caudal pico, utilizando los datos recogidos de 21 presas.

MacDonald y Langridge-Monopolis. MacDonald y Langridge-Monopolis [104] desarrollaron en 1984 unas curvas envolventes para el caudal pico para presas de materiales sueltos como una función de un factor de formación de brecha.

Singh y Snorrason. Singh y Snorrason [147] presentaron en 1984 unas relaciones de los caudales pico en función de la altura de la presa y del volumen de almacenamiento del embalse. Estas relaciones se desarrollaron

a partir de los resultados de 8 fallos simulados de presas analizados con DAMBRK y HEC-1.

Costa. Costa [46] presentó en 1985 un resumen de caudales de avenida resultado del fallo de cualquier tipo de presa construida o natural. Elaboró unas curvas envolventes y unas ecuaciones de regresión para evaluar el caudal pico de rotura de presas construidas en función de la altura de la presa, el volumen de agua almacenado en el embalse en el momento del fallo, y el producto de estos dos parámetros.

Walder y O'Connor. A diferencia de los métodos anteriores, el método de Walder y O'Connor [172] está basado en un análisis de simulaciones numéricas de casos ideales, cubriendo un amplio rango de características de las presas y los embalses, así como de los escenarios de erosión. Una hipótesis importante en este método es el asumir una velocidad vertical en la erosión de la brecha; para un nivel de estudio poco profundo, sugieren un rango razonable de valores entre 10 y 100 m/h.

El método hace la distinción entre los casos de grandes embalses/erosión rápida y pequeños embalses/erosión lenta. La clasificación de grandes o pequeños embalses se basa en un parámetro adimensional que incorpora la velocidad de erosión de la presa, el tamaño del embalse, y el cambio de niveles en el mismo durante el fallo. Es de resaltar que esta distinción no se encuentra en ninguna otra metodología de predicción de caudales pico.

Froehlich. Froehlich [69] desarrolló en 1995 la ecuación de regresión que se presenta a continuación para predecir el caudal pico en base al volumen del embalse y su altura, usando datos de 22 casos de los cuales se disponía de información sobre caudales pico:

$$Q_p = 0,607 \cdot V_w^{0,295} \cdot h_w^{1,24}$$

donde Q_p es el caudal pico predicho en m^3/s , V_w es el volumen de agua embalsada en el momento de la rotura en m^3 y h_w es el nivel del embalse calculado desde el punto inferior de la brecha final hasta la superficie de agua en m.

La ventaja operativa que presenta este método es que ofrece un valor del caudal pico que no varía sustancialmente con el modo de fallo ni con la anchura media de la brecha. Este hecho, sin embargo, resta precisión a los resultados obtenidos y ha de tratarse con precaución si lo que se quiere es un estudio en profundidad.

A continuación se presenta la figura 8.6, con valores de caudales pico calculados con la ecuación de Froehlich frente a los medidos en los 22 casos de estudio ya mencionados, así como otros 10 casos de estudio que sirven de verificación.

A continuación, se recogen en el cuadro 8.2 las ecuaciones más relevantes para la obtención del caudal pico de rotura, así como los parámetros que utilizan.

Autor/es	Ecuación	Parámetros
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = f(h_w)$	h_w
SCS (1981)	$Q_p = 16,6 \cdot h_w^{1,85} \text{ para } h_w > 31,4m$ $Q_p = 0,000421 \cdot \frac{V_w \cdot h_w^{1,35}}{W \cdot h} \text{ para } h_w < 31,4m$	V_w h_w \bar{W} $h = \text{profundidad de la brecha}$
Bureau of Reclamation (1982)	$Q_p = f(h_w)$	h_w
MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 1,175 \cdot (V_w \cdot h_w)^{0,41}$	V_w h_w
Singh & Snorrason (1984)	Relaciones de Q_p basadas en simulaciones	
Costa (1985)	$Q_p = 0,763 \cdot (V_w \cdot h_w)^{0,42}$	V_w h_w
Froehlich (1995)	$Q_p = 0,607 \cdot V_w^{0,295} \cdot h_w^{1,24}$	V_w h_w
Webby (1996)	$Q_p = 0,0443 \cdot g^{0,5} \cdot V_w^{0,367} \cdot h_w^{1,40}$	g V_w h_w
Walder & O'Connor (1997)	<p>Si $\frac{k}{(g \cdot d)^{0,5}} \cdot \frac{V_0}{d^3} \leq 0,6$:</p> $Q_p = 1,51 \cdot (g^{0,5} \cdot d^{2,5})^{0,06} \cdot \frac{k \cdot V_0}{d} \cdot 0,94$ <p>Si $\frac{k}{(g \cdot d)^{0,5}} \cdot \frac{V_0}{d^3} >> 1$:</p> $Q_p = 1,94 \cdot g^{0,5} \cdot d^{2,5} \cdot \frac{D_c}{d}^{3/4}$	g d k V_0 D_c

Cuadro 8.2: Ecuaciones más relevantes para el cálculo del caudal pico (traducido de [170]).

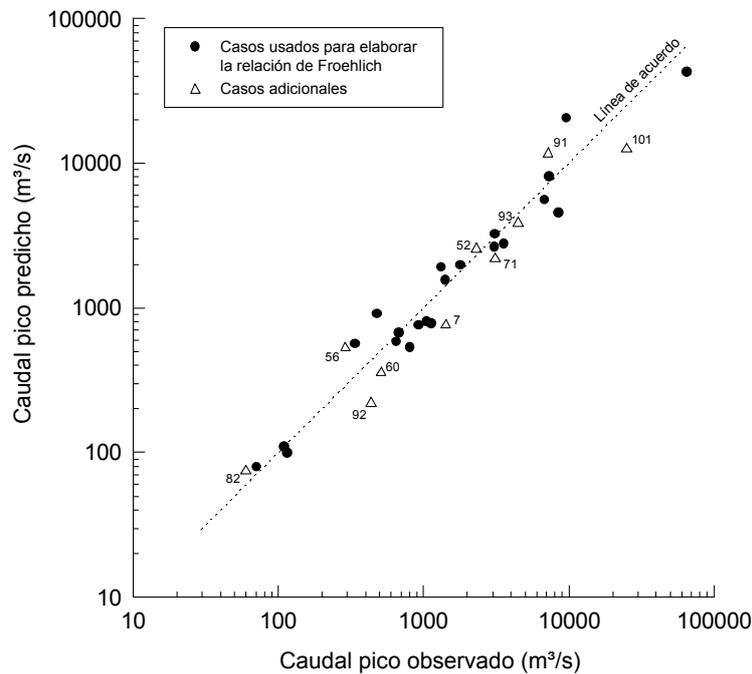


Figura 8.6: Caudales pico observados vs predichos con la ecuación de Froehlich (traducido de [170]).

8.3.2. Comparación con los caudales de rotura obtenidos del cálculo de hidrogramas completos de rotura

En la metodología expuesta, el caudal pico es la variable que caracteriza los hidrogramas de rotura de la presa. Según el método empleado para estimar los caudales pico, se pueden obtener valores muy distintos. Para ilustrar la inconsistencia entre caudales pico de rotura obtenidos mediante fórmulas empíricas como las mostradas en este apartado, y caudales pico obtenidos con un modelo numérico como DAMBRK, Chauhan, Bowles y Anderson [38] plantearon un caso de estudio del fallo de una gran presa. Para este análisis compararon los resultados obtenidos en diferentes escenarios mediante dos procedimientos:

1. Estimación de los parámetros de brecha mediante la formulación de Froehlich [69] e incorporación de esos resultados al modelo DAMBRK para obtener el hidrograma de rotura (y por consiguiente su caudal pico).
2. Obtención del caudal pico de la rotura mediante estimación con las ecuaciones de Froehlich [70].

La figura 8.7 recoge la comparación entre los resultados obtenidos mediante los dos procedimientos mencionados. Se puede observar que para mayores niveles de agua en el embalse, el uso de los parámetros de Froehlich en DAMBRK ofrece caudales punta de más del doble de los obtenidos con la ecuación de Froehlich del caudal pico. Estas diferencias se deben principalmente a que los métodos empíricos para obtener los parámetros de brecha, como el de Froehlich [69],

predicen la anchura de brecha y el tiempo de formación últimos. Sin embargo, en la práctica, el caudal pico ocurre generalmente antes de que se alcance la anchura máxima de brecha. Así, estas estimaciones empíricas de los parámetros de brecha conducen a sobreestimaciones de los caudales pico cuando se introducen como datos de entrada en modelos como el DAMBRK o FLDWAV.

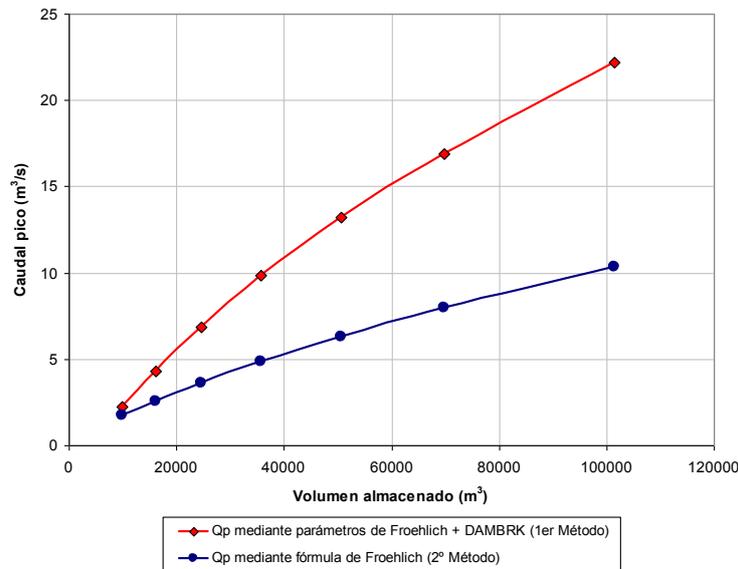


Figura 8.7: Comparación de valores obtenidos mediante los métodos 1 y 2.

Las observaciones hechas en el estudio se resumen a continuación:

- Los caudales punta estimados directamente con la formulación de Froehlich [70] es del orden de la mitad de los obtenidos ejecutando DAMBRK con los parámetros de Froehlich [69].
- El tiempo de ocurrencia del caudal pico no puede obtenerse con la formulación de Froehlich [70]. Se considera el tiempo calculado por Froehlich [69] como un límite superior del tiempo del caudal pico.
- Niveles mayores de agua en el embalse en el momento de la rotura de la presa conducen a mayores caudales pico.

Así pues, del estudio revisado se puede concluir que los resultados de caudales pico pueden llegar a diferir en gran medida según se obtengan mediante formulaciones empíricas o mediante análisis numérico con modelos hidráulicos. El uso de parámetros de brecha como datos de entrada para modelos como el DAMBRK tiende a sobreestimar los caudales pico resultantes, y en consecuencia los hidrogramas de rotura. Esto demuestra nuevamente la incertidumbre que cubre las predicciones de parámetros de brecha y de caudales pico de rotura mediante formulaciones empíricas basadas en casos de estudio.

Si se desea obtener resultados precisos y no demasiado conservadores mediante la aplicación del 1er Método planteado, se puede optar por reducir los valores

del anchura y del tiempo de formación de brecha (y por consiguiente de los hidrogramas de rotura) mediante los parámetros α y β propuestos por Chauhan, Bowles y Anderson en su estudio *“Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling?”* [38].

Capítulo 9

Estudio de consecuencias

9.1. La estimación de consecuencias en el análisis de riesgo

Los daños producidos por la rotura de una presa son en general muy elevados, provocando graves consecuencias económicas y en muchos casos la pérdida de vidas. En España, los ejemplos más importantes son la rotura de la presa de Tous en Valencia en el año 1982, que provocó 9 víctimas mortales y la destrucción de numerosas áreas urbanas [138] y la rotura de la Presa de Vega de Tera en Zamora que provocó la muerte de 144 personas y la destrucción del pueblo de Ribadelago en 1959 [50]. Por tanto, es necesaria una cuantificación de los daños derivados de una posible rotura de la presa que permita incluirlos en el análisis de riesgo.

En el cuadro 9.1 se muestra un resumen de las consecuencias que puede producir la rotura de una presa. Estas consecuencias se pueden clasificar según el instante en el que se producen y según la forma de valoración. Por un lado, se pueden dividir en directas o indirectas. Las consecuencias directas son ocasionadas directamente por el impacto de la inundación y son las más visibles. En cambio, las consecuencias indirectas se dan tras el impacto del evento y reflejan la interrupción de la economía y otras actividades en la zona. Además, también se pueden dividir en tangibles o intangibles según si las consecuencias pueden ser valoradas en términos económicos o no.

El análisis de consecuencias consta de tres partes: estimación de caudales de rotura, estudio de inundación y estimación de consecuencias. El presente capítulo trata las dos últimas. Su situación dentro del proceso general del análisis de riesgos se muestra en la figura 9.1. Este punto se realiza tras la definición de la arquitectura del modelo, el análisis de las cargas y el análisis de las probabilidades de fallo, siendo el paso previo para el cálculo del riesgo. Por lo tanto, el conocimiento de las consecuencias, la probabilidad de las cargas y las probabilidades de fallo permite conocer el riesgo asociado a la infraestructura.

Dentro del modelo de riesgo, los nodos cuyos resultados dependen de la esti-

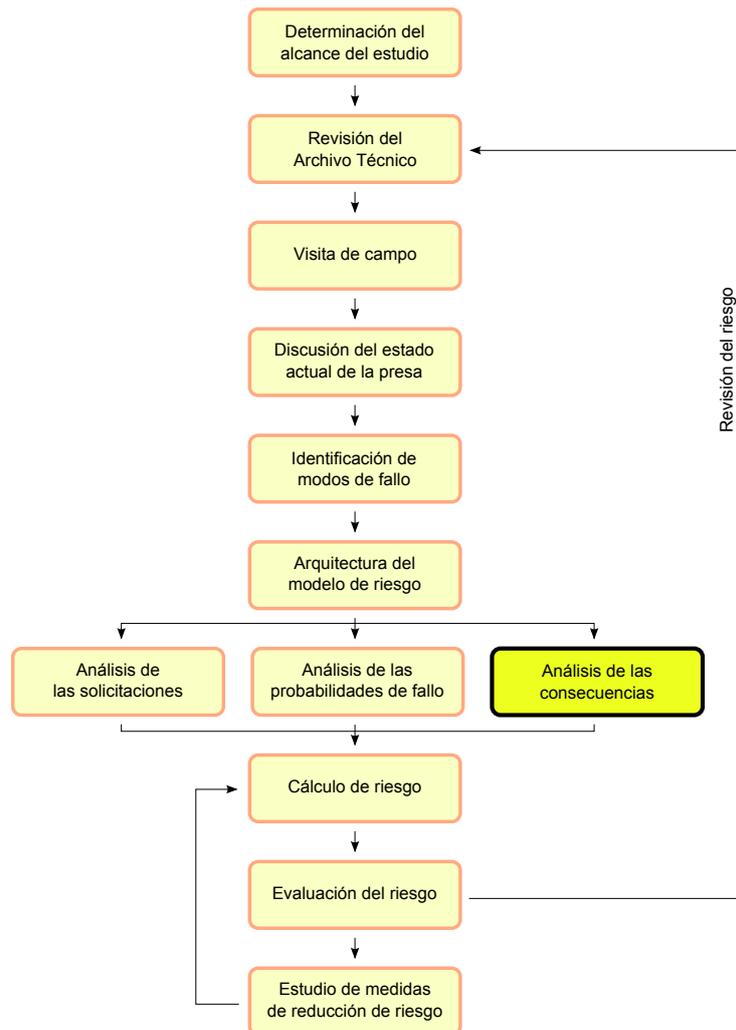


Figura 9.1: La estimación de consecuencias en el proceso general del análisis de riesgos.

	Tangibles	Intangibles
Directos	Residencias Estructuras Vehículos Agricultura Infraestructuras y otras instalaciones públicas Interrupción de negocios en el área inundada Operaciones de rescate y evacuación Costes de limpieza Costes de reconstrucción de la presa	Fallecimientos Heridos Animales Servicios públicos y comunicaciones Pérdidas culturales e históricas Daños medioambientales
Indirectos	Daños para compañías fuera del área de inundación Sustitución de la producción a zonas fuera del área inundada Viviendas temporales para las personas evacuadas Daños al sistema de gestión de recursos hídricos Consecuencias sobre el sistema eléctrico	Daño al gobierno Trastorno social

Cuadro 9.1: Clasificación general de las consecuencias de una inundación [92].

mación de consecuencias son los que se muestran en la figura 9.2.

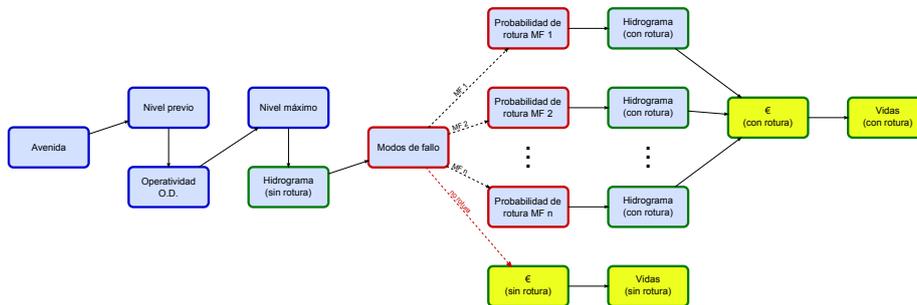


Figura 9.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la estimación de consecuencias (amarillo).

El principal objetivo de la estimación de consecuencias es la obtención de una relación entre el hidrograma de salida de la presa (de rotura y de no rotura) y las consecuencias, ya que de esta forma se pueden relacionar directamente con la situación analizada. Conviene hacer hincapié en que en el modelo de riesgo, las consecuencias serán estimadas para cada caso de estudio en dos ocasiones, para la hipótesis de fallo de la presa y para la hipótesis de no fallo, obteniendo mediante su resta las consecuencias incrementales. En general, las consecuencias se analizan en términos económicos (€) y en pérdida de vidas, por lo que normalmente en el modelo se introducen cuatro curvas, según el tipo de consecuencias y según haya rotura o no.

En este capítulo se explica cómo se pueden estimar las consecuencias a partir de los hidrogramas de rotura obtenidos en el capítulo anterior para obtener las

relaciones entre las consecuencias y los hidrogramas.

Dentro del análisis de riesgo, las consecuencias se introducen utilizando curvas que las relacionen con alguna variable definitoria de los hidrogramas de salida de la presa. En general, la variable más utilizada es el caudal máximo evacuado por la presa, ya que presenta varias ventajas, porque es un valor relativamente fácil de obtener dentro del análisis de riesgos y es una variable clave para definir las características del hidrograma. Además es una variable muy determinante para definir las características de la inundación provocada, ya que normalmente caudales máximos mayores provocan inundaciones en áreas más grandes, con mayores profundidades y, por lo tanto, mayores costes.

9.2. El proceso de estimación de consecuencias

9.2.1. Metodología general

La estimación de consecuencias tiene como base los hidrogramas de salida de la presa obtenidos de la laminación de las avenidas (capítulo 5) y los hidrogramas de rotura (capítulo 8), como se muestra en la figura 9.3.

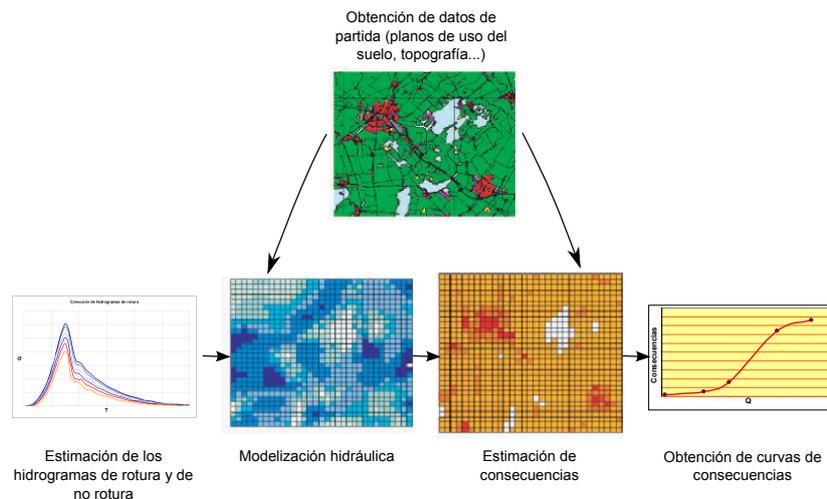


Figura 9.3: Procedimiento general para la estimación de consecuencias de inundación.

A partir de estos datos se realiza una modelización hidráulica de la inundación para aplicar las diferentes metodologías de estimación de consecuencias. En este documento se ha estudiado la metodología de estimación de las siguientes consecuencias:

- Pérdida de vidas: estimación del número de víctimas producidas por la rotura de la presa (apartado 9.3).
- Consecuencias económicas: incluye las consecuencias económicas directas producidas por la onda de inundación, el coste de reconstrucción de

la presa, las consecuencias indirectas provocadas por la inundación y las pérdidas por la inexistencia de la presa (apartado 9.4).

- Otras consecuencias: se tratan las consecuencias medioambientales, los daños al patrimonio histórico-cultural y los daños sociales (apartado 9.5).

Los valores obtenidos de estos daños permiten obtener las curvas de caudal frente a consecuencias necesarias para la introducción de las consecuencias en el análisis de riesgos.

En cuanto a la modelización hidráulica, las características especialmente importantes para la estimación de consecuencias son el tiempo de llegada de la onda de inundación, la velocidad máxima, el calado máximo y el tiempo en el que se produce este calado. Además, también pueden ser útiles otros datos como la velocidad de subida de niveles y la duración de la inundación.

Existe una gran variedad de modelos hidráulicas para realizar este tipo de modelaciones. Para una correcta elección del modelo es importante prestar atención al tipo de régimen, tipo de flujo y al tratamiento del régimen rápidamente variable [116]. Para facilitar la elección según el caso analizado, ICOLD [88] analiza 27 modelos hidráulicos diferentes, explicando su funcionamiento, propiedades y cómo se adecua cada uno de ellos a las características de la onda de inundación.

Además, es necesario caracterizar correctamente el cauce geoméricamente a partir de la cartografía disponible y elegir correctamente los perfiles transversales necesarios en la modelación para que representen adecuadamente la variabilidad existente. También deben estudiarse en detalle los parámetros introducidos en el modelo, especialmente el coeficiente de rugosidad.

9.2.2. Aprovechamiento de estudios existentes

En España, el documento que habitualmente dispone de más datos para la estimación de consecuencias es el Plan de Emergencia. Dentro de este documento se pueden encontrar la siguiente información útil [116]:

- Mapas de inundación para diferentes escenarios extremos.
- Listado de afecciones producidas por la inundación.
- Caudal que produce las primeras afecciones importantes y que marca el punto de inicio de las curvas caudal-consecuencias.

Estos datos pueden ser utilizados para realizar una primera estimación de las consecuencias en un nivel de detalle somero. Además, pueden servir de base para análisis de consecuencias más detallados.

9.2.3. Análisis de sensibilidad y análisis de incertidumbre

En todas las metodologías utilizadas, es importante realizar al menos un análisis de sensibilidad de los datos introducidos en el modelo, con el fin de estudiar la variabilidad los resultados obtenidos.

En muchas ocasiones, el análisis de sensibilidad puede ser suficiente introduciendo variaciones lógicas en los datos más importantes y estudiando cómo varían los resultados de pérdida de vidas y de riesgo. Este análisis permite conocer qué datos son los que más influyen en los resultados, y por lo tanto, los que deben ser obtenidos con mayor detalle. En general, el tiempo de aviso y la distribución de la población suelen provocar variaciones importantes en los resultados. También acotan el rango de variación del resultado en función de la incertidumbre en los parámetros de entrada.

En un análisis más detallado, se puede obtener una distribución de probabilidad de la pérdida de vidas a través de las técnicas de simulación de Montecarlo. Para ello, en primer lugar se analiza la distribución de probabilidad de los datos introducidos en el modelo. A continuación, se realizan numerosos cálculos de la pérdida de vidas utilizando cada vez un valor aleatorio de los datos introducidos siguiendo su distribución probabilística. Ordenando todos estos resultados se obtiene una distribución de probabilidad para cada caudal. De esta forma, se puede conocer de forma más exacta la variabilidad de los resultados ante los datos introducidos.

9.3. Estimación de pérdida de vidas

Cuando una inundación por el fallo de la presa produce pérdida de vidas, ésta es claramente la consecuencia más grave, es la que mayor impacto tiene en la percepción pública del desastre [92]. Por ello, es la consecuencia sobre la que se han realizado un mayor número de estudios y por lo tanto, que más metodologías hay disponibles para su estimación.

La pérdida de vidas es una consecuencia intangible que no puede ser estimada directamente en términos económicos. La pérdida de vidas entra dentro de las consecuencias directas, ya que en general, está producida directamente por la onda de inundación. Para otro tipo de inundaciones y especialmente en zonas tropicales, la pérdida de vidas indirectas debido a la aparición de enfermedades y la falta de agua potable pueden ser también de una magnitud importante, por lo que en estos casos también debe ser estudiada. También se pueden considerar otros daños a las personas, como el número de heridos, aunque su cuantificación es más complicada.

Los métodos para la estimación de vidas proporcionarán un valor indicativo de la magnitud de la pérdida de vidas, pero no pueden dar un valor exacto, ya que en este proceso intervienen numerosas variables como el comportamiento de las personas, muy difíciles de modelizar correctamente. Es importante entender las limitaciones de estos métodos, ya que se modelan un gran número de procesos complejos y la base de datos disponible de pérdida de vida en presas es bastante limitada [15]. Según Graham [77] las principales causas de la incertidumbre en estos métodos son:

- El momento del fallo de la presa, del que dependerán las condiciones existentes (nieve, oscuridad, lluvia...) y las personas expuestas a la inundación.

- La forma del aviso ante la inundación, ya que se desconoce cuando se iniciará el aviso exactamente y como se propagará.
- La propia incertidumbre debida a las metodologías utilizadas para la estimación de la pérdida de vidas.

Si se estudian los datos disponibles de pérdida de vidas se puede observar que las tasas de mortalidad dentro de la población expuestas son bastante constantes en todo el mundo según el tipo de inundación (fluvial, costera, drenaje, rotura de presa, pluvial...) [92]. Otros aspectos que afectan también son la severidad de la inundación y el tiempo de aviso y de evacuación.

En general, la mayoría de metodologías actuales siguen el siguiente esquema [78]:

1. Identificar un escenario particular a evaluar, que incluye el momento del día o del año y también la forma de rotura de la presa, ya que todo ello puede influir en los resultados.
2. Obtener datos de los mapas de inundaciones sobre las características de la inundación como velocidad del agua, profundidad, rapidez, duración...
3. Determinar para el escenario evaluado cuándo y cómo se producen los mensajes de aviso a la población.
4. Determinar para los diferentes núcleos de población aguas abajo la diferencia de tiempo entre que empieza el aviso hasta que llega la inundación, esto es lo que se conoce como tiempo de aviso.
5. Estimar el número de personas en cada una de las zonas en las que queda dividida el área inundada según las características de la inundación y el tiempo de aviso. Estas personas permanecerán en el área inundada porque no han sido avisadas o porque no han podido ser evacuadas.
6. La pérdida de vidas es estimada a partir de la población expuesta en cada zona usando tasas de mortalidad basadas en las características del flujo y de los posibles lugares de refugio (edificios, construcciones...).

Por consiguiente, el primer paso de cualquier metodología es la definición de los posibles escenarios de estudio. Este paso consiste en definir las características de la situación en la que se produce el fallo de presa que pueden influenciar a los resultados. Estas características pueden ser:

- El momento del día, ya que durante la noche las personas se encontrarán mayoritariamente en las zonas residenciales, mientras que durante el día se encuentran en zonas industriales y comerciales. Además, los procesos de aviso y evacuación son más lentos durante la noche.
- La estación del año, especialmente en ciudades con grandes variaciones de población de invierno a verano, como en las ciudades turísticas.
- El modo de fallo que influye en la forma de aviso y el entendimiento de la severidad por parte de la población. Por ello, se tienen diferentes consecuencias según la situación de rotura, por lo que se obtienen diferentes curvas de caudal-consecuencias asociadas a estas variaciones para la introducción en el modelo de riesgo (apartado 9.6). La situación definida debe

haberse tenido en cuenta a la hora de realizar la modelización hidráulica para obtener las áreas de inundación.

En general, es necesario tener en cuenta que estas metodologías han sido desarrolladas y calibradas para el caso de rotura de presa, por lo que su aplicación en el caso de no rotura puede producir resultados menos exactos. En todo caso, se suelen aplicar este tipo de métodos en la no rotura a falta de modelos específicos para este caso.

9.3.1. Metodología de Graham (1999)

En 1999, Graham [77] desarrolló un nuevo método para la estimación de la pérdida de vidas como consecuencia del fallo de una presa a partir de tasas de mortalidad fijas. Este modelo ha sido la referencia para el resto de métodos desde entonces, siendo ampliamente utilizado.

El método de Graham propone unas tasas de mortalidad fijas que se aplican a la población dentro de la zona inundada por el fallo de una presa. Estas tasas de mortalidad dependen de tres factores:

Severidad de la inundación: Muestra el grado de destrucción de las edificaciones y los refugios, por lo que es función de la altura de la lámina de agua.

Tiempo de aviso: Tiempo transcurrido entre que se produce el primer aviso a la población y el frente de inundación alcanza a la población. Por lo tanto, es un indicador del tiempo disponible para evacuar o proteger a la población.

Entendimiento de la severidad de la inundación: Para incluir el conocimiento de la población de las posibles consecuencias y su estado de alerta ante una posible inundación.

En función de estos tres valores, Graham propone las tasas de mortalidad que aparecen en el cuadro 9.2.

Población en riesgo

En primer lugar se estima la población en riesgo en la inundación. En este método se define la población en riesgo como la población que se encuentra en el área inundada cuando se produce el fallo de la presa, por lo tanto, no se tienen en cuenta explícitamente los procesos de evacuación. Para ello, es importante estudiar la población que se encuentra en cada una de las afecciones definidas para la situación considerada. Para conseguir estos datos poblacionales se puede recurrir a los datos del censo y también a los estudios de población realizados por las instituciones públicas en los que se refleje las variaciones estacionales de la población. Otros datos, como el número de trabajadores en las zonas comerciales e industriales y su origen, son también importantes para estimar las variaciones diarias de población.

Severidad de la inundación	Tiempo de aviso (minutos)	Entendimiento de la severidad	Tasa para estimar víctimas (fracción de las personas expuestas)	
			Valor sugerido	Rango sugerido
Alta	Sin aviso	No aplica	0.75	0.3-1.00
	15 a 60	Vago	* Utilizar los valores de arriba aplicados al número de personas que permanecen en la zona de inundación luego de ser avisadas. No se proporciona una guía para la estimación de ese grupo de personas.	
		Preciso		
	Más de 60	Vago		
	Preciso			
Media	Sin aviso	No aplica	0.15	0.03-0.35
	15 a 60	Vago	0.04	0.01-0.08
		Preciso	0.02	0.005-0.04
	Más de 60	Vago	0.03	0.005-0.06
	Preciso	0.01	0.002-0.02	
Baja	Sin aviso	No aplica	0.01	0-0.02
	15 a 60	Vago	0.007	0-0.015
		Preciso	0.002	0-0.004
	Más de 60	Vago	0.0003	0-0.0006
	Preciso	0.0002	0-0.0004	

Cuadro 9.2: Tasas para estimar la pérdida de vidas resultante de una inundación [77].

Severidad de la inundación

El siguiente paso es definir la severidad de la inundación, que hace referencia al grado de destrucción de las edificaciones y el peligro para las personas, por lo que depende de las características de la inundación. En el método de Graham se divide la severidad en tres categorías:

Severidad alta: cuando la onda de inundación provoca una total destrucción de las edificaciones, provocando la muerte de la mayoría de las personas que se encuentran en el interior.

Severidad media: algunas edificaciones sufren daños importantes, especialmente las casas, aunque hay edificaciones y árboles que permanecen pudiendo servir como refugio.

Severidad baja: no hay edificios que sean completamente destrozados, habiendo solo daños superficiales.

Para definir el grado de severidad existen diferentes recomendaciones. Según Graham, una severidad alta solo es adecuada para zonas muy cercanas a la presa, que se vean afectadas por una gran onda de inundación muy rápidamente, en pocos minutos, con altas profundidades de inundación, siendo totalmente barrido cualquier rastro de vida humana. Por lo tanto, en la metodología de Graham no se recomiendan valores numéricos para definirla. En la literatura aparecen algunos valores para definir zonas con severidad alta, en función del producto de la velocidad y el calado, aunque están muy influenciados por los materiales de construcción de las edificaciones y su altura, es decir, por las características locales. Según las recomendaciones de Graham, la severidad alta solo debe ser utilizada para presas de hormigón que rompen de forma instantá-

nea, ya que para presas de materiales sueltos el desarrollo del fallo de la presa suele ser más gradual, excepto en el caso de modo de fallo por licuefacción en un evento sísmico.

Respecto a la diferenciación entre el nivel medio y el nivel bajo de severidad, Graham recomienda para una primera aproximación, que se tome severidad media a partir de 10 pies (3 metros aproximadamente). Para un mayor grado de detalle, se puede emplear el parámetro DV :

$$DV = \frac{Q_{df} - Q_m}{W_{df}}$$

donde Q_{df} es el máximo caudal causado por la inundación en la sección donde se encuentra la población, Q_m es el caudal medio anual en la misma sección y W_{df} es el ancho máximo de la inundación en la sección considerada. Como se puede observar, este parámetro es función de la velocidad del flujo y de su profundidad, por lo que es un indicador de su grado de destrucción. Valores de este parámetro mayores a 4.6 m²/s indican una severidad media.

Tiempo de aviso

El siguiente paso es definir el tiempo de aviso, que como se ha explicado, en el método de Graham corresponde al tiempo entre que se realiza el aviso a la población y llega la onda de inundación a la población. Por lo tanto, hace referencia al tiempo que los habitantes tendrán para refugiarse o ser evacuados, y su correcta estimación es fundamental para obtener valores correctos. El tiempo de aviso debe ser calculado para cada uno de los grupos de casas o poblaciones que se encuentren en la zona inundada, siendo diferente para cada uno de ellos. Además es importante fijar un tiempo de inicio (o cero) como referencia para medir todos los tiempos. En la figura 9.4 se muestran los diferentes tiempos que se manejan en una rotura de presa.

En el método de Graham el tiempo de aviso también se divide en tres categorías:

Aviso inexistente: Cuando el tiempo de aviso es menor a 15 minutos. No hay aviso a la población, pues, no da tiempo a realizar un aviso por fuentes oficiales antes de la llegada de la inundación. La población queda advertida al ver u oír la llegada de la onda de inundación.

Aviso insuficiente: Cuando el tiempo de aviso está entre 15 y 60 minutos. En este caso se supone que se han realizado avisos oficiales antes de la llegada de la inundación. El aviso se difunde a algunas personas a través de las cadenas de comunicación, aunque no toda la población es avisada correctamente.

Aviso suficiente: Cuando el tiempo de aviso es mayor a 60 minutos. Se supone que se ha realizado un aviso adecuado a la población antes de la llegada de la onda de inundación. La mayoría de las personas en riesgo conocen que se aproxima la inundación.

Debido a la importancia del tiempo de aviso en las tasas de mortalidad cuando éste es insuficiente, se puede realizar una interpolación lineal en este caso entre

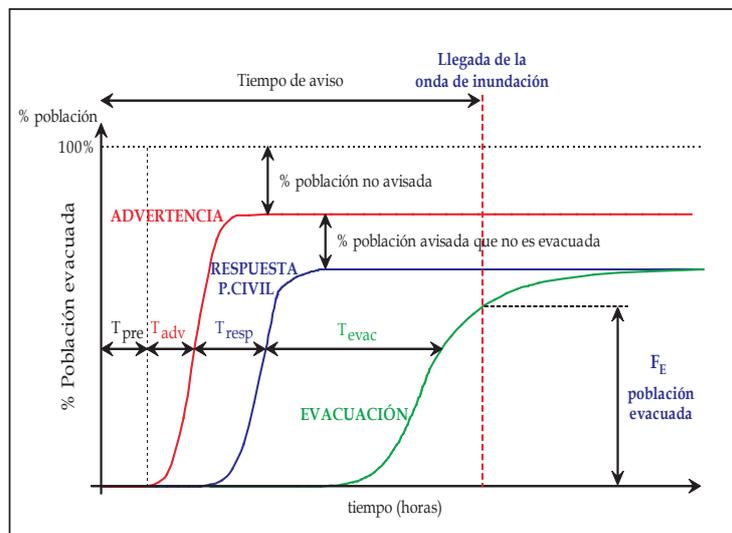


Figura 9.4: Distribución de los tiempos en un proceso de evacuación para la población en riesgo de inundación (traducido de [91]).

la tasa de mortalidad sin tiempo de aviso y con tiempo de aviso suficiente, pasando por la tasa con tiempo de aviso insuficiente. De esta forma, se evitan saltos ilógicos en los resultados.

Cuando se quiere obtener una primera aproximación del tiempo de aviso, en un nivel de detalle somero, se puede utilizar el tiempo transcurrido entre el fallo de la presa y la llegada de la onda de inundación a la población, suponiendo por tanto que el aviso a la población se produce en el momento en el que la presa falla. Esta simplificación es adecuada para formas de rotura que se desarrollen rápidamente, como las que se suelen dar en presas de hormigón.

Para un estudio más detallado, lo primero es estimar el momento en el que se empieza a producir el aviso a la población en relación con el momento en el que la presa falla. Para ello debe ser tenido en cuenta el modo de fallo, ya que puede tener una influencia importante [30]. Los modos de fallo asociados a avenidas extremas en cuencas muy grandes tardan un tiempo importante en desarrollarse, durante el cual se suelen llevar a cabo acciones de monitorización y de advertencia. En cuencas pequeñas las avenidas se desarrollan mucho más rápido, por lo que el tiempo de aviso a la población es menor. Los fallos por erosión interna permitirán en la mayoría de casos el aviso a la población con varias horas de adelanto si existe un correcto sistema de monitorización. Los modos de fallo que permitirán un menor tiempo de aviso son los asociados a eventos sísmicos, a no ser que la población esté advertida de que la presa puede fallar en un evento sísmico y empiecen la evacuación tras el terremoto sin aviso oficial.

También hay otros factores que pueden influir en el aviso, como si es de día o de noche, ya que durante el día las observaciones son más claras y en general la propagación de los avisos funciona mejor, como se ha demostrado al analizar las inundaciones por fallos de presa pasadas [77].

Para presas de materiales sueltos, Graham desarrolló el cuadro 9.3, que explica cómo calcular el momento en que se empieza a producir el aviso. A partir de esta tabla y conociendo como se produce la propagación de la onda de inundación gracias a la modelización hidráulica, el tiempo de aviso en cada población podrá ser estimado fácilmente al ser la diferencia entre el tiempo en el que llega la onda de inundación y el momento en el que se inicia el aviso.

Modo de fallo	Otras consideraciones	Momento de fallo	Tiempo de inicio del aviso	
			Varios observadores en la presa	No hay observadores en la presa
Sobrevvertido	Área de cuenca aguas arriba menor de 260 km ²	Día	15 min antes del fallo de la presa	15 min después de que la onda de inundación llegue a una zona poblada
		Noche	15 min después del fallo de la presa	60 min después de que la onda de inundación llegue a una zona poblada
	Área de cuenca aguas arriba mayor de 260 km ²	Día	120 min antes del fallo de la presa	60 min antes del fallo de la presa
		Noche	Entre 60 y 120 min antes del fallo de la presa	Entre 0 y 60 min antes del fallo de la presa
Erosión interna		Día	60 min antes del fallo de la presa	15 min después de que la onda de inundación llegue a una zona poblada
		Noche	30 min después del fallo de la presa	60 min después de que la onda de inundación llegue a una zona poblada
Sísmico	Fallo instantáneo	Día	15 min después del fallo de la presa	15 min después de que la onda de inundación llegue a una zona poblada
		Noche	30 min después del fallo de la presa	60 min después de que la onda de inundación llegue a una zona poblada
	Fallo no instantáneo	Día	120 min antes del fallo de la presa	30 min después de que la onda de inundación llegue a una zona poblada
		Noche	120 min antes del fallo de la presa	30 min después de que la onda de inundación llegue a una zona poblada

Cuadro 9.3: Estimación del tiempo de inicio de los avisos ante el fallo en presas de materiales sueltos.

Por otro lado, el USBR [30] propone la siguiente fórmula para la estimación del tiempo de aviso en todas las presas:

$$WT = T_v + b - MF$$

donde WT es el tiempo de aviso, T_v es el tiempo entre el momento de rotura de la presa y la llegada de la onda de inundación a la población estudiada, B es el tiempo de formación de la brecha en la presa y MF es el factor relativo al modo de fallo.

Además, para estimar el tiempo en el que se empieza a realizar el aviso también deben ser tenidos en cuenta los procedimientos explicados en el Plan de

Emergencia de la presa. En él se describe como deben realizarse los avisos y el momento en el que empezarán a realizarse, por lo que pueden ser una herramienta muy útil para estimar el tiempo de aviso. En general, la existencia de un correcto Plan de Emergencia mejora el tiempo de aviso, así como una buena monitorización del comportamiento de la presa.

Entendimiento de la severidad de la inundación

La última característica de la inundación que debe definirse en el método desarrollado por Graham es el entendimiento de la severidad de la inundación, que depende enormemente del tipo de mensajes de aviso que se realicen y de cómo la población los asimile. Se definen dos categorías:

Entendimiento vago: cuando los habitantes que reciben el aviso no han visto el evento de inundación o no comprenden la magnitud de la inundación que va a suceder.

Entendimiento preciso: los habitantes entienden correctamente los mensajes de aviso y comprenden la magnitud de la inundación.

Uno de los aspectos que más afectan al entendimiento de la inundación es el tiempo transcurrido entre el fallo de la presa y la llegada de la onda de inundación, ya que cuando este tiempo es alto la población podría conocer las primeras consecuencias de la inundación en otras poblaciones a través de los medios de comunicación, por lo que entendería mejor su severidad.

Además, el tipo de mensajes de aviso también influyen en el aviso. Los mensajes claros, directos y contundentes permiten un mayor entendimiento de la severidad de la inundación.

También influye el modo de fallo, ya que para los fallos debidos a avenidas extremas la población lleva bastante tiempo observando las lluvias y sufriendo pequeñas inundaciones urbanas, por lo que está más alerta ante una posible inundación que en el resto de casos y por lo tanto, entiende mejor la severidad de la inundación. Además, también influye el hecho de que haya habido inundaciones importantes en el pasado, ya que la población actuará más rápidamente ante los mensajes de aviso al conocer las consecuencias.

Por otro lado, el USBR [30] recomienda tomar entendimiento preciso de la severidad siempre que hay un Plan de Emergencia implantado en la presa, ya que entonces, se supone que las autoridades sabrán cómo actuar para transmitir los mensajes correctamente y, por lo tanto, la población entenderá la severidad.

Resultados

Cuando se conoce el tiempo de aviso, la población expuesta, la severidad de la inundación y su severidad en cada una de las viviendas o núcleos de población considerados, el número de víctimas se estima de forma directa aplicando el cuadro 9.2, que indica la tasa de mortalidad que se debe aplicar sobre la población en riesgo. Sumando el número de víctimas en todos los núcleos de

población o grupos de viviendas se obtiene el número de víctimas provocadas por la inundación.

El método de Graham puede ser aplicado en diferentes grados de detalle, desde viviendas aisladas hasta grandes zonas para obtener aproximaciones generales del número de víctimas. El grado de detalle con el que se pueda aplicar depende enormemente de los datos de la distribución de la población disponibles.

Cuando el método de Graham proporciona valores que se encuentran entre dos categorías, como severidad media-baja o entendimiento medio, pueden utilizarse valores medios de las tasas de mortalidad de las dos categorías [166]. Con el fin de facilitar los cálculos asociados a este método, se pueden utilizar programas de Sistemas de Información Geográfica (SIG), con mapas digitales que muestren la distribución de la población y se puedan cotejar de forma directa con los obtenidos a través de la modelización hidráulica. Para ello, los mapas digitales deben tener la resolución suficiente e indicar la situación de la distribución de la población en diferentes momentos del día y del año, cuando haya variaciones importantes. En la figura 9.5 se muestra la estructura general del cálculo de la pérdida de vidas empleando SIG.

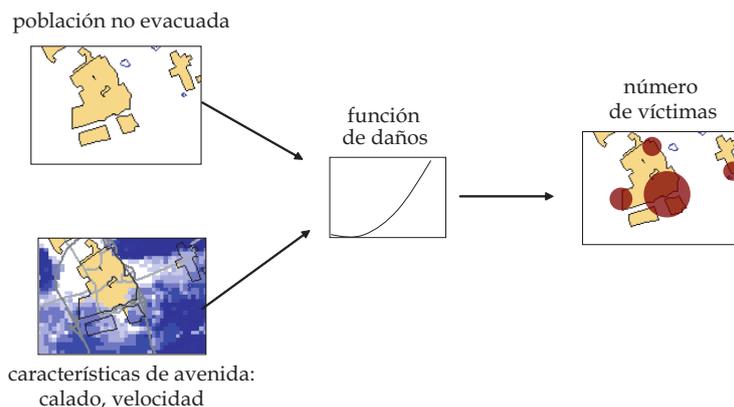


Figura 9.5: Componentes básicos de cualquier modelo para la estimación de pérdida de vidas con empleo de sistemas de información geográfica (SIG) [76].

Discusión sobre la Metodología de Graham (1999)

Las principales ventajas de la utilización del método de Graham [78] radican en la importante base de datos de inundaciones pasadas utilizada para obtener las tasas de mortalidad y en su sencillez de aplicación y entendimiento. Además es un método fácil de modificar en caso de que las situaciones no se ajusten exactamente a lo establecido, ya que todos los parámetros introducidos tienen una clara correspondencia con la realidad. También permite diferentes grados de detalle y aproximaciones generales con pocos datos iniciales.

En cambio, también tiene desventajas como que la existencia de factores que cambian según el tipo de inundación no es tenida en cuenta o que la evacuación no se calcula como un proceso separado. El método recoge valores medios de

las características de la inundación y las edificaciones en la misma población, lo que puede producir importantes errores si las variaciones son importantes, por lo que es necesario escoger unidades de población lo más pequeñas posible. Además, en el cálculo del tiempo de aviso no se tiene en cuenta las formas de propagación del aviso y su efectividad.

9.3.2. Modificaciones a la Metodología de Graham (1999)

En 2001, el USBR [30] propuso una modificación al método de Graham, añadiendo una nueva variable que influencia la tasa de mortalidad: el tiempo de formación de la brecha. Este tiempo se divide en tres categorías, según las características de la presa y su fallo, explicadas anteriormente para la obtención del tiempo de aviso. En cambio, elimina la parte relativa al entendimiento de la severidad. Con esta nueva variable se proponen nuevas tasas de mortalidad, basadas en las obtenidas por Graham, y que se muestran en la figura 9.6. Aunque en este método las tasas de mortalidad son en general, más altas que en el método de Graham, por lo que su utilización puede producir una sobreestimación del número de víctimas respecto del método original.

Reiter [132] recomendó en 2006 corregir las tasas de mortalidad aplicando un factor de vulnerabilidad a la población en riesgo para tener en cuenta población muy envejecida, zonas con hospitales o un gran número de niños, ya que esta población dificultará los procesos de resguardo y evacuación, viéndose más afectada por la onda de inundación.

En 2006, el USBR [160] desarrolló un nuevo método que añade un nuevo paso al método de Graham. Con este método se aplican unas tasas de evacuación a la población en función del tiempo de aviso, momento del día, velocidad de aumento de los niveles de agua y forma de propagación de los avisos. Las tasas de mortalidad, que son distintas a las propuestas por Graham, se aplican a la población que queda en la zona inundada tras la evacuación de forma directa, teniendo únicamente en cuenta la severidad de la inundación. Por lo tanto, permite incluir la evacuación como un proceso diferenciado. Como el método de Graham, es un método robusto y sencillo de aplicar, pero tiene algunas desventajas [78], ya que la estimación de las tasas de evacuación puede producir importantes errores por la complicación de modelizar este proceso.

Por otro lado, FEMA [60] ha desarrollado también un método basado en el método de Graham. Para realizar la estimación parte del hecho de que las tasas de mortalidad son más altas cerca de la presa y aparecen cuando hay grandes picos de caudal respecto a los caudales normales en el río, siendo entonces cuando la población se ve sorprendida por la inundación. Se realiza el cálculo dividiendo el área inundada en tres zonas y se calcula la mortalidad en función de la relación entre el caudal asociado a la avenida extrema de 10 años y el caudal máximo que se produce con el fallo de la presa. Este método es muy simple, por lo que solo se recomienda su aplicación para embalses menores de 25 hm³ [78].

ANCOLD [15] recomienda a su vez otras tasas de mortalidad diferentes a las del método de Graham para zonas de alta vulnerabilidad como residencias de ancianos, escuelas o zonas turísticas.

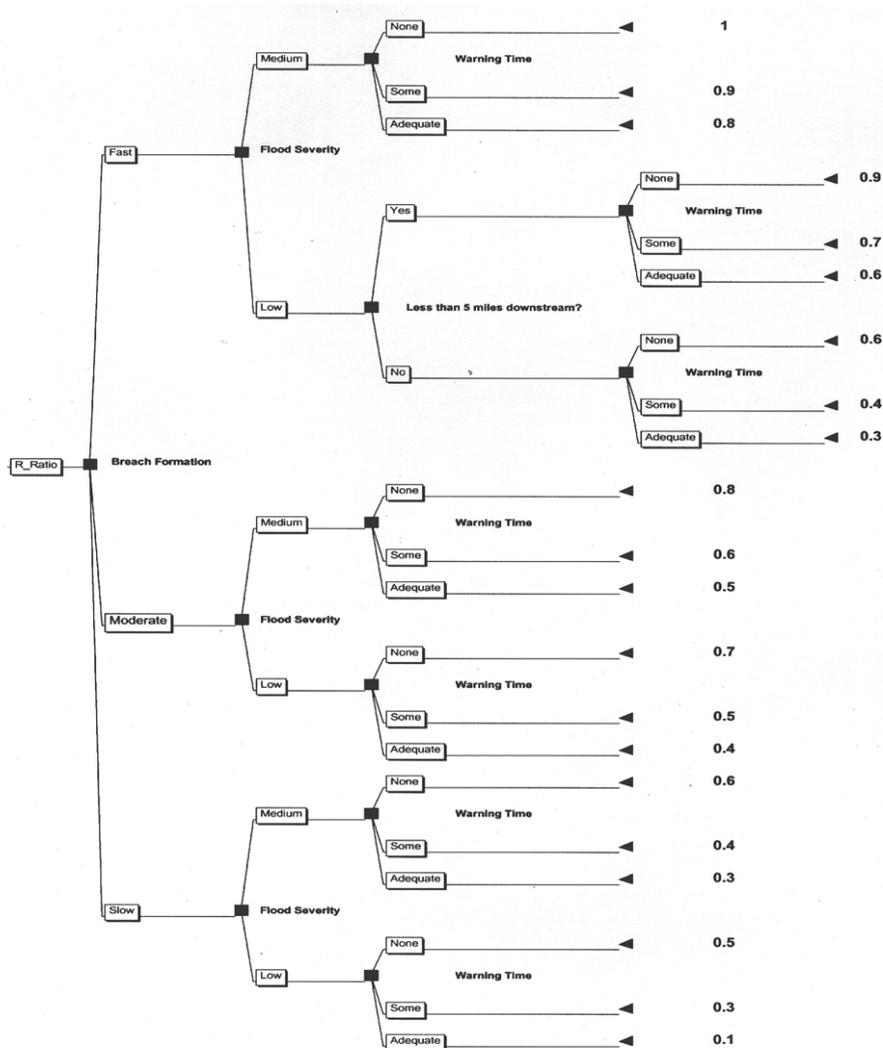


Figura 9.6: Tasas de mortalidad utilizadas por el método propuesto por USBR en 2001 [30].

Por último, en la actualidad el proyecto europeo SUFRI (*Sustainable Strategies of Urban Flood Risk Management with non-structural measures to cope with the residual risk*), dentro del marco de la iniciativa ERA-Net CRUE, está desarrollando una herramienta que permite caracterizar el riesgo residual y estudiar cómo las medidas no estructurales ayudan a reducir las consecuencias y, por lo tanto, el riesgo de inundación. Esta herramienta se basa en el desarrollo de curvas del tipo F-N para cada entorno urbano, permitiendo caracterizar el riesgo de una forma completa y cuantitativa y aplicar criterios de tolerabilidad del riesgo existentes. El proyecto incluye el desarrollo de una metodología que detalla las fases necesarias para elaborar los modelos de riesgo en caso de inundación pluvial y fluvial, así como los procedimientos de análisis y preparación de datos para alimentar dichos modelos.

En particular, el proyecto SUFRI describe en mayor detalle la fase de estimación de consecuencias por inundación. En lo referente a inundación fluvial, propone una clasificación de diez categorías para la población de estudio, atendiendo a la existencia de sistemas de alerta, coordinación entre servicios de emergencia y autoridades locales, medios de comunicación, formación a la población, etc. Cada categoría se relaciona con unas tasas de mortalidad de referencia (ver cuadro 9.4), dependientes del tiempo de aviso existente y el grado de severidad de la inundación, que se basan en los estudios realizados por Graham en 1999.

9.3.3. Otras metodologías

Existe un gran número de métodos para la estimación de la pérdida de vidas. En la bibliografía, Graham [78] analiza la mayoría de los métodos explicados en este apartado, analizando su metodología general y las ventajas y desventajas de la aplicación de cada uno de ellos.

Metodología de Jonkman

Un método similar al método de Graham es el método desarrollado por Jonkman [91], que estima la pérdida de vidas a partir de la población en riesgo, estimando los diferentes procesos que se producen en la inundación.

En primer lugar, se obtiene la población que finalmente queda expuesta a la inundación tras los procesos de evacuación y movimiento hacia lugares protegidos. La eficacia de la evacuación sobre la población en riesgo es función directa del tiempo disponible, teniendo en cuenta que queda una parte de la población que no llega a ser evacuada. Respecto al movimiento hacia lugares protegidos, es función del tiempo de aviso y de la población en edificios de edificios altos. Además, para estimar la población expuesta también se debe restar la población que es rescatada durante la inundación.

A partir de la población expuesta se calcula el número de víctimas mediante tasas de mortalidad que son calculadas en función de la profundidad del agua. Estas tasas provienen de funciones no lineales diferentes según la severidad de la inundación, que está dividida en tres categorías.

Categoría	t aviso TA (h)	Severidad (Sv)		
		Alta (3)	Media (2)	Baja (1)
C1 - No existe formación a la población. - No se dispone de sistemas de aviso ni PEP. - No hay coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.9	0.3	0.02
	0.625	0.7	0.08	0.015
	1	-	0.06	0.0006
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C2 - No existe formación a la población. - No se dispone de PEP, aunque existen otros sistemas de aviso. - No hay coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.9	0.3	0.02
	0.625	0.675	0.075	0.014
	1	-	0.055	0.00055
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C3 - No existe formación a la población. - Existe PEP, pero no se ha implantado. - Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades (no existen protocolos). - No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.85	0.2	0.015
	0.625	0.6	0.07	0.012
	1	-	0.05	0.0005
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C4 - No existe formación a la población. - PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes. - Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades, protocolos de comunicación. - No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.5	0.04	0.007
	1	-	0.03	0.0003
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C5 - No existe formación a la población. - PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes. - Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población (sin comprobar).	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.5	0.0375	0.0065
	1	-	0.0275	0.000275
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C6 - No existe formación a la población. - PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes. - Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.475	0.035	0.006
	1	-	0.025	0.00025
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C7 - Formación a la población. - PEP implantado con sistemas de aviso. - Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados. ***Si se produce rotura instantánea en 'C8', 'C9' y 'C10'.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.65	0.1	0.0075
	0.625	0.4	0.02	0.002
	1	-	0.01	0.0002
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C8 - Formación a la población. - PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev. - Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.55	0.06	0.006
	0.625	0.35	0.01	0.0015
	1	-	0.005	0.00015
	1.5	-	0.0002	0.00015
	24	-	0.0002	0.0001
C9 - Formación a la población. - PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev. - Alta coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.55	0.06	0.006
	0.625	0.35	0.008	0.0015
	1	-	0.004	0.000125
	1.5	-	0.0002	0.0001
	24	-	0.0002	0.0001
C10 - Planes de formación continua a la población. - PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev. - Alta coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.5	0.03	0.005
	0.625	0.3	0.005	0.001
	1	-	0.002	0.0001
	1.5	-	0.0002	0.0001
	24	-	0.0002	0.0001

Cuadro 9.4: Tasas de mortalidad para aplicar el método de Graham desarrolladas en el proyecto SUFRI.

En general, este método depende de los mismos datos que el método de Graham, es decir, la población en riesgo, el tiempo de aviso y la severidad de la población, aunque se hace un estudio más detallado de los diferentes procesos. El problema de este método es que ha sido desarrollado para inundaciones generales y aplicado solamente para modelizar inundaciones producidas por rotura de diques en zonas situadas por debajo del nivel del agua, como las inundaciones de Nueva Orleans en 2005, por lo que aún no ha sido suficientemente testado y adaptado para la modelización de fallos en presas.

LIFESim

Si se quiere alcanzar un nivel de análisis detallado hay otros modelos que necesitan un mayor número de datos pero los resultados se ajustan con mucho más realismo a la física y el desarrollo del proceso. Entre estos modelos destaca el LIFESim [6] [5], que permite simular el comportamiento de los habitantes ante una inundación, ofreciendo resultados a escalas mucho más pequeñas que las de los métodos anteriores (micro-escala). Para ello utiliza tres módulos diferentes:

1. Advertencia y evacuación: este módulo redistribuye la población según una curva de difusión del aviso, dependiente del momento del día, y la curva de movilización, que simula la huida según las vías de comunicación. Para ello, se utilizan datos sobre los tipos de aviso, su eficacia, el tiempo de aviso, los métodos de evacuación, la distancia hasta las zonas seguras y las características de las vías de comunicación. Además, para representar estos procesos se tienen en cuenta diversos aspectos como las características del tráfico y el bloqueo de vías de comunicación por la inundación.
2. Pérdida de guaridas: estima las consecuencias de la inundación en los edificios, por lo que depende de las características de éstos y de la inundación. Para esta estimación se requieren datos sobre las construcciones, las infraestructuras y la distribución de la población respecto a edificios suficientemente altos para actuar como posibles guaridas.
3. Pérdida de vidas: calcula las víctimas aplicando tasas de mortalidad fijas según tres categorías de severidad de la inundación. Las tasas se aplican a la población que permanece en la zona inundada y cuya guarida queda destruida. Estas tasas son fijas para cada zona y provienen de las medias obtenidas en estudios sobre inundaciones históricas [110].

Este método es especialmente adecuado para los centros de grandes ciudades, donde la capacidad de las vías de comunicación y la propagación de los avisos pueden afectar enormemente al número de víctimas. Sin embargo, requiere un gran número de datos (sobre la distribución de la población, las vías de comunicación, los sistemas de aviso...) y un gran esfuerzo de modelización.

Para resolver este problema del LIFESim, ha sido desarrollado un LIFESim Simplificado [121], más adecuado para estimar la pérdida de vidas en el contexto de gestión de riesgos de infraestructuras, como en este caso, ya que no requiere una cantidad de datos tan elevada. Este método reduce considerablemente los datos necesarios de la modelización hidráulica, ya que no tiene en cuenta las

velocidades del flujo para la pérdida de guarida. También simplifica los procesos de evacuación, ya que son introducidos definiendo una velocidad de movimiento durante la evacuación y suponiendo desde cada edificio que la población es evacuada en línea recta hasta la zona segura más próxima.

Aunque este método simplificado reduce considerablemente los datos necesarios para la estimación de la pérdida de vidas, sigue siendo bastante complejo en comparación con el método de Graham. Además también requiere muchos datos sobre cada núcleo de población, por lo que puede resultar de difícil aplicación cuando la inundación afecta a un gran número de núcleos, como en el caso de grandes presas. En cualquier caso, parece una buena opción para un análisis de riesgos intermedio-detallado.

Metodología de BCHydro

Por último, otro método desarrollado para escalas pequeñas es el desarrollado por BC Hydro [86], que combina la utilización de datos de SIG con un modelo de flujo bidimensional y una caracterización del comportamiento de la población. Este método necesita un gran número de datos sobre la situación de la población, los edificios, las vías de comunicación... por lo que su aplicación para presas también es bastante complicada.

9.4. Estimación de consecuencias económicas

9.4.1. Estimación de daños directos

En este apartado se desarrolla la metodología necesaria para el cálculo de los daños económicos directos y tangibles provocados por la onda de inundación, incluyendo los daños a las viviendas, a la industria y el comercio, a las edificaciones, a las infraestructuras y los servicios, a la agricultura, etc.

Según Messner et al. [112], el cálculo de las consecuencias directas de la inundación se puede realizar a tres escalas diferentes:

Macro-escala: En este caso el cálculo de las consecuencias comprende varios términos municipales, siendo los datos oficiales la principal fuente de datos. En general, no se diferencian los daños entre poblaciones ni las diferencias en la distribución de las viviendas, tomando valores medios para toda el área inundada, lo que provoca errores importantes. Esta escala es adecuada para aproximar grandes inundaciones, como las producidas por la subida del nivel del mar.

Meso-escala: Como en el caso anterior, los cálculos también se realizan con datos agregados, pero a menor escala, utilizando para ello mapas de uso del suelo que discretizan el área inundada en pequeñas áreas. De esta forma, se puede diferenciar entre áreas con una gran densidad de población y áreas agrícolas. La principal fuente de información también son los datos oficiales. Esta es la escala de estudio más adecuada para el estudio de las

consecuencias de inundación de una presa en un nivel de detalle somero o intermedio.

Micro-escala: Esta escala se suele utilizar para un solo núcleo urbano y en ella se considera el valor de cada edificio o infraestructura afectados por la inundación, lo que requiere una recogida de datos muy detallada del núcleo urbano. Esta escala obtiene mejores resultados pero es muy costosa para grandes áreas como puede ser la inundación debida a una presa al comprender varios núcleos urbanos, por lo que solo se recomienda para niveles de detalle elevados. Suele aplicarse únicamente en edificaciones con un alto valor histórico-cultural, como se estudia en el apartado 9.5.

En general, los métodos actuales para la estimación de las consecuencias directas constan de dos pasos. El primero es estimar el valor total del uso del suelo, es decir, cuales serían los costes económicos si las construcciones y cultivos que hay sobre el suelo quedarán totalmente destruidos debido a la inundación. El segundo paso consiste en aplicar a estos costes una curva calado-daños, que relaciona el calado máximo de la inundación con el grado de destrucción asociado. De esta forma, multiplicando el grado de destrucción por los costes económicos de una destrucción máxima se obtienen las consecuencias económicas de la inundación. Por lo tanto, para aplicar esta metodología se partirá de los mapas de usos del suelo y de los mapas de inundación que muestren el calado en cada punto. A continuación se desarrollan estos dos pasos de forma independiente.

Estimación del valor del uso del suelo

El primer paso será la estimación total del valor del uso del suelo, es decir, el coste que supondría la destrucción total de los usos que se encuentran en la zona. Este coste se divide según el uso del suelo, expresado por metro cuadrado y dependerá de las características socio-económicas de la zona. Estos costes han sido calculados para diferentes países en estudios como el realizado por el Ministerio de Construcción de Japón [119] o el realizado por Oliveri et al. [126] en Palermo.

En España, se pueden utilizar los valores recomendados por el Plan de Acción Territorial de Carácter Sectorial sobre Prevención de Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana (PATRICOVA) [45]. En este Plan se define la vulnerabilidad respecto a una inundación dada como la variable que cuantifica el valor de los daños producidos por esta inundación, por lo tanto, es una forma de cuantificar las consecuencias económicas de la inundación. En el PATRICOVA se definen valores de la vulnerabilidad de daños directos para diferentes usos con una destrucción total, denominados coeficientes de vulnerabilidad. El cuadro 9.5 muestra los valores para los usos actuales y el cuadro 9.6 para usos planificados. Estos valores representan una primera estimación del valor del uso del suelo en términos adimensionales, en una escala de 0 a 100. Con una metodología similar, también existen valores del uso del suelo de referencia para Cataluña en el INUNCAT [7].

Para cada uso se definen dos valores (un valor alto y otro bajo) pudiéndose tomar un valor medio de ambos si no se dispone de datos más precisos. Esta variable se ha adimensionalizado, con un valor máximo de 100, correspondiente

Uso del suelo	Alta	Baja
Residencial general	68.7	22.9
Residencial de baja densidad	68.7	22.9
Residencial de media densidad	56.3	18.8
Residencial de alta densidad	75.0	25.0
Residencial de muy alta densidad	100	33.3
Acampadas-Caravanas, prefabricados	68.7	22.9
Comercial en residencial	51.8 C	17.3 C
Industrial, almacenes, talleres	16.9	5.6
Industrial, almacenes talleres Baja densidad	16.9	5.6
Industrial, almacenes, talleres Alta densidad	23.7	7.9
Equipamiento, servicios e infraestructuras	51.8	17.3
Terciario	51.8	17.3
Mixto	51.8	17.3
Otros y sin definir	0	0
Regadío hortícola	0.89	0.89
Regadío cereales	0.34	0.34
Regadío arrozal	0.34	0.34
Regadío frutales	0.56	0.56
Regadío cítricos	0.83	0.83
Regadío otros	0.34	0.34
Secano herbáceos	0.34	0.34
Secano viña	0.56	0.56
Secano olivo	0.56	0.56
Secano frutales	0.56	0.56
Secano otros	0.33	0.34
Vías y autopistas	0	0

Cuadro 9.5: Coeficientes de vulnerabilidad de daños directos en usos actuales [45].

Uso del suelo	Alta	Baja
Residencial de baja densidad	68.7	22.9
Residencial de media densidad	56.3	18.8
Residencial de alta densidad	75.0	25.0
Residencial de muy alta densidad	100	33.3
Residencial Zona de acampada	68.7	22.9
Comercial en residencial	51.8 C	17.3 C
Industrial densidad media	16.9	5.6
Industrial densidad alta	23.7	7.9
Terciario	51.8	17.3
Equipamiento	51.8	17.3
Mixto	51.8	17.3
Rustico Protección especial	0	0
Rustico sin protección	0	0

Cuadro 9.6: Coeficientes de vulnerabilidad de daños directos en usos planificados [45].

a los daños máximos que se producen en una zona residencial de alta densidad. Para poder transformar estos valores de la vulnerabilidad a términos económicos el PATRICOVA asigna a un valor 100 de vulnerabilidad una correspondencia 82 €/m² en el año 2002. Esta equivalencia ha sido obtenida para el caso de la Comunidad Valenciana, siendo importante ajustarla a la zona donde se realice el estudio. De esta forma, la obtención de los costes económicos a partir de la vulnerabilidad es directa, siendo solo necesario transformar la equivalencia obtenida a valor económico actual a través de indicadores económicos como el IPC.

En los cuadros 9.5 y 9.6 aparece el coeficiente C , que hace referencia al uso comercial disperso dentro de una zona residencial, es decir, incluye los costes que se producirán en los bajos comerciales dentro de una zona residencial. Este coeficiente puede tomar valores entre 0 y 1, según la cantidad de zona comercial dentro de la zona residencial. El valor de multiplicar el coeficiente C por el coeficiente de vulnerabilidad de uso comercial deberá ser sumado a la vulnerabilidad debida al uso residencial, como se muestra en la ecuación siguiente:

$$V_T = V_1 + C \cdot V_2$$

Donde V_T es el coeficiente de vulnerabilidad total del área residencial, V_1 es el coeficiente de vulnerabilidad en uso residencial, C es el coeficiente de uso comercial disperso y V_2 es el coeficiente de vulnerabilidad en uso comercial en zona residencial.

El valor obtenido en este apartado hará referencia a los costes económicos si se produce una destrucción total del uso del suelo. Aunque esto no es lo más habitual, ya que normalmente permanecen estructuras y edificaciones tras la inundación. Por este motivo, en el siguiente apartado se explica cómo utilizar curvas calado-daños que permitan estimar el grado de destrucción producido por la inundación.

Curvas calado-daños

Cuando ya se conoce el valor económico de las consecuencias directas si se produjera una destrucción total de todos los usos del suelo, el siguiente paso es la estimación del grado de destrucción debido a la inundación. Para ello, la mayoría de las metodologías utilizan curvas calado-daños que relacionan la profundidad de la inundación con el grado de destrucción alcanzado. Se utiliza la profundidad porque es el rasgo de la inundación que mejor define las consecuencias que ésta produce, aunque hay otras características como el tiempo de aviso y la duración de la inundación que también pueden influir en las consecuencias.

El PATRICOVA propone una curva calado-daños para todos los usos (figura 9.7). Como se puede observar, esta curva tiene una clara forma en S, que corresponde a la evolución normal de las consecuencias de la inundación. Hay un calado sobre los 0.8 metros a partir del cual las consecuencias de la inundación se disparan hasta llegar a un calado de 1.2 metros, a partir del cual las consecuencias crecen más lentamente. A partir de 2 metros se produce una estabilización de

los daños, aumentando muy poco a poco, por lo que a partir de este valor se pueden tomar los daños constantes o suponer un aumento muy leve.

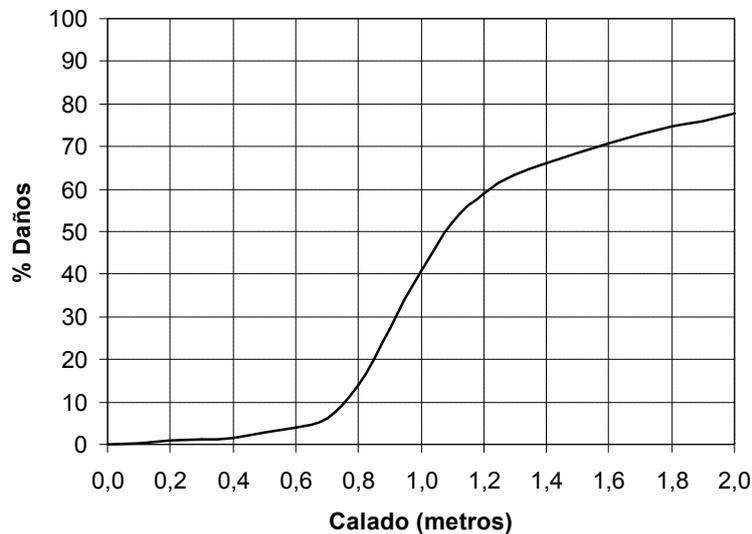


Figura 9.7: Curva calado-daños para un uso genérico [45].

Para un mayor grado de detalle se pueden emplear curvas calado-daños distintas para cada uno de los usos del suelo, ya que por ejemplo, los daños en los cultivos tienen una distribución diferente a los daños en las viviendas. Para ello, estas curvas han sido obtenidas para los usos del suelo más importantes en diferentes zonas donde los daños de inundaciones han sido estudiados en mayor detalle. Por ejemplo en la figura 9.8 aparecen las curvas obtenidas para la costa alemana para siete diferentes usos. A partir de estas curvas se podría medir el daño en las edificaciones de las zonas urbanas, en la industria, en la agricultura, en la ganadería, en las infraestructuras viarias y también en los vehículos que se encuentren dentro de la zona inundada. En general, estas curvas tienen forma de S, aunque no siempre tiene por qué ser así.

Estas curvas detalladas no han sido obtenidas de forma genérica para el caso español, aunque pueden ser estimadas de forma sencilla según las características de los usos del suelo en la zona. En la agricultura, por ejemplo, se pueden obtener conociendo las características de los cultivos predominantes, ya que por ejemplo los cultivos arboreos resisten mejor la inundación que los herbáceos. En la ganadería, dependen del sector ganadero, aunque los daños son prácticamente del 100% con profundidades mayores a 2 metros, como se muestra en la figura 9.8. Respecto a la industria, depende de las características de la industria local, su maquinaria y sus edificaciones. Una descripción de las afecciones detallada permite definir correctamente estas curvas para cada uso.

Respecto a las viviendas, el grado de destrucción depende enormemente del tipo analizado, pues para un mismo calado no será el mismo el grado de destrucción en una casa que en un edificio. Algunos autores [109] proponen el cálculo de diferentes curvas calado-daños según el tipo de viviendas, ya que aspectos como el número de pisos o los materiales de construcción serán fundamentales para

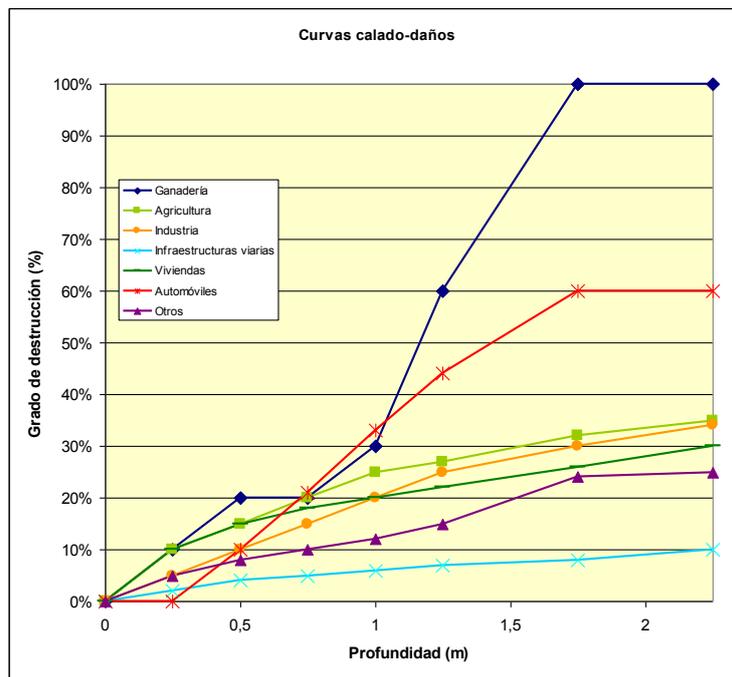


Figura 9.8: Curvas calado-daños para diferentes usos del suelo en Alemania [52].

estimar el grado de destrucción. También se puede suponer que los mayores daños se dan a medida que los respectivos pisos quedan inundados, produciéndose un rápido incremento del grado de destrucción. Por ejemplo, el primer piso se inunda sobre los 0.8 metros, cuando empieza a aumentar la curva calado-daños de la figura 9.7. Además, el grado de destrucción depende de los materiales de construcción, siempre es mayor en edificios de madera que en edificios de hormigón.

Las curvas en zonas urbanas también pueden ser mejoradas a través de encuestas a la población para que definan las características de sus viviendas y los efectos de anteriores inundaciones. McBean et al. [109] han desarrollado una metodología para obtener estas curvas directamente a través de los datos proporcionados por las encuestas.

Si se quiere conseguir una mayor exactitud en los resultados estas curvas pueden ser calibradas con los datos de grados de destrucción alcanzados por inundaciones pasadas, obteniendo de esta forma un mayor ajuste a la realidad de los resultados obtenidos.

Por otro lado, para definir estas curvas pueden influir otras características de la inundación. Según McBean et al. [108], pueden también depender de:

Tiempo de aviso: Con tiempo suficiente, los habitantes tienen la posibilidad de organizar sus pertenencias trasladándolas a lugares más altos o retirarlas de las zonas afectadas. En general, el tiempo de aviso es definido como el tiempo transcurrido entre el momento que la población conoce que va

a llegar una inundación (muchas veces supuesto como el momento en el que la presa rompe) y el momento en que la onda de inundación alcanza a la primera persona de la población en riesgo.

Duración de la inundación: Pues los daños se ven aumentados por el deterioro producido por el agua.

Velocidad del agua: la dinámica del movimiento del agua puede causar fallos a las estructuras si la combinación de la velocidad y la profundidad hacen que se superen las cargas que pueden soportar [148].

Finalmente, para la aplicación de las curvas calado-daños es importante tener en cuenta que es posible que se produzca un cambio en el estilo de vida de los habitantes de la zona de estudio en el período de tiempo transcurrido desde la realización de las curvas a su uso [108, 109]. Por ello, las curvas deben revisarse cada vez que se apliquen, comprobando que se siguen ajustando a las características del área afectada.

Resultados

Las consecuencias directas de la inundación son obtenidas multiplicando el valor del uso del suelo por el grado de destrucción alcanzado, obtenido a partir de las curvas calado-daños.

Este método puede ser implementado utilizando mapas digitales de usos del suelo y de las consecuencias de inundación, utilizando para ello programas de sistemas de información geográfica (SIG), que facilitan los cálculos y obtienen resultados más exactos. Estos programas asocian, a cada uso del suelo una curva calado-daños y un precio del uso del suelo. Al comparar el mapa de calados producidos por la inundación con el de usos del suelo y con las curvas calado-daños se obtienen los costes de inundación, como se observa en la Figura 8.11. Algunos casos en los que este método ha sido utilizado con programas GIS son el estudio de las consecuencias de inundación en el río Ichinomiya (Japón) [49], en China [133] y en Shih-Jr (Taiwan) [156].

Un ejemplo del cálculo de las consecuencias mediante sistemas SIG es el software HAZUS-HM [61] desarrollado por FEMA, que calcula las consecuencias a partir de 700 curvas calado-daño según el uso del suelo. Además permite diferentes niveles de análisis [165].

9.4.2. Estimación del coste de reconstrucción de la presa

En el caso del fallo de una presa, los costes de reconstrucción deben ser estimados, ya que es una de sus consecuencias económicas más importantes, especialmente cuando el resto de daños materiales no son muy altos. El coste de reconstrucción de la presa se suele clasificar como un coste directo aunque no es producido directamente por la onda de inundación, pero sí que es provocado por la acción (sobrevuerto, sismo...) que provoca el agua.

Este coste es tangible, ya que puede ser expresado en términos económicos. Los costes de reconstrucción deben ser separados del resto de consecuencias

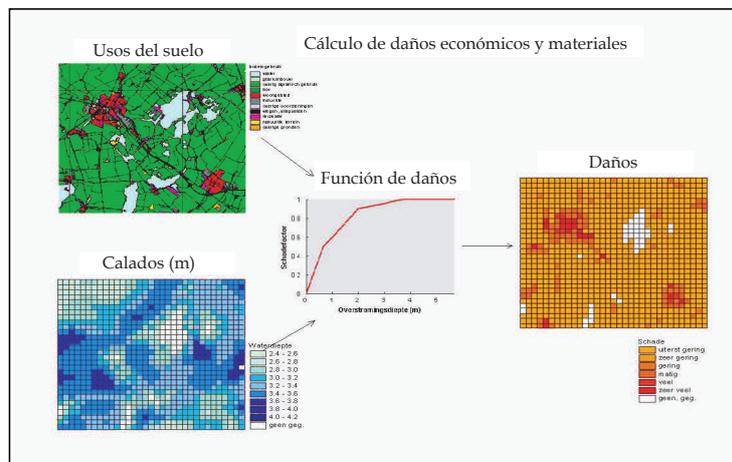


Figura 9.9: Componentes básicos de cualquier modelo para la estimación de daños económicos con empleo de sistemas de información geográfica (SIG) [76].

tangibles directas estimadas en el apartado 9.4.1, debido a que es importante conocer su valor independientemente del resto de costes económicos pues sólo se aplican cuando se produzca la rotura de la presa (no son aplicables para calcular los costes sin rotura de presa y la curva caudal-consecuencias a ellos asociada).

Las investigaciones presentadas para estimar este tipo de costes están muy poco desarrolladas, ya que en general se suelen estimar a partir del proyecto original de la presa o de proyectos similares. Además, en ocasiones no se incluyen, especialmente cuando la inundación afecta a grandes áreas de población y la magnitud de los costes de reconstrucción respecto al resto de las consecuencias económicas causadas es muy baja.

Una de las metodologías desarrolladas para la estimación de estos costes es la que propone Ekstrand [51] para una primera aproximación. Consiste en una interpolación lineal del coste de reconstrucción en función del volumen del embalse. Esta interpolación presenta un R^2 de 0.47 y se muestra en la siguiente ecuación:

$$CR = 17,606 + 0,13965 \cdot KAF$$

donde CR es el coste de reconstrucción en millones de dólares (año 2000) y KAF es el volumen del embalse en miles de acres-pie.

Esta interpolación está obtenida a partir de los datos de varias presas en EEUU, por lo que es difícil su transposición al caso español. Además, el propio autor solo recomienda su utilización en el caso de que no se disponga ningún dato sobre los costes originales de la construcción de la presa.

En general, Ekstrand [51] recomienda la transposición del presupuesto total de construcción original de la presa a términos económicos actuales, usando para ello indicadores económicos como el IPC u otros índices económicos similares referentes al sector de la construcción, como los recomendados por el USBR [161], que muestra los índices de variación de precios en los proyectos de presas

desde 1977 hasta la actualidad en EEUU. En presas antiguas, los errores que pueden alcanzarse con esta solución pueden ser muy altos, ya que el nivel de vida y las condiciones constructivas pueden haber cambiado enormemente.

La recomendación para estimar los costes de reconstrucción en presas antiguas es estimar los costes de construcción de una nueva presa de características similares, utilizando para ello el juicio ingenieril y los presupuestos de otras presas similares construidas recientemente. Los resultados obtenidos se pueden comparar con la ecuación propuesta por Ekstrand.

Además, para todos los casos, el resultado debe ser ajustado según otros factores como la instalación de estaciones eléctricas, la necesidad de construcciones adicionales y otros aspectos adicionales independientes de la construcción general de la presa.

9.4.3. Estimación de daños indirectos generales

Los daños indirectos comprenden las consecuencias económicas de la inundación que no son producidas directamente por la onda de inundación. Es decir, efectos que la inundación tiene sobre la zona, más allá del efecto del agua. Algunos ejemplos claros de este tipo de efectos son las consecuencias por la parada de la actividad económica en la zona y los costes de alojamiento para los habitantes cuyas viviendas sean afectadas.

La estimación de los daños indirectos es muy complicada, ya que intervienen numerosos factores y los procesos que se dan son más complejos. Especialmente es importante el factor tiempo, ya que a diferencia de las consecuencias directas, los daños indirectos aparecerían dilatados en el tiempo. En este apartado se presenta una metodología para realizar una aproximación general a la disrupción económica que provocaría una inundación en la zona sin hacer un estudio detallado por sectores económicos o causas.

En general, es evidente que si la actividad económica para temporalmente en una determinada zona se produciría una pérdida en la producción y una disminución en la oferta a los consumidores. Además, también pueden producirse otras consecuencias económicas importantes por la parada en la producción y que pueden ser enormemente severas para determinados sectores económicos que estén conectados con productos intermedios, comercio, servicios como electricidad y telecomunicaciones y relaciones entre compañías [112]. Estas consecuencias serían especialmente graves si se afecta a los procesos de producción de bienes de exportación o si los sectores económicos afectados por la inundación están altamente especializados o concentrados, ya que en este caso no hay posibilidades de cambio a otros productores nacionales.

Por otra parte, dentro de estas consecuencias también se incluyen otros costes no relacionados con la actividad económica como el coste del alojamiento para los habitantes cuyas viviendas sean afectadas o los costes de salvamento y de estructuras de protección.

En primera instancia, los costes indirectos se pueden estimar como un porcentaje fijo de los costes directos. Los valores de este porcentaje varían ampliamente

según los autores y la zona en la que se aplican. James et al. [90] recomiendan tomar los daños indirectos como un 15 % de los daños directos en zonas urbanas y como un 10 % en zonas agrícolas. En cambio, el Ministerio de Construcción de Japón [119] consideró las pérdidas en actividades económicas como un 6 % de los costes directos totales.

En España, se pueden aplicar las recomendaciones del Plan de Acción Territorial sobre prevención del Riesgo de Inundación de la Comunidad Valenciana (PATRICOVA) [45], que consiste en obtener los costes indirectos aplicando un porcentaje a los costes directos que puede variar entre un 0 y un 55 %, dependiendo de la importancia relativa de los costes indirectos respecto a los costes directos.

Hay algunos casos en los que aplicar un porcentaje fijo respecto a los costes directos puede producir errores muy importantes porque la magnitud de los costes indirectos es mucho mayor que la de los costes directos. Por ejemplo, en un aeropuerto, los costes directos de la inundación de la pista de aterrizaje serían mucho menores que los costes indirectos por la paralización del tráfico aéreo. En este tipo de casos se recomienda un estudio más detallado de los daños indirectos que se producirían, estudiando lo ocurrido en casos similares para determinarlos.

Para estudios de nivel detallado, se están desarrollando algunas metodologías para estimar los costes indirectos de una inundación utilizando métodos analíticos. Un método existente es la aplicación de un modelo de “Input-Output” [165], que asumiendo los precios constantes estudia como varían los flujos económicos tras la inundación, lo que permite analizar sus consecuencias en el sistema económico. Un ejemplo es el estudio desarrollado por Bockarjova et al. [20] en Holanda.

Otro posible método es la utilización de un análisis de Equilibrio General [165], que es más complejo, pero tiene en cuenta las variaciones en los precios. En general, se supone que en cada sector se intenta realizar las modificaciones necesarias para alcanzar un nuevo equilibrio económico, por lo que se analizan las respuestas del mercado ante la inundación.

9.4.4. Estimación de daños debido a la inexistencia de la presa

Este tipo de costes indirectos se exponen de forma independiente debido a su importancia y a la dificultad para incluirlos dentro de los análisis de costes indirectos generales. Los costes indirectos debidos a la inexistencia de la presa hacen referencia a las pérdidas económicas que supondrá el no poder gestionar un importante volumen de agua debido a la rotura de la presa. Según Ekstrand [51], las pérdidas que la rotura de la presa provoca sobre el uso de los recursos hídricos son:

- Pérdida de beneficios agrícolas: como el agua no puede ser almacenada, no puede ser utilizada para regadío, lo que hace que muchos cultivos no puedan producirse, lo que conlleva pérdidas económicas.

- Pérdida de agua para abastecimiento: La no disponibilidad de agua puede producir una falta de producción industrial y costes económicos de las medidas necesarias para poder suplir el abastecimiento humano.
- Pérdida de uso recreacional: la pérdida del agua embalsada provoca la imposibilidad de realizar actividades recreacionales en el embalse, lo que puede provocar importantes pérdidas económicas según el número de visitantes habituales y las instalaciones disponibles.
- Pérdida de los beneficios de control de inundaciones: la disponibilidad del embalse permite la laminación de las avenidas y la disminución de las consecuencias de las inundaciones aguas abajo, por lo tanto, su destrucción puede provocar daños por inundación más adelante.
- Pérdida de producción eléctrica: si la presa dispone de una central hidroeléctrica, su destrucción provoca la pérdida de una importante producción eléctrica, que debe ser estimada, sobretodo el caso de presas con una gran producción.

Estas consecuencias sólo se producen en el caso de rotura de la presa, por lo que no deben incluirse para calcular la curva de consecuencias en el caso de no rotura. A continuación, se analizan estas consecuencias individualmente.

Daños sobre el sistema de recursos hídricos

Estos daños incluyen las consecuencias económicas sobre el sistema de recursos hídricos provocados por la insatisfacción de demandas debido a la inexistencia de la presa, es decir, las pérdidas de beneficios agrícolas y la pérdida de agua para abastecimiento. En general, estos daños son los más importantes de todos los daños provocados por la inexistencia de la presa, especialmente en zonas semi-áridas, donde la disponibilidad de agua es vital para el desarrollo humano.

Una aproximación a este resultado puede hacerse utilizando un precio ficticio de demanda del agua [165], que muestre el precio que los usuarios de cada uso del agua estarían dispuestos a pagar para disponer de agua en correctas condiciones. Este precio se multiplica por el volumen de agua medio suministrado anualmente para este uso del agua del embalse. Sumando las pérdidas para cada uso se obtienen las pérdidas anuales, que se deben multiplicar por el tiempo previsto de reconstrucción de la presa.

La metodología más completa hasta la fecha es la propuesta por Triana [159]. Esta metodología permite obtener las consecuencias sobre los usos consuntivos del agua, es decir, sobre el uso urbano, industrial y agrícola mediante la simulación del sistema de recursos hídricos. La base conceptual de la metodología consiste en que el perjuicio económico de la insatisfacción de demandas debido al fallo o rotura de presa se define como la diferencia entre el beneficio económico percibido por cada uno de los usuarios del sistema debido al aprovechamiento del recurso sin el fallo o rotura de presa y dicho beneficio tras el fallo o rotura. La estructura de esta metodología se muestra en la figura 9.10 y consta de 5 etapas.

1. La primera etapa es la modelización del sistema de aprovechamiento de recursos hídricos, que debe reflejar los componentes significativos para la gestión (una descripción de cómo hacerlo se encuentra en la bibliografía [152]). Este modelo consiste en el cálculo secuencial de las asignaciones de agua según un paso de tiempo que normalmente es mensual, utilizando para ello una formulación consistente en el cálculo del balance de masas teniendo en cuenta las limitaciones naturales al flujo del agua y las reglas de manejo de las infraestructuras. En definitiva, se simula el reparto del agua entre las demandas según las prioridades existentes y el almacenamiento en embalses en función de los recursos hídricos disponibles.
2. Cuando se dispone de un modelo para el sistema de recursos hídricos, se pasa a evaluar la asignación de demandas en el sistema con la presa funcionando correctamente (Caso Base). Para ello, en primer lugar se crea un modelo estocástico de las aportaciones de recursos naturales y a partir de él se generan múltiples aportaciones sintéticas que servirán de base para la modelización. Utilizando esta serie de aportaciones se simula el comportamiento del sistema de recursos hídricos en el Caso Base, obteniendo el grado de satisfacción para todas las demandas urbanas, agrícolas e industriales introducidas en el sistema.
3. De igual forma, la misma serie de aportaciones sintéticas utilizadas en el paso anterior se utiliza para simular el comportamiento del sistema en el Caso Modificado (sin el embalse), con lo que se obtiene el grado de satisfacción de cada una de las demandas cuando la presa rompe.
4. Para poder comparar en términos económicos la diferencia de satisfacción de la demanda de agua entre los dos casos es necesario realizar una caracterización económica del agua. El agua posee valor económico solo cuando su suministro es escaso en relación con la demanda y su valor económico es el que un usuario público o privado está dispuesto a pagar por el uso del agua. Para estimar esta disponibilidad de pago según el volumen de agua disponible en cada momento, se debe construir una curva de demanda que represente el comportamiento económico del usuario, lo que permite la caracterización económica.
5. Por último, conociendo la asignación del recurso a cada usuario del sistema en el Caso Base y conociendo sus curvas de demanda, se obtiene el beneficio neto producido por el aprovechamiento del recurso en cada una de las demandas en el Caso Base para el periodo analizado. Este beneficio neto para cada uso del agua se obtendrá como el área bajo la curva, es decir, como la integral de la curva de demanda de este uso comprendida entre 0 y el valor de la asignación de agua en el Caso Base. La suma de los beneficios económicos netos percibidos por el aprovechamiento del recurso en cada demanda que haya sido caracterizada económicamente, será el beneficio económico neto total del sistema. Para el Caso Modificado se sigue el mismo proceso, obteniendo también el beneficio económico neto total para cada una de las simulaciones. Al restar ambos valores en cada una de las simulaciones se obtiene el perjuicio económico que la rotura de presa representa para el sistema. Al disponer de múltiples simulaciones, se puede obtener una distribución estadística de estos perjuicios, es decir, de las consecuencias sobre el sistema de recursos hídricos.

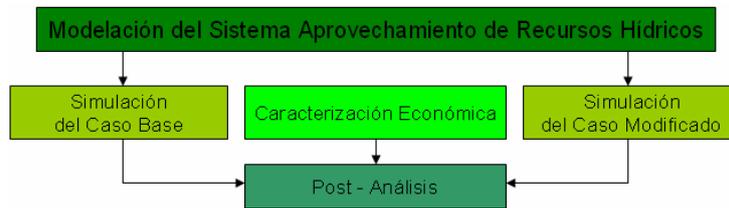


Figura 9.10: Metodología de análisis propuesta por Triana Moreno [159].

Otros daños debidos a la inexistencia de la presa

Además de los daños sobre el sistema de recursos hídricos, la inexistencia de la presa acarrea otros daños

Pérdida de uso recreacional. En general, la metodología para estimar este tipo de consecuencias consiste en estimar el valor que una persona media está dispuesta a pagar para realizar estas actividades [165]. Este valor es multiplicado por el número de visitantes medio que realiza cada una de las actividades en el tiempo de reconstrucción de la presa, obteniendo las consecuencias totales. Este método puede aplicarse para un elevado nivel de detalle en caso de que se quieran analizar profundamente estas consecuencias.

Pérdida de los beneficios de control de inundaciones. Una primera aproximación a estas consecuencias sería la utilización de las consecuencias económicas medias anuales que se producían en el cauce aguas abajo debido a las inundaciones antes de existir la presa. Estas consecuencias anuales deben ser multiplicadas por el tiempo de reconstrucción de la presa y pasadas a valor presente mediante índices como el IPC. En caso de querer realizar un análisis más detallado, es posible realizar nuevas modelizaciones hidráulicas suponiendo la inexistencia de la presa, y calculando las consecuencias económicas en los casos estudiados.

Pérdida de producción eléctrica. Con el precio por unidad de producción eléctrica, se puede estimar la pérdida total de producción con la energía media generada anualmente y en el período de reconstrucción.

9.5. Estimación de otros daños

9.5.1. Estimación de daños medioambientales

Los daños medioambientales pueden ser uno de los daños más importantes de una inundación, especialmente en zonas con alto valor ecológico. Estos daños se clasifican generalmente dentro de los daños directos de la inundación, pero también puede haber algunos daños medioambientales indirectos, aunque serán de menor magnitud. Además, se clasifican como intangibles debido a la dificultad de poder ser valorados económicamente.

El análisis del impacto ambiental es relativamente moderno, pues ha surgido debido a la creciente preocupación de la sociedad por la ecología y la protección de los recursos naturales, debido a la alta degradación medioambiental que ha sufrido el planeta, especialmente en los países más desarrollados. Esta creciente preocupación medioambiental debe ser incorporada a los estudios de consecuencias de inundaciones, siendo evaluadas como una fase más dentro del análisis de riesgos.

El estudio del impacto de las avenidas sobre el medio ambiente es relativamente novedoso, habiéndose realizado hasta la fecha una cantidad limitada de investigaciones sobre el tema. Los mayores esfuerzos hasta el momento se han dirigido a la investigación de los fenómenos hidráulicos e hidrodinámicos y de transporte de sedimentos asociados con la ocurrencia de avenidas.

Actualmente, no existe una metodología sencilla y general que permita estimar estas consecuencias [48]. A pesar de ello, los daños medioambientales deben ser incluidos en el análisis de riesgos y los procesos de decisión asociados debido a su gran importancia social [168]. De hecho, en la Directiva Europea 2007/60/EC para el Cálculo y la Gestión de los Riesgos de Inundación, se especifica que los riesgos medioambientales también deben ser incluidos en el análisis. Por lo tanto, en este apartado se desarrolla una metodología general para poder analizar estos costes.

El primer paso del análisis es la correcta identificación de los impactos medioambientales que pueden producirse, analizando no solo los impactos más claros y directos, sino también otros fenómenos como la contaminación de suelos o las afecciones a paisajes singulares.

El segundo paso es la valoración de estos impactos. En general, conociendo la inexistencia de modelos que permitan estimar las consecuencias medioambientales, la metodología para tenerlos en cuenta en el análisis de riesgos y en las toma de decisiones consiste en una descripción cualitativa de los posibles efectos que puede tener la inundación en el medio ambiente, teniendo en cuenta el valor ecológico de las áreas inundadas, las posibles fuentes de contaminantes y los procesos de dispersión de estos contaminantes. De esta forma, se debe obtener un inventario de consecuencias medioambientales descritas de forma cualitativa para cada posible inundación.

En resumen, a día de hoy no es práctico integrar numéricamente los daños medioambientales dentro del modelo de riesgo cuantitativo, pero sí es posible estudiar de forma cualitativa los impactos medioambientales que se producirán para los distintos eventos que se dan en un análisis de riesgo.

9.5.2. Estimación de daños al patrimonio histórico-cultural

Otro de los daños importantes que puede producir la rotura de una presa son los daños al Patrimonio Histórico-Cultural, que pueden ser especialmente importantes en zonas con patrimonio de especial valor y singularidad.

Para estimar estas consecuencias se seguirá una metodología muy similar a la recomendada para los daños medioambientales. La primera etapa consiste en

la identificación de los elementos con alto valor histórico-cultural que puedan verse afectados por la inundación, prestando especial atención a los elementos sobre los que haya una figura especial de protección como bien de interés cultural, patrimonio nacional o patrimonio de la humanidad. Se deben definir las características de estos bienes y realizar una primera valoración de su importancia.

El segundo paso es estimar a partir de las características de la inundación en estos puntos (calado, velocidad el agua y tiempo de inundación) el daño que se produce en estos bienes. Para ello, es importante contar con el asesoramiento de expertos que puedan realizar una valoración cualitativa de estos daños, que debe ser tomada en cuenta en la toma de decisiones, aunque no sea introducida numéricamente en el análisis de riesgos.

Si se quiere realizar un análisis detallado de estas consecuencias, se podría, como se ha explicado para los daños medioambientales, realizar una valoración económica, obteniendo de esta forma una valoración cuantitativa. Para ello, se pueden estudiar los costes de rehabilitación de los elementos dañados con la ayuda de expertos o realizar una valoración económica de la utilidad de estos bienes con alto valor histórico-cultural para la sociedad.

9.5.3. Estimación de daños sociales

Una rotura de presa catastrófica provoca un importante trastorno social en la zona, debido a sus grandes consecuencias, que debe ser tenido en cuenta en los procesos de decisión en la medida de lo posible, a pesar de ser difícilmente cuantificable. Según ANCOLD [15], los principales daños sociales indirectos son:

- Aflicción y pérdida sufrida por los familiares y amigos de las víctimas de la inundación.
- Consecuencias psicológicas sobre los habitantes que han sufrido situaciones traumáticas, especialmente los servicios de emergencia.
- Impacto de múltiples muertes sobre la psicología social de la comunidad.
- Estrés social para conseguir nuevas viviendas e ingresos.
- Sentimiento de pérdida para los dueños de tierras y viviendas destruidas.
- Sentimiento de pérdida social por las consecuencias sobre el patrimonio histórico-cultural.
- Sentimiento de pérdida social por las consecuencias medioambientales.
- Pérdida de reputación de los proyectistas de la presa.
- Miedo a un proceso judicial de los ingenieros y organismos responsables de la presa.
- Pérdida de reputación de las partes involucradas en la gestión del agua, especialmente del gobierno.

- Pérdida de reputación y credibilidad de la empresa u organismo propietario o gestor de la presa.

Estas consecuencias deben ser incluidas dentro de los procesos de decisión [168], especialmente cuando la inundación afecte a zonas urbanas. Aunque su cuantificación es muy complicada para poder ser incluidas numéricamente en el análisis de riesgos.

La forma más práctica de analizar las consecuencias sociales es la utilización de tablas cualitativas, donde estas consecuencias se deben definir como bajas, medias o altas según su importancia, en función también de la población expuesta a la inundación [12].

Además, también es importante hacer hincapié en la persistencia de estas consecuencias, ya que algunas pueden prolongarse en el tiempo, lo que aumenta su importancia.

9.6. Obtención de curvas de consecuencias

El objetivo final de la evaluación de consecuencias es la obtención de curvas que relacionen el hidrograma de salida de la presa con las consecuencias producidas, de forma que se puedan obtener los riesgos. Estas consecuencias pueden estar expresadas en términos monetarios, pérdida de vidas, daños medioambientales, etc.

Para asociar consecuencias a cada hidrograma se suele utilizar el caudal máximo desaguado para caracterizar la inundación, ya que los daños provocados dependerán enormemente de este valor. De esta forma, cada caudal máximo estará relacionado con un valor de las consecuencias, obteniendo así las curvas caudal-consecuencias.

Con el fin de obtener estas curvas se deben estudiar diferentes inundaciones, con diferentes caudales máximos, de forma que se obtengan las consecuencias para cada inundación obteniendo puntos de la curva que se quiere calcular. El número de puntos que tenga la curva corresponde con el número de inundaciones que se estudien. Cuantos más puntos se estudien, mejor definida quedará la curva y más exactos serán los resultados de riesgos obtenidos, por lo que depende del grado de detalle con el que quiera realizarse el análisis de riesgos. En general, se recomienda utilizar al menos 4 ó 5 puntos, ya que si no la forma de la curva podría no quedar correctamente definida.

En ocasiones estas curvas muestran una forma en S, como en el ejemplo de la figura 9.11. Esto es debido a la influencia de las curvas calado-daños y severidad-calados empleadas, que suelen seguir esta forma. A pesar de esto, la forma puede variar, ya que también depende de las características de la inundación. Por ejemplo, la curva de consecuencias puede aumentar casi verticalmente si a partir de un cierto caudal se sobrepasa un dique que se encuentra protegiendo a una población que se halle por debajo del nivel del agua de la inundación, ya que a partir de este caudal toda la población quedaría completamente inundada. Es importante estudiar la forma de la curva estudiada y comprobar que los cambios en su forma corresponden con lo que ocurre en la inundación.

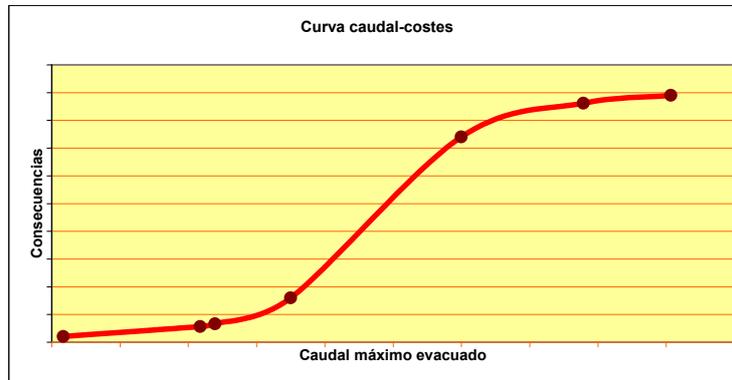


Figura 9.11: Forma típica de una curva caudal-consecuencias.

En general, las consecuencias se caracterizan por dos curvas, una que relacione el caudal con las consecuencias económicas y otra con la pérdida de vidas. Para la curva caudal-consecuencias económicas, los puntos se obtienen al sumar las consecuencias económicas directas, las indirectas, los daños debidos a la inexistencia de la presa y el coste de reconstrucción de la presa. En el caso de la curva caudal-pérdida de vidas, los puntos se obtienen de forma directa con la metodología de estimación de la pérdida de vidas.

Además, en el Archivo Técnico de la Presa, por ejemplo en el Plan de Emergencia, pueden aparecer algunos datos que permitan obtener puntos de la curva directamente, sin cálculos. Por ejemplo, si aparece un caudal a partir del cual se empiezan a producir consecuencias considerables, este punto puede ser tomado como el de inicio de la curva.

En general, para el análisis de riesgos son necesarias las consecuencias incrementales, es decir, la diferencia entre las consecuencias si falla la presa o si no. En general, aguas abajo, para un mismo caudal máximo, el fallo o no de la presa puede variar significativamente las consecuencias, porque la forma de los hidrogramas de salida obtenidos varía significativamente. Normalmente, en los hidrogramas de salida de rotura, el pico del caudal máximo es mucho más pronunciado que el que se produce para el caudal laminado. Por este motivo, iguales caudales máximos pueden producir consecuencias muy diferentes entre los dos casos, por lo que sería necesario obtener dos curvas caudal-consecuencias diferentes, para fallo y para no fallo. Además, suele haber poco solape entre las dos curvas, porque el rango de caudales pico laminados suele ser bastante menor que el rango de caudales pico de rotura. En todo caso, cuando se utilice una misma curva caudal-consecuencias para ambos casos, al diseñar los hidrogramas de salida de la presa es recomendable elegir también hidrogramas que correspondan al no fallo de la presa para que la curva caudal-consecuencias esté correctamente diseñada en este rango de caudales.

Al mismo tiempo, hay dos costes que solo deben ser considerados en el caso de rotura de la presa: los costes de reconstrucción y las consecuencias provocadas por la inexistencia de la presa, ya que estas consecuencias no se producen si la presa no rompe.

También deben desarrollarse varias curvas en algunos casos en los que cambian las condiciones iniciales en las que se produce la rotura y que pueden afectar a las consecuencias. Algunos ejemplos en los que pueden cambiar las condiciones iniciales son:

Día o noche: el momento del día en el que se produce el fallo de la presa puede influir significativamente en las consecuencias, especialmente a la pérdida de vidas por la diferencia en la distribución de la población y en los tiempos de aviso. Por ello, deben calcularse al menos dos curvas caudal-pérdida de vidas, una para día y otra para la noche, ya que se obtienen pérdidas de vidas diferentes.

Día de la semana: La distinción entre día laborable o fin de semana puede variar de forma significativa la distribución de la población. Esto es debido a que la mayoría de los lugares de trabajo se encuentran vacíos durante los fines de semana. Por otro lado, hay otras zonas como parques o lugares recreativos cercanos al río, que pueden verse afectados de forma muy importante por la inundación y donde hay mucha más población durante los fines de semana. Por ello, en un análisis detallado deben calcularse dos curvas distintas caudal-pérdida de vidas, según el momento de la semana.

Estación del año: la estación del año influye principalmente en zonas donde haya una gran variación poblacional durante el año, por ejemplo en las ciudades turísticas, lo que provoca que la pérdida de vidas sea diferente según la estación considerada. Por ello, en estos casos también deben desarrollarse varias curvas caudal-pérdida de vidas en función de la estación.

Modo de fallo: en algunas ocasiones es necesario desarrollar una curva caudal-consecuencias diferente según el modo de fallo de la presa, ya que puede influir en la forma de los hidrogramas de rotura. Por este motivo, valores similares de caudales máximos pueden producir consecuencias diferentes para distintos modos de fallo. Por ello, cuando se quiera realizar un análisis más detallado o cuando se tengan modos de fallo muy dispares es necesario la obtención de varias curvas caudal-consecuencias. Además, el modo de fallo también puede influir en la pérdida de vidas a través del tiempo de aviso.

En resumen, la utilización de curvas caudal-consecuencias es una herramienta práctica que permite la introducción de forma sencilla de las consecuencias dentro del análisis de riesgo, constituyendo una parte fundamental. No obstante, las consecuencias que no pueden ser introducidas en estas curvas, como las consecuencias medioambientales o los daños sociales, también deben ser tenidas en cuenta en la toma de decisiones.

Capítulo 10

Evaluación del riesgo

10.1. Exposición de conceptos

La Evaluación de Riesgo es el proceso por el cual se evalúa la importancia del riesgo asociado a la rotura de una presa. La fase de evaluación de riesgo es el punto en el que los juicios y valores se introducen en el proceso de decisión (implícita o explícitamente) al incluir la consideración de la importancia de los riesgos estimados [44].

Para servir como base a la evaluación de riesgo, el HSE (*Health & Safety Executive*) [82] estableció los conceptos de riesgo inaceptable, tolerable y ampliamente aceptable, conceptos en los que se basan en gran medida la mayoría de los criterios de tolerabilidad internacionales.

- Un riesgo inaceptable (del inglés *unacceptable risk*) es aquel que la sociedad no puede aceptar, independientemente de los beneficios que pueda reportar.
- Riesgo tolerable (del inglés *tolerable risk*) es aquel con el que la sociedad está dispuesta a convivir obteniendo a cambio ciertos beneficios como contrapartida. Es un riesgo que no se considera despreciable y que por lo tanto no se puede ignorar, que es adecuadamente gestionado y vigilado por el propietario y que es reducido si ello es factible.
- Riesgo ampliamente aceptable (del inglés *broadly acceptable risk*) es aquel que en general puede ser considerado como insignificante y adecuadamente controlado. Sin embargo, los riesgos asociados a las presas, debido al gran potencial de consecuencias que suelen tener, no suelen poder ser clasificados en esta categoría.

Los tres conceptos se ilustran en la figura 10.1.

Relacionado con el concepto de riesgo tolerable está el ALARP (del inglés *As Low As Reasonably Practicable*) que en español significa *tan bajo como sea razonablemente práctico*. Significa que para que un riesgo se pueda considerar tolerable,

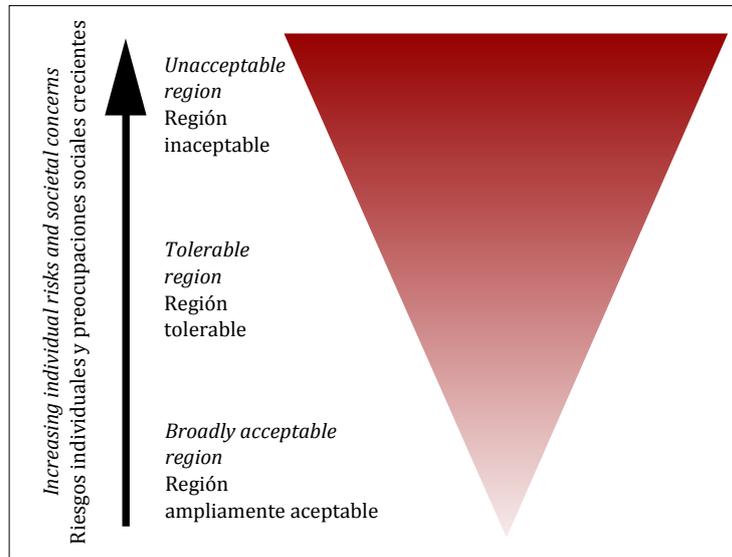


Figura 10.1: Marco de referencia del HSE para la tolerabilidad del riesgo (traducido de [82]).

se deben aplicar aquellas medidas de reducción de riesgo siempre que sus costes no sean desproporcionadamente grandes respecto de los riesgos que reducen.

Otros dos conceptos centrales en la evaluación de riesgo son los de *equidad* y *eficiencia*. Equidad es el derecho que tienen todos los ciudadanos a ser tratados de manera justa, sin discriminación a favor o en contra de ninguno de ellos. En este contexto, esto se traduce en que ningún ciudadano debe estar sometido a riesgos excesivamente altos. El concepto de eficiencia se refiere a la necesidad de emplear los recursos limitados para reducir los riesgos lo más posible. Dicho de otro modo, la equidad está relacionada con el *riesgo individual* mientras que la eficiencia trata de minimizar el *riesgo social* o colectivo.

Sin embargo, de forma inherente, existe un conflicto entre equidad y eficiencia, ya que las medidas más efectivas para reducir el riesgo individual pueden no ser las más eficientes para reducir el riesgo total sobre el conjunto de la población. Existe por lo tanto un compromiso para obtener el equilibrio adecuado en la toma de decisiones entre equidad y eficiencia.

Por último, la figura 10.2 muestra la ubicación de la evaluación de riesgo en el proceso general del análisis de riesgo.

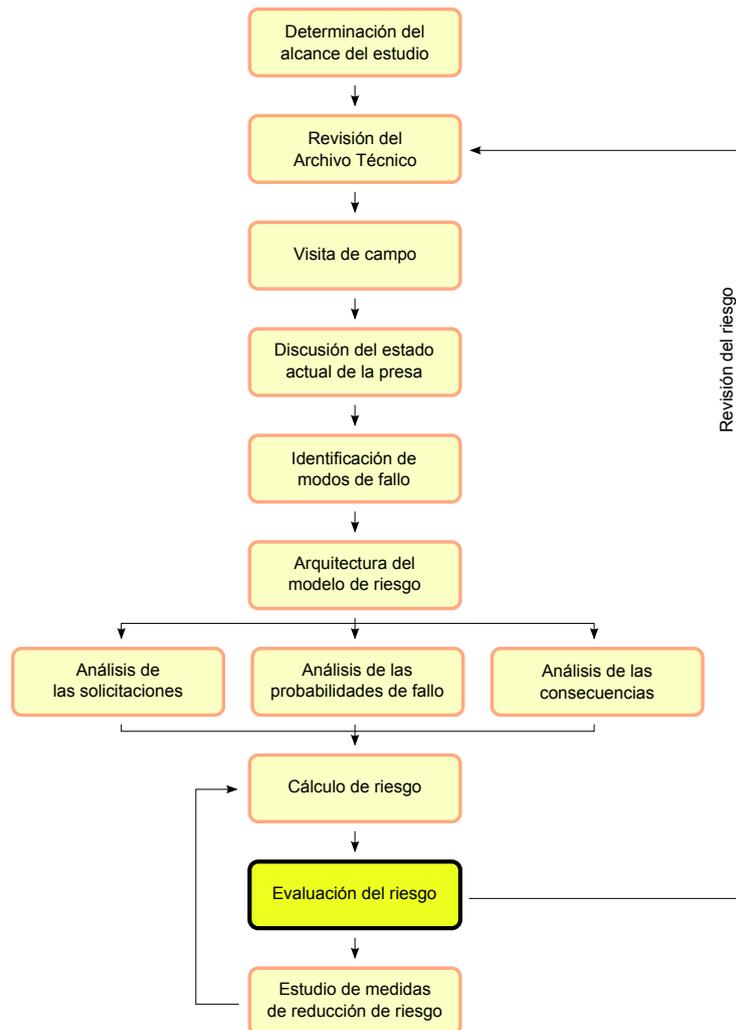


Figura 10.2: Ubicación de la evaluación de riesgo en el proceso general del análisis de riesgo.

10.2. Formas de representar el riesgo

Como ya se ha discutido en el capítulo 1, el riesgo es el conjunto de tres conceptos: qué puede pasar, cómo de probable es que pase y cuáles son sus consecuencias. Además, cuando se analiza una presa existen multitud de eventos y solicitaciones que pueden desencadenar un fallo, por lo que no se tiene una sola triplete de valores sino todo un abanico de tripletes. Debido a toda esta complejidad, existen varias maneras de representar el riesgo. Las más empleadas en el campo de la Evaluación de Riesgo son las siguientes:

- Probabilidad de rotura: normalmente se emplea la probabilidad *anual* de rotura. Aunque no es directamente una medida completa del riesgo, ya que es sólo una parte de la ecuación del riesgo, se emplea en los criterios de tolerabilidad de riesgo por dos razones principalmente. En primer lugar, una rotura de presa, independientemente de las consecuencias económicas o humanas que tenga, supone un daño a la imagen del propietario o responsable de la presa y por lo tanto se debe limitar la probabilidad de que esto suceda. En segundo lugar, es frecuente asociar la probabilidad de rotura al riesgo de una persona hipotética con exposición máxima, de tal manera que limitar la probabilidad de rotura es una manera de limitar el riesgo individual (equidad).
- Valor esperado de las consecuencias: o también riesgo anual. Tiene unidades de consecuencias al año y se obtiene como la integral extendida a todos los posibles eventos de las consecuencias multiplicadas por su probabilidad de ocurrencia. A efectos de tolerabilidad de riesgo lo más habitual es trabajar con las consecuencias humanas (pérdida de vidas), obteniendo así unidades de vidas al año, aunque también se trabaja con el riesgo económico. Limitar el riesgo anual es una manera de limitar el riesgo social.
- Relacionando los dos conceptos anteriores se puede llegar a los gráficos f-N. En ellos se representa en el eje vertical la probabilidad de rotura y en el horizontal las consecuencias. Así, el riesgo sería la dimensión que combina los dos ejes, es decir el riesgo sería menor en la esquina inferior izquierda y crecería en dirección a la esquina superior derecha. Las líneas diagonales en sentido ortogonal al descrito serían líneas de isoriesgo.

Una primera manera de emplear estos gráficos es para representar la probabilidad y consecuencia de todos los posibles eventos (o en términos prácticos, de todas las ramas individuales del árbol de eventos). La figura 10.3 muestra un ejemplo de este tipo de representación, aunque a efectos de evaluación de riesgo, lo habitual no es representar todas las parejas f-N por separado sino agregarlas por modos de fallo, por escenarios de solicitud o por presa. Para representar esta suma, en el eje vertical se toma la suma de todas las probabilidades y en el eje horizontal la media ponderada de las consecuencias, que se puede obtener fácilmente dividiendo el riesgo anual total por la probabilidad anual total. La figura 10.4 muestra un gráfico f-N en el que se muestra el riesgo total para el caso base y para distintas alternativas de reducción de riesgo y se compara con los criterios de tolerabilidad del USBR (ver apartado 10.3).

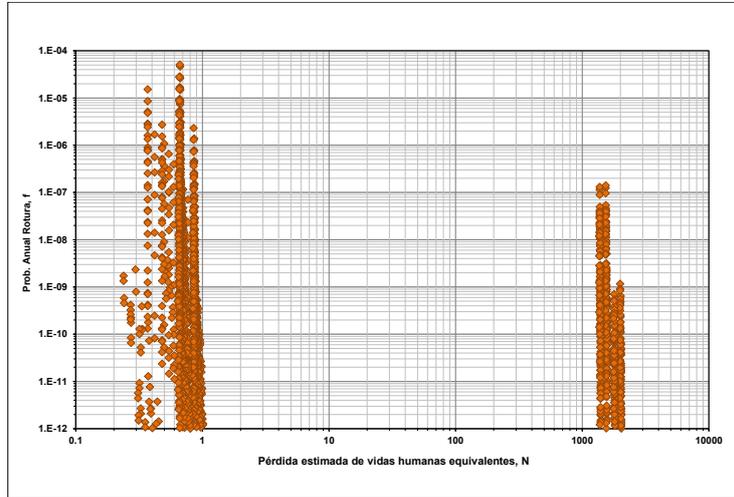


Figura 10.3: Ejemplo de representación de parejas f-N.

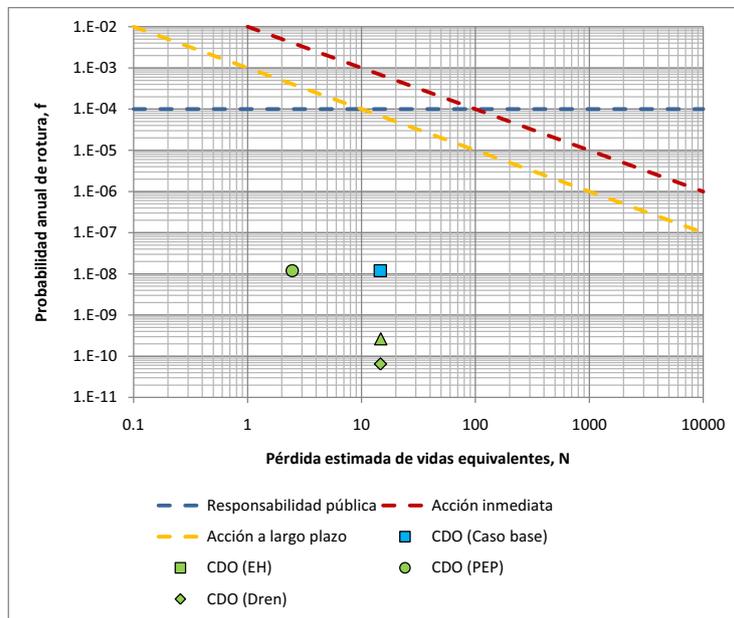


Figura 10.4: Ejemplo de gráfico f-N para la evaluación de tolerabilidad del riesgo.

- Por último, una de las representaciones más extendidas entre los criterios de tolerabilidad de riesgo, son los gráficos F-N, que no son más que la forma acumulada de los gráficos de parejas f-N individuales. De esta forma, en lugar de puntos discretos se tiene una curva, donde el eje horizontal representa las consecuencias y el eje vertical representa la probabilidad de que se superen dichas consecuencias. La figura 10.5 muestra un ejemplo de gráfico F-N. Como se puede ver, el gráfico es monótonamente decreciente, lo cual se deriva del hecho de que se un gráfico de probabilidad de excedencia acumulada.

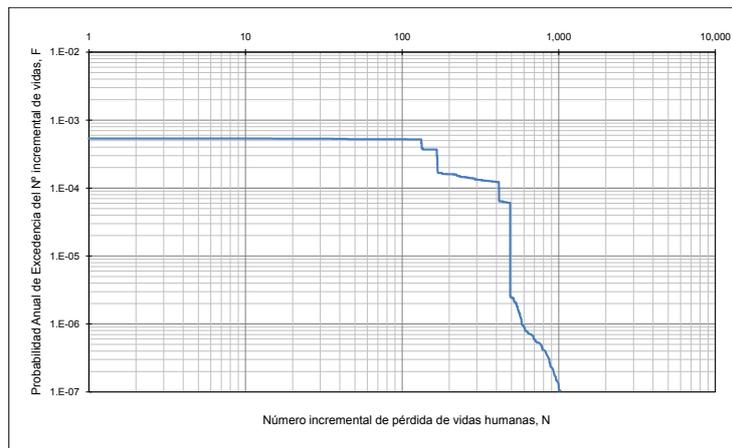


Figura 10.5: Ejemplo de gráfico F-N.

A pesar de su uso extendido, las curvas F-N tienen algunos inconvenientes como que su interpretación es más compleja que los gráficos f-N, sobre todo para gente no acostumbrada a interpretar gráficas F-N¹, o que se ha demostrado que son una forma inconsistente de fijar criterios de tolerabilidad (ver [56] para la demostración).

10.3. Criterios de tolerabilidad internacionales

Aunque no se debe asumir que los criterios de tolerabilidad de una determinada organización sean directamente aplicables a otra, estos criterios pueden ser una referencia útil de manera general. Esto es así para cualquier tipo de criterio, pero más aún en el caso de criterios de tolerabilidad de riesgo, donde se mezclan factores como la protección pública, la imagen del responsable de las presas o valoraciones económicas.

Aunque existen más criterios, se van a exponer aquí los más empleados actualmente, que son los propuestos por el USBR (United States Bureau of Reclamation) [29], el ANCOLD (Australian Committee on Large Dams) [15] y el USACE (United States Corps of Engineers) [120]. Además de estos tres criterios, los más

¹Este inconveniente no es despreciable a la hora de transmitir los resultados de riesgo a las personas encargadas de la toma de decisiones.

destacable podrían ser el empleado en Holanda por tener rango legal (ver [72]) y los criterios británicos [82] por ser del que emanan muchos de los conceptos que se manejan actualmente en evaluación de riesgos.

10.3.1. Criterios de tolerabilidad del USBR

Básicamente, el USBR establece sus criterios de tolerabilidad en base a dos medidas: la probabilidad anual de rotura y el valor esperado de pérdida de vidas humanas (riesgo anual).

En cuanto a la probabilidad anual de rotura, en primer lugar, hace la matización de que no se considerará rotura aquellos eventos en que no se espere que pueda haber pérdida de vidas. El límite que impone para la probabilidad anual de rotura es de 10^{-4} :

- Por encima de 10^{-4} especifica que la justificación para acometer medidas de reducción de riesgo aumenta.
- Por debajo de este valor disminuye esta justificación y además pasan a tener más peso consideraciones como la eficiencia de las medidas o la incertidumbre de las estimaciones. Sin embargo, siguen estando recomendadas aquellas medidas que se consideren razonables y prudentes.

En cuanto al riesgo anual, fija dos fronteras en los valores de 0.01 y 0.001 vidas/año:

- Por encima de 0.01 vidas/año, el USBR considera que hay justificación para tomar medidas a corto plazo, con especial énfasis en aquellas medidas que bajen el riesgo rápidamente. Si es necesario realizar más análisis para disminuir la incertidumbre de los resultados, se recomienda que éstos se finalicen antes de 90 días.
- Entre 0.01 y 0.001 vidas/año el USBR considera que hay justificación para tomar medidas de riesgo a medio plazo (7 años). En casos así, hay margen para planificar medidas de reducción de riesgo que se coordinen con otro tipo de actuaciones.
- Por debajo de 0.001 vidas/año disminuye la justificación de medidas de reducción de riesgo, aunque las medidas que se consideren razonables y prudentes siguen estando recomendadas.

Para resumir estos criterios, el USBR emplea un gráfico f-N, que se muestra en la figura 10.6.

10.3.2. Criterios de tolerabilidad del ANCOLD

En ausencia de otros criterios, el ANCOLD propone tres criterios de tolerabilidad de riesgo:

- Se limita el riesgo de la persona más expuesta a 10^{-4} al año para presas existentes y a 10^{-5} al año para nuevas presas o grandes recrecimientos

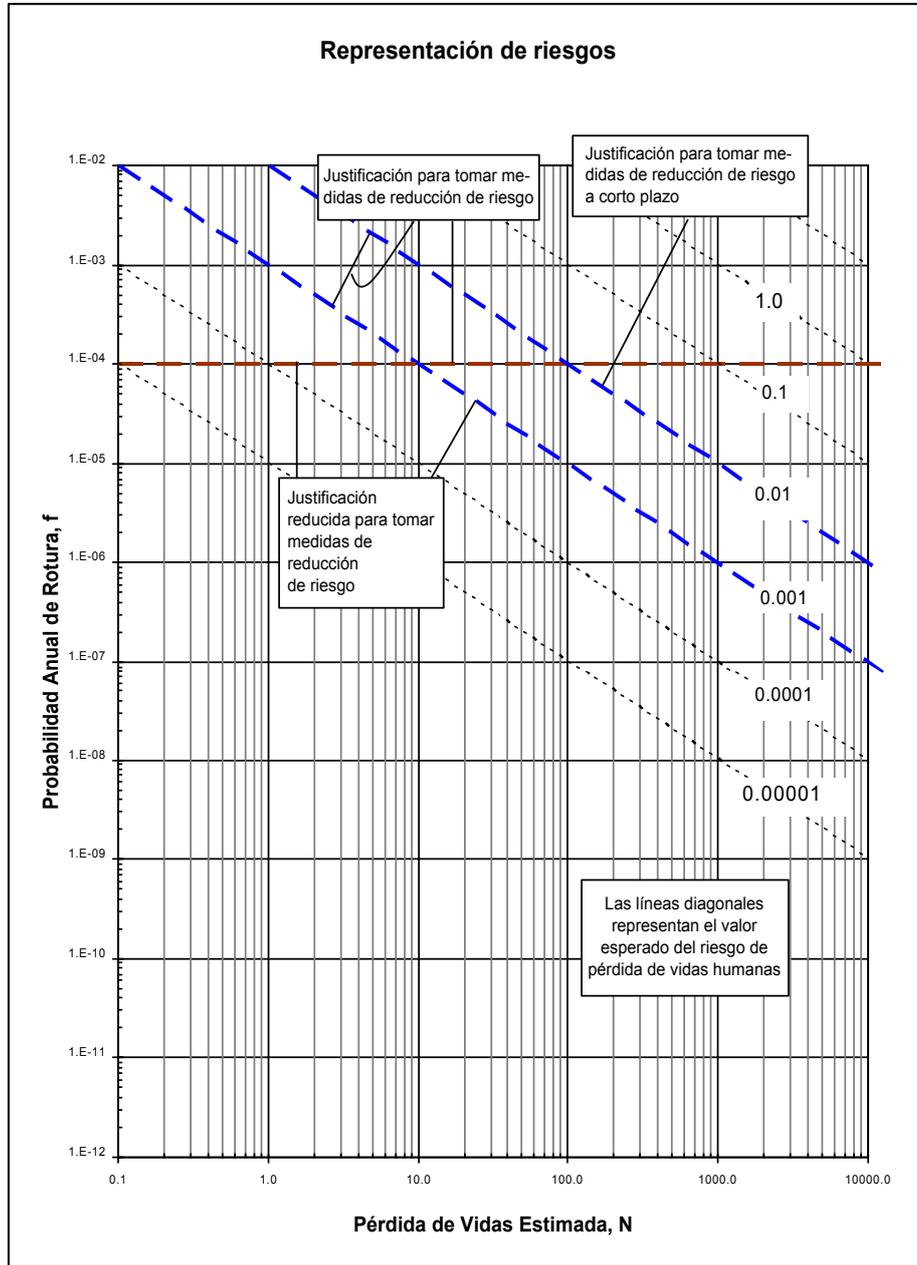


Figura 10.6: Gráfico para la representación de la estimación de probabilidad de rotura, pérdida de vidas y riesgo (traducido de USBR [29]).

(riesgo inaceptable). En la práctica, es habitual equiparar este valor a la probabilidad de rotura.

- Se limita el riesgo social mediante un criterio F-N, que se muestra en la figura 10.7. Cuando los riesgos quedan por encima del criterio, se dice que el riesgo es inaceptable *excepto en circunstancias excepcionales*. Según AN-COLD la decisión de cuándo existen dichas circunstancias excepcionales no debe ser del propietario de la presa sino de el gobierno o el organismo regulador de presas. Por ejemplo, unos riesgos altos que normalmente serían inaceptables, podrían ser tolerables si son necesarios para asegurar unos beneficios excepcionales, pero no es el propietario de la presa el responsable de realizar este juicio.

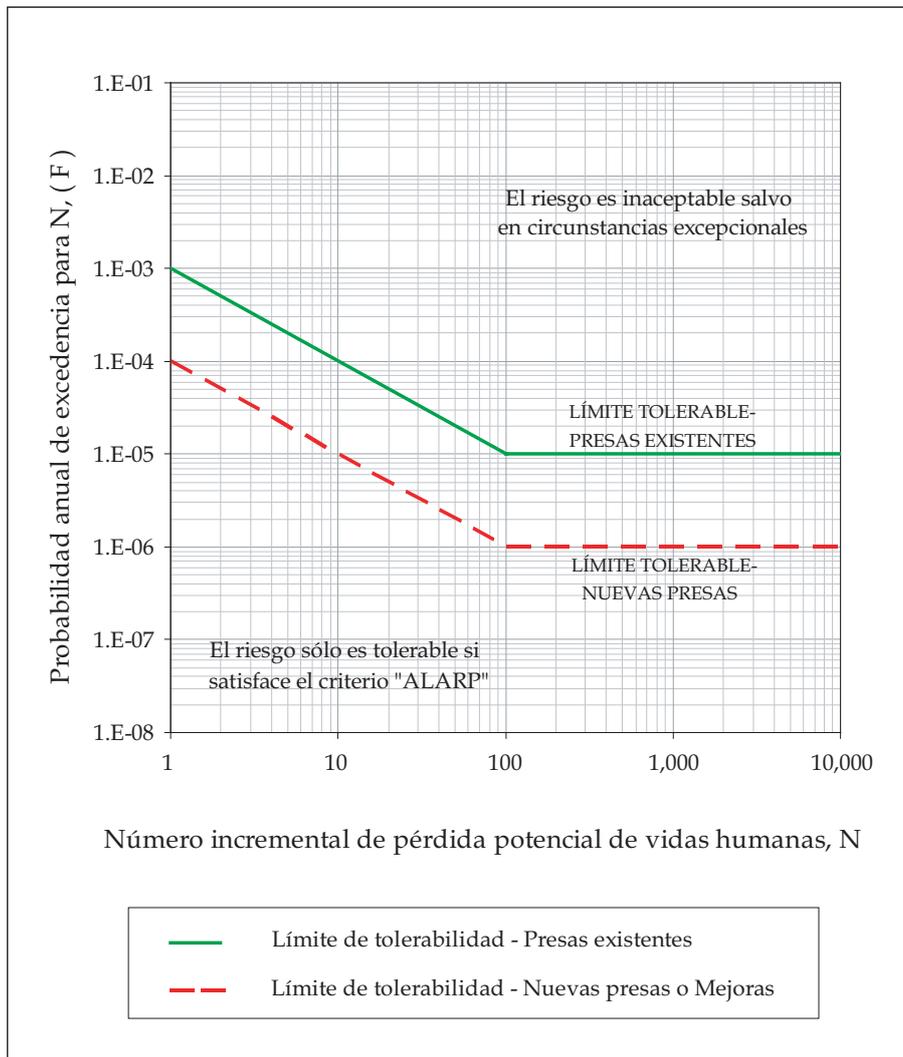


Figura 10.7: Criterios de tolerabilidad sociales del ANCOLD (fuente [15]).

- En cualquier caso, se debe aplicar siempre el criterio ALARP. En este as-

pecto, sugiere como medida cuantitativa el uso el coste por vida salvada ajustado y sin ajustar (ver apartado 10.4).

En cuanto al riesgo económico (y los riesgos intangibles), dice que se debe limitar, aunque no fija ningún criterio y lo deja en manos de los responsables de cada presa.

10.3.3. Criterios de tolerabilidad del USACE

En 2009 el USACE presentó unos criterios de tolerabilidad provisionales que había desarrollado junto con el USBR y el FERC (*Federal Energy Regulatory Commission*) con el objetivo de llegar a un marco de referencia común. Estos criterios están basados en los del USBR, el ANCOLD y el NSW [124].

Básicamente, se adoptan los criterios de riesgo del USBR y una versión modificada del criterio F-N del ANCOLD, que se muestra en las figuras 10.8 (presas existentes) y 10.9 (presas nuevas o grandes modificaciones). Son de aplicación los mismos comentarios respecto al calificador “*excepto en circunstancias excepcionales*” que los hechos en los criterios del ANCOLD, con la única excepción de que aquí se aplican adicionalmente a los casos en que se superen las 1000 víctimas, independientemente de la probabilidad de ocurrencia.

10.4. Indicadores de eficiencia

Los indicadores de eficiencia tienen un doble propósito: servir como guía cuantitativa para materializar el criterio ALARP y servir como variables de optimización para priorizar entre diferentes alternativas de reducción de riesgo.

Como guía para materializar el criterio ALARP, son tres los indicadores que más se emplean:

Coste por vida estadística salvada. Se conoce normalmente por sus siglas en inglés: *CSSL* (*Cost to Save a Statistical Life*) o *CSLS* (*Cost per Statistical Life Saved*). También aparece escrito con la letra *U* de *unadjusted* (sin ajustar) delante o detrás para diferenciarlo del siguiente indicador. Para calcularlo se emplea la siguiente fórmula:

$$CSLS = \frac{C_A - (O_{cb} - O_A)}{R(v)_{cb} - R(v)_A}$$

donde C_A es el coste anualizado de la medida de reducción (€/año), O_{cb} es el coste de explotación existente (€/año), O_A es el coste de explotación tras la medida (€/año), $R(v)_{cb}$ es el riesgo anual en vidas humanas en el caso existente (vidas/año) y $R(v)_A$ es el riesgo anual en vidas humanas tras implantar la medida (vidas/año). Por lo tanto, el *CSLS* tiene unidades de € por vida y una medida es mejor (más eficiente) cuanto más bajo sea su *CSLS*.

Coste ajustado por vida estadística salvada. Se conoce normalmente por sus siglas en inglés *ACSL* (*Adjusted Cost per Statistical Life Saved*). Se calcula

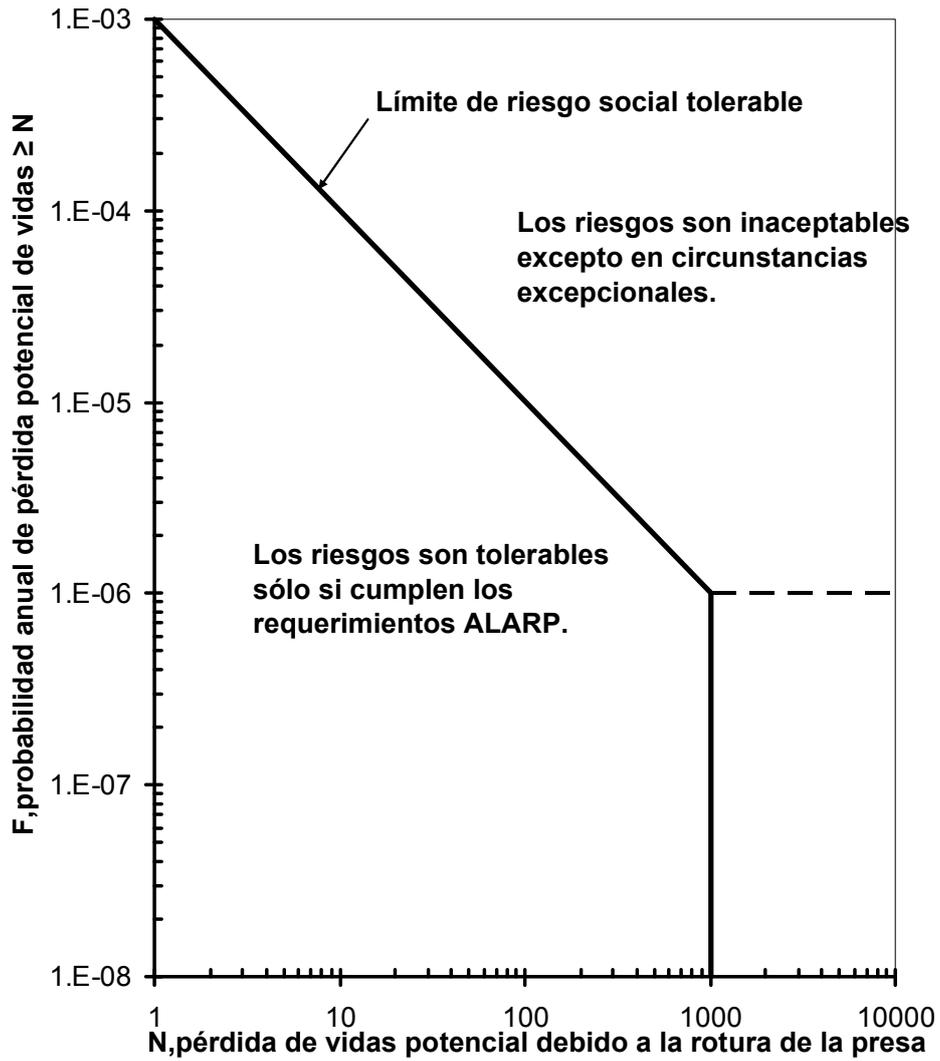


Figura 10.8: Guía de riesgo social para presas existentes (USACE [120]).

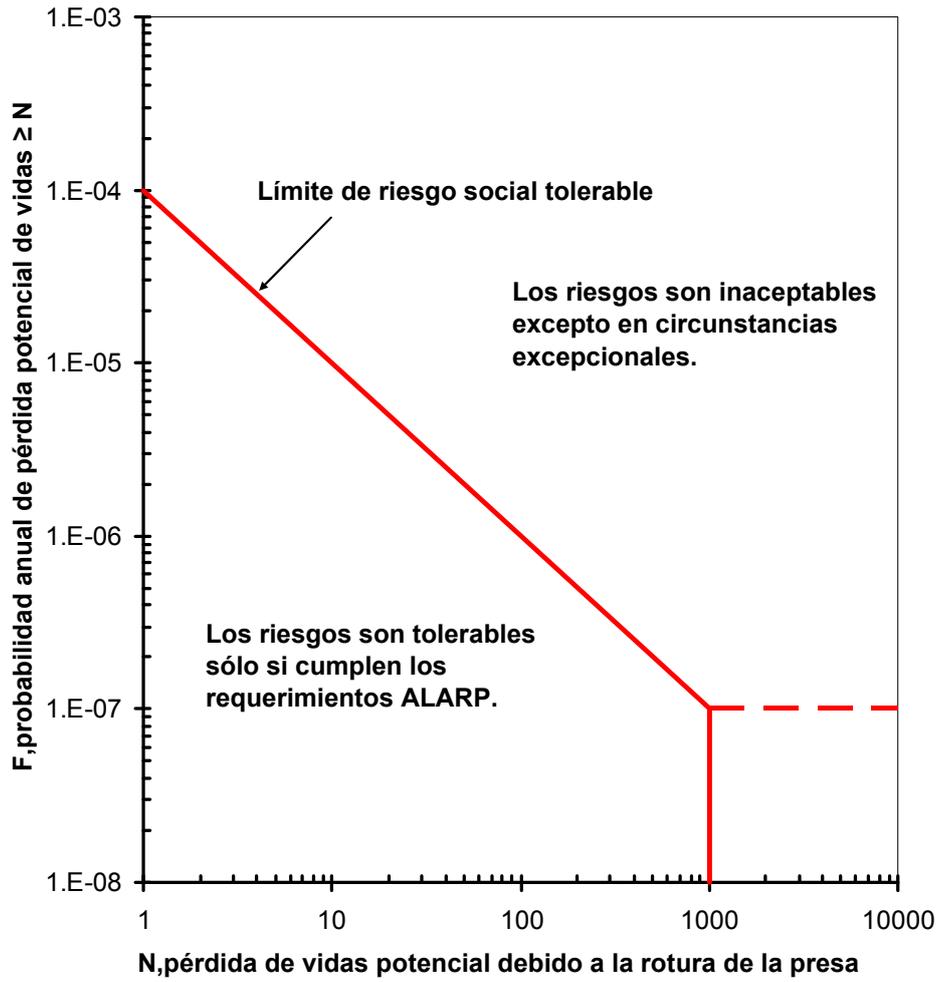


Figura 10.9: Guía de riesgo social para nuevas presas o grandes modificaciones (USACE [120]).

como el anterior, pero restándole al coste de la medida, el beneficio por reducción de riesgo económico:

$$ACSLs = \frac{C_A - (O_{cb} - O_A) - (R(\text{EUR})_{cb} - R(\text{EUR})_A)}{R(v)_{cb} - R(v)_A}$$

donde $R(\text{EUR})_{cb}$ es el riesgo anual económico en el caso existente (€/año) y $R(\text{EUR})_A$ es el riesgo anual económico tras implantar la medida (€/año). Por lo tanto, el $ACSLs$ también tiene unidades de € por vida y una medida es mejor (más eficiente) cuanto más bajo sea su $ACSLs$.

Si el beneficio por reducción de riesgo económico supera al coste de la medida, el $ACSLs$ es negativo y entonces se suele hacer 0 (ver por ejemplo [15])².

Razón de desproporcionalidad. Normalmente se denota con la letra R y es el resultado de dividir el coste por vida salvada (ajustado o sin ajustar) por un valor estándar de coste por vida salvada (por ejemplo un valor medio de otras industrias) que recibe el nombre de VPF (*Value of Preventing a Fatality*), WTP (*Willingness To Prevent a statistical fatality*) o VSL (*Value of Statistical Life*). En 2001, el HSE dio un valor de 1 millón de libras al VPF e indica que se deben aceptar medidas con mayor R cuanto mayor sea el riesgo [82]. En base a esto el ANCOLD indica que para casos por debajo del límite de tolerabilidad, la justificación para llevar a cabo medidas de reducción de riesgo es (valores en millones de dólares australianos):

- Muy fuerte si $0 \leq CSLS < 5$
- Fuerte si $5 \leq CSLS < 20$
- Moderada si $20 \leq CSLS < 100$
- Pobre si $100 \leq CSLS$

Y para casos por encima del límite de tolerabilidad:

- Muy fuerte si $0 \leq CSLS < 1,5$
- Fuerte si $1,5 \leq CSLS < 6$
- Moderada si $6 \leq CSLS < 30$
- Pobre si $30 \leq CSLS$

Finalmente, el USACE [120] dio un valor del WTP de 5.8 millones de dólares y fijó los siguientes criterios para casos por debajo del límite de tolerabilidad:

- Muy fuerte si $0 \leq R < 1$
- Fuerte si $1 \leq R < 4$
- Moderada si $4 \leq R < 20$

²Si se desea emplear el $ACSLs$ para priorizar entre alternativas con $ACSLs$ negativo, se puede pasar el término $R(v)_{cb} - R(v)_A$ al numerador, para que las mejores medidas tengan un $ACSLs$ más negativo, aunque se debe tener en cuenta que, en ese caso, el significado del valor obtenido ya no es el mismo.

- Pobre si $20 \leq R$

Y para casos por encima del límite de tolerabilidad:

- Muy fuerte si $0 \leq R < 0,3$
- Fuerte si $0,3 \leq R < 1$
- Moderada si $1 \leq R < 6$
- Pobre si $6 \leq R$

A efectos de priorización y valoración de alternativas, se emplean los mismos criterios de eficiencia que se han mostrado más algunos otros como la relación beneficio-coste o el valor neto presente (NPV). Para más información se puede consultar por ejemplo [47, 23, 22].

10.5. Análisis de riesgo a conjuntos de presas

Se dan a continuación algunas referencias acerca de la aplicación del análisis de riesgos a conjuntos de presas que sean responsabilidad de una misma entidad.³

Mediante este tipo de análisis, se puede conseguir una caracterización del riesgo existente en todo el conjunto de presas. Esta caracterización puede servir por ejemplo para priorizar medidas en intervenciones de reducción de riesgo para todo el conjunto de presas, ya que ofrece una *moneda común* mediante la cual se pueden comparar dichas medidas.

Para que esto sea así una de las claves es la homogeneidad de los análisis. Por ejemplo, se debe evitar ser más conservador en las estimaciones y cálculos de unas presas que en otras. Una buena práctica, para mejorar esta homogeneidad cuando el tamaño del conjunto de presas lo permita es asegurar que haya una o varias personas que participen en los análisis de riesgo de todas las presas. Otra buena práctica es el uso de tablas estándar, por ejemplo para la asignación de probabilidades mediante juicio de experto (ver capítulo 7) o para la elección de coeficientes de mortalidad en inundaciones (ver capítulo 9).

En cuanto al nivel de detalle, al realizar análisis de riesgo a grandes conjuntos de presas no es práctico ni necesario llegar a niveles de detalle muy altos. En general, los análisis se deben plantear aprovechando al máximo la información existente y complementándola con estudios nuevos sólo cuando dicha información no exista. Tampoco es necesario para la evaluación de medidas de riesgo en primera instancia que éstas estén desarrolladas completamente. Cuando ya se hayan detectado las presas con mayores riesgos y ya se esté en fase de diseño de alternativas se puede aumentar el nivel de detalle de los estudios según sea necesario.

Una vez se ha realizado un análisis de riesgo base para todas las presas del conjunto y se han analizado las medidas reducción de riesgo, todos esos modelos se deben convertir en un *documento vivo* que se vaya actualizando según se vayan

³El término correspondiente en inglés es *Portfolio Risk Assessment* y en ocasiones se utilizan sus siglas PRA.

implementando las medidas y según vayan cambiando las condiciones de las presas. De esta manera el análisis de riesgo extendido a todas las presas de un responsable o propietario se puede convertir en una herramienta central para la gestión de la seguridad. Para conseguir esto, es importante que los análisis se lleven a cabo con la participación de los ingenieros y tomadores de decisión de la propia organización.

En cuanto a los criterios a utilizar para la priorización de alternativas, Bowles [21] propone que en primer lugar se implementen aquellas medidas que reducen riesgos debidos a probabilidades de rotura muy altas, en segundo lugar las que provocan riesgos sociales altos y en tercer lugar el resto. Propone [25] asimismo utilizar un criterio de eficiencia en la disminución del riesgo social (ACSLs o CSLS) para priorizar las alternativas mientras los riesgos sociales sean altos y un criterio de eficiencia económica una vez éstos se hayan disminuido. Las recomendaciones del ANCOLD [15] van también en la misma línea.

En el presente trabajo se ha ahondado en los criterios de priorización, proponiendo algunos nuevos criterios que pueden ser especialmente adecuados para su uso en conjuntos de presas (ver capítulo 18).

Parte II

Desarrollo de una herramienta completa de análisis de riesgo

Capítulo 11

Introducción

11.1. Objetivos

Del proceso general del Análisis de Riesgos, los siguientes capítulos se centran en la arquitectura del modelo y en el cálculo de riesgo (figura 11.1).

El objetivo último es el desarrollo de una herramienta completa y genérica que permita realizar los cálculos de riesgo de cualquier presa o sistema de presas de forma automática, sin la necesidad de elaborar una herramienta *ad hoc* para cada caso que se estudie. Para ello es conveniente realizar un paso previo de abstracción que permita generalizar los cálculos a realizar. La herramienta base sigue siendo la misma que se ha utilizado en el campo hasta ahora, es decir los árboles de eventos, pero el proceso de generalización ha conducido a emplear los diagramas de influencia como herramienta suficientemente genérica y compacta como para especificar de forma sucinta cualquier modelo de riesgo que se pueda presentar¹. Los dos siguientes capítulos (capítulos 12 y 13) se dedican a exponer los detalles de cómo se puede convertir un diagrama de influencia en un árbol de eventos de forma automática y cómo se puede calcular dicho árbol de eventos.

A continuación, este desarrollo se remata con un capítulo (capítulo 14) dedicado a validar las diferentes metodologías de cálculo que se han propuesto. Para ello, se reproducen los cálculos de riesgo de la tesis doctoral de G. de Membri-llera [72], llegándose a los mismos resultados y validando así la herramienta desarrollada.

Por último, una vez se tiene en la mano una herramienta capaz de automatizar los cálculos de riesgo sobre una presa, es posible plantear cálculos más ambiciosos como por ejemplo el cálculo de un sistema de varias presas. El capítulo 15 propone una posible manera de afrontar las complejidades que surgen en el cálculo de sistemas de presas. Se propone un esquema de cálculo alternativo al empleado habitualmente, se demuestra su equivalencia y se analizan sus ventajas y desventajas. Este novedoso esquema de cálculo ha permitido realizar en

¹Este es un enfoque distinto al seguido por otros autores [153, 57].

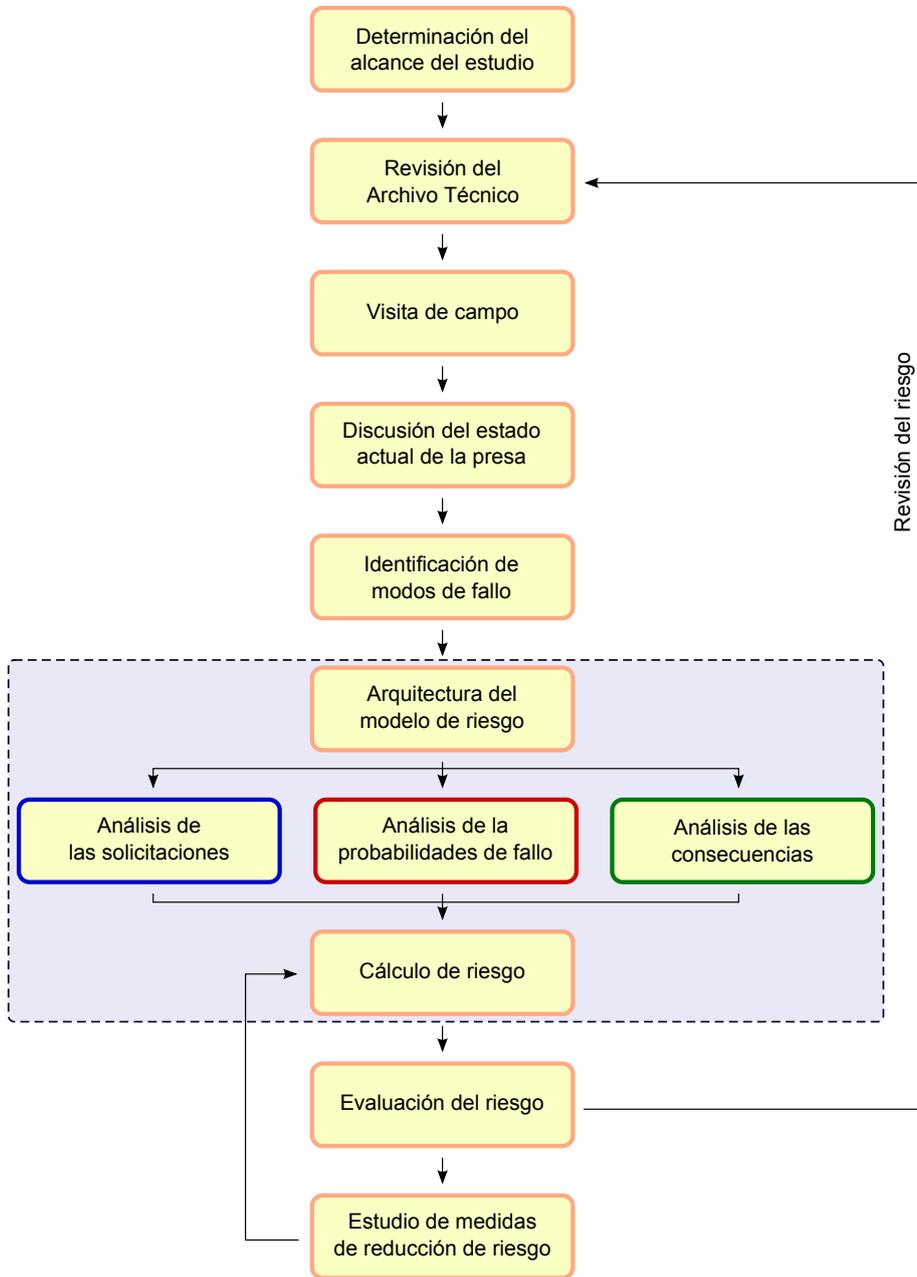


Figura 11.1: Esquema del proceso de Análisis de Riesgo, resaltando la parte en la que se centran las aportaciones de los siguientes capítulos.

la siguiente parte de este trabajo cálculos sobre sistemas de presas que hasta ahora no se realizaban.

Las ideas básicas que se exponen en los capítulos 12 y 13 se presentaron de forma muy resumida en un artículo publicado en el 22 Congreso de Grandes Presas, celebrado en Brasilia [143]. Las ideas presentadas en el capítulo 15 se han enviado como artículo a la revista *Risk Analysis* y ha sido aceptado. El artículo ya ha sido publicado en la edición *online* de la revista [144], estando pendiente de publicación en la edición impresa. Se incluye una copia del artículo publicado en el apéndice A.

Se debe advertir, que el énfasis en esta parte del trabajo está en la estructura de los árboles de eventos y diagramas de influencia y en la generalidad de las metodologías desarrolladas para tratarlos y no en la especificidad de los valores que se deben asignar a cada una de las variables que componen los modelos.

11.2. Cálculo de riesgos incrementales

El riesgo *incremental* se definió en el apartado 1.1 mediante la siguiente ecuación:

$$R_{\Delta} = \int p(c) \cdot p(r|c) \cdot C_{\Delta}(c, r) = \int p(c) \cdot p(r|c) \cdot (C(c, r) - C(c, s))$$

Para llevar a cabo su cálculo, se pueden plantear tres esquemas de cálculo distintos:

1. La manera más inmediata de llevar a cabo el cálculo es mediante un árbol de eventos que tenga una rama para la rotura (o una para cada modo de fallo) y una rama para la no rotura. En las ramas de rotura se calculan las consecuencias de rotura y en las ramas de no rotura se calculan las consecuencias de no rotura. La probabilidad de rotura se puede calcular sumando las probabilidades de las ramas de rotura. Para calcular el riesgo incremental hay que multiplicar la probabilidad de fallo (que está en las ramas de rotura) por las consecuencias incrementales (que se calculan restando las consecuencias de las ramas de rotura y las de las ramas de no rotura). Como se puede ver, el planteamiento inicial es directo pero la implementación es más compleja.
2. Teniendo en cuenta que en la ecuación del riesgo sólo aparece la probabilidad de rotura (y no la probabilidad de no rotura), es posible realizar una optimización de tal manera que únicamente se incluyan en el árbol de eventos las ramas en las que la presa rompa. Para poder calcular los riesgos incrementales, es necesario llevar en cada rama una doble cuenta de las consecuencias: suponiendo que la presa rompe y suponiendo que la presa no rompe. Así, las consecuencias incrementales se pueden obtener en cada rama como la resta de los dos valores. A continuación, en cada rama se multiplica su probabilidad por el valor de consecuencias incrementales así obtenido dando como resultado el riesgo incremental que aporta dicha rama. La probabilidad de rotura de la presa se obtiene sumando las probabilidades de todas las ramas del árbol, ya que no se han

incluido ramas de no fallo. Paralelamente, el riesgo incremental de la presa se obtiene mediante el sumatorio de los riesgos incrementales de todas las ramas.

3. En el presente trabajo se propone una tercera posibilidad (capítulo 15) que consiste en calcular el riesgo *total* (no el incremental) del modelo en su estado real (es decir, con las probabilidades de rotura estimadas pero incluyendo también el riesgo correspondiente a las ramas de no rotura) y calcular por otra parte el riesgo del modelo suponiendo la presa irrompible. La resta de estos dos valores proporciona el riesgo incremental. Calculando de esta manera, no se computan en ningún momento consecuencias incrementales.

La elección de un planteamiento u otro depende de varios factores. Por un lado, el primer y el tercer planteamiento tienen la ventaja de simplicidad conceptual en la construcción del árbol de eventos. Sin embargo, el primero tiene la desventaja de que su generalización a problemas complejos, como por ejemplo sistemas de presas, tiene dificultades (ver capítulo 15). El segundo método tiene la ventaja de ser simple de implementar y más eficiente computacionalmente por no tener que calcular ramas que no son necesarias de cara al resultado final. Sin embargo, no es generalizable a sistemas de presas. Por todo esto, en el presente trabajo se ha empleado el segundo planteamiento cuando se analizan presas individuales y el tercero para sistemas de presas.

Capítulo 12

Diagramas de influencia y árboles de eventos

12.1. Planteamiento

Un árbol de eventos es una representación exhaustiva de todos los eventos y posibilidades que pueden llevar a la rotura de una presa. Se utiliza para realizar el cálculo de la probabilidad de rotura o del riesgo asociado a dicha rotura. En otros campos, los árboles de eventos que se manejan suelen tener una cantidad de ramas del orden de las decenas. Sin embargo, un árbol de eventos típico para el cálculo del riesgo asociado a la rotura de una presa puede tener fácilmente miles de ramas. Especificar manualmente las probabilidades de cada una de ellas puede ser una tarea inabarcable. Es por esto que es necesario recurrir a algún tipo de representación más compacta a la hora de definir el problema.

Algunos investigadores han optado por utilizar técnicas automatizadas de clonado y copiado, de tal forma que sólo es necesario definir algunas partes del árbol de eventos [153]. Estas partes son clonadas y copiadas por el programa siguiendo ciertas reglas de tal forma que se reduce considerablemente el esfuerzo a la hora de plantear el modelo de riesgo. En esta tesis se ha seguido un camino diferente mediante el uso de diagramas de influencia.

Los diagramas de influencia son una representación conceptual compacta de la lógica del sistema. Sin embargo, los diagramas de influencia han sido utilizados tradicionalmente en un paso previo a la realización del árbol de eventos meramente como una herramienta conceptual que ayude a estructurar las ideas sobre un sistema.

En esta tesis se ha optado por definir una serie de reglas a seguir a la hora de construir el diagrama de influencia de tal manera que éste pueda ser transformado automáticamente a su correspondiente árbol de eventos. Durante el desarrollo de esta metodología se han tenido en cuenta las particularidades de los árboles de eventos usados en el campo de la seguridad de presas, habiéndose llegado a una herramienta que:

- Es completamente general, pudiendo utilizarse para construir árboles de eventos para cualquier problema que se pueda plantear en el ámbito de los análisis de riesgo en la seguridad de presas.
- Es capaz de realizar los cálculos y ajustes necesarios típicos de los árboles de eventos de presas (*Common Cause Adjustment*, congelación de valores) (ver apartado 13.6).
- Permite representar los modelos de riesgo típicos de un análisis de riesgo de seguridad de presas de forma clara, concisa e intuitiva.

A continuación se dedican tres apartados para explicar qué son los árboles de eventos, qué son los diagramas de influencia y cómo se puede generar automáticamente un árbol de eventos a partir de un diagrama de influencia.

12.2. Árboles de eventos

Un *árbol de eventos* es una representación de un modelo lógico que incluye todas las posibles cadenas de eventos que se derivan de un evento inicial. Como su propio nombre indica se fundamenta en la estructura matemática conocida como *árbol* y que es ampliamente utilizada en muchos otros ámbitos. Formalmente, un árbol se puede definir [97] como un conjunto finito de uno o más nodos tales que:

- Hay un nodo especialmente designado llamado *raíz* del árbol.
- El resto de nodos (excluyendo el nodo la raíz) se dividen en 0 o más conjuntos disjuntos que son a su vez árboles. Dichos conjuntos se llaman *subárboles* de la raíz.

La figura 12.1 muestra un ejemplo de árbol.

Como ya se ha indicado en la definición, en la terminología genérica de árboles, el nodo inicial se llama *raíz*. Los nodos que no tienen subárboles se llaman *nodos terminales* o, siguiendo la analogía con la naturaleza, *hojas*. Las relaciones entre nodos se indican normalmente mediante líneas, que se conocen como *ramas*. En un árbol (o en cada uno de sus subárboles), todos los nodos menos el nodo raíz, se dice que son *descendientes* del nodo raíz (por analogía con los árboles genealógicos). Siguiendo con la analogía genealógica, a los descendientes directos se les llama *hijos* (y *padres* en el sentido contrario). Existe una relación biunívoca entre nodos y ramas ya que hay una rama por cada nodo (excepto para el nodo raíz). De esta manera los conceptos o términos de nodos hijos y ramas a veces se emplean de manera intercambiable. El árbol de la figura 12.1 tiene 10 nodos, 1 nodo raíz, 6 hojas y 9 ramas.

Ya en el campo de los árboles de eventos, cada nodo del árbol representa un *evento*. El nodo raíz recibe el nombre de *evento inicial*. Las ramas que parten de un evento representan los posibles resultados del evento correspondiente. En general, estas ramas deben representar eventos *mutuamente excluyentes* y *colectivamente exhaustivos*. Por lo tanto, el resultado de un evento siempre se verá reflejado en una y sólo una rama. Así, si a cada rama se le asigna una

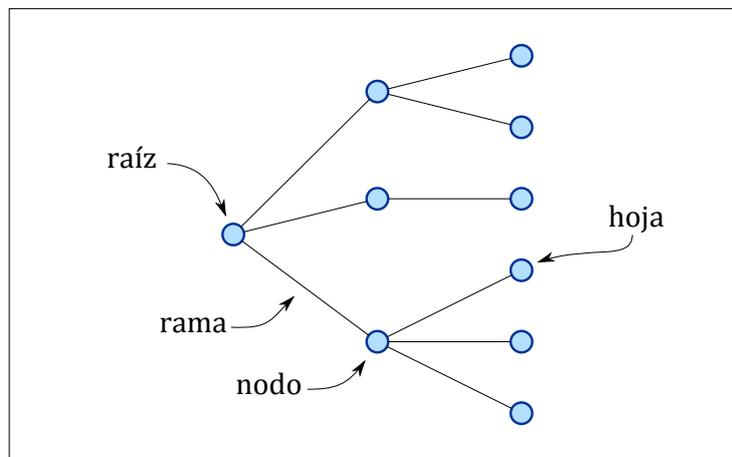


Figura 12.1: Ejemplo de árbol.

probabilidad, la suma de las probabilidades de todas las ramas que parten de un nodo cualquiera será 1.

En algunos campos, los eventos se formulan de tal manera que los resultados sólo pueden ser de tipo sí/no (o verdadero/falso). Estos árboles reciben el nombre de árboles binarios, sin embargo, este no es el caso en el campo de los análisis de riesgo de presas. Es decir, cada nodo puede tener cualquier número de ramas (incluyendo 1, como se ve más adelante).

Como se ha expuesto en el capítulo 1, el riesgo se compone de tres partes: solici-tación, respuesta del sistema y consecuencias. Algunos autores [80] emplean los árboles de eventos para modelar únicamente algunas de estas componentes y no la totalidad. En particular, no es extraño que los árboles de eventos no incluyan las consecuencias y que éstas se modelen aparte (en ocasiones empleando también árboles de eventos que en ese caso reciben el nombre de árboles de consecuencias). En el presente trabajo se ha modelado toda la ecuación del riesgo mediante un único árbol de eventos. De esta manera las consecuencias se interpretan como un evento más, empleando si es necesario nodos con una única rama de probabilidad 1.

En cuanto al significado de las probabilidades que aparecen en los árboles de eventos, excepto para el evento inicial, éstas son siempre probabilidades condicionales. Es decir asumen que todos los eventos precedentes (nodos padres) ya han ocurrido. Por ejemplo, en la figura 12.2 se muestra un árbol de eventos con dos eventos: estación y momento del día. Como se puede ver, las probabilidades asignadas en el segundo evento (momento) son condicionales a la estación y son por lo tanto distintas en el subárbol correspondiente a verano y en el subárbol correspondiente a invierno.

La figura 12.2 también sirve para mostrar la notación de árboles de eventos que se ha empleado en este trabajo: las probabilidades se indican sobre las ramas mientras que los resultados de los eventos se indican en los nodos, mediante la asignación de un valor (por ejemplo, verano) a una variable (por ejemplo, estación).

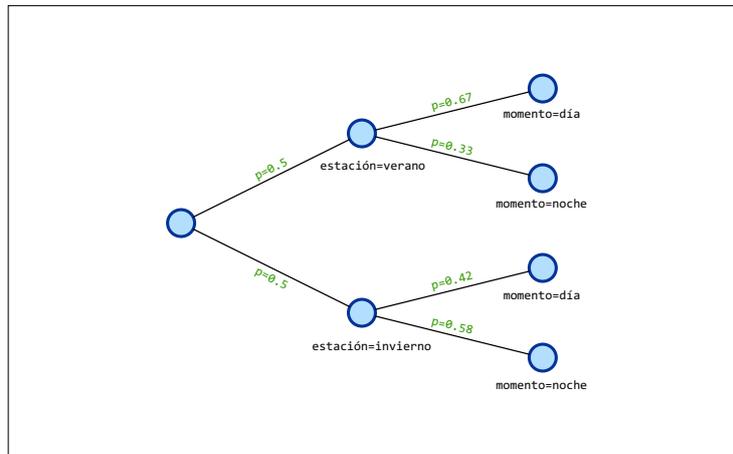


Figura 12.2: Ejemplo de árbol de eventos mostrando los eventos estación (verano/invierno) y momento (día/noche) y sus probabilidades condicionales.

Cada posible camino entre el evento inicial y cada uno de las hojas del árbol de eventos representa una de las posibles cadenas de eventos que pueden ocurrir. Cada una de estas cadenas de eventos será única y diferente a las demás y vendrá caracterizada por los resultados de todos los eventos que se han ido produciendo en el árbol (caracterizados por los valores que habrán tomado ciertas variables representativas). Todos estos valores componen por lo tanto una firma o huella dactilar que identifica a cada uno de los caminos y que se conoce como *pedigrí*.

Para calcular la probabilidad de que se produzca una de estas cadenas de eventos se deben multiplicar todas las probabilidades condicionales de las ramas que lo forman. Si se ha seguido las norma de que para cada evento sus ramas sean mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivas, la suma de las probabilidades de todos los posibles caminos será 1. En la figura 12.3 se muestra el cálculo de las probabilidades de todas las posibles cadenas de eventos para el ejemplo mostrado anteriormente. Se comprueba que la suma de todas ellas da 1.

Una manera alternativa de mostrar un árbol de eventos es mediante una tabla. En ella cada fila se corresponde con uno de los caminos descritos, indicándose su probabilidad y pedigrí (cuadro 12.1).

probabilidad	estación	momento
0.335	verano	día
0.165	verano	noche
0.21	invierno	día
0.29	invierno	noche

Cuadro 12.1: Tabla de resultados para el ejemplo de la figura 12.2.

Todos estos conceptos de los árboles de eventos se emplean más adelante en los capítulos 13 y 15 para explicar los procedimientos de cálculo empleados en el

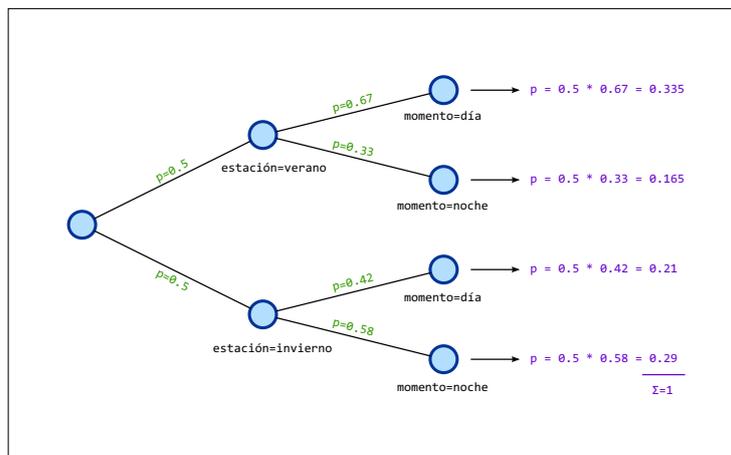


Figura 12.3: Cálculo de las probabilidades de todas las posibles cadenas de eventos para el ejemplo de la figura 12.2.

presente trabajo.

12.3. Diagramas de influencia

Los *diagramas de influencia* son una representación conceptual compacta de la lógica de un sistema. En su forma más genérica, un diagrama de influencia es cualquier representación que incluya las relaciones entre posibles eventos, estados del entorno, estados del sistema o subsistemas, y consecuencias. Un diagrama de influencia ofrece una representación visual de un modelo de riesgo. En él, cada variable del sistema se representa mediante un nodo y cada relación mediante un arco.¹

Según Hartford y Baecher [80] los diagramas de influencia tienen dos grandes ventajas:

- Un problema complejo puede en ocasiones ser representado mediante un diagrama de influencia simple. Como en los diagramas de influencia cada cantidad es representada por un único nodo, se evita la explosión combinatoria de ramas característica de los árboles de eventos y árboles de fallo.
- Los diagramas de influencia muestran explícitamente las relaciones causales. En un árbol de eventos, es a veces difícil detectar estas relaciones.

Sin embargo, los diagramas de influencia han sido utilizados tradicionalmente en un paso previo a la realización del árbol de eventos meramente como una

¹Existen metodologías que especifican con más detalle cómo se debe componer gráficamente un diagrama de influencia. Por ejemplo, variables que representen incertidumbres se dibujarían mediante círculos o elipses, variables que representen una decisión mediante cuadrados o diamantes, relaciones causales mediante flechas (arco dirigido), correlaciones estadísticas mediante líneas discontinuas...

herramienta conceptual que ayude a estructurar las ideas sobre un sistema. Citando a Hartford y Baecher:

Los diagramas de influencia y los árboles de eventos son representaciones alternativas de los mismos sistemas. A menudo es conveniente estructurar primero el modelo de un sistema como un diagrama de influencia y después emplear el entendimiento ganado a través del diagrama de influencia para estructurar el árbol de eventos del mismo sistema.

Como ya se ha adelantado, en el presente trabajo se da un paso más y se crea una correspondencia directa entre diagramas de influencia y árboles de eventos, de tal manera que una vez especificado el diagrama de influencia de un sistema siguiendo ciertas reglas, se puede generar automáticamente el árbol de eventos. Así, los diagramas de influencia son usados no como una herramienta conceptual para el entendimiento del sistema sino como una abstracción de los árboles de eventos que permite definirlos (completamente) de forma compacta y visual.

Los diagramas de influencia (y también los árboles de eventos) se engloban dentro de lo que en el campo matemático y estadístico se conocen como *modelos gráficos*. Este tipo de modelos están muy indicados para modelar problemas que traten con incertidumbre. Los diagramas de influencia tienen bastante en común con las redes bayesianas [98], de hecho las redes bayesianas también han sido empleadas para modelar el riesgo de una presa [149], aunque el enfoque es algo distinto.

En terminología matemática, un diagrama de influencia es un *grafo dirigido* o digrafo. Un *grafo* es un conjunto de *nodos* (también llamados vértices) unidos por enlaces llamados aristas, arcos o *conectores* (ver figura 12.4), que permiten representar relaciones binarias entre elementos de un conjunto. Cuando las aristas tienen una dirección, entonces se tiene un *grafo dirigido*. En un grafo dirigido, un nodo al que no llega ningún conector (aunque sí salga algún conector de él) se llama *cabeza*² (ver figura 12.4).

En los diagramas de influencia, las relaciones binarias (los conectores) se corresponden con relaciones de dependencia. Por ejemplo, en la figura 12.5, atendiendo a la dirección de los conectores, se puede decir que el nivel máximo depende de la avenida y del nivel previo.

12.4. Del diagrama de influencia al árbol de eventos

12.4.1. Mecánica general

Se han presentado con cierto detalle los árboles de eventos y los diagramas de influencia tal y como se emplean ampliamente en el campo de los análisis de

²La terminología existente en este sentido es algo contradictoria ya que según la fuente, se puede llamar cabeza o cola. En el presente trabajo se llamará siempre cabeza.

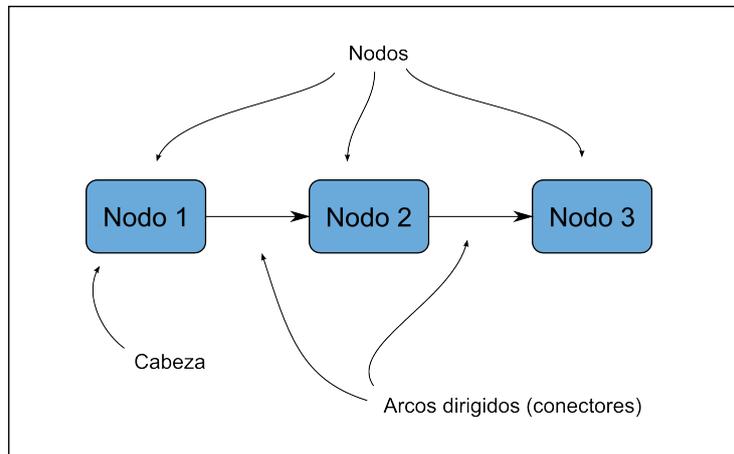


Figura 12.4: Partes de un diagrama de influencia.

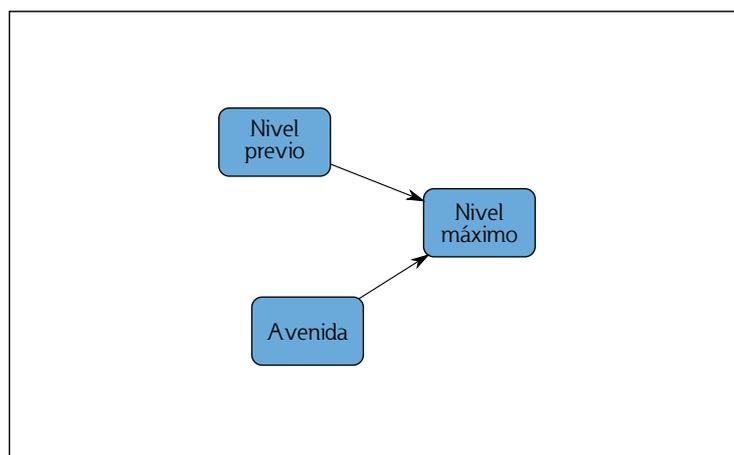


Figura 12.5: Ejemplo de diagrama de influencia.

riesgo de presas. A continuación se exponen las restricciones adicionales que se imponen a los diagramas de influencia para que puedan ser transformados automáticamente en árboles de eventos y se explica cómo se consigue.

En el ámbito de esta tesis, los diagramas de influencia se restringen a grafos acíclicos dirigidos (DAG, del inglés *Directed Acyclic Graph*)³. Un DAG es un digrafo en el que no hay ciclos dirigidos. Un ciclo dirigido no es lo mismo que un bucle (ver figura 12.6). Traslado al significado de los diagrama de influencia, esto quiere decir que si una variable A depende de otra B , entonces la variable B no puede depender de la variable A , ni directa ni indirectamente⁴.

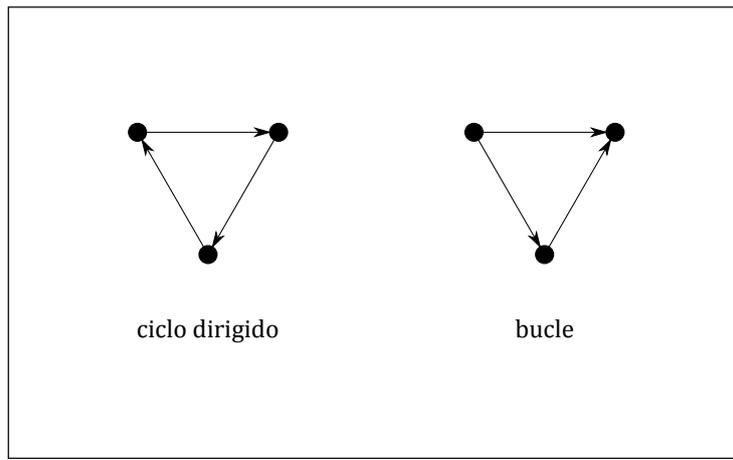


Figura 12.6: Diferencia entre un ciclo dirigido y un bucle. Nótese la diferencia en el sentido de los conectores según el caso.

Además se han impuesto dos restricciones más a la topología de los diagramas de influencia. La primera es que se omiten los conectores redundantes. Por ejemplo si la variable C depende las variables A y B , pero la variable B depende también de la variable A (figura 12.7), entonces la dependencia de la variable C de la variable A resulta redundante, ya que lo hace indirectamente a través de la variable B . Estos conectores redundantes se han eliminado porque se ha reservado un significado distinto a las bifurcaciones como la que se muestra en el nodo A de la figura 12.7 (ver apartado 12.4.2).

La segunda es la exigencia de que tengan una sola cabeza. En realidad esta restricción no es intrínsecamente necesaria porque existen algoritmos para transformar un DAG con múltiples cabezas en uno lineal [93]. Sin embargo esta restricción hace que la relación entre el diagrama de influencia y el árbol de eventos sea entonces directa, con las ventajas de simplicidad computacional y sobretodo de simplicidad conceptual que ello conlleva. Es decir, con esta restricción, tras dibujar el diagrama de influencia es muy fácil *ver* el árbol de eventos que está representando.

³De hecho, los árboles de eventos también son grafos acíclicos dirigidos. Se ha dado más importancia aquí a esta clasificación en los diagramas de influencia que en los árboles de eventos porque en el caso de los diagramas de influencia esta es una de las características que separan a los diagramas de influencia genéricos de los empleados en esta tesis como herramienta de modelación.

⁴Se recuerda que cada nodo de un diagrama de influencia representa una variable del modelo.

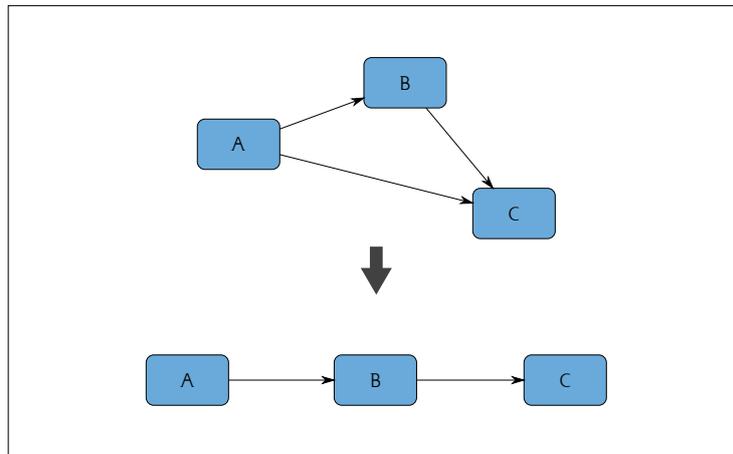


Figura 12.7: Se simplifican los diagramas de influencia omitiendo los conectores redundantes.

Resumiendo:

- Un diagrama debe tener una y sólo una cabeza.
- Un diagrama no puede tener ciclos (aunque sí puede tener bifurcaciones y/o bucles cerrados).

La figura 12.8 muestra algunos ejemplos de diagramas que cumplen o no estas restricciones.

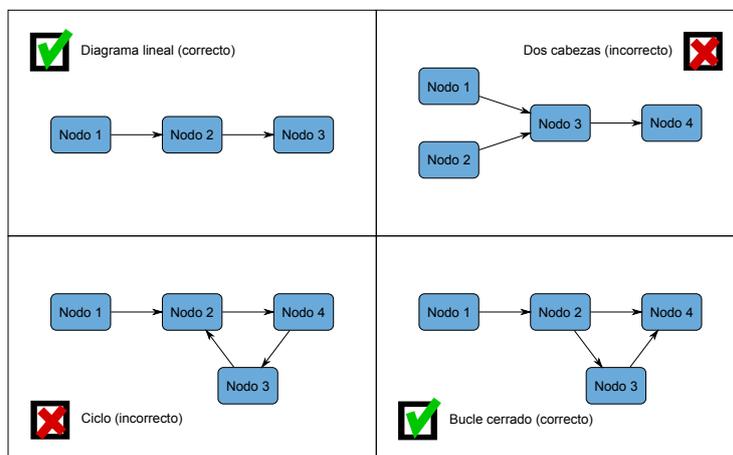


Figura 12.8: Diagramas de influencia correctos e incorrectos según las restricciones adicionales impuestas en el presente trabajo.

Con estas restricciones el paso del diagrama de influencia al árbol de eventos es relativamente directo. Cada nodo del diagrama de influencia equivale a una serie de ramas, que representan los distintos valores que puede tomar la variable correspondiente (los posibles resultados del evento). Para transformar el

diagrama de influencia en el árbol de eventos se parte del nodo de cabeza y en dirección padre-hijo se va expandiendo cada nodo en sus correspondientes ramas. Cada vez que un nodo es expandido en varias ramas, los nodos descendientes del diagrama de influencia se “copian” en cada una de las ramas. Este procedimiento se repite hasta que se han expandido todos los nodos del diagrama de influencia.

El procedimiento se ilustra mediante un ejemplo simple (figura 12.9). Se parte de un diagrama de influencia de tres nodos. El primer nodo representa una variable que puede tomar dos valores diferentes, por lo tanto este nodo se corresponde con dos ramas del árbol de eventos asociado. De la misma forma, el segundo nodo representa una variable con tres valores diferentes y el tercer nodo una variable con dos valores distintos. La figura 12.9 muestra, de arriba a abajo, cómo el diagrama de influencia se transforma paso a paso en un árbol de eventos, ramificando cada nodo. El árbol de eventos resultante tiene $2 \times 3 \times 2 = 12$ ramas completas.

Obviamente, además del diagrama de influencia será necesario especificar para cada nodo la información sobre cuántas ramas representa y qué probabilidad y valores tomarán. Esta información podrá especificarse de diferentes maneras en función del tipo de variable que se esté modelando. Los detalles de las distintas formas de definir esta información se tratan en el capítulo 13.

12.4.2. Bifurcaciones en el diagrama de influencia

En el apartado anterior se ha mostrado la mecánica básica para transformar un diagrama de influencia en un árbol de eventos. Tal como se ha presentado, esta mecánica sólo contempla diagramas de influencias lineales (sin bifurcaciones ni bucles). Para que la herramienta sea completamente general y se pueda aplicar a cualquier modelo de riesgo de los empleados en análisis de riesgo de presas es necesario contemplar algunas consideraciones adicionales.

La existencia de puntos de un árbol de eventos en los que los distintos subárboles de un nodo son cualitativamente distintos hace que no se puedan representar mediante diagramas de influencia lineales. Un ejemplo de ello podría darse si en un determinado punto de un árbol de eventos se plantea si se ha detectado el inicio de un modo de fallo o no. En caso afirmativo existirá la posibilidad de una intervención temprana, lo cual se modelará con una determinada serie de eventos. En caso contrario el modo de fallo proseguirá libremente, lo cual se modelará con una serie de eventos distinta de la anterior.

Para representar estos subárboles distintos, en el diagrama de influencia se crea una bifurcación y cada rama del diagrama de influencia se corresponderá con uno de los subárboles. La figura 12.10 muestra un ejemplo de un árbol de influencia así modelado.

Al realizar la expansión de un diagrama de influencia, cuando se llega a una bifurcación como la expuesta, solamente se seguirá por una de las ramas del diagrama (aquella que cumpla la condición establecida).

Existe un último caso a contemplar, similar a este pero con alguna diferencia fundamental: la modelación de la rotura de una presa por distintos modos

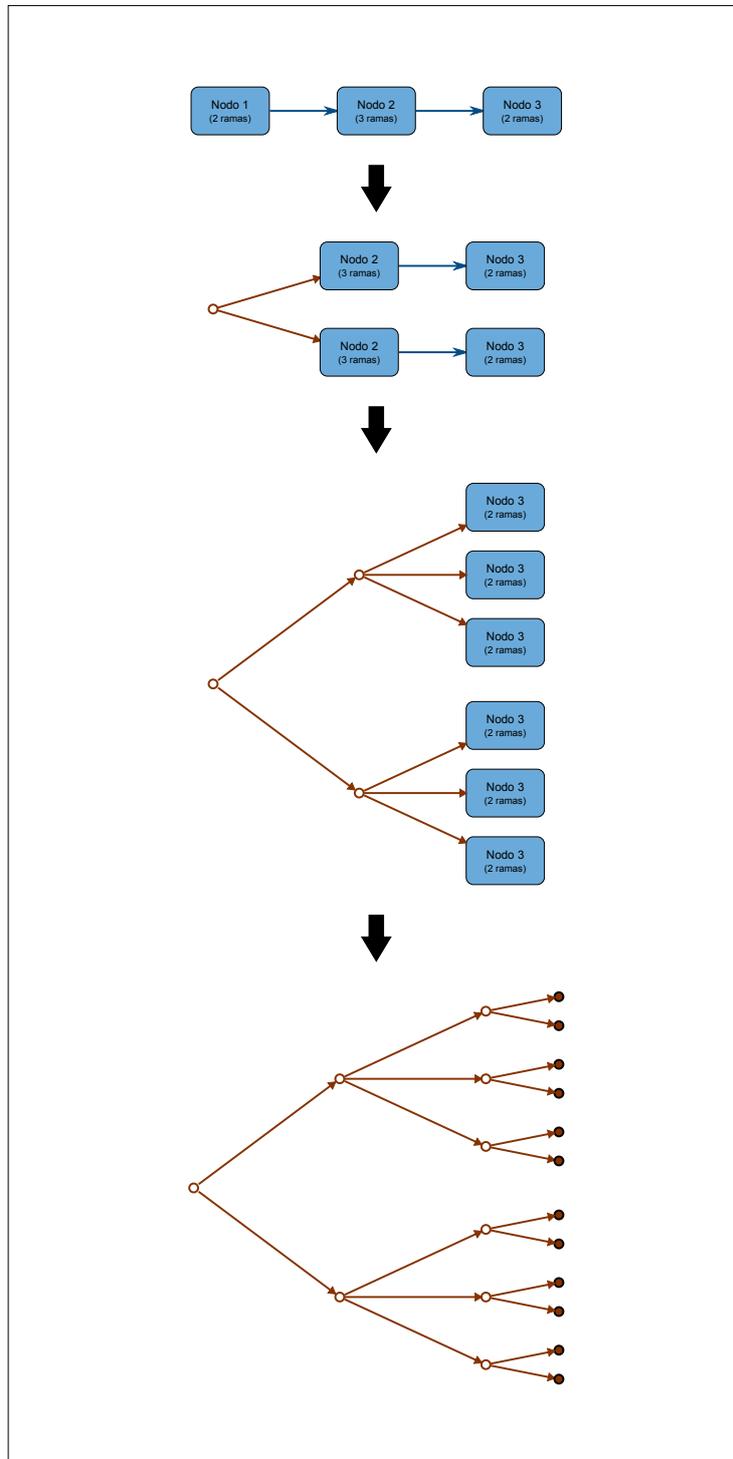


Figura 12.9: Expansión de un diagrama de influencia en su árbol de eventos asociado.

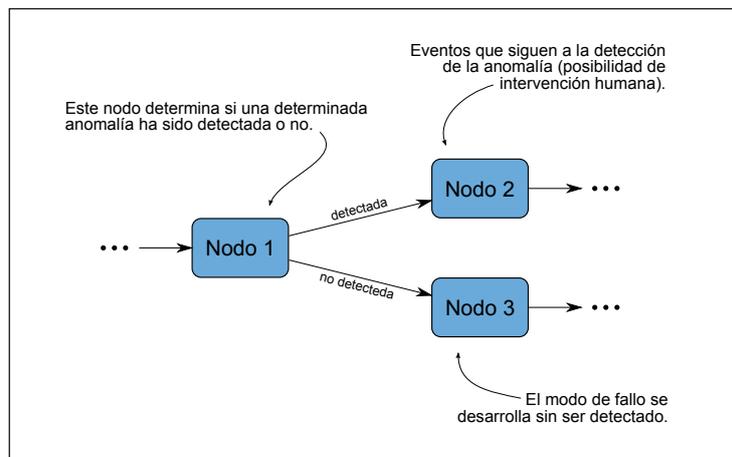


Figura 12.10: Fragmento de un diagrama de influencia con una bifurcación.

de fallo. La principal característica de la modelación de modos de fallo es que conduce a ramas que no son mutuamente excluyentes. Cuando se asignan probabilidades condicionales de rotura a varios modos de fallo, habitualmente se hace para cada uno como si el resto de modos de fallo no existieran. En un caso extremo en que se está en una rama del árbol de eventos correspondiente a una solicitud muy desfavorable se podría llegar a que cada modo de fallo tuviera una probabilidad condicional de rotura de 1. Si hay n modos de fallo, la suma de probabilidades condicionales sería igual a $n > 1$, lo cual no tiene sentido. A falta de datos que permitan una modelación más exacta, el enfoque recomendado en estos casos consiste en evaluar todos los modos de fallo paralelamente y realizar ciertas correcciones (ver apartado 13.6) a las probabilidades condicionales de rotura [84].

En la metodología propuesta, esto se consigue nuevamente mediante una bifurcación, donde cada rama representa un modo de fallo. Sin embargo a diferencia del caso anterior de bifurcación donde en cada caso sólo se sigue una de las ramas del árbol de eventos, aquí se deben seguir todas ellas y posteriormente realizar un ajuste. Esto se indica por medio de un nodo especial, que se ha bautizado con el nombre de *nodo MF* y dibujando las ramas del árbol de influencia en trazo discontinuo. La figura 12.11 muestra un ejemplo de diagrama de influencia con 2 modos de fallo

12.4.3. Bucles en el diagrama de influencia

Por último, una vez expuestas las bifurcaciones se puede explicar el uso que se le ha dado a los bucles. En realidad, el uso de bucles no es estrictamente necesario, no aporta más generalidad a la herramienta. Es simplemente una manera de conseguir que los diagramas de influencia sean más compactos, evitando repeticiones innecesarias.

Cuando en algún punto, después de que un diagrama de influencia se haya bifurcado, se tiene que los distintos subárboles vuelven a ser iguales, esto llevaría

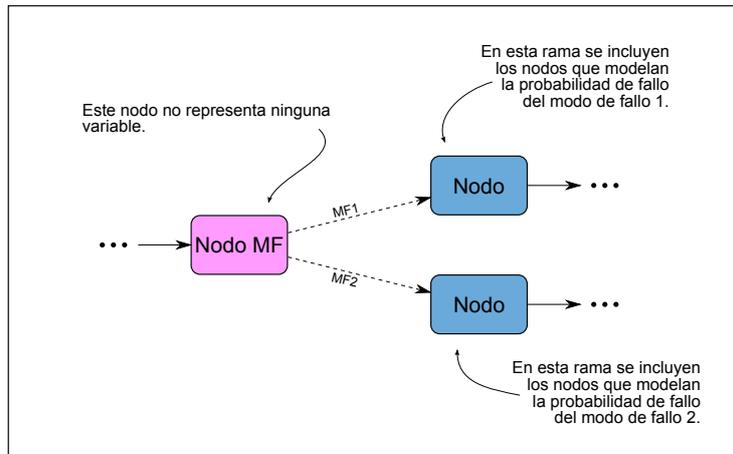


Figura 12.11: Fragmento de un diagrama de influencia con 2 modos de fallo.

a que en cada rama del diagrama bifurcado se repetirían los mismos nodos. En ese caso, se puede emplear un bucle para evitar la repetición. La figura 12.12 muestra un ejemplo de ello.

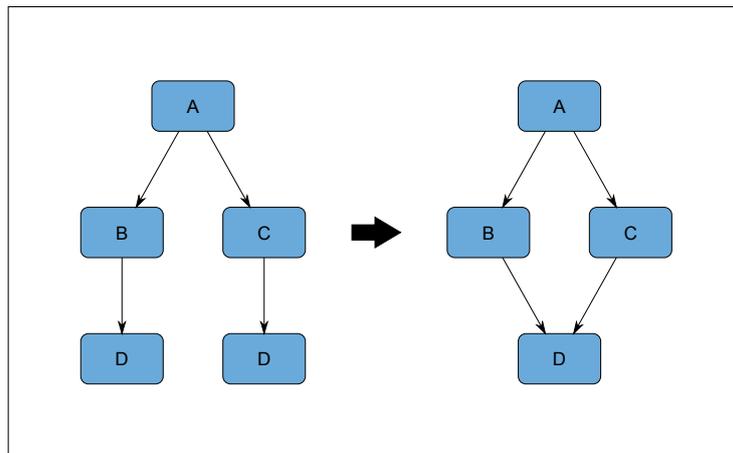


Figura 12.12: Simplificación de un diagrama de influencia por medio del uso de bucles.

Capítulo 13

Implementación

13.1. Mecánica general

El objetivo del cálculo del diagrama de influencia es llegar a una tabla como la mostrada anteriormente en el cuadro 12.1. Dicha tabla consta de una fila para cada posible cadena de eventos donde se recoge su probabilidad (que es el resultado de multiplicar todas las probabilidades condicionales de sus ramas) y los valores que han ido tomando las distintas variables.

Una vez obtenida la tabla, el cómputo de los distintos resultados que se requieren de un análisis de riesgo es relativamente sencillo. Por ejemplo, para calcular la probabilidad de rotura de la presa, simplemente hay que sumar las probabilidades de aquellos caminos en los que la presa haya roto. Para calcular el riesgo, en cada rama se multiplica su probabilidad por el valor de la variable que define las consecuencias (pérdidas económicas o pérdida de vidas) obteniendo así el riesgo de cada rama. Sumando los riesgos de todas las ramas se obtiene el riesgo total de la presa.

El paso del diagrama de influencia a la tabla de resultados se realiza en un proceso de ida y vuelta, por razones que se explican más adelante (apartado 13.6). Se parte del nodo inicial y se van generando las ramas de manera recursiva. En el proceso de generación de ramas, se asigna a cada una sus variables y valores (su pedigrí), pero no se asignan sus probabilidades. Una vez se ha llegado hasta una hoja se empiezan a asignar las probabilidades condicionales deshaciendo el camino andado hasta llegar de nuevo al nodo inicial, momento en el cual se habrá finalizado el cálculo. En cada paso la decisión de cuántas ramas generar en un nodo y qué variables, valores o probabilidades asignar depende de cómo se hayan introducido los datos y se trata en los apartados 13.2 a 13.5.

El proceso es mucho más fácil de entender con un ejemplo simple. Se empleará el mismo que en el capítulo 12 (figura 12.2). Como se ha dicho, el objetivo es llegar a calcular la tabla de resultados. La figura 13.1 muestra el resultado final al que se desea llegar, desde el diagrama de influencia a la tabla de resultados, acompañados por el árbol de eventos implícito.

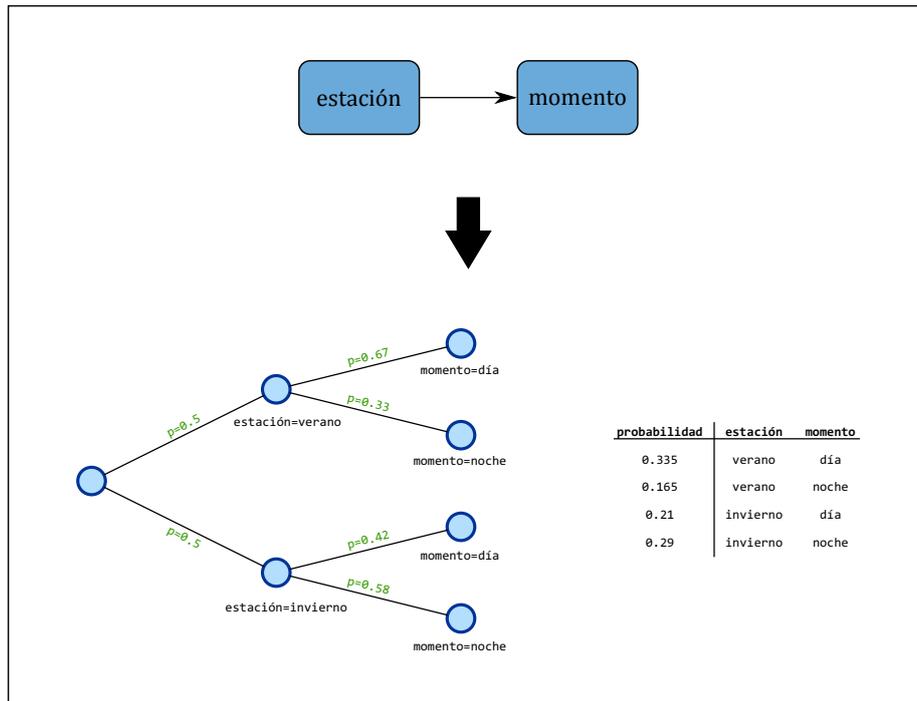


Figura 13.1: Ejemplo desarrollado de cálculo. Resultado final.

En la figura 13.2 se muestra el primer paso. Al leer los datos del primer nodo, la herramienta detecta que tiene dos ramas, pero en primera instancia sólo crea la primera rama del primer nodo. En este punto, esta rama todavía no tiene probabilidad asignada y sólo tiene una variable asignada (estación = invierno). Esto se ve reflejado en la tabla de la derecha.

En el siguiente paso se puede ver cómo se ha avanzado al segundo nodo, donde se ha creado también la primera rama (13.3). Esto no significa que se deba añadir una nueva entrada a la tabla de resultados sino que se añade una segunda variable a la primera fila.

Tras el paso 2, se ha llegado a una hoja del árbol de eventos. Por lo tanto en el paso 3 se comienza el proceso en sentido contrario, asignando en primer lugar la probabilidad condicional de la última rama (figura 13.4). Obsérvese que la probabilidad que aparece en la tabla en este momento todavía no es la probabilidad final ya que todavía no se ha multiplicado por la probabilidad condicional de la primera rama.

En el paso 4 se crea una segunda entrada en la tabla asignándole las variables correspondientes (figura 13.5) y en el paso 5 se le asigna su probabilidad condicional (figura 13.6)

En el paso 6 (figura 13.7), se ha vuelto ya a la rama inicial y se multiplican las probabilidades de todos sus subárboles por su probabilidad condicional (en este caso 0.5). Esto se refleja en la tabla de la figura 13.7 por un cambio en las probabilidades.

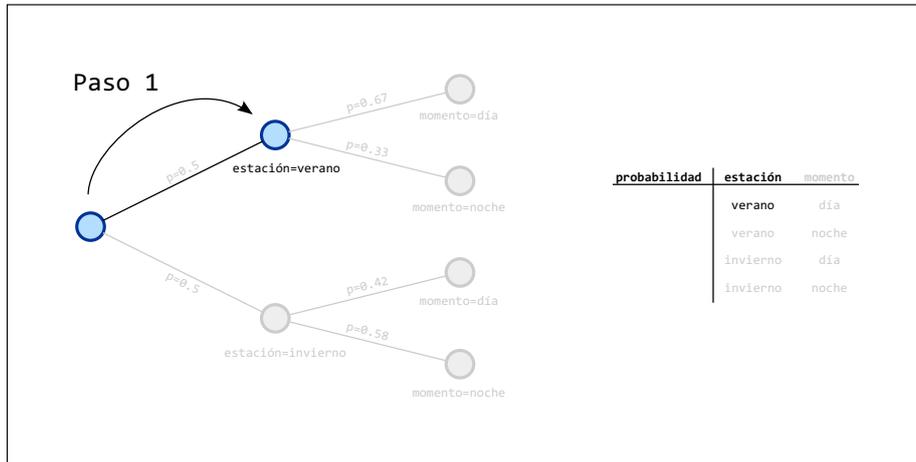


Figura 13.2: Ejemplo desarrollado de cálculo. Paso 1.

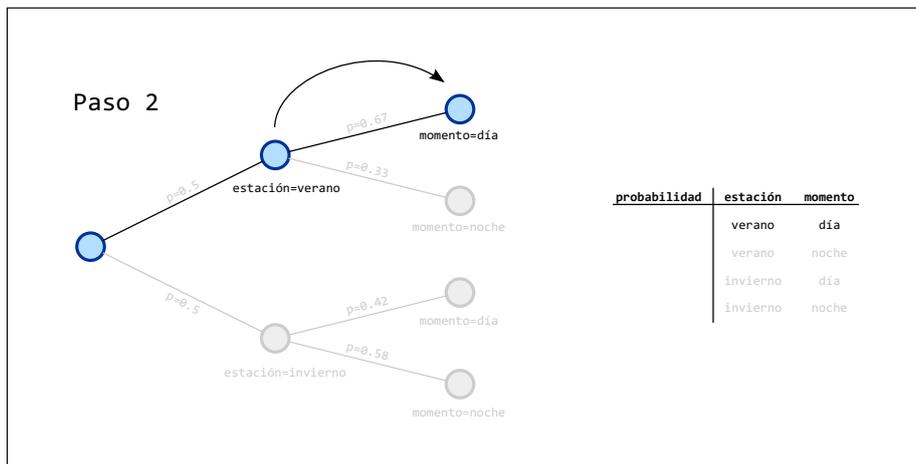


Figura 13.3: Ejemplo desarrollado de cálculo. Paso 2.

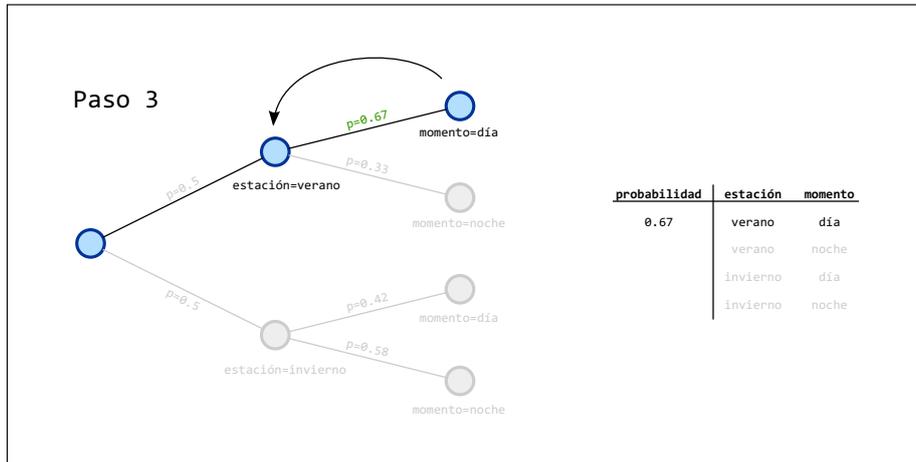


Figura 13.4: Ejemplo desarrollado de cálculo. Paso 3.

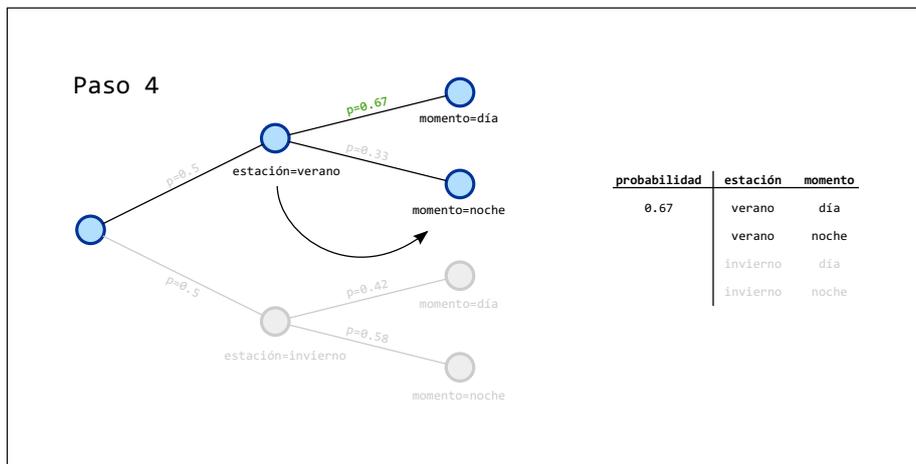


Figura 13.5: Ejemplo desarrollado de cálculo. Paso 4.

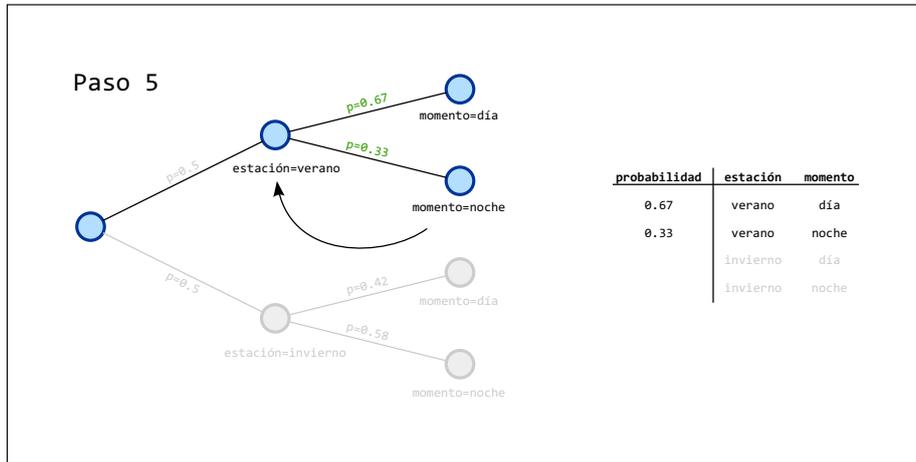


Figura 13.6: Ejemplo desarrollado de cálculo. Paso 5.

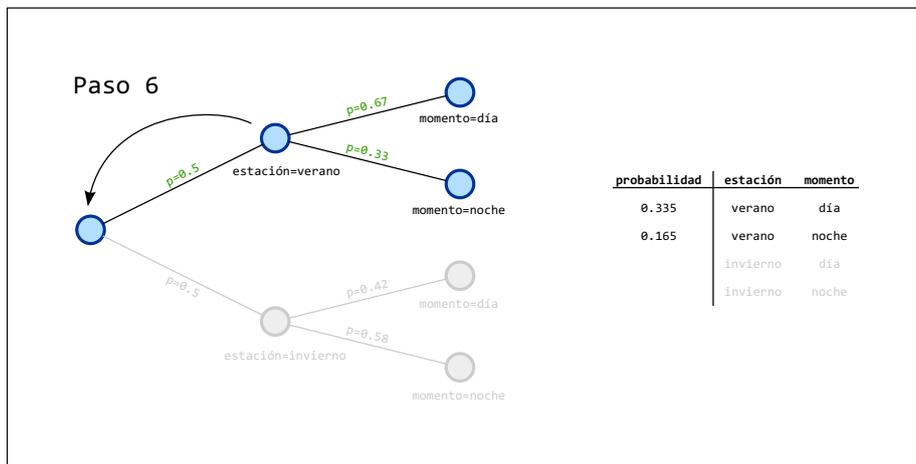


Figura 13.7: Ejemplo desarrollado de cálculo. Paso 6.

Se prosigue con esta mecánica hasta agotar todas las ramas, llegando en el paso 13 (figura 13.8) al resultado buscado.

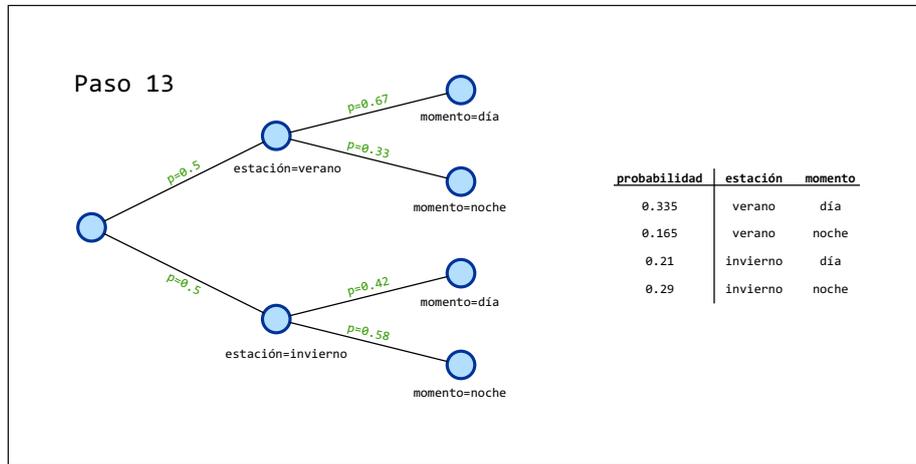


Figura 13.8: Ejemplo desarrollado de cálculo. Paso 13.

Como ya se ha dicho, para poder generar las ramas de cada nodo, además del diagrama de influencia se necesita información sobre cada variable que especifique los valores que tomarán dichas ramas. El cómo se puede especificar esta información se trata en los siguientes apartados, en los que se han identificado distintos tipos de nodos en función de cómo se introduce la información correspondiente. Sin embargo hay una cosa que tienen en común todos los tipos de nodos: ningún valor puede depender de valores que no hayan aparecido en sus ramas padres. Así, en el ejemplo expuesto la probabilidad de que sea de día o de noche es distinta en función de si es verano o invierno, pero no podría ser que la probabilidad de que sea invierno o verano dependiera de que fuese de día o de noche.

13.2. Nodos tipo DC

Este nodo se emplea para especificar eventos cuyos valores asociados y probabilidades se conocen y no son funciones de ninguna otra variable. Estos eventos deben en principio ser mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos, lo cual implica que sus probabilidades condicionales deben ser uno.

Por ejemplo, este nodo puede utilizarse para definir la estación (verano/invierno) o el momento del día (día/noche).

La información que debe acompañar a este nodo es una tabla, con tantas filas como ramas represente y con los valores y probabilidades de dichas ramas. Por ejemplo, el cuadro 13.1 muestra la información asociada al nodo estación del ejemplo que se ha empleado más arriba.

Para dar más flexibilidad a este nodo, se permite definir múltiples tablas, especificando un criterio para seleccionar una u otra (cuadro 13.2).

probabilidad	estación
0.5	verano
0.5	invierno

Cuadro 13.1: Ejemplo de información asociada a un nodo DC.

<i>estación=verano</i>		<i>estación=invierno</i>	
probabilidad	momento	probabilidad	momento
0.67	día	0.42	día
0.33	noche	0.58	noche

Cuadro 13.2: Ejemplo de información asociada a un nodo DC (caso con múltiples tablas).

13.3. Nodos tipo FP

Este nodo se utiliza para introducir una disyuntiva sí/no asociada a una cierta probabilidad (como por ejemplo la probabilidad de rotura de la presa en función del nivel de agua en el embalse). Este nodo siempre se expande en dos ramas (sí y no) y sus probabilidades dependen de una o varias variables que deben haberse definido en nodos previos. Estas relaciones podrán venir especificadas por cualquier relación matemática, ya sea una función analítica o una tabla de interpolación. La probabilidad de la rama que representa la no ocurrencia del evento se puede calcular a partir de la otra:

$$p(\text{sí}) = f(x)$$

$$p(\text{no}) = 1 - f(x)$$

Como ejemplo de la información a adjuntar en este nodo se puede ver el cuadro 13.3, que da la probabilidad de rotura condicional de una determinada presa en función de la altura de sobrevertido mediante una tabla de interpolación. Como se puede ver, no es necesario incluir la probabilidad de no rotura, ya que esta se puede calcular automáticamente.

probabilidad	altura de sobrevertido (m)
0	0
0.05	0.3
0.45	0.7
0.5	1

Cuadro 13.3: Ejemplo de información asociada a un nodo FP.

Igual que en el nodo DC, se permite la definición de múltiples tablas o relaciones, especificando un criterio para seleccionar una u otra.

13.4. Nodos tipo FV

Con este nodo se puede fijar el valor de una variable en función de otra u otras. Equivale a una única rama con probabilidad 1. El valor de la variable, de manera similar al anterior nodo puede depender de una o varias variables que deben haberse definido en nodos previos. Esta relación podría venir especificada por cualquier relación matemática, ya sea una función analítica o una tabla de interpolación.

Un nodo FV se puede usar por ejemplo para calcular los daños producidos aguas abajo de la presa en función del caudal de rotura de la presa. El cuadro 13.4 muestra un ejemplo de una tabla con ese tipo de información. Como se puede ver no se incluye ninguna información probabilística, ya que el nodo se corresponde con exactamente una rama de probabilidad 1.

caudal de rotura (m^3/s)	pérdidas económicas (M€)
150	0
7236	152
10565	422
12149	652
13854	959
15366	1175

Cuadro 13.4: Ejemplo de información asociada a un nodo FP.

Igual que en los nodos anteriores, se permite definir múltiples tablas o relaciones, especificando un criterio para seleccionar una u otra.

13.5. Nodos tipo PE

Este tipo de nodos es adecuado cuando una variable viene definida por su Probabilidad de Excedencia (PE). Ejemplos habituales de esto son la Probabilidad Anual de Excedencia (PAE) de un nivel máximo de embalse o de una aceleración sísmica, pero el nodo no se restringe a valores anualizados. Por lo tanto, la información asociada a este nodo es la relación entre la probabilidad de excedencia y la variable en cuestión, por ejemplo a través de una tabla como la mostrada en el cuadro 13.5.

La información proporcionada consiste en una curva continua de probabilidades de excedencia mientras que los datos necesarios para calcular un árbol de eventos son las probabilidades de ocurrencia. Por lo tanto, es necesario discretizar la curva. El proceso ya se ha explicado en el apartado 1.3.6, pero se repite aquí por completitud.

Cuando se plantea la modelización de variables continuas en un árbol de eventos se deben discretizar dichas variables mediante varias ramas. Cada una de estas ramas representará un rango de valores que dicha variable puede tomar. Para los cálculos posteriores, se tendrá que tomar en dicha rama un valor representativo, que habitualmente será el valor medio del rango. La probabilidad de

PAE (año ⁻¹)	Nivel máximo (m)
0.1	1290.60
0.04	1290.85
0.02	1291.10
0.01	1291.23
0.002	1291.73
0.001	1293.25
0.0002	1293.79
0.0001	1294.21

Cuadro 13.5: Ejemplo de información asociada a un nodo PE.

cada rama será la probabilidad de estar en cualquiera de los valores de su rango. Si se dispone de una curva de probabilidad de excedencia (*PE*) de la variable modelada, la probabilidad de que la variable se encuentre entre v_i y v_{i+1} , es decir, la probabilidad de la rama i se puede calcular como $PE(v_i) - PE(v_{i+1})$.

La figura 13.9 es un ejemplo de cómo se discretiza una variable continua, en este caso el nivel de embalse. Se parte de una relación entre nivel de embalse y probabilidad de excedencia, que va de $PE = 1$ para el nivel mínimo a $PE = 0$ para el nivel máximo. Se discretiza en 10 intervalos¹. Cada uno de estos intervalos se convierte en una rama, cuya probabilidad y nivel representativo se calculan como se ha explicado.

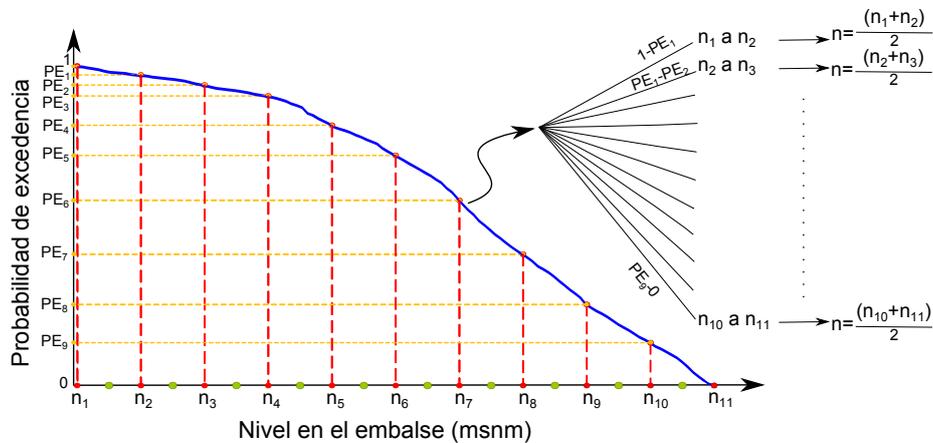


Figura 13.9: Ejemplo de discretización de una variable continua.

Cuando se realiza la partición de una variable continua en intervalos, se consigue una mayor precisión cuanto más pequeños sean éstos. Obviamente esto lleva a tener más ramas en el árbol de eventos. Si el árbol de eventos se fuera a resolver de manera manual, el número de intervalos tendría que ser forzosamente pequeño. Con el empleo de software que automatice los cálculos, esto deja de ser un problema. Por otra parte, los intervalos no tienen porqué ser

¹Es oportuno resaltar aquí, que si la curva de probabilidad se ha introducido por puntos, éstos no tienen porqué coincidir con el número ni la posición de los intervalos en que posteriormente se discretiza la curva.

equidistantes y a igual número de intervalos, su distribución puede ser crucial para conseguir una buena precisión en los resultados. Este tema se trata con más profundidad en el apéndice B.

Igual que en los nodos anteriores, se permite definir múltiples tablas o relaciones, especificando un criterio para seleccionar una u otra.

13.6. Nodos tipo MF

Como se adelantó en el apartado 12.4.2, este tipo de nodo es un nodo auxiliar (no tiene asociada ninguna tabla de datos). Su función es permitir evaluar ramas que no sean mutuamente excluyentes entre sí, típicas del estudio de los modos de fallo.

Cuando se estudian presas con varios modos de fallo, se deben tener en cuenta algunas consideraciones específicas como son los ajustes por causa común y la congelación de variables. Se incluye a continuación una exposición de estos conceptos y de cómo afectan a los cálculos aquí discutidos. Para más información, se puede consultar [84].

Una herramienta numérica que pretenda poder realizar cálculos de riesgo en el campo de seguridad de presas, debe ser capaz de realizar los ajustes que se exponen a continuación.

Aunque los ajustes a realizar ya se han expuesto en el apartado 1.3.7, se repiten aquí por completitud, junto con algún comentario relativo a la implementación.

13.6.1. Ajuste de causa común

Cuando dentro de un escenario existen k modos de fallo no mutuamente excluyentes entre sí (con una probabilidad condicional individual p_i), la probabilidad total de rotura en el escenario se encuentra entre los límites fijados por el Teorema de los límites unimodales [111]. Dicho teorema es pues una forma de acotar la magnitud de la probabilidad total de rotura en escenarios que derivan de una causa común:

$$\max(p_i) \leq p_r^e \leq 1 - \prod_{i=1}^k (1 - p_i)$$

Si se decide realizar un ajuste por el límite inferior, una opción con sentido físico es mantener sin ajustar la probabilidad del modo de fallo más probable y reducir el resto de probabilidades a 0. Esto se corresponde con un proceso de dominancia y equivale a decir que si la presa rompe, romperá antes por ese determinado modo de fallo, no dando lugar a que pueda romper por los demás. La figura 13.10 ilustra la situación mediante un diagrama de Venn.

Si se decide realizar un ajuste por el límite superior, se pueden ajustar todos los modos de fallo en la misma medida para que la suma de probabilidades sea igual a la calculada mediante el límite superior. El diagrama de Venn de la

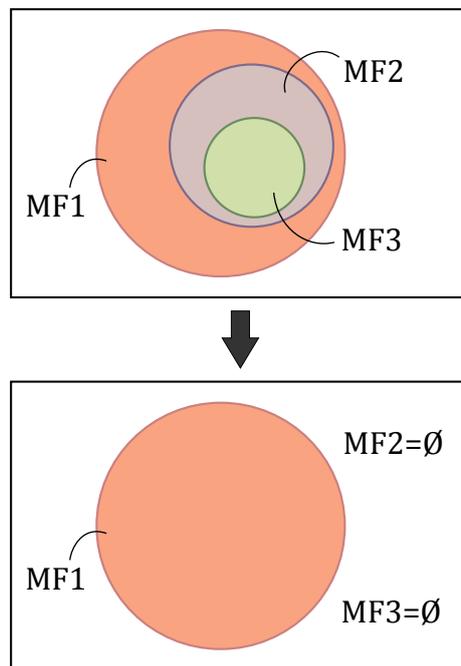


Figura 13.10: Diagrama de Venn del ajuste de causa común por el límite inferior.

figura 13.11 muestra esta situación. También es posible realizar algún tipo de promedio entre ambos ajustes.

La posibilidad de realizar este ajuste es la causa de que el proceso de cálculo de árboles de eventos explicado en el apartado 13.1 sea de ida y vuelta: para que en este punto del árbol de eventos se conozcan las probabilidades de todos sus subárboles y se pueda así corregirlas.

13.6.2. Congelación

Este ajuste se realiza para corregir una limitación del cálculo de árboles de eventos tal como se plantea habitualmente. En un escenario hidrológico la sollicitación que supone una avenida es un proceso que se desarrolla en el tiempo. Esto se puede apreciar por ejemplo en el embalse, que parte de un cierto nivel y va subiendo (relativamente despacio) hasta alcanzar su máximo nivel (para ese episodio). Es posible que para un cierto nivel haya unos modos de fallo con mayor probabilidad de rotura y que esta distribución sea distinta para otro nivel superior. Sin embargo existe la posibilidad de que no se llegue a alcanzar ese segundo nivel porque la presa rompa antes de alcanzar.

Este proceso en el tiempo es intrínsecamente difícil de modelar mediante árboles de eventos y la aproximación que algunos autores han seguido para corregir esta simplificación es suponer que cuando se alcanza una probabilidad total de rotura de 1 para un cierto nivel, se mantenga la distribución de probabilidades de rotura por modos de fallo, congelándolas para niveles superiores. Esta

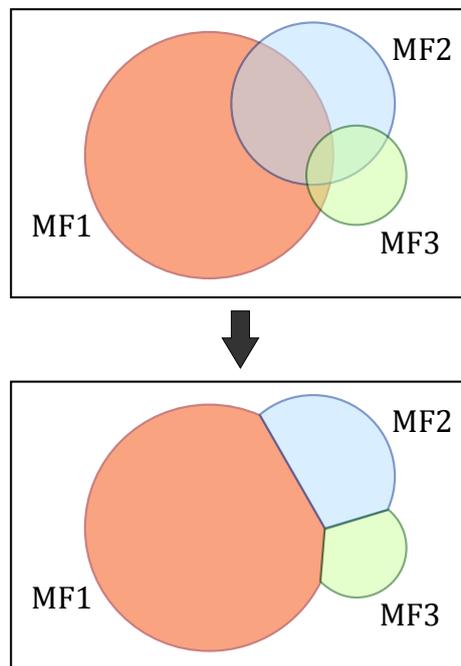


Figura 13.11: Diagrama de Venn del ajuste de causa común por el límite superior.

congelación también puede extenderse a otras variables como por ejemplo el caudal de rotura.

Sin embargo hay que enfatizar que este enfoque sigue siendo una aproximación y que en casos como el escenario sísmico donde las cargas son prácticamente instantáneas no tiene sentido aplicarlo.

Capítulo 14

Verificación

14.1. Planteamiento

En el presente capítulo se reproducen los resultados de un análisis de riesgo publicado [72], aplicando la metodología desarrollada en este trabajo. Para ello se han utilizado exclusivamente los operadores genéricos desarrollados en los capítulos anteriores sin necesidad de realizar ninguna adaptación específica.

Con esto se pretenden cubrir dos objetivos. El primero es comprobar que la herramienta desarrollada no tiene errores y es por lo tanto capaz de reproducir con exactitud los resultados de riesgo. El segundo objetivo es comprobar la generalidad de la metodología planteada, es decir, ver si los operadores genéricos que se han presentado en el capítulo 13 son suficientes para modelar completamente un caso real.

14.2. Modelos de riesgo

En el trabajo original, se plantean tres escenarios de sollicitación: hidrológico, sísmico e hidrológico interno. Sin embargo, a la hora de llevar estos escenarios de sollicitación a los cálculos, se plantean dos árboles de eventos: uno para el escenario sísmico y otro que condensa el escenario hidrológico y el hidrológico interno.

Así, los modos de fallo que se incluyen en cada escenario de sollicitación son los siguientes:

- Hidrológico:
 - Erosión en el pie de aguas abajo
 - Rotura por colapso de equipos hidromecánicos del desagüe de fondo
- Sísmico:
 - Sección aliviadero - Deslizamiento en el contacto presa-cimiento

- Sección lateral - Deslizamiento profundo
- Sección lateral - Deslizamiento contacto presa-cimiento
- Estribo derecho - Deslizamiento
- Hidrológico interno:
 - Sección aliviadero - Deslizamiento en el contacto presa-cimiento
 - Sección lateral - Deslizamiento profundo
 - Sección lateral - Deslizamiento contacto presa-cimiento
 - Rotura por sifonamiento o erosión interna a través de un estrato margoso
 - Estribo derecho - Deslizamiento

La figura 14.1 muestra el modelo de riesgo empleado para realizar los cálculos de los escenarios hidrológico e hidrológico interno, plasmado mediante su diagrama de influencia (ver capítulo 13).

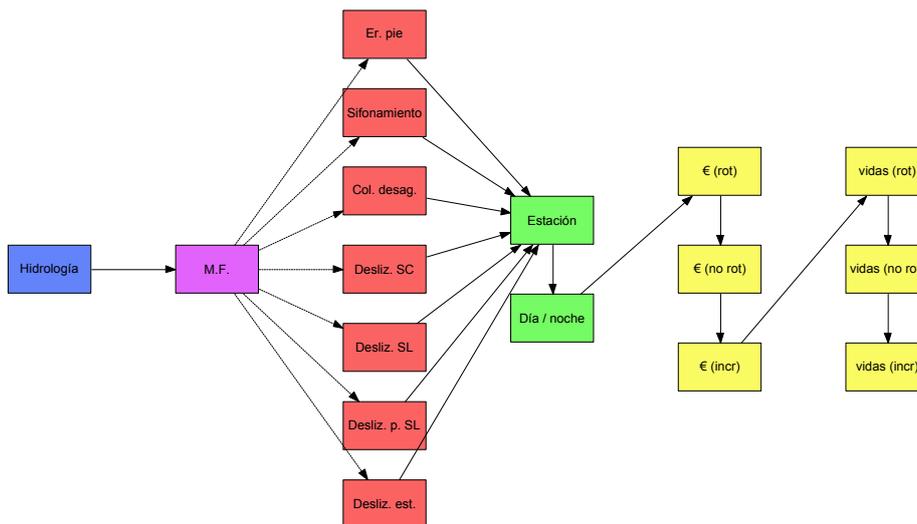


Figura 14.1: Diagrama de influencia del escenario hidrológico.

Se describe a continuación la modelación de cada nodo.

- El primer nodo da la probabilidad anual de alcanzar un determinado nivel máximo, así como los valores asociados de caudal pico laminado y caudal pico de rotura. Los datos de entrada están preprocesados de tal manera que se contemplan todas las posibles combinaciones de nivel previo de embalse y operatividad de compuertas. Esta información viene detallada en [72] mediante una serie de tablas (una para cada combinación de nivel previo de embalse y operatividad de compuertas) con la probabilidad anual de excedencia de las tres variables. Se ha empleado por lo tanto un nodo tipo PE. El número de intervalos de discretización para reproducir

los resultados es de 80, incluyendo el último intervalo que recoge las probabilidades inferiores a la mínima considerada (ver apartado 13.5). Los intervalos se han tomado equiespaciados en el eje de los niveles máximos y la interpolación entre datos se ha hecho logarítmica.

- A continuación se recoge la probabilidad de fallo de cada uno de los 7 modos de fallo considerados. Para cada modo de fallo, la probabilidad condicional de rotura viene dada mediante una tabla de interpolación en función del nivel máximo de embalse, excepto para el modo de fallo por erosión en el pie, donde la probabilidad es función del caudal máximo laminado. La interpolación es logarítmica. Se ha realizado el ajuste de causa común por la media del límite inferior y el superior (apartado 13.6) y se ha activado la congelación (apartado 13.6).
- Los siguientes dos nodos determinan la probabilidad de que sea verano o invierno y día o noche, lo cual influye en la estimación de consecuencias.
- Finalmente, se calculan las consecuencias, tanto económicas (euros) como sociales (vidas). Para cada una de estas dos consecuencias se calculan las consecuencias debidas a la inundación en caso de que la presa rompa (en función del caudal pico de rotura) y en caso de que la presa no rompa (en función del caudal pico laminado sin rotura). Las consecuencias en vidas son distintas según la estación (verano/invierno) y el momento del día (día/noche). Además, las consecuencias están discretizadas en 4 núcleos de población.

Por último, al utilizar curvas de daños distintas para las consecuencias en caso de rotura y no rotura, cabe la posibilidad de que las consecuencias en caso de rotura sean menores que las de no rotura. En [72] se optó por hacer las consecuencias nulas en ese caso. Así, las consecuencias se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$c_{\Delta} = \sum_{i=1}^4 \max[0, c_{r,i} - c_{nr,i}]$$

donde c_{Δ} son las consecuencias incrementales, $c_{r,i}$ son las consecuencias en el núcleo i en caso de rotura y $c_{nr,i}$ son las consecuencias en el núcleo i en caso de no rotura. Para las consecuencias económicas, hay que añadir también el coste de reconstrucción de la presa, que se estimó en 37394207.89 €.

Para el escenario sísmico se ha creado otro modelo, que se muestra en la figura 14.2.

Se describe a continuación la modelación de cada nodo.

- El primer nodo da la probabilidad anual de alcanzar una determinada aceleración horizontal máxima. Se ha empleado por lo tanto un nodo tipo PE. El número de intervalos de discretización para reproducir los resultados es de 80, incluyendo el último intervalo que recoge las probabilidades inferiores a la mínima considerada (ver apartado 13.5). Los intervalos se han tomado equiespaciados en el eje de la aceleración horizontal máxima y la interpolación entre datos se ha hecho logarítmica.

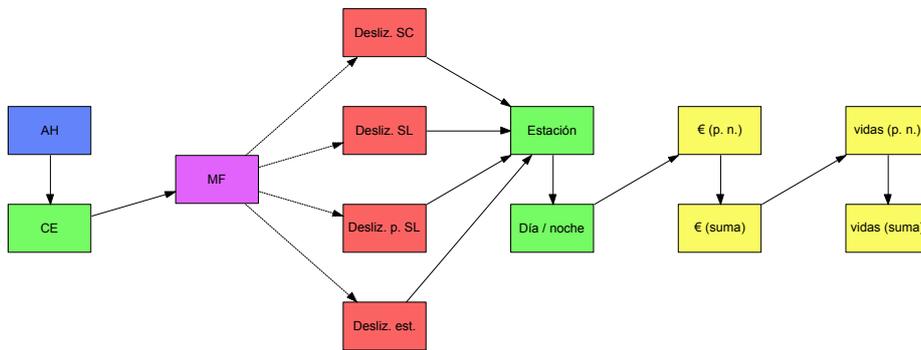


Figura 14.2: Diagrama de influencia del escenario sísmico.

- El segundo nodo da la probabilidad de encontrarse a una u otra cota en el embalse en el momento de presentarse el terremoto. Se ha discretizado también en 80 ramas.
- A continuación se recoge la probabilidad de fallo de cada uno de los 4 modos de fallo considerados. Para cada modo de fallo, la probabilidad condicional de rotura viene dada mediante una tabla de doble interpolación en función de la aceleración horizontal máxima y la cota de embalse. La interpolación es logarítmica. Se ha realizado el ajuste de causa común por la media del límite inferior y el superior (apartado 13.6) pero no se ha activado la congelación (apartado 13.6).
- Los siguientes dos nodos determinan la probabilidad de que sea verano o invierno y día o noche, lo cual influye en la estimación de consecuencias.
- Finalmente, se calculan las consecuencias, que en el caso sísmico se calculan directamente ya que se asume que las consecuencias en caso de no rotura son nulas por lo que no es necesario realizar el cálculo de las consecuencias incrementales. Las consecuencias se calculan para cada núcleo en función de la cota del embalse y para las consecuencias económicas se tienen en cuenta también los costes de reconstrucción de la presa, que son iguales a los del escenario hidrológico.

Todos los datos que alimentan estos modelos de riesgo son directamente los que se detallan en [72].

14.3. Resultados

A partir de los modelos de riesgo mostrados se obtuvieron en primer lugar los valores anuales de probabilidad de rotura y riesgo, que se muestran en el cuadro 14.1 comparados con los publicados en [72]. Como se puede observar, los resultados son idénticos.

La figura 14.3 muestra la evaluación de riesgo según los criterios del USBR publicada en [72]. En ella se muestran los resultados del caso analizado y de varias alternativas de reducción de riesgo. En el presente trabajo sólo se han

	PROBABILIDAD DE ROTURA			RIESGO (EUROS)			RIESGO (VIDAS)		
	Calculado	Original	Diferencia	Calculado	Original	Diferencia	Calculado	Original	Diferencia
<i>Hidrológico</i>									
Er. pie	1.28E-10	1.28E-10	0.00%	0	0	0.00%	6.98E-08	6.98E-08	0.00%
Col. desag.	8.00E-08	8.00E-08	0.00%	16	16	0.00%	1.24E-05	1.24E-05	0.00%
<i>Hidrológico interno</i>									
Desliz. SC	1.47E-04	1.47E-04	0.00%	29956	29956	0.00%	2.38E-02	2.38E-02	0.00%
Desliz. p. SL	3.90E-09	3.90E-09	0.00%	1	1	0.00%	6.04E-07	6.04E-07	0.00%
Desliz. SL	2.63E-04	2.63E-04	0.00%	53043	53043	0.00%	4.24E-02	4.24E-02	0.00%
Sifonamiento	4.13E-08	4.13E-08	0.00%	8	8	0.00%	6.23E-06	6.23E-06	0.00%
Desliz. est.	2.05E-08	2.05E-08	0.00%	4	4	0.00%	3.23E-06	3.23E-06	0.00%
<i>Sísmico</i>									
Desliz. SC	9.01E-05	9.01E-05	0.00%	44504	44504	0.00%	3.95E-02	3.95E-02	0.00%
Desliz. p. SL	3.21E-10	3.21E-10	0.00%	0	0	0.00%	1.12E-07	1.12E-07	0.00%
Desliz. SL	3.71E-05	3.71E-05	0.00%	18659	18659	0.00%	1.66E-02	1.66E-02	0.00%
Desliz. est.	7.91E-09	7.91E-09	0.00%	2	2	0.00%	1.17E-06	1.17E-06	0.00%
TOTAL	5.38E-04	5.38E-04	0.00%	146193	146193	0.00%	1.22E-01	1.22E-01	0.00%

Cuadro 14.1: Comparación entre los resultados obtenidos (calculado) y los publicados en [72] (original).

reproducido los resultados del caso base, ya que el objetivo no es rehacer el estudio completo sino verificar que los procedimientos desarrollados en esta tesis son efectivos y ofrecen los mismos resultados, para lo cual, el caso base es suficiente. Por lo tanto, en la figura 14.4 se muestran sólo los resultados del caso base. Los resultados son idénticos, con el único comentario que en el estudio original, se truncó el eje vertical en el valor de 10^{-7} , con lo cual el punto correspondiente aparece algo más alto de lo que le corresponde.

Por último, se comparan las curvas F-N. En la figura 14.5 se comparan las curvas F-N frente a los criterios de tolerabilidad de riesgo del ANCOLD para el caso original. De nuevo, para el caso original se muestra tanto el caso base como diferentes alternativas de reducción de riesgo. En la figura 14.6 se reproducen los resultados para el caso base. Para ello se han agregado los resultados de todos los escenarios de sollicitación. Se observa que las curvas son prácticamente idénticas, siendo las diferencias principalmente debidas a la discretización empleada para la representación.

14.4. Conclusiones

En el presente capítulo se han reproducido resultados previamente publicados empleando para ello la herramienta desarrollada en los capítulos 11 a 13. Para ello no se han realizado adaptaciones específicas al caso estudiado sino que se ha configurado la arquitectura del modelo de riesgo simplemente empleando los operadores genéricos ideados. De esta manera se ha validado tanto la exactitud de la herramienta como la generalidad del planteamiento.

Con esta herramienta consolidada se plantea en el próximo capítulo la manera de abordar sistemas de varias presas, un problema que hasta la fecha sólo se abordaba por medio de hipótesis simplificadoras. Además, en los capítulos 16 y 17 se analizan 5 presas diferentes, tanto individualmente como en los dos sistemas que forman, con lo que se comprueba nuevamente la adaptabilidad y la potencia de la metodología planteada.

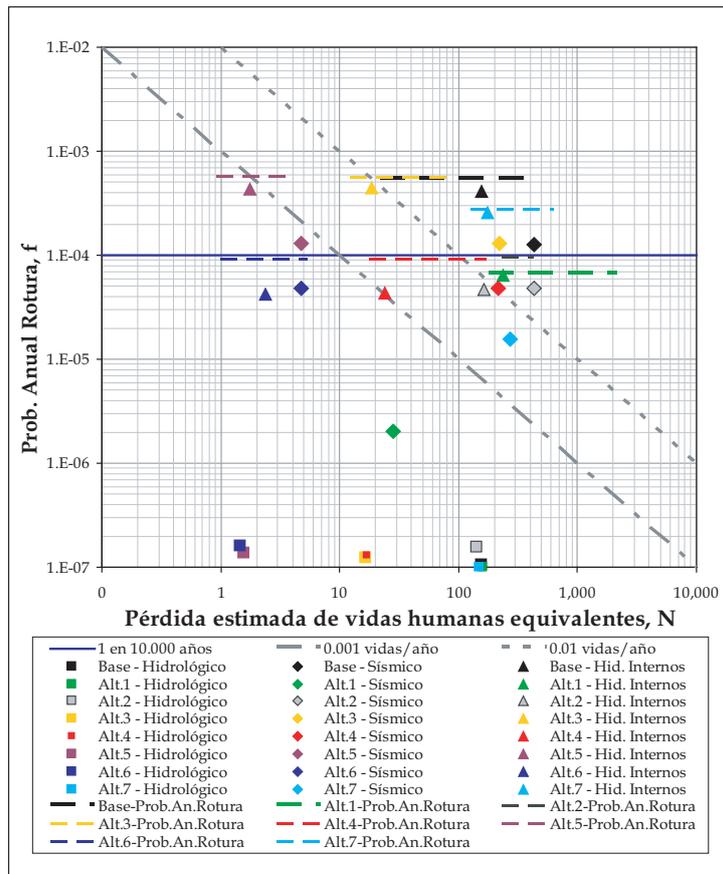


Figura 14.3: Evaluación del riesgo según los criterios de tolerabilidad del USBR para el caso estudiado (original) y diferentes alternativas de riesgo (fuente [72]).

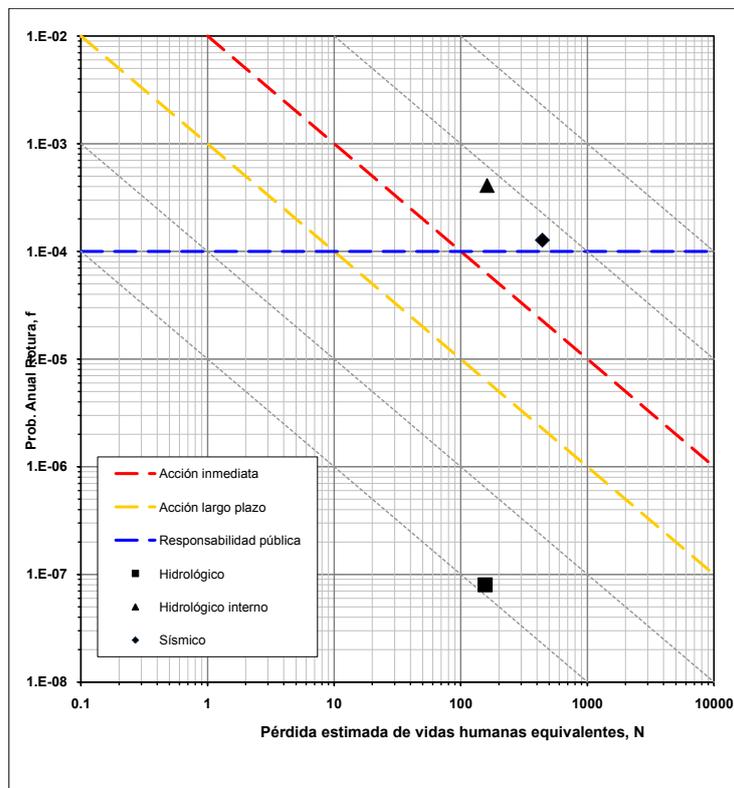


Figura 14.4: Evaluación del riesgo según los criterios de tolerabilidad del USBR para el caso estudiado (calculado).

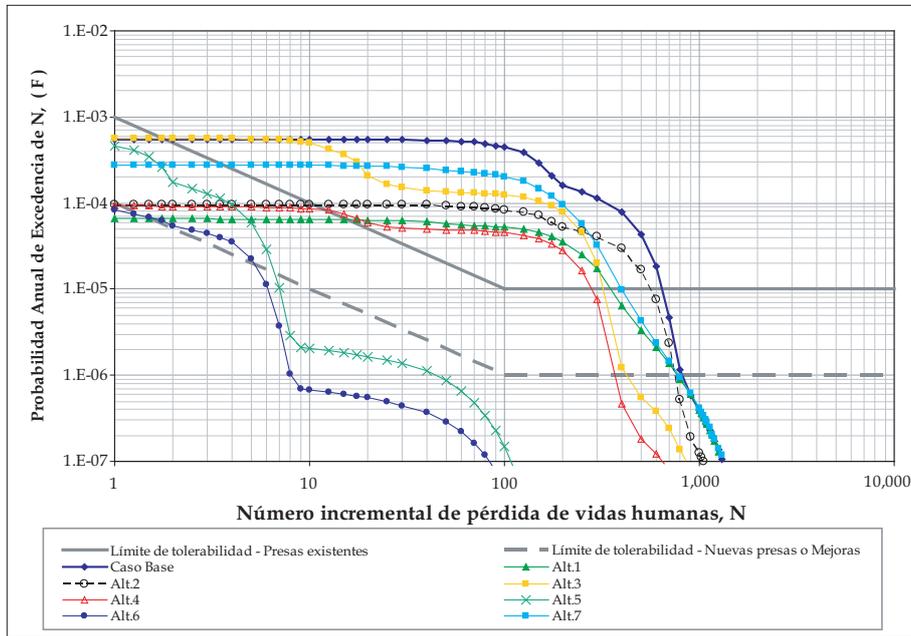


Figura 14.5: Evaluación del riesgo según los criterios de tolerabilidad del AN-COLD para el caso estudiado (original) y diferentes alternativas de riesgo (fuente [72]).

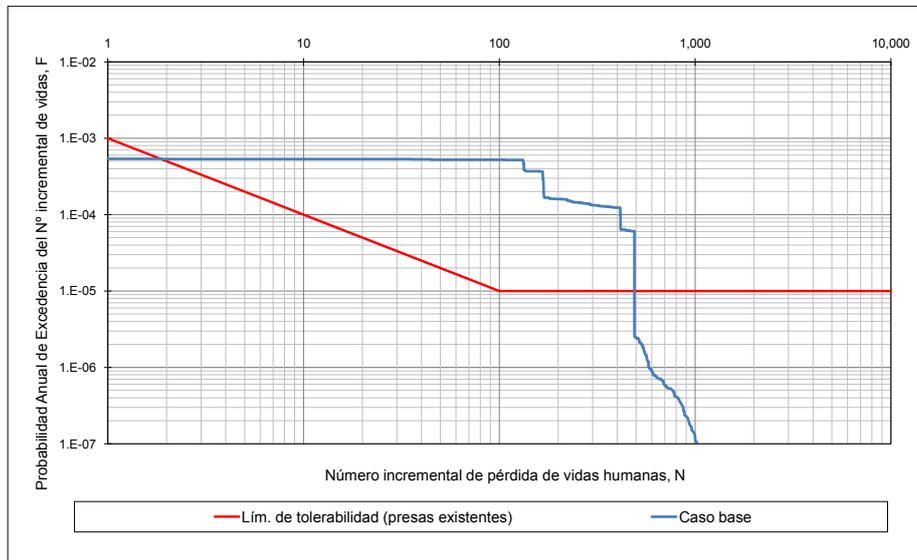


Figura 14.6: Evaluación del riesgo según los criterios de tolerabilidad del AN-COLD para el caso estudiado (calculado).

Capítulo 15

Riesgos incrementales y sistemas de presas

Tras exponer los fundamentos de cálculo en los capítulos anteriores, en el presente capítulo se expone una metodología alternativa para el cálculo de riesgos incrementales en sistemas de presas. Esta metodología ha sido enviada como artículo a la revista *Risk Analysis*, con el nombre de *Methodology for the calculation of annualized incremental risks in systems of dams*, y ha sido aceptado. El artículo ya ha sido publicado en la edición *online* de la revista [144], estando pendiente de publicación en la edición impresa. Se incluye una copia del artículo publicado en el apéndice A.

15.1. Metodologías actuales

Como ya se ha indicado anteriormente, el riesgo es la combinación de tres conceptos: qué puede pasar, cómo de probable es que pase y cuáles son sus consecuencias [94]. Cuando se realiza un Análisis de Riesgo cuantitativo en seguridad de presas, esta terna se suele reducir a un único número: el producto de la probabilidad de rotura por sus consecuencias. Es más, cuando se realiza el *Análisis de Riesgo* de una presa, normalmente no se desea calcular el riesgo global existente, sino que se desea calcular el riesgo incremental imputable a la rotura de la presa [15, 120]. En general esto se consigue trabajando con consecuencias incrementales. De forma conceptual se tiene que:

$$R_{\Delta}(r) = p(r) \cdot c_{\Delta}(r) \quad (15.1)$$

donde $R_{\Delta}(r)$ es el riesgo incremental asociado a la rotura de la presa, $p(r)$ es la probabilidad de rotura de la presa y $c_{\Delta}(r)$ son las consecuencias incrementales asociadas a la rotura de la presa. Por simplicidad, la probabilidad de rotura se ha representado en la ecuación 15.1 mediante un único término. Sin embargo, al realizar un análisis de riesgo, esta probabilidad se calcula como el producto de muchas variables aleatorias. Se puede ver un ejemplo de esto en el caso de

estudio presentado aquí. Por otra parte, las consecuencias incrementales no son específicas de los análisis de riesgo, ya que se usan en otras áreas de la seguridad de presas, ni de las presas, ya que se usan en otros campos [141].

En algunos casos esta forma de plantear el cálculo puede ser directamente aplicable. Sin embargo no suele ser adecuado obtener las consecuencias incrementales de forma directa, siendo mejor obtener por separado las consecuencias en caso de no rotura y las consecuencias en caso de rotura, para después realizar la resta explícitamente [85]. Además, es habitual que las consecuencias en caso de rotura se hagan depender de una variable (por ejemplo el caudal pico de rotura) mientras que las consecuencias en caso de no rotura se hagan depender de otra (por ejemplo el caudal pico laminado sin rotura), resultando más adecuada la separación de los dos términos. De esta forma la ecuación 15.1 se convierte en:

$$R_{\Delta}(r) = p(r) \cdot [c(r) - c(s)] \quad (15.2)$$

donde $c(r)$ son las consecuencias en caso de rotura y $c(s)$ son las consecuencias en caso de no rotura.

En ambos casos, la manera habitual de implementar este esquema de cálculo es mediante el uso de árboles de eventos¹ [80, 26, 105, 99] u otras herramientas similares [149]. Este uso de los árboles de eventos es similar al de otros campos [123, 65].

Además, a la hora de calcular el riesgo, tanto en la ecuación 15.1 como en la 15.2, se puede observar que sólo aparece la probabilidad de rotura (y no la probabilidad de no rotura). Por ello es posible realizar una optimización de tal manera que únicamente se incluyan en el árbol de eventos las ramas en las que la presa rompa, llevando en cada rama una doble cuenta de las consecuencias suponiendo que la presa rompe y suponiendo que la presa no rompe [72]. Así, las consecuencias incrementales se pueden obtener en cada rama como la resta de los dos valores. A continuación, en cada rama se multiplica su probabilidad por el valor de consecuencias incrementales así obtenido dando como resultado el riesgo incremental que aporta dicha rama. La probabilidad de rotura de la presa se obtiene sumando las probabilidades de todas las ramas del árbol, ya que no se han incluido ramas de no fallo. Paralelamente, el riesgo incremental de la presa se obtiene mediante el sumatorio de los riesgos incrementales de todas las ramas.

15.2. Problemática a resolver

La metodología descrita en el apartado anterior es suficientemente flexible para muchas situaciones, sin embargo, su generalización al caso de sistemas de varias presas es compleja y su implementación en una metodología de cálculo completamente general presenta algunos problemas. Por ejemplo, en un esquema con varias presas en serie el hidrograma de entrada a la presa de aguas abajo depende no solamente de la avenida entrante al sistema sino también de

¹Un árbol de eventos no es más que una representación del modelo lógico que identifica los posibles resultados que se desencadenan tras un evento inicial.

si las presas que tiene aguas arriba rompen o no. Aunque en principio sería posible plantear dicho cálculo según la metodología descrita en el apartado 15.1, el planteamiento sería complejo y además sería necesario hacer un modelo de riesgo distinto para calcular el riesgo asociado a cada una de las presas del sistema. Hasta ahora, estas dificultades han llevado a aislar cada presa de un sistema para poder analizarla, asumiendo algunas simplificaciones en el resto de presas del sistema [105].

A continuación se presenta la metodología que se propone en el presente trabajo. La principal ventaja de la metodología propuesta radica en que mediante un único modelo que describa el sistema completo y mediante un único cálculo se pueden obtener los riesgos incrementales del sistema, diferenciando claramente los que se deben a la rotura de cada una de las presas e incluso a cada uno de los modos de fallo.

15.3. Metodología propuesta

Conceptualmente, el planteamiento propuesto consiste en calcular el riesgo global del sistema en su estado real (es decir, con las probabilidades de rotura estimadas pero incluyendo esta vez el riesgo correspondiente a las ramas de no rotura) y calcular también el riesgo del sistema suponiendo la presa irrompible. La resta de estos dos valores proporciona el riesgo incremental. Debe destacarse que esta vez sí es imperativo incluir en los cálculos las ramas de no rotura, que en las metodologías presentadas en el apartado anterior podían ser desechadas. La diferencia radica en que en dichas metodologías las consecuencias incrementales se calculaban directamente en las ramas de rotura, mientras que en la metodología propuesta no es necesario computar las consecuencias incrementales explícitamente.

De esta forma la ecuación 15.1 (o la ecuación 15.2) se convierte en:

$$\hat{R}_{\Delta}(r) = R - R(r^*) \quad (15.3)$$

donde $\hat{R}_{\Delta}(r)$ es el riesgo incremental calculado mediante la metodología propuesta, R es el riesgo total del sistema y $R(r^*)$ es el riesgo total del sistema suponiendo la presa irrompible. A su vez, R y $R(r^*)$ se pueden expresar como:

$$R = p(r) \cdot c(r) + p(s) \cdot c(s) \quad (15.4)$$

$$R(r^*) = 0 \cdot c(r) + 1 \cdot c(s) \quad (15.5)$$

donde $p(s)$ es la probabilidad de que la presa no rompa. Compárese la ecuación 15.4 con las ecuaciones 15.1 o 15.2 en las que no aparece el término de $p(s)$. Obsérvese también que en la ecuación 15.5, al sustituir $p(r)$ y $p(s)$ por 0 y 1 respectivamente se está suponiendo la presa irrompible, obteniendo así el valor del riesgo no imputable a la rotura de la presa.

En los siguientes apartados se justificará que esta forma de calcular los riesgos incrementales es equivalente, es decir:

$$\hat{R}_{\Delta}(r) = R_{\Delta}(r)$$

Para ello se demostrará en primer lugar la equivalencia para el caso más simple de una única presa con un único modo de fallo, a continuación se presentará el caso de una presa con n modos de fallo y finalmente el caso completamente general de un sistema de n presas con n modos de fallo.

15.4. Justificación

15.4.1. Caso de una presa con un modo de fallo

En la metodología actual el cálculo de un árbol de eventos se puede expresar matemáticamente como:

$$R_{\Delta}(r) = \sum_i p(e_i) \cdot p(r|e_i) \cdot c_{\Delta}(e_i, r) \quad (15.6)$$

$$c_{\Delta}(e_i, r) = c(e_i, r) - c(e_i, s)$$

donde e_i es una determinada combinación de eventos, $p(e_i)$ es la probabilidad de que se produzca dicha combinación (el producto de las probabilidades condicionales de cada evento), i toma valores de tal manera que se barran todas las posibles combinaciones de eventos relevantes, $p(r|e_i)$ es la probabilidad condicional de rotura de la presa dada la combinación de eventos e_i y $c_{\Delta}(e_i, r)$ son las consecuencias incrementales asociadas a la rotura de la presa dada la combinación de eventos e_i . Similarmente, $c(e_i, r)$ son las consecuencias totales que se producirían si la presa rompiera y $c(e_i, s)$ las consecuencias totales que se producirían si la presa no rompiera. Cada sumando de la ecuación 15.6 se corresponde con una rama del árbol de eventos.

En la metodología propuesta, como ya se ha expresado en la ecuación 15.3, el riesgo incremental se calcula de la siguiente manera:

$$\hat{R}_{\Delta}(r) = R - R(r^*) \quad (15.7)$$

Las expresiones matemáticas completas de R y $R(r^*)$ son:

$$R = \sum_i p(e_i) \cdot [p(r|e_i) \cdot c(e_i, r) + p(s|e_i) \cdot c(e_i, s)] \quad (15.8)$$

$$R(r^*) = \sum_i p(e_i) \cdot [0 \cdot c(e_i, r) + 1 \cdot c(e_i, s)] = \sum_i p(e_i) \cdot c(e_i, s) \quad (15.9)$$

donde $p(s|e_i)$ es la probabilidad condicional de que la presa no rompa dada la combinación de eventos e_i y se puede calcular como:

$$p(s|e_i) = 1 - p(r|e_i)$$

A continuación se muestra la equivalencia matemática de las dos metodologías. Para ello se parte de la ecuación 15.7 y se va operando hasta llegar a la ecuación

15.6:

$$\begin{aligned}
 \hat{R}_\Delta(r) &= \sum_i p(e_i) \cdot [p(r|e_i) \cdot c(e_i, r) + p(s|e_i) \cdot c(e_i, s) - c(e_i, s)] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot [p(r|e_i) \cdot c(e_i, r) + c(e_i, s) - p(r|e_i) \cdot c(e_i, s) - c(e_i, s)] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot p(r|e_i) \cdot [c(e_i, r) - c(e_i, s)] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot p(r|e_i) \cdot c_\Delta(e_i, r) = R_\Delta(r)
 \end{aligned}$$

15.4.2. Caso de una presa con múltiples modos de fallo

En el caso de una presa con varios modos de fallo se puede querer calcular el riesgo incremental de la presa completa o solamente el correspondiente a un modo de fallo. Se tratan a continuación ambos casos.

Riesgo incremental de la presa

La expresión matemática según la metodología actual es:

$$\begin{aligned}
 R_\Delta(r) &= \sum_i p(e_i) \cdot \sum_j p(r_j|e_i) \cdot c_\Delta(e_i, r_j) \quad (15.10) \\
 c_\Delta(e_i, r_j) &= c(e_i, r_j) - c(e_i, s)
 \end{aligned}$$

donde j representa los modos de fallo y por lo tanto $p(r_j|e_i)$ es la probabilidad condicional de rotura de la presa por el modo de fallo j dada la combinación de eventos e_i , $c_\Delta(e_i, r_j)$ son las consecuencias incrementales asociadas a la rotura de la presa por el modo de fallo j y $c(e_i, r_j)$ son las consecuencias totales que se producirían si la presa rompiera por el modo de fallo j . Obsérvese que aunque $c(e_i, s)$ no varía de un modo de fallo a otro, como $c(e_i, r_j)$ sí puede hacerlo (por ejemplo, las consecuencias pueden ser distintas en un modo de fallo progresivo que en un modo de fallo que se produzca súbitamente) entonces $c_\Delta(e_i, r_j)$ puede variar en función del modo de fallo.

En la metodología propuesta, las expresiones de $\hat{R}_\Delta(r)$ (ecuación 15.7) y $R(r^*)$ (ecuación 15.9) no cambian respecto de las expuestas en el apartado anterior. Sin embargo las expresiones de R y $p(s|e_i)$ sí lo hacen, quedando:

$$\begin{aligned}
 R &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_j p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, r_j) + p(s|e_i) \cdot c(e_i, s) \right] \quad (15.11) \\
 p(s|e_i) &= 1 - \sum_j p(r_j|e_i)
 \end{aligned}$$

De nuevo, es posible mostrar la equivalencia entre $\hat{R}_\Delta(r)$ y $R_\Delta(r)$, partiendo de

la ecuación 15.7 y llegando a la 15.10

$$\begin{aligned}
 \hat{R}_\Delta(r) &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_j p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, r_j) + p(s|e_i) \cdot c(e_i, s) - c(e_i, s) \right] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_j p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, r_j) + c(e_i, s) \right. \\
 &\qquad \qquad \qquad \left. - \sum_j p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, s) - c(e_i, s) \right] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot \sum_j p(r_j|e_i) \cdot [c(e_i, r_j) - c(e_i, s)] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot \sum_j p(r_j|e_i) \cdot c_\Delta(e_i, r_j) = R_\Delta(r)
 \end{aligned}$$

Riesgo incremental correspondiente a un modo de fallo

la expresión matemática para obtener el riesgo correspondiente a un modo de fallo con la metodología actual es:

$$R_\Delta(r_m) = \sum_i p(e_i) \cdot p(r_m|e_i) \cdot c_\Delta(e_i, r_m)$$

donde $R_\Delta(r_m)$ es el riesgo incremental correspondiente al modo de fallo m . Para la metodología propuesta, dicho riesgo es:

$$\hat{R}_\Delta(r_m) = R - R(r_m^*)$$

donde R se calcula de nuevo mediante la ecuación 15.11 y $R(r_m^*)$ es el riesgo total del sistema suponiendo que la presa no puede romper por el modo de fallo m , cuya expresión es:

$$\begin{aligned}
 R(r_m^*) &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_{j \neq m} p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, r_j) + p(s_{m^*}|e_i) \cdot c(e_i, s) \right] \\
 p(s_{m^*}|e_i) &= 1 - \sum_{j \neq m} p(r_j|e_i)
 \end{aligned}$$

donde $p(s_{m^*}|e_i)$ es la probabilidad condicional de que la presa no rompa suponiendo que no puede romper por el modo de fallo m , es decir, suponiendo que $p(r_m|e_i) = 0$.

Por lo tanto la analogía con el caso anterior es clara: cuando se quiere obtener el riesgo incremental de la presa completa, $R(r^*)$ es el riesgo suponiendo la presa completamente irrompible, mientras que cuando se quiere obtener el riesgo incremental correspondiente a un modo de fallo, entonces $R(r_m^*)$ es el riesgo suponiendo únicamente dicho modo de fallo irrompible.

Finalmente, se muestra la equivalencia entre la metodología actual y la propuesta:

$$\begin{aligned}
 \hat{R}_\Delta(r_m) &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_j p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, r_j) + p(s|e_i) \cdot c(e_i, s) \right. \\
 &\quad \left. - \sum_{j \neq m} p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, r_j) - p(s_{m*}|e_i) \cdot c(e_i, s) \right] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_{j \neq m} p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, r_j) + p(r_m|e_i) \cdot c(e_i, r_m) + c(e_i, s) \right. \\
 &\quad \left. - \sum_{j \neq m} p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, s) - p(r_m|e_i) \cdot c(e_i, s) \right. \\
 &\quad \left. - \sum_{j \neq m} p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, r_j) - c(e_i, s) + \sum_{j \neq m} p(r_j|e_i) \cdot c(e_i, s) \right] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot p(r_m|e_i) \cdot [c(e_i, r_m) - c(e_i, s)] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot p(r_m|e_i) \cdot c_\Delta(e_i, r_m) = R_\Delta(r_m)
 \end{aligned}$$

Nomenclatura alternativa

Para que las expresiones matemáticas del siguiente apartado (dedicado al caso completamente general) resulten más manejables, se ha optado por el uso una nomenclatura más compacta que la empleada hasta ahora. A continuación se presenta dicha nomenclatura, aplicándola para reescribir los dos casos estudiados de una presa con múltiples modos de fallo.

En primer lugar se introducen dos conjuntos, i (espacio de posibles combinaciones de eventos) y j (espacio de posibles modos de fallo), con las siguientes definiciones:

$$\begin{aligned}
 i &\in \{e_1, \dots, e_I\} \\
 j &\in \{r_1, \dots, r_J\}
 \end{aligned}$$

siendo I el número de posibles combinaciones de eventos y J el número de posibles modos de fallo. Por ejemplo, si la presa tuviese 4 modos de fallo ($J = 4$), entonces j podría tomar los valores $\{r_1, r_2, r_3, r_4\}$.

De esta forma, la ecuación 15.10 se transforma en:

$$R_\Delta(r) = \sum_i p(i) \cdot \sum_j p(j|i) \cdot c_\Delta(i, j)$$

Por ejemplo, el sumando correspondiente a $i = e_3$ y $j = r_2$ sería $p(e_3) \cdot p(r_2|e_3) \cdot c_\Delta(e_3, r_2)$, con los significados que ya se han expuesto en apartados anteriores.

En cuanto a la metodología propuesta, la ecuación principal (ecuación 15.7) no cambia:

$$\hat{R}_\Delta(r) = R - R(r^*)$$

Para escribir R se introduce un nuevo conjunto derivado del conjunto j :

$$\hat{j} = j + \{s\} = \{r_1, \dots, r_J, s\}$$

Es decir, j es el espacio de posibles modos de fallo de la presa, mientras que \hat{j} incluye adicionalmente la no rotura de la presa. Así, la ecuación de R (ecuación 15.11) se puede escribir de la siguiente forma:

$$R = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}} p(\hat{j}|i) \cdot c(i, \hat{j})$$

Siguiendo con el ejemplo anterior, el sumando correspondiente a $i = e_3$ y $\hat{j} = r_2$ sería idéntico, es decir $p(e_3) \cdot p(r_2|e_3) \cdot c_\Delta(e_3, r_2)$. Sin embargo, en este caso, \hat{j} también puede tomar el valor de s . En ese caso, estaríamos ante una rama de no rotura y $p(\hat{j}|i)$ valdría $p(s|e_i)$, que se puede expresar como:

$$p(s|e_i) = 1 - \sum_j p(j|e_i) \quad (15.12)$$

Ya sólo falta por definir $R(r^*)$ con la nueva nomenclatura:

$$R(r^*) = \sum_i p(i) \cdot \left[\sum_j 0 \cdot c(i, j) + 1 \cdot c(i, s) \right] = \sum_i p(i) \cdot c(i, s)$$

En cuanto al caso del riesgo incremental correspondiente a un modo de fallo, la ecuación para la metodología actual sería:

$$R_\Delta(r_m) = \sum_i p(i) \cdot p(r_m|i) \cdot c_\Delta(i, r_m)$$

Se introduce un nuevo conjunto, que contempla todos los modos de fallo excepto el m :

$$\check{j} = j - \{r_m\} \quad (15.13)$$

Con todo esto, las ecuaciones para la metodología propuesta quedan:

$$\begin{aligned} \hat{R}_\Delta(r_m) &= R - R(r_m^*) \\ R &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}} p(\hat{j}|i) \cdot c(i, \hat{j}) \\ R(r_m^*) &= \sum_i p(i) \cdot \left[\sum_{\check{j}} p(\check{j}|i) \cdot c(i, \check{j}) + p(s_{m^*}|i) \cdot c(i, s) \right] \\ p(s_{m^*}|i) &= 1 - \sum_{\check{j}} p(\check{j}|i) \end{aligned}$$

Por último, se introduce una notación compacta para agrupar varios sumatorios en uno sólo, de tal manera que estas dos expresiones serían equivalentes:

$$\sum_{i_1, i_2} = \sum_{i_1} \sum_{i_2}$$

Cuando en lugar de dos, se tienen N sumatorios, entonces dados los N conjuntos i_1, \dots, i_N y el conjunto $n \in \{1, \dots, N\}$, los N sumatorios se escribirán de forma compacta así:

$$\sum_{i_1, \dots, i_N} = \sum_{i_1} \cdots \sum_{i_N}$$

15.4.3. Caso general: sistemas de presas

Riesgo incremental asociado a una presa

Para el caso general de un sistema de varias presas con varios modos de fallo cada una, la ecuación principal del riesgo incremental es:

$$\hat{R}_\Delta(r^d) = R - R(r^{d^*}) \tag{15.14}$$

donde $\hat{R}_\Delta(r^d)$ es el riesgo incremental asociado a la rotura de la presa d , R es el riesgo total del sistema, y $R(r^{d^*})$ es el riesgo total del sistema suponiendo que la presa d es irrompible.

Para poder definir R y $R(r^{d^*})$ se introducen en primer lugar los conjuntos k y \bar{k} :

$$\begin{aligned} k &= \{1, \dots, K\} \\ \bar{k} &= k - \{d\} \end{aligned}$$

donde K es el número de presas del sistema. Además, para cada una de las K presas se introduce el conjunto

$$j^k = \{r_1^k, \dots, r_{j_k}^k\}$$

donde r_b^a denota que la presa a rompe por el modo de fallo b . Para cada j^k , se define también el conjunto derivado $\hat{j}^k = j^k + \{s^k\}$.

A continuación ya se pueden escribir las expresiones de R y $R(r^{d^*})$. Un comentario: para que las fórmulas resulten más cortas y fáciles de leer, se ha abreviado la notación de la probabilidad condicional de rotura y en lugar de escribir $p(j|i)$

se ha escrito $p(j)$, sin que ello comporte un cambio de significado.²

$$R = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K) \quad (15.15)$$

$$R(r^{d*}) = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \quad (15.16)$$

A continuación se desarrolla la ecuación 15.14, sustituyendo las ecuaciones 15.15 y 15.16, ya que el resultado se utiliza posteriormente en el apartado 15.5:

$$\begin{aligned} \hat{R}_\Delta(r^d) &= \sum_i p(i) \cdot \left[\sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K) \right. \\ &\quad \left. - \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \\ &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \left[\sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) \right. \\ &\quad \left. + p(s^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \\ &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \left[\sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) \right. \\ &\quad \left. + c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) - \sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right. \\ &\quad \left. - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \\ &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \cdot \left[c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) \right. \\ &\quad \left. - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \end{aligned}$$

²De hecho, en un sistema de presas, la probabilidad condicional de rotura de una determinada presa no sólo será condicional a la combinación de eventos e_i sino también a que hayan roto o no las presas que se encuentren aguas arriba. Por ejemplo si la presa 3 se encuentra aguas abajo de las presas 1 y 2, lo correcto sería escribir $p(j^3 | e_i, j^1, j^2)$. En las siguientes ecuaciones, dicha expresión se abreviará por $p(j^3)$ sobreentendiéndose que su significado es el expuesto.

Riesgo incremental asociado a un modo de fallo

En el caso general, la ecuación principal se escribe:

$$\hat{R}_\Delta(r_m^d) = R - R(r_m^{d*}) \tag{15.17}$$

donde $\hat{R}_\Delta(r_m^d)$ significa riesgo incremental de la presa d correspondiente a su modo de fallo k , R es el riesgo total del sistema y $R(r_m^{d*})$ es riesgo total del sistema suponiendo que la presa d no puede romper por el modo de fallo k .

La ecuación del riesgo total del sistema no varía respecto de la 15.15:

$$R = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K) \tag{15.18}$$

De manera análoga a como se hizo en la ecuación 15.13, se introduce el conjunto:

$$\check{j}^d = j^d - \{r_m^d\}$$

Con esto, se puede expresar $R(r_m^{d*})$ de la siguiente manera:

$$R(r_m^{d*}) = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \left[\sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, \check{j}^d) + p(s_{m*}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \tag{15.19}$$

donde $p(s_{m*}^d)$ es la probabilidad de no rotura de la presa d suponiendo que no se puede romper por el modo de fallo m y se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$p(s_{m*}^d) = \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d)$$

De la misma manera que en apartados anteriores, se desarrolla la ecuación 15.17 sustituyendo las ecuaciones 15.18 y 15.19, para poder utilizar el resultado

en apartados posteriores:

$$\begin{aligned}
 \hat{R}_{\Delta}(r_m^d) &= \sum_i p(i) \cdot \left[\sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K) \right. \\
 &\quad \left. - \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \left[\sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, \check{j}^d) \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + p(s_{m^*}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d) \right] \right] \\
 &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \left[\sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K) \right. \\
 &\quad \left. - \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, \check{j}^d) - p(s_{m^*}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d) \right] \\
 &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \left[\sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, \check{j}^d) \right. \\
 &\quad \left. + p(r_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, r_m^d) + p(s^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d) \right. \\
 &\quad \left. - \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, \check{j}^d) - p(s_{m^*}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d) \right] \\
 &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \left[p(r_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, r_m^d) \right. \\
 &\quad \left. + c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d) - \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, \check{j}^d) \right. \\
 &\quad \left. - p(r_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d) - c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d) \right. \\
 &\quad \left. + \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, \check{j}^d) \right] \\
 &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(r_m^d) \cdot \left[c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, r_m^d) \right. \\
 &\quad \left. - c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d) \right]
 \end{aligned}$$

Algunas consideraciones

Cuando se analizan sistemas de presas, el caso más simple es cuando todas las presas están en serie. En este caso, el modelo de riesgo se debe montar desde

aguas arriba hacia aguas abajo, ya que en un árbol de eventos ninguna rama puede depender de una rama que sea descendiente suya. Por otra parte, en un sistema en que todas las presas se encuentren en paralelo, da igual el orden en que aparecen en el modelo de riesgo; de hecho se obtendrían los mismos resultados si se analizase cada presa por separado. Cuando el sistema es mixto, presas en serie y paralelo, entonces la única precaución que se debe tener es que ninguna presa que esté aguas abajo de otra aparezca antes que ella en el modelo de riesgo.

En cuanto a los ajustes de causa común [84], simplemente hay que remarcar que las probabilidades que aparecen en las fórmulas de este capítulo son las probabilidades corregidas después del ajuste. Teniendo esta precaución, el ajuste de causa común no interfiere en los razonamientos expuestos.

También es conveniente advertir que los cálculos de sistemas de presas son computacionalmente muy costosos. Esto es debido a la naturaleza de los árboles de eventos. Por ejemplo, supónganse dos presas a y b con unos árboles de eventos de n_a y n_b ramas respectivamente. Si se analizan por separado, entre los dos árboles de eventos se habrán tenido que calcular $n_a + n_b$ ramas. Por contra, si se analiza el sistema, el árbol de eventos puede llegar a tener $n_a \cdot n_b$ ramas (suponiendo que no compartan ningún nodo). Como n_a y n_b suelen ser números muy altos, entonces $n_a \cdot n_b \gg n_a + n_b$. En los casos de aplicación se ofrecen números concretos de un caso real.

Finalmente, el riesgo puede ser representado por su valor esperado (riesgo anualizado) o mediante la lista completa de parejas probabilidad-consecuencia. Esto se realiza habitualmente mediante curvas F-N [80, 15], donde N es el número esperado de fallecimientos y F es la probabilidad de tener N o más fallecimientos. La metodología propuesta calcula los riesgos incrementales sin calcular consecuencias incrementales. Por lo tanto, si se representan las curvas F-N del modelo, representarán el riesgo total del sistema y N serán consecuencias totales. Para evaluar los resultado de un sistema es útil representar las curvas F-N totales junto con las curvas F-N suponiendo cada presa como indestructible.

15.4.4. Resumen

Se incluyen a continuación a modo de resumen las ecuaciones del caso general. En primer lugar las correspondientes al riesgo incremental asociado a la presa d :

$$R_{\Delta}(r^d) = \sum_i p(i) \cdot \sum_{j^1, \dots, j^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(j^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \cdot \left[c(i, j^1, \dots, j^K, j^d) - c(i, j^1, \dots, j^K, s^d) \right] \quad (15.20)$$

donde:

$$\begin{aligned}
 i &= \{e_1, \dots, e_I\} \\
 k &= \{1, \dots, K\} \quad K \text{ es el número de presas del sistema} \\
 \bar{k} &= k - \{d\} \\
 j^t &= \{r_1^t, \dots, r_{J_t}^t\} \quad J_t \text{ es el número de modos de fallo de la presa } t \\
 \hat{j}^t &= j^t + \{s^t\} \\
 p(s^t) &= \sum_{j^t} p(j^t)
 \end{aligned}$$

Finalmente, la expresión para el riesgo incremental asociado a la rotura de la presa d correspondiente al modo de fallo m :

$$\begin{aligned}
 R_{\Delta}(r_m^d) &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(r_m^d) \cdot \left[c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, r_m^d) \right. \\
 &\quad \left. - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \quad (15.21)
 \end{aligned}$$

15.5. Implementación

La manera más directa de llevar a la práctica la metodología propuesta sería aplicar directamente la ecuación 15.14 y realizar dos cálculos completos de riesgo (uno para R y otro para $R(r^*)$), obteniendo así dos valores de riesgo que restados darían el resultado deseado. Esto tiene el inconveniente de que el tiempo de cálculo sería aproximadamente el doble. Para calcular la parte de riesgo correspondiente a cada modo de fallo se podría aplicar la ecuación 15.17, una vez para cada modo de fallo. Aunque el valor de R se podría aprovechar, habría que hacer un nuevo cálculo ($R(r_m^*)$) para cada modo de fallo, aumentando más aún el tiempo de cálculo. Afortunadamente es posible valerse de las ecuaciones desarrolladas para poder seguir haciendo el cálculo mediante una sola pasada y sin perder generalidad.

Supongamos un sistema de varias presas con varios modos de fallo. En primer lugar se debe montar el modelo de riesgo completo, incluyendo tanto las ramas de fallo como las de no fallo y asignando a cada una las consecuencias que le correspondan. Para calcular dicho árbol de eventos serán necesarias tanto las probabilidades de rotura (para cada presa, modo de fallo y combinación de eventos) como las de no rotura (para cada presa y combinación de eventos). Las probabilidades de rotura son un dato (se habrán obtenido en un paso anterior del *Análisis de Riesgo*), sin embargo las probabilidades de no rotura habrá que calcularlas en cada caso empleando la ecuación 15.12.

En un árbol de eventos así, la suma de las probabilidades de todas sus ramas es 1 (ya que incluye las ramas de no rotura)³ y la suma de los riesgos de todas las ramas es R (ecuación 15.15).

³En un árbol de eventos planteado según la metodología actual (con una sola presa), la suma de las probabilidades de todas las ramas da la probabilidad de rotura (si no se han incluido las ramas de no rotura).

Para obtener la probabilidad de rotura de una determinada presa, se deben sumar solamente las probabilidades de las ramas en que dicha presa rompe. Para obtener la probabilidad de rotura de una determinada presa correspondiente a un determinado modo fallo, se suman las probabilidades de las ramas en que dicha presa haya roto por dicho modo de fallo.

15.5.1. Riesgo incremental asociado a una presa

Antes de pasar a aplicar la ecuación 15.20 al cálculo del riesgo incremental asociado a la rotura de una presa, se estudiará la ecuación 15.15 de riesgo total del sistema, que se puede reordenar de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 R = & \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, j^d) \\
 & + \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(s^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d)
 \end{aligned} \tag{15.22}$$

Para llegar a esta ecuación se ha separado el sumatorio de la presa d del sumatorio múltiple, dividiendo después dicho sumatorio (sumatorio en \hat{j}^d) en dos componentes: el sumatorio de los modos de fallo (sumatorio en j^d) y el término de rotura (s^d).

Para calcular el primer término de la ecuación 15.22 habría que sumar los riesgos de todas las ramas en las que no haya roto la presa d . Para calcular el segundo término habría que sumar los riesgos de todas las ramas en que la presa d haya roto.

La ecuación de $R_{\Delta}(r^d)$ (15.20), que es la que se desea calcular, también se puede reordenar de forma similar a la anterior, llegando a:

$$\begin{aligned}
 R_{\Delta}(r^d) = & \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, j^d) \\
 & - \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d)
 \end{aligned} \tag{15.23}$$

El primer término de 15.23 es idéntico al primer término de 15.22. El segundo término de 15.23 es como el segundo término de 15.22 pero sustituyendo $p(s^d)$ por $-\sum_{j^d} p(j^d)$. Por lo tanto para poder calcular el segundo término de $R_{\Delta}(r^d)$, en cada rama de no rotura, además de la probabilidad de dicha rama, se calculará una *probabilidad auxiliar* de esta manera, es decir sustituyendo en el cálculo la probabilidad condicional de no rotura por el negativo de la probabilidad de rotura. En cada rama, se calculará también un *riesgo auxiliar*, resultado de multiplicar la probabilidad auxiliar por las consecuencias. Con todo esto, para obtener el segundo término se sumarán los riesgos auxiliares de todas las ramas en que la presa d rompe.

Resumiendo, para calcular el riesgo incremental asociado a la rotura de la presa d se confeccionará un único modelo de riesgo, que incluya las ramas de no rotura. Al desarrollar el árbol de eventos, en las ramas de no rotura, se calculará también su probabilidad auxiliar. El riesgo incremental será la suma de dos términos:

- La suma de los riesgos de las ramas en las que no haya roto la presa d .
- La suma de los riesgos auxiliares de las ramas en que haya roto la presa d .

15.5.2. Riesgo incremental asociado a un modo de fallo

De manera análoga al caso anterior, la ecuación 15.21 se puede escribir en dos términos de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 R_{\Delta}(r_m^d) = & \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(r_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, r_m^d) \\
 & - \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(r_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, (\bar{k}), \hat{j}^K, s^d)
 \end{aligned}
 \tag{15.24}$$

El primer término se puede calcular sumando los riesgos de las ramas en que la presa d haya roto por el modo de fallo m . El segundo término es como el segundo término de 15.22 pero sustituyendo $p(s^d)$ por $-p(r_m^d)$. Por lo tanto en las ramas de no rotura de la presa d se calcularán unas *probabilidades auxiliares de modo de fallo* sustituyendo en el cálculo la probabilidad condicional de no rotura por el negativo de la probabilidad de rotura por cada modo de fallo. Para obtener el segundo término de la ecuación se sumarán los riesgos auxiliares (correspondientes al modo de fallo m) de todas las ramas en que la presa d rompa.

15.5.3. Estrategia de cálculo

La probabilidad de cada rama de un árbol de eventos es el producto de las probabilidades condicionales de cada uno de sus nodos. Según se acaba de exponer, conviene tratar de forma especial el nodo correspondiente a la probabilidad condicional de no rotura, ya que se deberán utilizar valores diferentes de ésta en función del cálculo que se esté llevando a cabo.

- Si se está calculando el riesgo incremental de otra presa del sistema, para la probabilidad condicional de no rotura de la presa d se debe utilizar la real:

$$1 - \sum_{j^d} p(j^d)$$

- Si se está calculando el riesgo incremental de un modo de fallo de otra presa del sistema, para la probabilidad condicional de no rotura de la

presa d también se debe utilizar la real:

$$1 - \sum_{j^d} p(j^d)$$

- Si se está calculando el riesgo incremental de rotura de la presa d , para la probabilidad condicional de no rotura de la presa d se debe utilizar la auxiliar:

$$- \sum_{j^d} p(j^d)$$

- Si se está calculando el riesgo incremental de rotura de la presa d asociado al modo de fallo m , para la probabilidad condicional de no rotura de la presa d se debe utilizar la auxiliar correspondiente al modo de fallo m :

$$-p(r_m^d)$$

La estrategia de cálculo que se ha escogido en el presente trabajo ha consistido en calcular cada rama con sus probabilidades reales, pero guardando además en las ramas de no rotura todas sus probabilidades auxiliares, de tal manera que cuando se computa el número del riesgo incremental, se puede corregir la probabilidad de dichas ramas convenientemente.

Parte III

Casos de aplicación

Capítulo 16

Sistema Carrión

16.1. Introducción y alcance de los trabajos

El presente capítulo describe de forma resumida el conjunto de los procesos que se han llevado a cabo para completar el análisis y evaluación de riesgos de las presas de Camporredondo y Compuerto, ambas en el río Carrión. Este capítulo es un resumen del apéndice C donde se explican con más detalle dichos procesos. El proceso seguido es el mismo que se explica en el capítulo 1 de este documento (ver apartado 1.2.1) y el apéndice C se estructura según los pasos descritos. A su vez, el detalle de la modelación de las distintas variables que se incorporan a los modelos de riesgo se expone en los apéndices D a K.

Las presas de Camporredondo y Compuerto fueron seleccionadas junto a las tres presas del sistema Pisuerga por la CHD (Confederación Hidrográfica del Júcar) como caso piloto de aplicación de técnicas de análisis de riesgos a la gestión de seguridad de presas. Además de su carácter de caso piloto, el objetivo del Análisis de Riesgo era informar el proceso de toma de decisiones en materia de seguridad en la Confederación Hidrográfica del Duero [14].

16.2. Descripción del sistema

Las presas de Camporredondo y Compuerto regulan el río Carrión, que es afluente del río Pisuerga (ver plano de situación en la figura 16.1). La cuenca aportante pertenece casi en su totalidad a la provincia de Palencia, con una superficie de 231 km² desde Camporredondo y de 308 km² y con una aportación media anual de 343 hm³.

La presa de Camporredondo es una presa de hormigón, de gravedad y planta curva (figura 16.2). Tiene una altura sobre cimientos de 75.5 m y una longitud de 160 m. El embalse tiene un volumen de 70 hm³ y ocupa una superficie de 388 ha. La presa dispone de dos aliviaderos de superficie, de un solo vano, situados en los extremos de la presa y equipados con sendas compuertas Taintor.

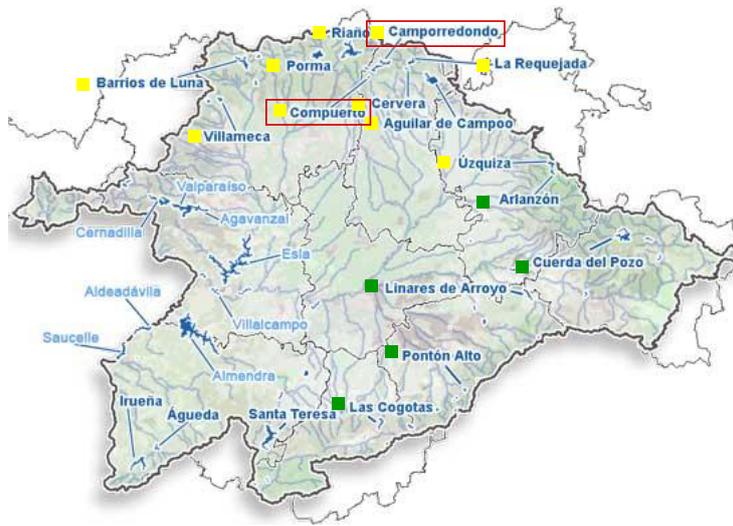


Figura 16.1: Ubicación de las presas de Camporredondo y Compuerto en la cuenca del Duero.

También cuenta con una toma de regulación (desagüe intermedio) y un desagüe de fondo.



Figura 16.2: Vista aérea de la presa de Camporredondo.

La presa de Compuerto es de hormigón, de gravedad y de planta recta (figura 16.3). Su altura sobre cimientos es de 77.7 m y su longitud de 273 m. Su embalse tiene un volumen de 95 hm³ y ocupa una superficie de 376 ha. El aliviadero está situado en la parte central del dique, aunque ligeramente desplazado hacia el estribo izquierdo. Consta de dos vanos de 11.5 m de luz separados por una pila central. También cuenta con varias tomas y un desagüe de fondo.

Entre los días 14 y 16 de mayo de 2008 se presentó en las oficinas de la Confede-



Figura 16.3: Vista aérea de la presa de Compuerto.

ración Hidrográfica del Duero (Valladolid) el borrador del Informe de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y Embalse de Camporredondo y se celebraron las sesiones de identificación de modos de fallo de dicha presa. Estas sesiones marcaron el inicio del proceso de Análisis de Riesgo de la Presa de Camporredondo. Para la presa de Camporredondo, el proceso análogo se celebró entre los días 23 y 26 de junio de 2008.

Entre ambas sesiones, participaron un total de 18 personas. Por parte de la Confederación Hidrográfica de Duero participaron:

- *Liana Ardiles López*. Directora Técnica.
- *Esther Jenaro Rabadán*. Directora de explotación de las presas.
- *Pedro Juan Moreno Sánchez*. Ex-Director de explotación de las presas. Jefe de Servicio.
- *Pedro Matía Prim*. Ex-Director de explotación de las presas. Jefe de Coordinación del SAIH.
- *Felipe Ibarrondo Gil*. Ingeniero Técnico Encargado de las presas.
- *Miguel Ángel Monge Alonso*. Encargado de las presas.
- *Miguel Ángel Rubio Gómez*. Ingeniero Técnico de O.P.
- *Nuria Bueso Suárez*. Ingeniera Técnica de O.P.
- *Javier Rodríguez Arroyo*. Ingeniero Técnico de O.P.
- *José Ignacio Díaz-Caneja Rodríguez*. Ex-Director de explotación de las presas. Jefe de Área de Proyectos y Obras.
- *Antonio Garrosa Resina*. Ingeniero Industrial, Jefe de Aplicaciones Industriales.

Como participantes externos:

- *Arturo Gil García*. Iberdrola.
- *M^a José Mateo del Horno*. Pycsa.

Por parte de la Universidad Politécnica de Valencia y Ofiteco participaron:

- *Manuel G. de Membrillera*
- *Ignacio Escuder Bueno*
- *Armando Serrano Lombillo*
- *Óscar Pérez Arroyo*
- *Ignacio Fraile Hernanz*

16.3. Identificación de los modos de fallo

Tras el análisis de la información disponible, las visitas de campo y las pertinentes discusiones sobre el estado actual de la presa en todo cuanto concierne a su seguridad, se procedió a identificar los potenciales modos de fallo.

Entre los días 14 y 16 de mayo de 2008 se presentó en las oficinas de la Confederación Hidrográfica del Duero (Valladolid) el borrador del Informe de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y Embalse de Camporredondo y se celebraron las sesiones de identificación de modos de fallo de dicha presa. Estas sesiones marcaron el inicio del proceso de Análisis de Riesgo de la Presa de Camporredondo. Para la presa de Camporredondo, el proceso análogo se celebró entre los días 23 y 26 de junio de 2008. Entre ambas sesiones, participaron un total de 18 personas, que se pueden consultar en el apéndice C.

En dichas sesiones de validación, cada modo de fallo y cada mecanismo han sido discutidos, los factores a favor y en contra de que se produzca cada uno de ellos puesto en común, y analizada su vinculación con la capacidad de detección e intervención en su caso.

Las fotografías de la figura 16.4 muestran el desarrollo de las sesiones de trabajo vinculadas a esta tarea.

El total de los modos de fallo identificados (8 en Camporredondo y 9 en Compuerto), se clasificó según los grados I a IV que se explican en el capítulo 6. Además de la clasificación en grados, para cada modo de fallo se identificaron las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación, las necesidades de investigación para poder reducir la incertidumbre existente en el modo de fallo y las posibles medidas de seguridad que se identificaron en este punto del proceso. Toda esta información se puede consultar en la memoria completa (apéndice C).

Como conclusión al trabajo de identificación de modos de fallo y, entendiendo que los modelos de riesgo a elaborar para las presas de Camporredondo y Compuerto deben ser un elemento vivo, pero suficientemente desarrollado para facilitar la toma de decisiones de seguridad sobre la presa en el presente



Figura 16.4: Desarrollo de las sesiones de identificación de modos de fallo.

inmediato, se adoptó la decisión de configurar la arquitectura del modelo incorporando únicamente aquellos modos de fallo clasificados como II (o II-IV). De esta manera, el modelo de riesgo de la presa de Camporredondo se configuró con un único modo de fallo y el de la presa de Compuerto con dos. Esto no supone ningún impedimento para que en el futuro, se puedan incluir otros modos de fallo en los modelos.

16.4. Arquitectura del modelo de riesgo

En la confección de los modelos de riesgo del sistema Carrión, se ha seguido una estrategia de dos fases. En primer lugar se han construido modelos de riesgo de cada presa por separado y en segundo lugar se ha construido un modelo conjunto del sistema completo.

La primera fase, permite estudiar cada presa en detalle utilizando todas las herramientas que se emplean habitualmente en los modelos de riesgo y realizando análisis de sensibilidad. Una vez se ha caracterizado el riesgo incremental asociado a la rotura de cada presa, mediante el modelo completo se puede ver la variación en riesgo anual promedio que supone la consideración del sistema completo. Además, este modelo completo queda ya configurado y listo para poder ser empleado en el futuro para la optimización de estrategias conjuntas de operación del sistema de presa para la minimización de su riesgo.

Desde el punto de vista de la presa de aguas arriba (Camporredondo), la simplificación que supone realizar el modelo aislado es que el cómputo de las consecuencias se interrumpe al llegar a la presa de aguas abajo (Compuerto), tal como ocurre en los estudios de los Planes de Emergencia. Desde el punto de vista de la presa de aguas abajo (Compuerto) la simplificación que conlleva realizar el modelo aislado es que se supone que la presa de aguas arriba (Camporredondo) es irrompible y se encuentra siempre en su Nivel Máximo Normal (NMN) en el momento de presentarse la avenida. Estas simplificaciones desaparecen en el modelo conjunto.

La estructura del modelo de riesgo desarrollado mediante el programa iPresas¹, vincula los modos de fallo a las solicitaciones gobernadas por el nivel de agua (escenario normal e hidrológico) así como a las consecuencias por rotura de presas, aspectos que junto con las probabilidades asignadas a cada nodo de los modos de fallo se discuten en el siguiente apartado.

A continuación se muestran los diagramas de influencia de los diferentes modelos elaborados (Camporredondo, Compuerto y sistema Carrión completo). Se resume también la modelación de los modos de fallo incluidos en el modelo (los apéndices H y I contienen más información al respecto). El resto de nodos implican la incorporación al modelo de una serie de datos que se detallan en el siguiente apartado.

¹iPresas es el programa en el cual se han implementado las metodologías desarrolladas en el presente trabajo.

16.4.1. Modelo de riesgo de la presa de Camporredondo

El modelo de riesgo de la presa de Camporredondo incluye un único modo de fallo: *deslizamiento de la presa por el aumento de carga hidrostática asociado a una avenida y a la falta de apoyo en estribos debido a la erosión por sobrevertido.*

El mecanismo de fallo tiene dos etapas. En primer lugar se debería producir la erosión de los estribos, lo cual dependerá de la intensidad y duración del sobrevertido. En segundo lugar se produciría el fallo por deslizamiento, que depende de la carga hidrostática. Esto se manifiesta en dos nodos en el modelo de riesgo, tal como se muestra en la figura 16.5.

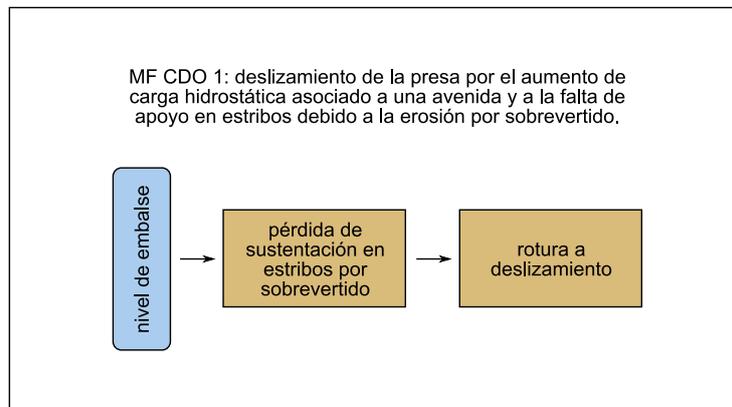


Figura 16.5: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CDO 1.

Introduciendo este modo de fallo en el modelo de riesgo de la presa de Camporredondo se llega al diagrama de influencia mostrado en la figura 16.6.

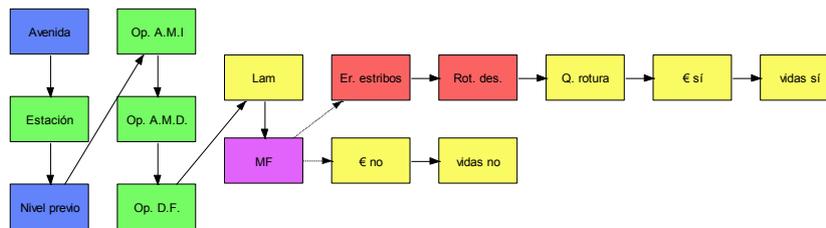


Figura 16.6: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Camporredondo.

16.4.2. Modelo de riesgo de la presa de Compuerto

Como ya se ha justificado, en la presa de Compuerto se han incluido dos modos de fallo. El primer modo de fallo consiste en el *deslizamiento de un bloque partiendo de un mal funcionamiento del sistema de drenaje (colmatación de drenes) y contemplando la posibilidad de una apertura de grieta.*

El mecanismo de fallo tiene tres etapas. En primer lugar se debería producir la colmatación de una cantidad suficiente de drenes, lo cual provocaría un cam-

bio en la ley de subpresiones. En segundo lugar existiría la posibilidad de que se diese o no la apertura de grieta. Por última se produciría el fallo por deslizamiento. Como se puede ver en la figura 16.7, los dos últimos pasos se han modelado mediante un único nodo.

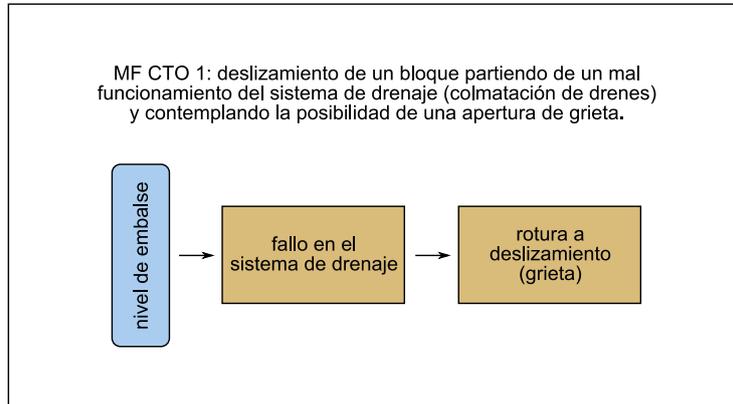


Figura 16.7: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CTO 1.

El segundo modo de fallo consiste en un *descalce de la presa (cimientos y estribos) por sobrevertido por coronación y posterior deslizamiento de la presa*. Se descompone por lo tanto este modo de fallo en dos pasos (figura 16.8):

- Descalce de la presa por sobrevertido (la probabilidad de que esto ocurra dependerá principalmente de la duración e intensidad del sobrevertido).
- Fallo de la presa, dado que el descalse se ha producido.

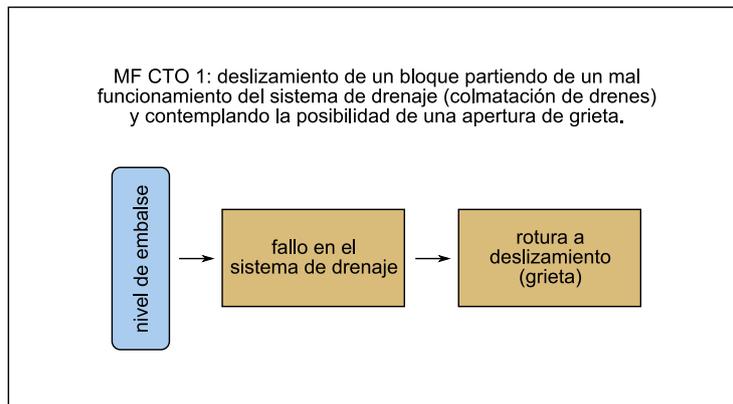


Figura 16.8: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CTO 2.

La figura 16.9 muestra el modelo de riesgo de la presa de Compuerto, que incluye los dos modos de fallo descritos.

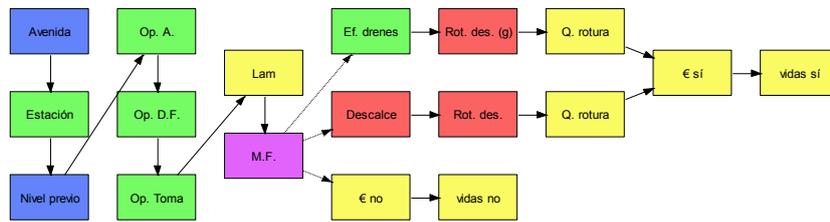


Figura 16.9: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Compuerto.

16.4.3. Modelo de riesgo del sistema Carrión

Para modelar el sistema conjunto se debe realizar un modelo que concatene los dos anteriores. Además, se debe configurar de tal manera que la hidrología de la presa de aguas arriba se transmita a la de aguas abajo. Por lo tanto, la avenida es común para las dos presas. La presa de aguas abajo recibirá la avenida que lame la presa de aguas arriba (teniendo en cuenta el nivel previo y la operatividad de órganos de desagüe de la presa de aguas arriba) más la avenida de la intercuenca. En caso de que la presa de aguas arriba rompa, la presa de aguas abajo recibirá el hidrograma de rotura.

En cuanto a las consecuencias, se han dividido en dos tramos: las consecuencias que se producen entre la presa de Camporredondo y la presa de Compuerto y las consecuencias que se producen aguas abajo de Compuerto. Las consecuencias del primer tramo sólo se verán afectadas por lo que ocurra en la presa de Camporredondo, sin embargo, las consecuencias del segundo tramo se verán afectadas por lo que ocurra en ambas presas.

Todo esto se captura en el modelo de riesgo del sistema, cuyo diagrama de influencia se muestra en la figura 16.10.

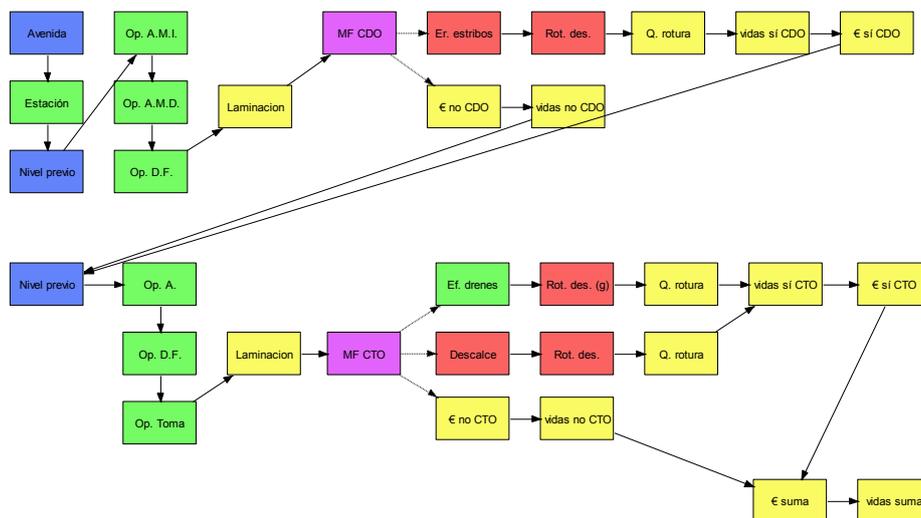


Figura 16.10: Arquitectura del modelo de riesgo del sistema Carrión (presas de Camporredondo y Compuerto).

16.5. Cálculo de riesgo para la situación actual

Una vez se concluye la elaboración de todos los datos necesarios para el cálculo del riesgo, y estos quedan incorporados en la arquitectura de modelo elaborado, se procede a la obtención de los valores de probabilidad anual de fallo y de riesgo.

En cualquier caso, cabe mencionar que el riesgo total calculado es exclusivamente el derivado de las consecuencias incrementales por rotura de la presa, es decir, descontando todas aquellas consecuencias que habrían sucedido, para el mismo evento, sin concurrencia de la rotura o fallo de la presa. Dichas consecuencias se estiman, por separado, en términos económicos (siendo las unidades de riesgo anual euros/año) y de pérdida potencial de vidas humanas (siendo las unidades de riesgo anual vidas/año).

Los resultados obtenidos en términos de riesgo ($R(\text{€})$ y $R(\text{vidas})$) y probabilidad anual de rotura (p_{rot}) en sus valores promedio y para los modelos de cada presa por separado se presentan en el cuadro 16.1:

CAMPORREDONDO (independiente)			COMPUERTO (independiente)		
	Er. estribos	Total	Ef. drenes	Descalce	Total
p_{rot}	1.19E-08	1.19E-08	5.52E-03	1.38E-08	5.52E-03
$R(\text{€})$	0.29	0.29	638757.81	1.54	638759.36
$R(\text{vidas})$	1.75E-07	1.75E-07	9.63E+00	2.32E-05	9.63E+00

Cuadro 16.1: Valores de probabilidad de fallo y riesgo anual para cada modo de fallo (presas analizadas de forma independiente).

Se puede observar que el valor de la probabilidad de rotura de Camporredondo es muy bajo. El riesgo es también muy bajo ya que además de tener una probabilidad de rotura pequeña, las consecuencias son también muy bajas debido a que sólo se han incluido aquí las consecuencias hasta la presa de Compuerto.

En la presa de Compuerto, es significativo que el primer modo de fallo es varios órdenes de magnitud superior al segundo, tanto en probabilidad de rotura como en riesgo. Además, al comparar los riesgos de las dos presas, se puede ver que la presa de Compuerto está soportando un riesgo significativamente mayor.

Una vez analizados los sistemas por separado, se procedió a analizar el sistema completo, arrojando los resultados mostrados en el cuadro 16.2:

CAMPORREDONDO (sistema)			COMPUERTO (sistema)		
	Er. estribos	Total	Ef. drenes	Descalce	Total
p_{rot}	1.19E-08	1.19E-08	4.07E-03	1.84E-09	4.07E-03
$R(\text{€})$	1.10	1.10	474212.62	0.21	474212.82
$R(\text{vidas})$	1.18E-05	1.18E-05	7.10E+00	3.09E-06	7.10E+00

Cuadro 16.2: Valores de Probabilidad de fallo y riesgo anual para cada modo de fallo (presas analizadas como sistema).

Como es lógico, la probabilidad de rotura de la presa de Camporredondo no se ve afectada por el hecho de haber incluido la presa de Compuerto en el

modelo. Por contra, los resultados de riesgo sí se ven afectados, ya que ahora las potenciales consecuencias no paran en la presa de Compuerto si no que continúan aguas abajo. Aún así, el riesgo de la presa de Camporredondo sigue siendo muy bajo.

Por otra parte, la presa de Compuerto sí ve afectada su probabilidad de rotura. Al incluir en el análisis la presa de aguas arriba, la probabilidad de rotura de la presa de aguas abajo sufre dos efectos con resultados opuestos. Por un lado, al contemplarse la posibilidad de recibir una avenida de gran tamaño debido a la rotura de la presa de aguas arriba, la probabilidad de rotura aumenta. Por otro lado, al considerar que la presa de aguas arriba normalmente se encontrará por debajo de su NMN, se ofrece una mayor protección frente a avenidas, con lo que la probabilidad de rotura desciende. Como se puede ver, en el presente caso es el segundo efecto el que tiene más importancia, pero esto no tiene porqué ser siempre así (por ejemplo en una presa con aprovechamiento hidroeléctrico donde el nivel se mantenga muy próximo al NMN, el segundo efecto podría ser más pequeño).

A título informativo, los modelos de riesgo de las presas por separado precisaron para su cálculo de 4160 ramas (Camporredondo) y 48672 ramas (Compuerto) sumando un total de 52832 ramas. Sin embargo, el modelo completo precisa de muchas más ramas, ya que al concatenar los dos modelos se produce un efecto multiplicador en la complejidad del cálculo, de tal manera que para obtener la misma precisión que en los anteriores modelos, fue necesario un modelo de riesgo de 9085440 ramas.

16.6. Evaluación de riesgo

Los estándares internacionales utilizados para comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas de Camporredondo y Compuerto con criterios de tolerabilidad de dichos riesgos son los siguientes.

Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR)

Los criterios de tolerabilidad se basan en valores de riesgo promedio (como el calculado en el apartado anterior) e implican una primera limitación sobre la probabilidad de fallo anual, independientemente de las consecuencias asociadas, de valor 10^{-4} . Este valor sería el riesgo individual, es decir, el riesgo de una persona con un nivel de exposición completo, y tiene connotaciones muy vinculadas igualmente a la propia imagen y confiabilidad del propietario de la presa. La segunda limitación se establece en términos de riesgo total, debiendo este limitarse a valores inferiores a 10^{-2} y 10^{-3} vidas/año a corto y largo plazo respectivamente.

Las figuras 16.11 a 16.13 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Carrión en relación con los mencionados criterios. Además, se han graficado los resultados obtenidos mediante los

modelos individuales junto con los resultados obtenidos mediante el modelo del sistema completo, para poder analizar así las diferencias.

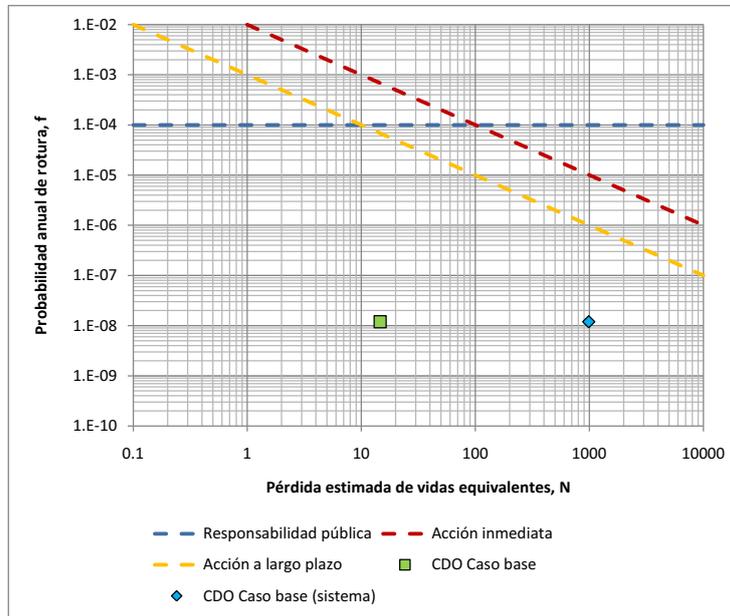


Figura 16.11: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Camporredondo.

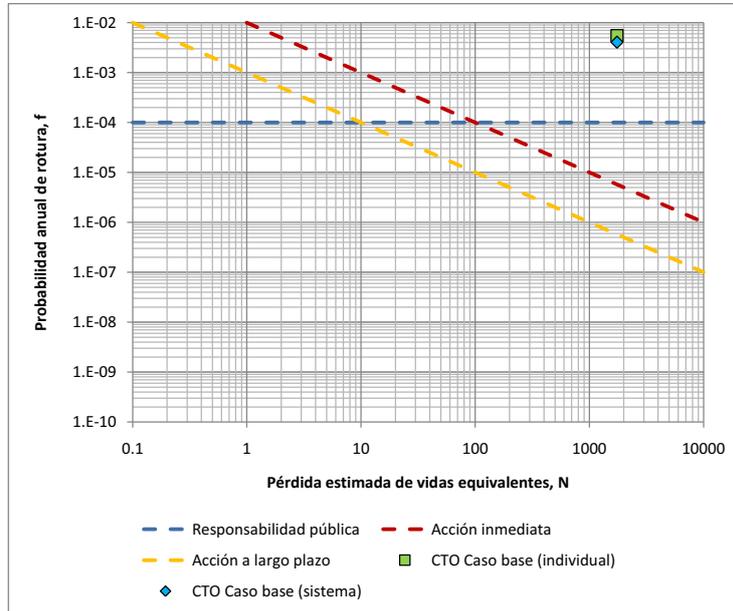


Figura 16.12: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Compuerto.

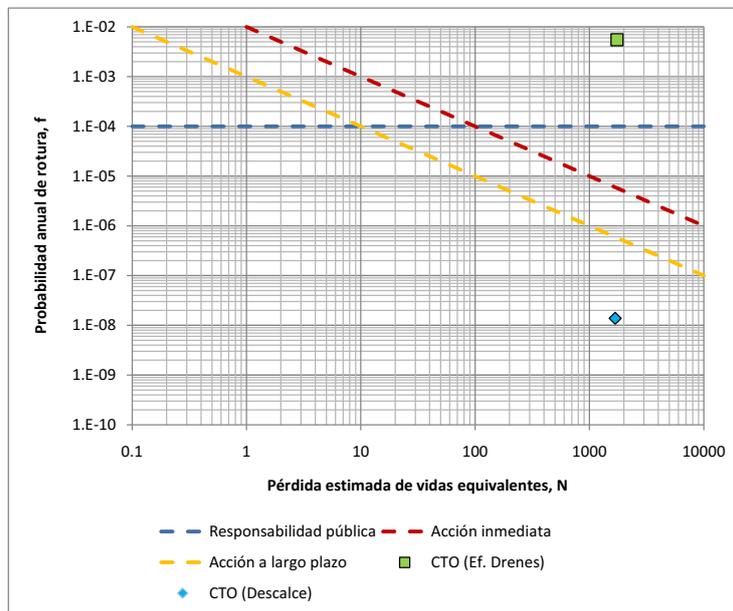


Figura 16.13: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Compuerto (descomposición por modos de fallo).

Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD)

Los criterios de tolerabilidad de riesgo adoptados por dicho organismo y que, en la práctica, corresponden con los adoptados para tolerabilidad de riesgos en la mayoría de industrias peligrosas, se basan en la probabilidad acumulada anual de excedencia de cierto valor de las consecuencias (en términos de vidas humanas), en lugar de considerar el riesgo promedio.

Las figuras 16.14 y 16.15 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Carrión en relación con los mencionados criterios:

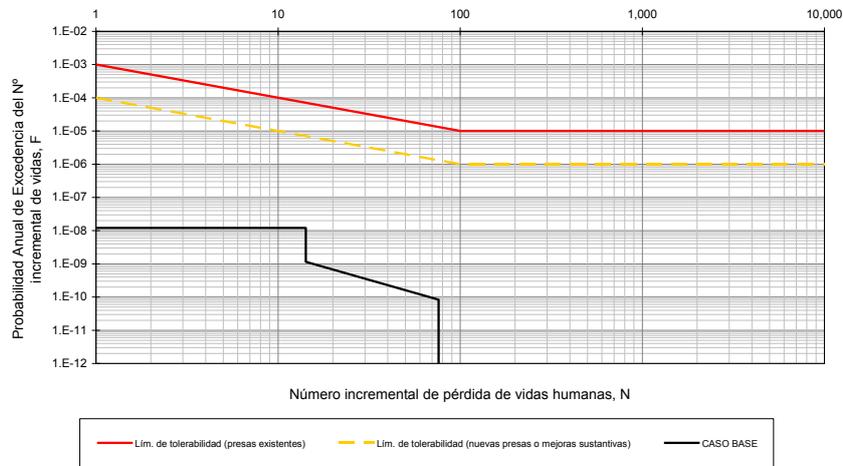


Figura 16.14: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del ANCOLD en la presa de Camporredondo.

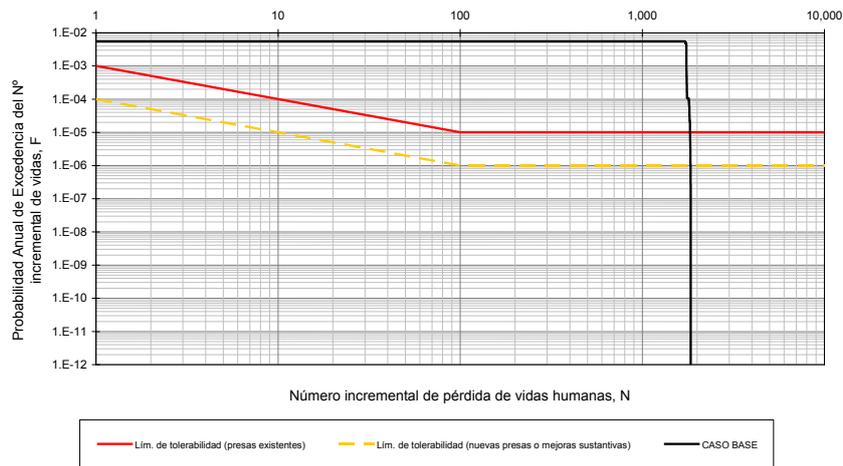


Figura 16.15: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del ANCOLD en la presa de Compuerto.

Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE)

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha desarrollado una serie de criterios de tolerabilidad de riesgos que incorporan los dos anteriores (USBR y ANCOLD), aportando una limitación adicional a las máximas consecuencias tolerables.

Las figuras 16.16 y 16.17 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga en relación con los mencionados criterios:

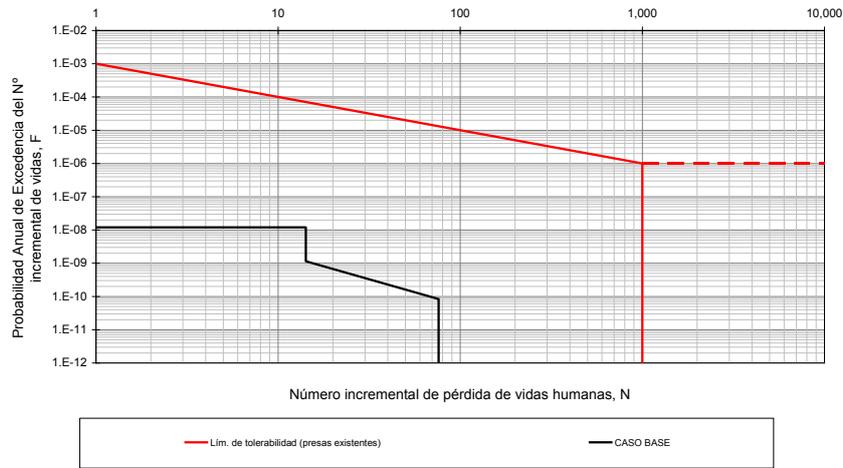


Figura 16.16: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Camporredondo.

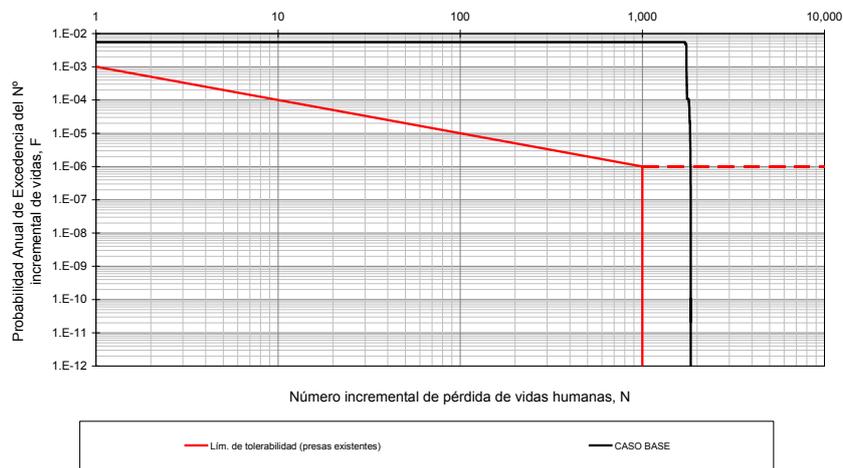


Figura 16.17: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Compuerto.

Interpretación

Teniendo en cuenta las limitaciones y condicionantes de los modelos de riesgo elaborados, cabe en cualquier caso establecer algunas conclusiones iniciales que se derivan de los resultados obtenidos y de su comparación con criterios de tolerabilidad internacionales:

- La comparación del riesgo incremental de la presa de Camporredondo con los criterios de tolerabilidad existentes indica que su seguridad es adecuada (lo cual no es impedimento alguno para que se sigan tomando medidas de conservación y de reducción de riesgo siempre que dichas medidas sean eficientes).
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Compuerto con los criterios de tolerabilidad existentes aconseja que se tomen medidas para reducir dicho riesgo.
- En la presa de Compuerto, es el modo de fallo asociado a la ineficacia del sistema de drenaje el que está aportando mayor riesgo a la presa.
- En el estado actual, en caso de rotura de la presa de Compuerto, se darían consecuencias incrementales altas (pérdida de vidas > 1000), lo cual adelanta que medidas como la implantación del Plan de Emergencia serán muy recomendables (ver siguiente apartado). En el siguiente apartado se discuten las medidas de reducción de riesgo estudiadas.

16.7. Medidas de reducción y control de riesgo

16.7.1. Medidas a evaluar

Además de evaluar el estado actual de las presas Camporredondo y Compuerto, se han evaluado algunas medidas de reducción de riesgo que se habían planteado en el Informe de Primera Revisión de Seguridad de las presas. Estas medidas son, tanto para la presa de Camporredondo como para la presa de Compuerto, las siguientes:

1. Realización de pantallas de impermeabilización y rehabilitación de los sistemas de drenaje.
2. Implantación de los Planes de Emergencia (que ya se encuentran redactados).
3. Rehabilitación y mejora de los equipos hidromecánicos.

Una de las ventajas del Análisis de Riesgos es que permite capturar de forma homogénea el efecto que tienen sobre la seguridad (medido en probabilidad de rotura y riesgo) estas medidas. Para poder capturar este efecto, se parte del modelo base que se ha presentado en el apartado 16.5 y se modifican los nodos que se vean afectados. A continuación se vuelve a calcular el modelo y se comparan los resultados con los del caso base. Así, las 3 medidas evaluadas afectan al modelo de la siguiente forma:

1. Las pantallas de impermeabilización y drenaje afectan a la respuesta del sistema, es decir a la probabilidad de rotura. Por lo tanto sólo es necesario cambiar los nodos de los modos de fallo donde se indica dicha probabilidad. El resultado sobre la seguridad de la presa es un descenso de la probabilidad de rotura global de la presa y del riesgo. En los gráficos que se han presentado en el apartado anterior esto se materializa en un descenso de los puntos o líneas.
2. Los Planes de Emergencia tienen un efecto directo sobre las consecuencias. La existencia de buenos protocolos y sistemas para la alerta y evacuación de la población hace que en caso de producirse una rotura, la pérdida de vidas humanas sea menor. Por lo tanto, los únicos nodos que hay que modificar en el modelo son aquellos que modelan las consecuencias en vidas. El resultado sobre la seguridad de la presa es que se reduce el riesgo en vidas pero no la probabilidad de rotura ni el riesgo económico.
3. La rehabilitación y mejora de equipos hidromecánicos afecta a la probabilidad de que durante una avenida, se puedan operar los órganos de desagüe. Si esta probabilidad aumenta, la probabilidad de que se alcancen niveles altos en el embalse disminuye. Es por lo tanto una medida que afecta a las cargas del modelo. Los nodos que es necesario modificar son los de la operatividad de los órganos de desagüe. El resultado de esta medida es una reducción de la probabilidad de rotura y por lo tanto también del riesgo.

16.7.2. Indicadores de efectividad y eficiencia

Una vez calculados los modelos de las alternativas de reducción de riesgo, se pueden obtener y estudiar varios indicadores de su eficiencia y efectividad, tal como se muestra en el cuadro 16.3.

Los significados de los indicadores de dichas tablas son los siguientes:

- Probabilidad de rotura (año^{-1}): es la probabilidad anual de rotura.
- Riesgo económico (M€/año): es el riesgo económico incremental, es una medida de cuanto le costaría al propietario anualmente “cubrir” el riesgo económico asociado a la posible rotura de su presa.
- Riesgo social (vidas/año): como el anterior pero para la pérdida de vidas humanas en lugar de las pérdidas económicas.
- Reducción de riesgo económico (M€/año): es el beneficio económico resultante de la reducción de riesgo generado por la medida. Resulta de comparar el riesgo económico del caso base con el de la alternativa.
- Coste anualizado de la alternativa (M€/año): es el coste estimado de implementar la alternativa, anualizado repartiéndolo a lo largo de su vida útil.
- Coste económico total (M€/año): resulta de sumar el coste de reducción de riesgo y el coste incremental del riesgo.

PRESA DE CAMPORREDONDO				
	Caso base	Alternativa 1: Pantalla de drenaje e impermeabilización	Alternativa 2: Implantación del Plan de Emergencia	Alternativa 3: Rehabilitación y mejora de los equipos hidromecánicos
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	1.19E-08	6.51E-11	1.19E-08	2.65E-10
Riesgo económico [M€/año]	2.93E-07	1.59E-09	2.93E-07	6.51E-09
Riesgo social [vidas/año]	1.75E-07	9.54E-10	2.95E-08	3.92E-09
Reducción de riesgo económico [M€/año]		2.91E-07	0.00E+00	2.86E-07
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		4.03E-02	1.78E-02	1.76E-01
Coste económico total [M€/año]	2.90E-07	4.03E-02	1.78E-02	1.76E-01
Ratio beneficio/coste		0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
ACSLs [M€]		2.32E+05	1.22E+05	1.03E+06
Razón de desproporcionalidad		1.29E+05	6.80E+04	5.74E+05

PRESA DE COMPUERTO				
	Caso base	Alternativa 1: Pantalla de drenaje e impermeabilización	Alternativa 2: Implantación del Plan de Emergencia	Alternativa 3: Rehabilitación y mejora de los equipos hidromecánicos
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	5.52E-03	6.78E-06	5.52E-03	5.35E-03
Riesgo económico [M€/año]	6.39E-01	7.87E-04	6.39E-01	6.19E-01
Riesgo social [vidas/año]	9.63E+00	1.19E-02	1.61E+00	9.33E+00
Reducción de riesgo económico [M€/año]		6.38E-01	0.00E+00	2.01E-02
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		4.03E-02	4.93E-02	2.17E-02
Coste económico total [M€/año]	6.39E-01	4.10E-02	6.88E-01	6.40E-01
Ratio beneficio/coste		1.59E+01	0.00E+00	9.30E-01
ACSLs [M€]		-	6.14E-03	5.46E-03
Razón de desproporcionalidad		-	0.00E+00	0.00E+00

Cuadro 16.3: Indicadores de efectividad y eficiencia para las alternativas de reducción de riesgo de las presas del sistema Carrión.

- Ratio beneficio/coste: resulta de dividir el beneficio por reducción de riesgo por el coste de la medida.
- ACSLS (M€/vida): del inglés Adjusted Cost per Statistical Life Saved. Es el coste (descontando el beneficio en reducción de riesgo) por cada vida estadística salvada. Cuanto más bajo sea este indicador, más justificada está la medida.
- Razón de desproporcionalidad: resulta de dividir el ACSLS por el coste promedio que se acepta en otras industrias.

16.7.3. Reevaluación del riesgo

Además de estos indicadores, también se pueden volver a obtener las gráficas de los criterios de tolerabilidad que se han mostrado en el apartado anterior para cada una de las alternativas de reducción de riesgo.

Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR)

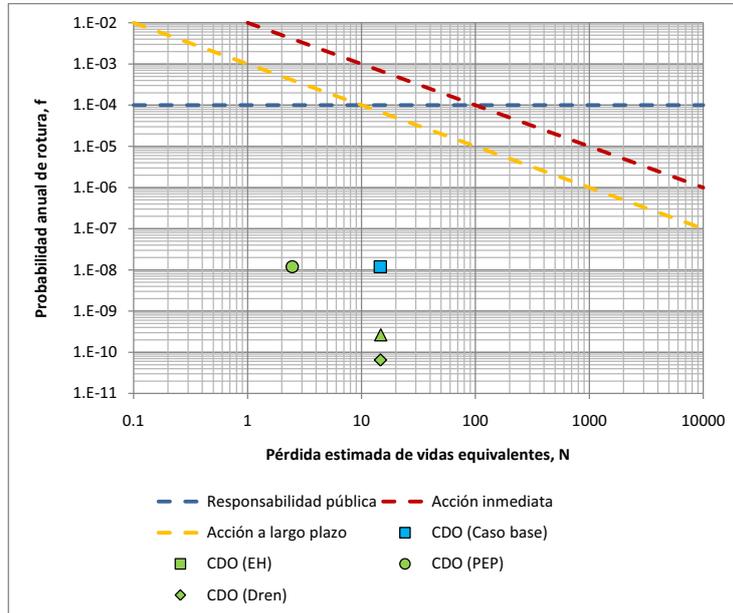


Figura 16.18: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Camporredondo.

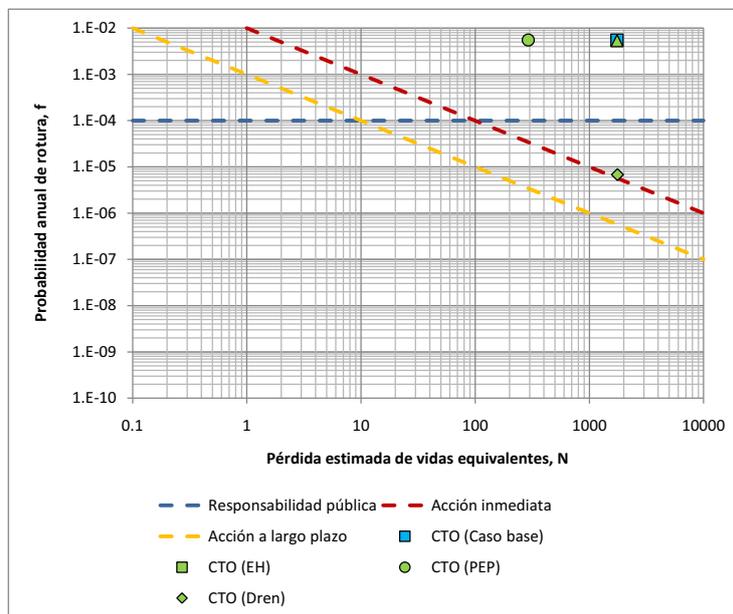


Figura 16.19: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Compuerto.

Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD)

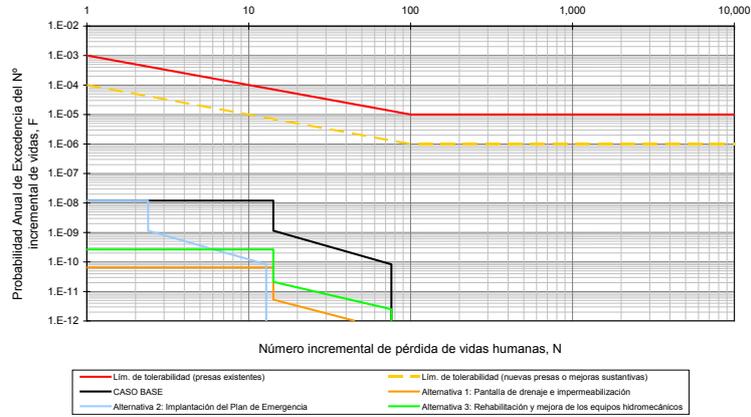


Figura 16.20: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del ANCOLD para la presa de Camporredondo.

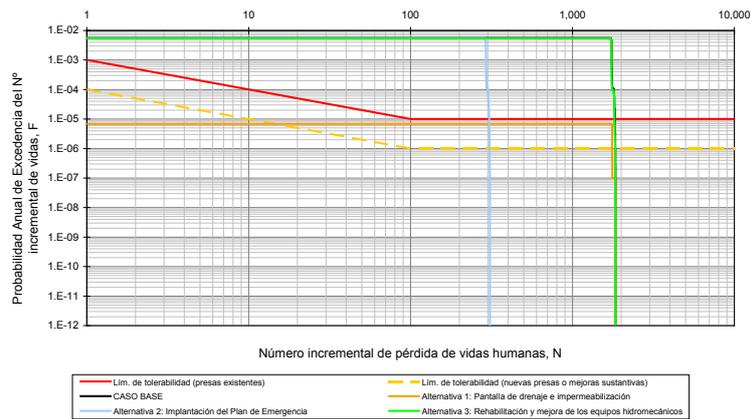


Figura 16.21: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del ANCOLD para la presa de Compuerto.

Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE)

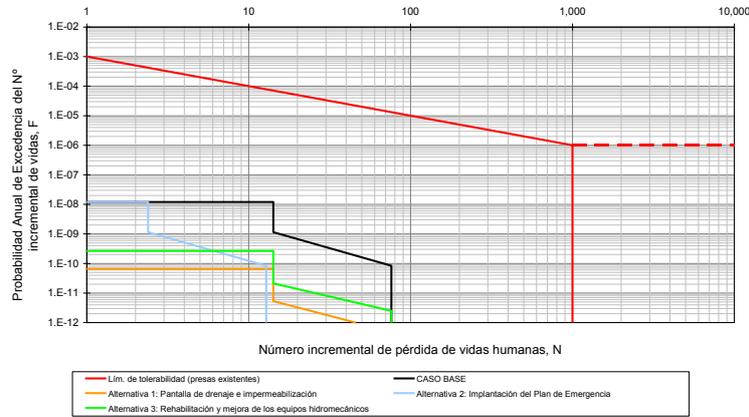


Figura 16.22: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Camporredondo.

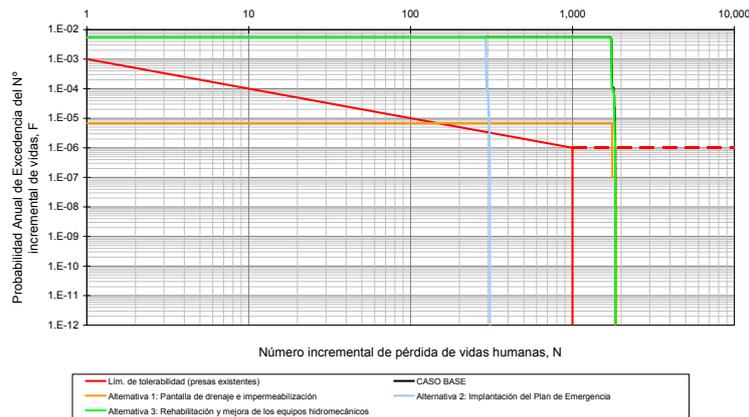


Figura 16.23: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Compuerto.

16.7.4. Secuencias de reducción de riesgo

Todos estos criterios e indicadores pueden servir para proponer una priorización en el orden de implementación de las medidas de reducción de riesgo. Por ejemplo, en la presa de Compuerto, que es la que tiene probabilidades de rotura y riesgos altos, atendiendo exclusivamente a criterios económicos el orden óptimo de implementación de las medidas sería: drenaje, rehabilitación de equipos y Plan de Emergencia. De hecho, atendiendo a los criterios del USBR o del USACE, la medida de realización/mejora de pantallas de impermeabilización y drenaje es la única que conseguiría bajar la probabilidad de rotura a valores tolerables. Implementando las medias en este orden, se pueden obtener gráficos que muestren esta reducción (figuras 16.24 y 16.25).

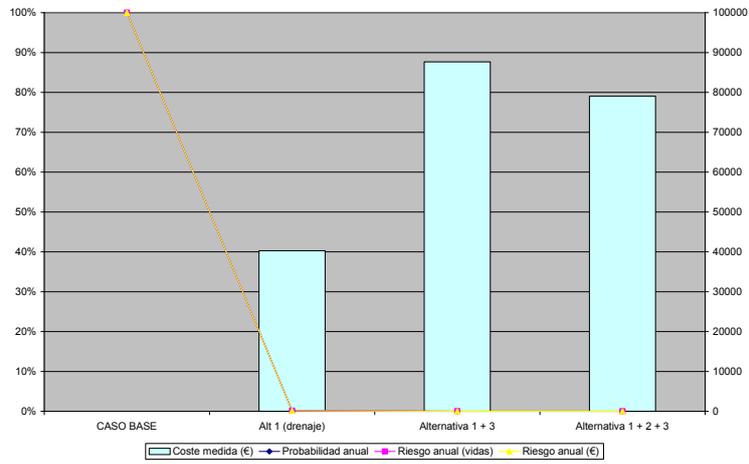


Figura 16.24: Reducción del riesgo en la presa de Camporredondo siguiendo una secuencia de implementación de medidas de reducción de riesgo económicamente óptima (escala logarítmica).

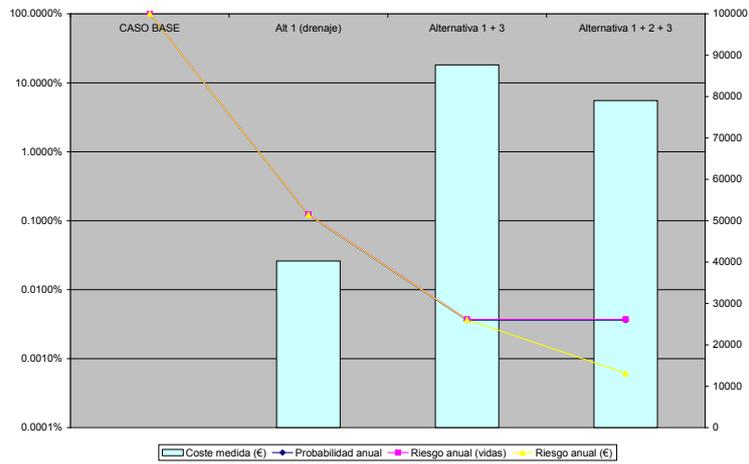


Figura 16.25: Reducción del riesgo en la presa de Compuerto siguiendo una secuencia de implementación de medidas de reducción de riesgo económicamente óptima (escala logarítmica).

Sin embargo, el criterio económico no es el único que se debe seguir. Estudiando la gráfica del USACE, se puede ver que la única medida que puede hacer que no se incumpla el criterio de no superar las 1000 vidas incrementales es el Plan de Emergencia, lo cual da gran prioridad a esta medida también.

En cualquier caso, no se pueden tomar estos criterios como reglas estrictas que ofrezcan de manera unívoca el orden a seguir en la implementación de las medidas de reducción de riesgo, si no que por el contrario, todos estos indicadores deben servir para informar el proceso de toma de decisiones, que contemplará otros aspectos además de los aquí reflejados.

Por último, aunque no se ha evaluado en el presente estudio, el desequilibrio existente entre el riesgo de las dos presas, podría sugerir un cambio en la estrategia de explotación, de manera que, si es posible, se reduzca el riesgo de la presa Compuerto sin poner en peligro a la presa de Camporredondo.

16.7.5. Evaluación mediante el modelo del sistema completo

Se resumen a continuación algunas de las conclusiones que se han obtenido tras correr las alternativas de reducción de riesgo en el modelo de riesgo del sistema completo. Una de las ventajas es que es posible ver cómo una medida en una presa afecta también a otras presas. Para poder ver este efecto se ha analizado el efecto que tiene cada medida sobre cada una de las dos presas.

Las figuras 16.26 a 16.28 muestran el efecto de las mejoras en la presa de Camporredondo sobre ambas presas. El efecto sobre la presa de Camporredondo es similar al mostrado en la figura 16.18 del apartado 16.7.3, a excepción de la implantación del Plan de Emergencia. En el caso del sistema, el efecto del Plan de Emergencia de la presa de Camporredondo es muy pequeño (en términos relativos) porque las consecuencias aguas abajo de Compuerto (que no se ven disminuidas por dicho Plan de Emergencia) enmascaran la disminución de consecuencias en el tramo Camporredondo-Compuerto.

En cuanto a los efectos de las mejoras a la presa de Camporredondo sobre la presa de Compuerto, estos son en general pequeños. En el caso del Plan de Emergencia, los efectos son nulos, porque sólo afecta al tramo de consecuencias aguas arriba de Compuerto. En las otras dos alternativas, los efectos son casi inapreciables, debido a que como la probabilidad de rotura de Camporredondo ya es de por sí muy baja, una mejora en sus seguridad tiene muy poco efecto en la presa de aguas abajo.

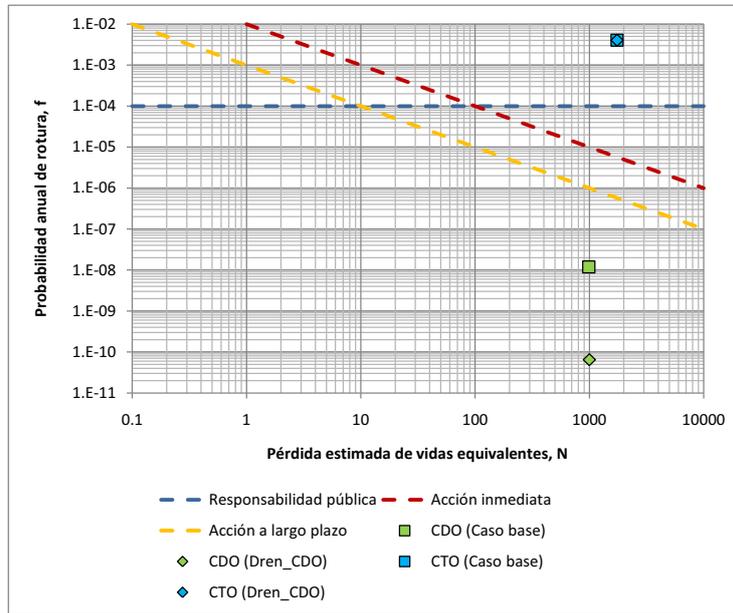


Figura 16.26: Efecto de las pantallas de drenaje de Camporredondo sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

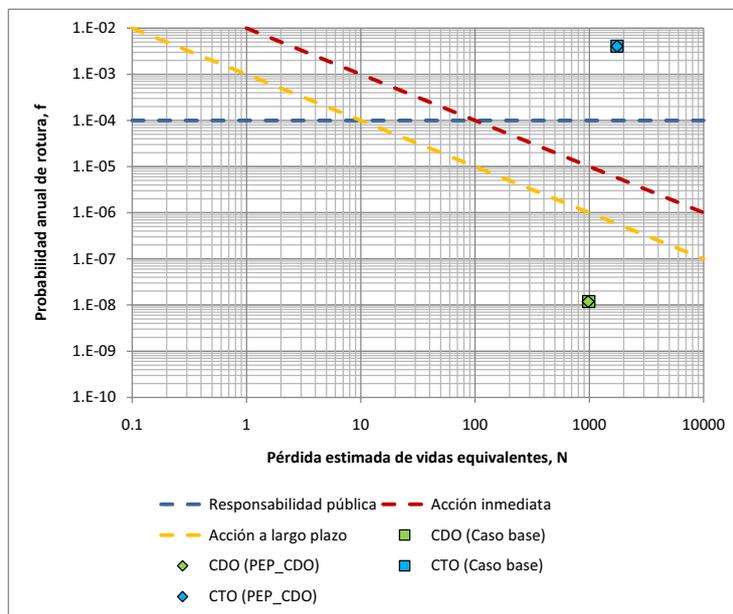


Figura 16.27: Efecto del Plan de Emergencia de Camporredondo sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

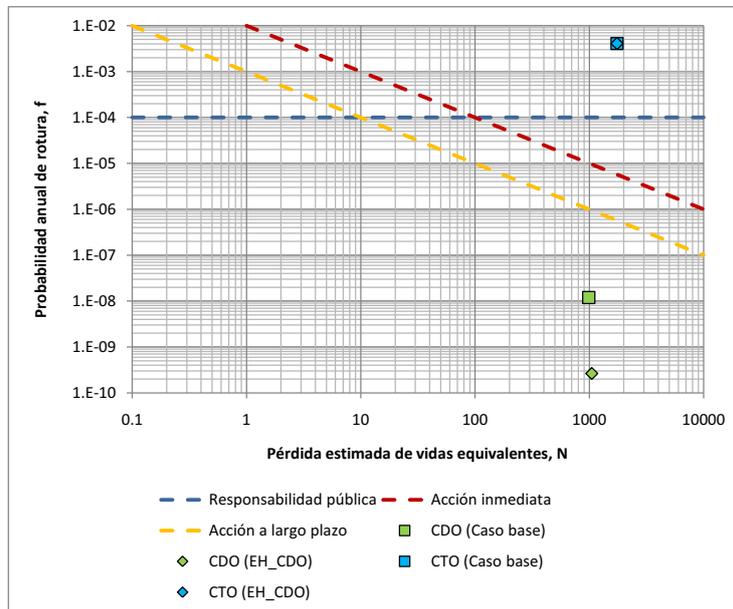


Figura 16.28: Efecto de los equipos hidromecánicos de la presa de Camporredondo sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

Las figuras 16.29 a 16.31 muestran el efecto de las mejoras en la presa de Compuerto sobre ambas presas. En primer lugar, se puede ver cómo la realización de una pantalla de drenaje tiene un gran efecto directo sobre la seguridad de Compuerto, rebajando su probabilidad de rotura. Este efecto ya se había capturado en el modelo individual (ver figura 16.19 en el apartado 16.7.3). El resultado adicional que aporta el modelo conjunto del sistema es ver cómo de manera indirecta esta mejora en la presa de Compuerto también tiene un beneficio sobre la presa de Compuerto, que como se puede ver tiene una disminución en la pérdida de vidas incrementales. Esto se debe a que en los casos en que la presa de Camporredondo rompa, será ahora más probable que la presa de Compuerto no rompa (debido a la pantalla de drenaje) resultando así en una pérdida de vidas menor.

El Plan de Emergencia también tiene un efecto positivo en ambas presas, que queda capturado y cuantificado mediante el modelo conjunto del sistema como se puede ver en la figura 16.30. La mejora de los equipos hidromecánicos tiene un efecto limitado sobre la presa de Compuerto, como ya se había comprobado en el modelo individual, y por lo tanto tiene también un efecto limitado sobre los resultados de Camporredondo.

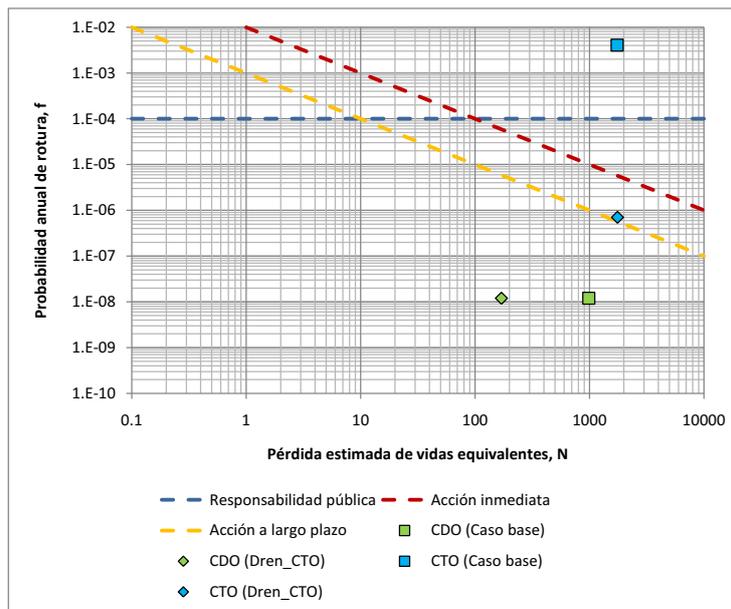


Figura 16.29: Efecto de las pantallas de drenaje de Compuerto sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

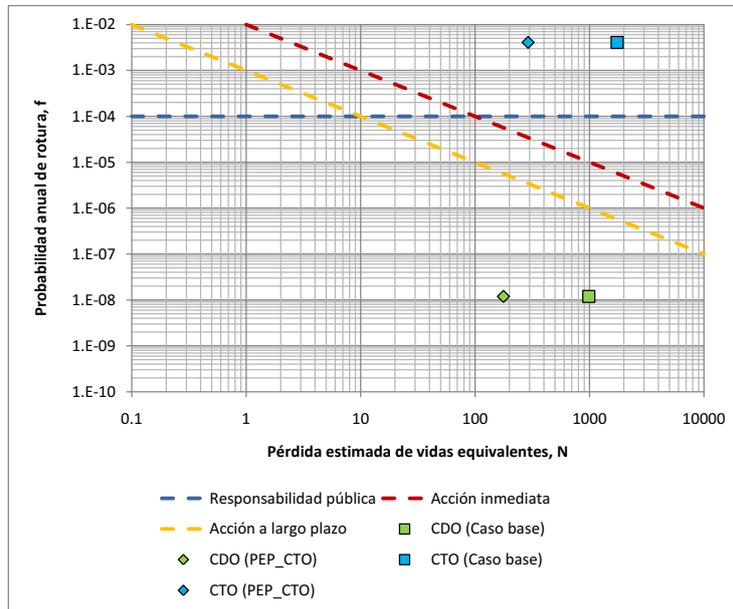


Figura 16.30: Efecto del Plan de Emergencia de Compuerto sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

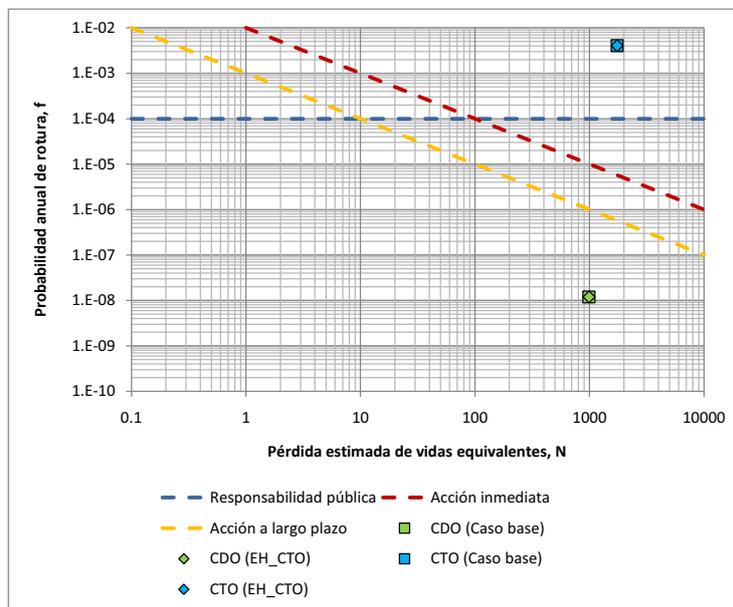


Figura 16.31: Efecto de los equipos hidromecánicos de la presa de Compuerto sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

16.8. Conclusiones

La aplicación por parte de la CHD del análisis de riesgos a las presa de Camporredondo y Compuerto es una iniciativa que arranca el año 2006. En el momento de redactar las presentes conclusiones el proceso ha recorrido ya un camino considerable. El presente es un caso piloto que pretende servir de modelo para la aplicación del Análisis de Riesgos al resto de presas de la Confederación. De hecho este proceso ya ha arrancado para algunas de las presas.

El proceso desarrollado ha tenido una serie de efectos beneficiosos derivados de su propia naturaleza y estructura, entre los que cabe destacar los siguientes:

- Participación en un mismo foro de diversos técnicos de la CHD involucrados en varios aspectos relacionados con la seguridad de las presas estudiadas e incluso de anteriores ingenieros encargados de las presas. Esto ha permitido el intercambio y puesta en común de información, de modo que los diversos interlocutores han podido tener acceso a una visión conjunta e integral de la gestión de la seguridad de la presa, mejorando en la comprensión de su propio papel, tanto en relación con los demás agentes implicados como con la propia seguridad de la presa.
- Se ha realizado una recopilación y examen conjunto de toda la información disponible de la presa, información a menudo dispersa y en parte desconocida para muchos de los técnicos que participan de forma activa en la gestión de la seguridad de la presa.
- La realización de visitas de inspección conjuntas por parte del equipo conformado para la realización del trabajo ha permitido igualmente un valioso intercambio de conocimientos técnicos y de seguridad, constituyendo una herramienta de formación de gran interés por sí misma.
- El diagnóstico conjunto del estado actual de la presa ha permitido establecer una visión común homogénea como punto de partida para el desarrollo del trabajo posterior, al tiempo que ha producido un mejor entendimiento por parte de todos los técnicos del equipo del comportamiento de la presa y de su problemática actual.
- La realización simultánea del Análisis de Riesgo con la Primera Revisión de Seguridad de la presa ha sido beneficiosa para los dos trabajos: el Análisis de Riesgo ha podido emplear información de primera mano que se ha desarrollado para la Revisión de Seguridad, y la Revisión de Seguridad se ha visto enriquecida por las aportaciones del Análisis de Riesgo.

En cuanto a los resultados directos del trabajo realizado, se puede concluir, con el nivel de información disponible y las limitaciones inherentes al estudio realizado, los siguientes aspectos:

- El riesgo del sistema Carrión ha quedado caracterizado. Se ha identificado que la presa de aguas arriba (Camporredondo) tiene niveles de seguridad muy altos mientras que la presa de aguas abajo (Compuerto) tiene unos niveles de riesgo más elevados que la anterior.
- El riesgo y la probabilidad de rotura de la presa de Compuerto se ven gobernados por la incertidumbre existente en cuanto al sistema de drenaje.

- En cuanto a la comparación de los resultados de riesgo obtenidos con los estándares internacionales cabe indicar que la presa de Camporredondo está claramente dentro de los límites establecidos por el USBR, el ANCOLD y el USACE pero que la presa de Compuerto se encuentra por encima de ellos. La evaluación del riesgo de acuerdo con la gráfica F-N indica que las actuaciones de reducción del riesgo deben ir encaminadas tanto a la reducción de la probabilidad de rotura como a la reducción de las consecuencias en caso de rotura. En cualquier caso, con la implementación de las tres medidas previstas, esto queda subsanado, debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
- El modelo de riesgo del sistema conjunto ha sido capaz de capturar las interrelaciones existentes, llegando incluso a identificar los efectos que las mejoras en una presa tendrían también sobre la otra.
- La gran disparidad existente entre los resultados de las dos presas sugiere que existe margen para transferir riesgo desde Compuerto hacia Camporredondo. De hecho, se ha propuesto un cambio en las reglas de operación del sistema para aumentar los niveles de agua en Camporredondo y bajar los de Compuerto.

En cuanto a los efectos beneficiosos que el trabajo realizado puede tener sobre las actividades habituales de gestión de la seguridad, y de las posibles actuaciones de mejora y uso del modelo como ayuda a dicha gestión, se puede concluir:

- Los resultados obtenidos pueden servir para orientar y definir las futuras actividades de ampliación de información sobre la presa. Una vez realizadas estas, el modelo de riesgo podrá actualizarse.
- El trabajo realizado ha constituido una valiosa aportación a la confección del Informe de Primera Revisión de Seguridad de ambas presas.
- Las futuras revisiones del Plan de Emergencia pueden realizarse a la luz de los resultados obtenidos, de modo que sea posible una interacción en dos sentidos: por un lado los resultados del modelo de riesgo pueden contribuir a formular actuaciones comprendidas en el Plan, y, a su vez, las mejoras que se prevea introducir en el Plan pueden incorporarse al modelo de riesgo, evaluando su eficacia en términos de disminución de las consecuencias y, por, tanto, en términos de riesgo. De hecho, en el caso de la presa de Compuerto ha quedado patente la importancia de una eficaz implementación del Plan de Emergencia para el cumplimiento de los criterios internacionales de tolerabilidad de riesgo.
- También se han identificado las repercusiones que los distintos modos de fallo tienen sobre la inspección, vigilancia y auscultación y sobre las Normas de Explotación de las presas.

Por último cabe mencionar que la herramienta y el trabajo desarrollado junto con la CHD para este caso piloto, adoptan un formato que permite comunicar de forma eficaz el estado actual de la presa, justificar de forma objetiva y defendible las actuaciones que se adopten en términos de eficiencia en la reducción de riesgos, y sirve de apoyo en las decisiones que día a día se toman respecto de la explotación de las presas.

Capítulo 17

Sistema Pisuerga

17.1. Introducción y alcance del estudio

El presente capítulo describe el conjunto de los procesos que se han llevado a cabo para completar el Análisis y Evaluación de Riesgos de las presas de Cervera, Requejada y Aguilar de Campoo, todas en el Sistema de Explotación de Recursos del río Pisuerga (figura 17.1). Estas presas fueron seleccionadas junto a las dos presas del sistema Carrión por la Confederación Hidrográfica del Duero (CHD) como caso piloto de aplicación de técnicas de Análisis de Riesgos a la gestión de seguridad de presas. De la misma forma que en el caso del sistema Carrión, el presente capítulo es un resumen de un informe más detallado, que se recoge en el apéndice L y que se acompaña de una serie de apéndices adicionales para detallar la modelación de cada una de las variables del sistema.

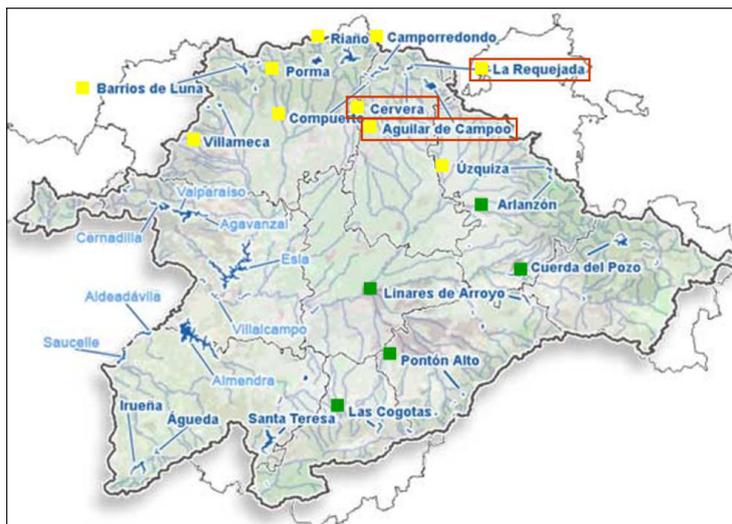


Figura 17.1: Ubicación de las presas de Cervera, Requejada y Aguilar de Campoo en la cuenca del Duero.

El sistema de tres presas forma una “Y”, con los embalses de Cervera y Requejada en las cabeceras y el de Aguilar de Campoo aguas abajo. Los embalses de Requejada y Aguilar de Campoo se sitúan directamente sobre el río Pisuerga mientras que el embalse de Cervera se encuentra en el río Rivera, a unos 27 km aguas arriba de la presa de Aguilar de Campoo. Los tamaños y aportaciones de cada una de las cuencas se muestran en el cuadro 17.1.

Embalse	Área (km ²)	Aportación (hm ³)
Cervera	54	74
Requejada	221	150
Aguilar de Campoo	546	338

Cuadro 17.1: Características de las cuencas.

La presa de Cervera es de gravedad con planta curva, sin juntas de contracción, cuya altura sobre cimientos es de 36.50 m, situándose la coronación a la cota 1042.50 m (figura 17.2). La longitud de la coronación es de 130 m. El talud de aguas arriba es vertical y el de aguas abajo es de 0.84. El aliviadero es de vertido libre y se ubica sobre el estribo derecho, con el labio de vertido paralelo a la corriente del río. La zona de vertido está formada por un muro de hormigón de 105 m de longitud y 0.50 m de espesor en su coronación. El embalse tiene una capacidad de 10 hm³.



Figura 17.2: Vista aérea de la presa de Cervera.

La presa de Requejada es de gravedad con planta curva, con juntas de contracción, cuya altura sobre cimientos es de 57 m, situándose la coronación a la cota 1083.00 m (figura 17.3). La longitud de la coronación es de 200 m. El talud de aguas arriba es vertical y el de aguas abajo es de 0.80. La Presa de Requejada posee un aliviadero de superficie situado en prolongación del estribo derecho y en posición frontal respecto de la corriente del río. La zona de vertidos se distribuye en dos vanos cerrados por compuertas Taintor, de dimensiones 14.70×4.00 m². El embalse tiene una capacidad de 66 hm³.



Figura 17.3: Vista aérea de la presa de Requejada.

La presa de Aguilar es de gravedad constituida por dos tramos de planta recta con transición circular entre ellos, con juntas de contracción, cuya altura sobre cimientos es de 48 m, situándose la coronación a la cota 943.30 m (figura 17.4). La longitud de la coronación es de 500 m. El talud de aguas arriba es de 0.05 y el de aguas abajo es de 0.75. Cuenta con dos diques de cierre de collados (figura 17.5). Se trata de dos presas de tierra de núcleo central de mampostería, de planta recta y alturas 7.0 y 10.5 m, respectivamente. En ambos casos, el talud de aguas abajo es 2.0 y el de aguas arriba varía entre 1.5 y 3.0, situándose la coronación a la cota 944.00 m. El aliviadero es de superficie frontal y se encuentra en la margen derecha, en los bloques 26 a 29 de la presa. Consta de tres vanos de 14.00 m de anchura por 4.00 m de altura, con el umbral del labio a la cota 938.00 m. El embalse tiene una capacidad de 247 hm³.

17.2. Identificación de los modos de fallo

Tras el análisis de la información disponible, las visitas de campo y las pertinentes discusiones sobre el estado actual de la presa en todo cuanto concierne a su seguridad, se procedió a identificar los potenciales modos de fallo.

En la semana del 10 al 14 de noviembre de 2008 se presentaron en las oficinas de la Confederación Hidrográfica del Duero (León) los borradores de los Informes de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de las tres presas. Coincidiendo con dicha presentación se celebraron las sesiones de identificación de modos de fallo de las tres presas. Estas sesiones marcaron el inicio del proceso de Análisis de Riesgo. Entre las 5 sesiones, participó un total de 22 personas (que se pueden consultar en el apéndice L) y se identificaron un total de 36 modos de fallo entre las tres presas (ver también el apéndice L).



Figura 17.4: Vista aérea de la presa de Aguilar.



Figura 17.5: Vistas de los collados del embalse de Aguilar.

Tras la discusión en grupo de cada modo de fallo y cada mecanismo y de sus factores a favor y en contra, se decidió que el escenario sísmico suponía una aportación al riesgo de menor entidad que la de los otros dos escenarios y se decidió también fundir los escenarios hidrológico y normal en uno solo. En el proceso se asignaron también grados a todos los modos de fallo (ver apéndice L).

Como conclusión al trabajo de identificación de modos de fallo y, entendiendo que los modelos de riesgo a elaborar para las presas del sistema Pisuerga deben ser un elemento vivo, pero suficientemente desarrollado para facilitar la toma de decisiones de seguridad sobre la presa en el presente inmediato, se adoptó la decisión de configurar la arquitectura del modelo incorporando únicamente aquellos modos de fallo que se estimó aportarían más riesgo al sistema:

- Presa de Cervera:
 - Modo de fallo por sobrevertido
- Presa de Requejada
 - Modo de fallo por deslizamiento
 - Modo de fallo por sobrevertido
- Presa de Aguilar
 - Modo de fallo por deslizamiento (presa principal)
 - Modo de fallo por sobrevertido (presa principal)
 - Modo de fallo por sobrevertido (collado 1)
 - Modo de fallo por sobrevertido (collado 2)
 - Modo de fallo por erosión interna (collado 2)

Sin embargo, como se detalla en el apéndice Q, al estimar las probabilidades de fallo de los modos de fallo por deslizamiento en las presas de Aguilar y Requejada, se obtuvieron probabilidades de fallo nulas para el rango de cargas esperable y con los parámetros geotécnicos disponibles, con lo que finalmente no fueron incluidos en los correspondientes modelos de riesgo. Esto no supone ningún impedimento para que en el futuro, se puedan incluir estos u otros modos de fallo en los modelos.

17.3. Arquitectura del modelo de riesgo

En la confección de los modelos de riesgo del sistema Pisuerga, se ha seguido una estrategia de dos fases. En primer lugar se han construido modelos de riesgo de cada presa por separado y en segundo lugar se ha construido un modelo conjunto del sistema completo.

La primera fase, permite estudiar cada presa en detalle utilizando todas las herramientas que se emplean habitualmente en los modelos de riesgo y realizando análisis de sensibilidad. Una vez se ha caracterizado el riesgo incremental asociado a la rotura de cada presa, mediante el modelo completo se puede ver la

variación en riesgo anual promedio que supone la consideración del sistema completo. Además, este modelo completo queda ya configurado y listo para poder ser empleado en el futuro para la optimización de estrategias conjuntas de operación del sistema de presas para la minimización de su riesgo.

Desde el punto de vista de las presa de aguas arriba (Cervera y Requejada), la simplificación que supone realizar el modelo aislado es que el cómputo de las consecuencias se interrumpe al llegar a la presa de aguas abajo (Aguilar), tal como ocurre en los estudios de los Planes de Emergencia. Desde el punto de vista de la presa de aguas abajo (Aguilar) la simplificación que conlleva realizar el modelo aislado es que se supone que las presas de aguas arriba (Cervera y Requejada) son irrompibles y se encuentran siempre en su Nivel Máximo Normal (NMN) en el momento de presentarse la avenida. Estas simplificaciones desaparecen en el modelo conjunto.

La estructura del modelo de riesgo desarrollado mediante el programa iPresas¹, vincula los modos de fallo a las solicitaciones gobernadas por el nivel de agua (escenario normal e hidrológico) así como a las consecuencias por rotura de presas, aspectos que junto con las probabilidades asignadas a cada nodo de los modos de fallo se discuten en el siguiente apartado. A continuación se muestran los diagramas de influencia de los diferentes modelos elaborados (Cervera, Requejada, Aguilar y sistema Pisuerga completo). Cada nodo implica la incorporación al modelo de una serie de datos que se comentan en el siguiente apartado.

17.3.1. Modelo de riesgo de la presa de Cervera

El modelo de riesgo de la presa de Cervera incluye un único modo de fallo: fallo de la presa asociado a un sobrevertido. El mecanismo de fallo se ha modelado de forma simplificada mediante un único nodo, empleando una curva que relaciona directamente altura de sobrevertido y probabilidad condicional de rotura.

Introduciendo este modo de fallo en el modelo de riesgo de la presa de Cervera se llega al siguiente diagrama de influencia (figura 17.6).

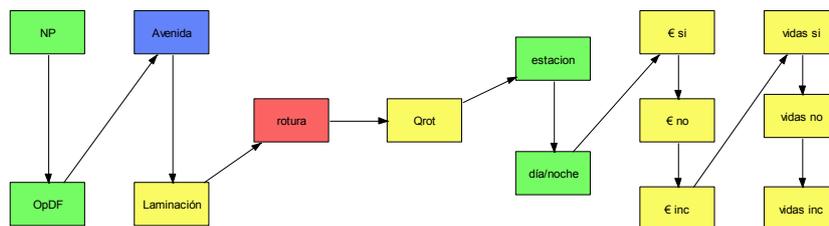


Figura 17.6: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Cervera.

¹iPresas es el programa en el cual se han implementado las metodologías desarrolladas en el presente trabajo.

17.3.2. Modelo de riesgo de la presa de Requejada

El modelo de riesgo de la presa de Requejada incluye un único modo de fallo: fallo de la presa asociado a un sobrevertido. El mecanismo de fallo se ha modelado de forma simplificada mediante un único nodo, empleando una curva que relaciona directamente altura de sobrevertido y probabilidad condicional de rotura.

Introduciendo este modo de fallo en el modelo de riesgo de la presa de Requejada se llega al siguiente diagrama de influencia (figura 17.7).

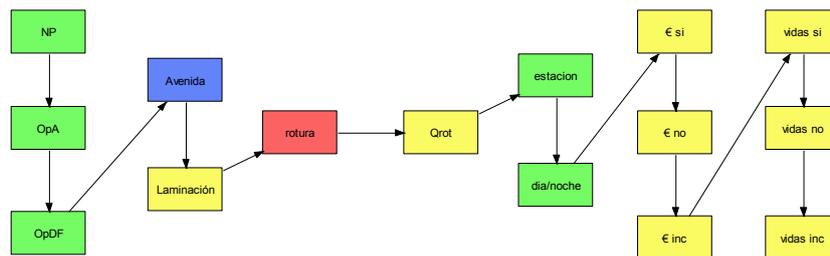


Figura 17.7: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Requejada.

17.3.3. Modelo de riesgo de la presa de Aguilar

El modelo de riesgo de la presa de Aguilar incluye cuatro modos de fallo:

- Modo de fallo por sobrevertido (presa principal)
- Modo de fallo por sobrevertido (collado 1)
- Modo de fallo por sobrevertido (collado 2)
- Modo de fallo por erosión interna (collado 2)

Para cada modo de fallo por sobrevertido, el mecanismo de fallo se ha modelado de forma simplificada mediante un único nodo, empleando una curva que relaciona directamente altura de sobrevertido y probabilidad condicional de rotura. Para el modo de fallo por erosión interna, se ha descompuesto el mecanismo de fallo en 6 pasos (incluyendo detección e intervención):

1. Inicio (comienzo de una filtración concentrada).
2. Continuación de la erosión interna (se considera el potencial de las partículas del núcleo para migrar fuera de él).
3. Progresión de la erosión interna (hace referencia al proceso de ampliación del conducto hacia el embalse).
4. Pronta actuación (hace referencia al potencial para actuar respecto de las señales que se puedan observar en el lugar en que se desarrolla el modo de fallo).

5. Mecanismo de brecha (hace referencia a los distintos tipos de formación de brecha que pueden ocurrir como consecuencia de los procesos de erosión interna).
6. Intervención última (hace referencia a los esfuerzos que se pueden emplear para amortiguar los efectos de la brecha, como pueda ser una suelta de caudales una vez que el fallo es inevitable).

Para cada uno de estos pasos, se ha estimado su probabilidad condicional de rotura en función del nivel máximo de agua alcanzado en el embalse. Finalmente se han multiplicado cada una de las probabilidades para llegar a una probabilidad que se ha introducido en un único nodo.

Introduciendo estos modos de fallo en el modelo de riesgo de la presa de Aguilar se llega al siguiente diagrama de influencia (figura 17.8).

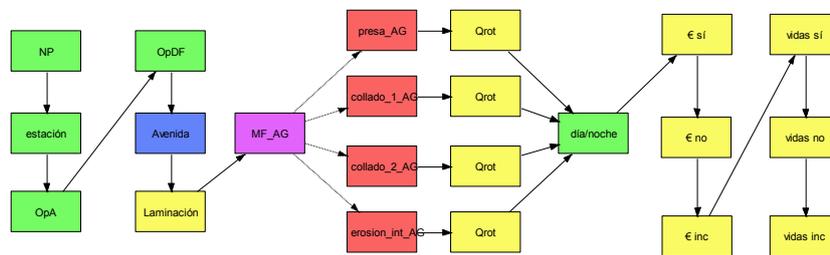


Figura 17.8: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Aguilar.

Como particularidad, se puede comentar que el nodo correspondiente a la estación se ha incluido al principio del modelo para poder hacer un análisis de sensibilidad respecto del impacto de modelar los resguardos estacionales o considerar un único resguardo a lo largo de todo el año. También es destacable que se han considerado caudales de rotura y funciones de daño distintos en función del modo de fallo, ya que las roturas por los diques de collado son fundamentalmente diferentes a la rotura por la presa principal por tres razones:

- Los caudales de rotura son menores por ser estructuras de menor altura.
- Los tiempos de rotura son mayores por ser de materiales sueltos.
- Las funciones de daños son menores porque los collados rompen a un cauce distinto, que se reintegra al cauce principal aguas abajo de Aguilar, evitando así el punto donde más consecuencias se producen.

17.3.4. Modelo de riesgo del sistema Pisuerga

Para modelar el sistema conjunto se debe realizar un modelo que concatene los tres anteriores. Además, se debe configurar de tal manera que la hidrología de las presas de aguas arriba se transmita a la de aguas abajo. Por lo tanto, la avenida es común para las tres presas. La presa de aguas abajo recibirá la avenida que laminen las presas de aguas arriba (teniendo en cuenta el nivel previo y la operatividad de órganos de desagüe de las presas de aguas arriba)

más la avenida de la intercuenca. En caso de que alguna de las presas de aguas arriba rompa, la presa de aguas abajo recibirá el hidrograma de rotura.

En cuanto a las consecuencias, se han dividido en tres tramos: las consecuencias que se producen entre la presa de Cervera y la presa de Aguilar, las consecuencias que se producen entre la presa de Requejada y la presa e Aguilar y las consecuencias que se producen aguas abajo de Aguilar. Las consecuencias de los dos primeros tramos sólo se verán afectadas por lo que ocurra en las presa de Cervera o Requejada, sin embargo, las consecuencias del último tramo se verán afectadas por lo que ocurra en cualquiera de las presas. Esta descomposición de consecuencias por tramos requiere de dos nodos adicionales al final del modelo de riesgo que acumulen las consecuencias de los tres tramos.

Todo esto se captura en el modelo de riesgo del sistema, cuyo diagrama de influencia se muestra a continuación (figura 17.9). La arquitectura del modelo de riesgo es la concatenación de las tres arquitecturas anteriores, eliminando los nodos que se repiten por ser comunes (estación, día/noche, avenida). La principal diferencia entre este modelo y los anteriores es que aquí se modelan explícitamente las ramas de no rotura, lo cual es necesario cuando se realizan modelos de varias presas. Además, para reducir el número de ramas y el tiempo de cálculo, se ha realizado una simplificación al eliminar los nodos de operatividad de los desagües de fondo.²

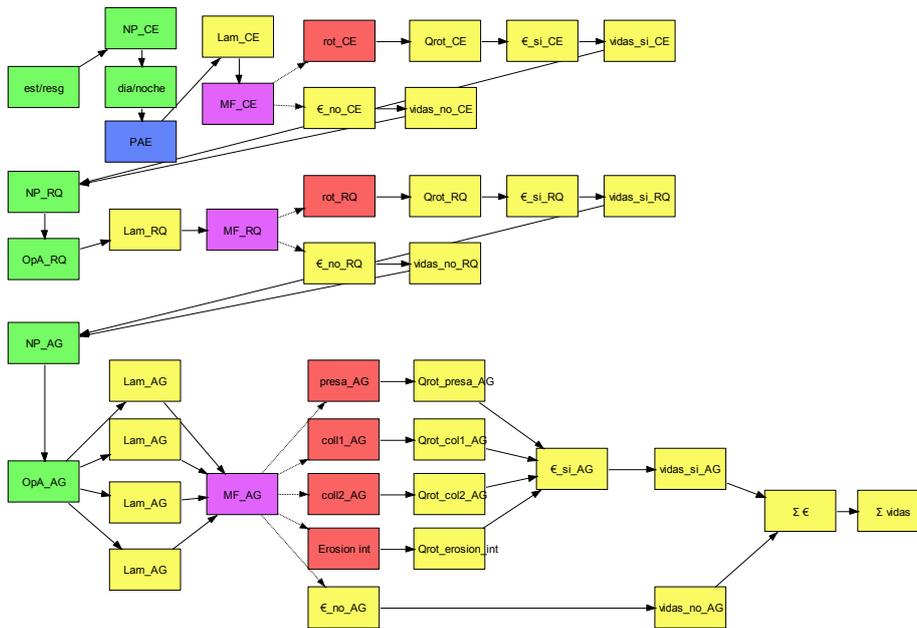


Figura 17.9: Arquitectura del modelo de riesgo del sistema Pisuerga completo.

²Para realizar esta simplificación se ha supuesto en la laminación del sistema que se tiene un desagüe de fondo con una capacidad igual al producto de la operatividad por la capacidad de este órgano de desagüe en el modelo individual. Los resultados obtenidos al realizar esta simplificación en el modelo individual son muy similares a los originales, ya que estos órganos de desagüe tienen una importancia relativa debido a su baja capacidad en comparación con los caudales laminados por los aliviaderos.

17.4. Cálculo de riesgo para la situación actual

Una vez se concluye la elaboración de todos los datos necesarios para el cálculo del riesgo, y estos quedan incorporados en la arquitectura de modelo elaborado, se procede a la obtención de los valores de probabilidad anual de fallo y de riesgo.

En cualquier caso, cabe mencionar que el riesgo total calculado es exclusivamente el derivado de las consecuencias incrementales por rotura de la presa, es decir, descontando todas aquellas consecuencias que habrían sucedido, para el mismo evento, sin concurrencia de la rotura o fallo de la presa. Dichas consecuencias se estiman, por separado, en términos económicos (siendo las unidades de riesgo anual millones de euros al año) y de pérdida potencial de vidas humanas (siendo las unidades de riesgo anual vidas al año).

Los resultados obtenidos en términos de riesgo y probabilidad anual de rotura en sus valores promedio y para los modelos de cada presa por separado se presentan en el cuadro 17.2.

	CERVERA	REQUEJADA	AGUILAR				TOTAL
			Sobrevvertido presa	Sobrevvertido Collado 1	Sobrevvertido Collado 2	Erosión interna	
Prob rotura	3.32E-05	6.56E-04	2.24E-06	3.71E-09	3.71E-09	8.18E-04	8.20E-04
Riesgo M€	2.46E-03	5.05E-02	7.54E-04	1.72E-08	3.55E-08	4.86E-03	5.61E-03
Riesgo vidas	4.94E-03	1.16E-01	3.28E-03	2.26E-11	9.01E-10	2.66E-04	3.55E-03

Cuadro 17.2: Probabilidad de fallo y riesgos anuales para los modelos individuales.

Se puede observar que la probabilidad de rotura en las presas de Cervera y Requejada es relativamente alta, especialmente la de la presa de Requejada, que es superior a 10^{-4} . En la presa de Aguilar, la interpretación de resultados es más compleja por la existencia de varios modos de fallo. Lo más significativo es que el modo de fallo que más probabilidad de rotura aporta es el de erosión interna, siendo esta también superior a 10^{-4} . El riesgo que aporta este modo de fallo es comparativamente bajo en relación a su probabilidad de rotura, ya que la rotura por cualquiera de los collados produce pocas consecuencias. También es significativo el poco riesgo que aportan los modos de fallo de sobrevvertido de los diques de collado, ya que se suman probabilidades bajas de ocurrencia con consecuencias bajas.

Además, para comprobar que la simplificación realizada en los desagües de fondo al analizar el modelo del sistema es razonable, se han analizado los modelos individuales con esta simplificación, obteniendo los resultados que se muestran en el cuadro 17.3. Como se puede observar, los resultados obtenidos son muy similares a los resultados sin esta simplificación que se muestran en el cuadro 17.2.

Una vez analizadas las presas por separado, se procedió a analizar el sistema completo, arrojando los resultados mostrados en el cuadro 17.4.

Como es lógico, la probabilidad de rotura de las presas de Cervera y Requejada no se ven afectadas por el hecho de haber incluido la presa de Aguilar en el

	CERVERA	REQUEJADA	AGUILAR				TOTAL
			Sobrevvertido presa	Sobrevvertido Collado 1	Sobrevvertido Collado 2	Erosión interna	
Prob rotura	3.30E-05	6.28E-04	2.22E-06	3.66E-09	3.66E-09	8.18E-04	8.20E-04
Riesgo M€	2.45E-03	4.84E-02	7.46E-04	1.69E-08	3.49E-08	4.86E-03	5.61E-03
Riesgo vidas	4.91E-03	1.11E-01	3.25E-03	2.20E-11	8.83E-10	2.66E-04	3.51E-03

Cuadro 17.3: Probabilidad de fallo y riesgos anuales para los modelos individuales (simplificados).

	CERVERA	REQUEJADA	AGUILAR				TOTAL
			Sobrevvertido presa	Sobrevvertido Collado 1	Sobrevvertido Collado 2	Erosión interna	
Prob rotura	3.30E-05	6.28E-04	8.17E-05	3.85E-05	3.85E-05	7.17E-04	8.76E-04
Riesgo M€	2.63E-03	7.72E-02	2.79E-02	4.37E-05	2.33E-04	4.26E-03	3.24E-02
Riesgo vidas	5.82E-03	2.34E-01	1.17E-01	-3.72E-03	-3.71E-03	-1.11E-04	1.10E-01

Cuadro 17.4: Probabilidad de fallo y riesgos anuales para el modelo completo.

modelo. Por contra, los resultados de riesgo sí se ven afectados, ya que ahora las potenciales consecuencias no paran en la presa de Aguilar si no que continúan aguas abajo.

Por otra parte, la presa de Aguilar sí ve afectada su probabilidad de rotura. En general, el incluir en el análisis las presas de aguas arriba, la probabilidad de rotura de la presa de aguas abajo sufre dos efectos con resultados opuestos. Por un lado, al contemplarse la posibilidad de recibir una avenida de gran tamaño debido a la rotura de la presa de aguas arriba, la probabilidad de rotura aumenta. Por otro lado, al considerar que la presa de aguas arriba normalmente se encontrará por debajo de su NMN, se ofrece una mayor protección frente a avenidas, con lo que la probabilidad de rotura desciende. En este caso, ambos efectos pueden apreciarse simultáneamente analizando las probabilidades de rotura descompuestas por modos de fallo. Por un lado, se ve como el modo de fallo por erosión interna (especialmente sensible a niveles medios-altos con periodos de retorno bajos) baja su probabilidad. Esto se debe a la protección extra que ofrece el que las presas de aguas arriba no estén siempre a su NMN. Por el contrario, los tres modos de fallo por sobrevertido aumentan su probabilidad. Esto se debe a las ramas del árbol de eventos en que alguna de las presas de aguas arriba rompe. En este caso, este efecto es muy marcado porque las presas de aguas arriba tienen probabilidades de rotura altas.

Por último, se puede apreciar un efecto que a primera vista puede ser llamativo: se dan riesgos incrementales negativos en los modos de fallo que rompen por alguno de los collados. Esto es debido a que para las ramas del árbol de eventos en que alguna de las presas de aguas arriba rompe, resulta “beneficioso” que la presa rompa por alguno de sus collados. Es decir, que para avenidas muy grandes (como las producidas por la rotura de Cervera o Requejada), es mayor la pérdida de vidas que se produce si no se rompe la presa que si rompe por alguno de sus collados. Esto es así porque al romperse por los collados, el hidrograma de rotura no pasa por la población de Aguilar de Campoo, que es donde más pérdida de vidas se produce.

El resultado global para la presa de Aguilar es que en lo que respecta a la

probabilidad de rotura, unos efectos se compensan con otros, quedando una probabilidad de rotura similar aunque algo superior. En lo que respecta a las consecuencias, estas tienden a ser mayores al ganar más peso el modo de fallo por sobrevertido en la presa principal. Todo esto se puede ver gráficamente en las figuras 17.12 17.13 (siguiente apartado).

17.5. Evaluación de riesgo

Los estándares internacionales utilizados para comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga con criterios de tolerabilidad de dichos riesgos son los siguientes.

Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR)

Los criterios de tolerabilidad se basan en valores de riesgo promedio (como el calculado en el apartado anterior) e implican una primera limitación sobre la probabilidad de fallo anual, independientemente de las consecuencias asociadas, de valor 10^{-4} . Este valor sería el riesgo individual, es decir, el riesgo de una persona con un nivel de exposición completo, y tiene connotaciones muy vinculadas igualmente a la propia imagen y confiabilidad del propietario de la presa. La segunda limitación se establece en términos de riesgo total, debiendo este limitarse a valores inferiores a 10^{-2} y 10^{-3} vidas/año a corto y largo plazo respectivamente.

Las figuras 17.10 a 17.13 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga en relación con los mencionados criterios. Además, se han graficado los resultados obtenidos mediante los modelos individuales junto con los resultados obtenidos mediante el modelo del sistema completo, para poder analizar así las diferencias.

Estas figuras corroboran lo adelantado en el apartado anterior respecto de las implicaciones del cálculo como sistema. Las presas de Cervera y Requejada se ven poco afectadas, simplemente aumentando algo sus consecuencias. La presa de Aguilar se ve afectada de forma más compleja, afectando de forma muy diferente a sus distintos modos de fallo. Sin embargo, el resultado final es básicamente una traslación hacia la derecha, causada por el mayor peso adquirido por el modo de fallo de sobrevertido por el cuerpo principal de presa.

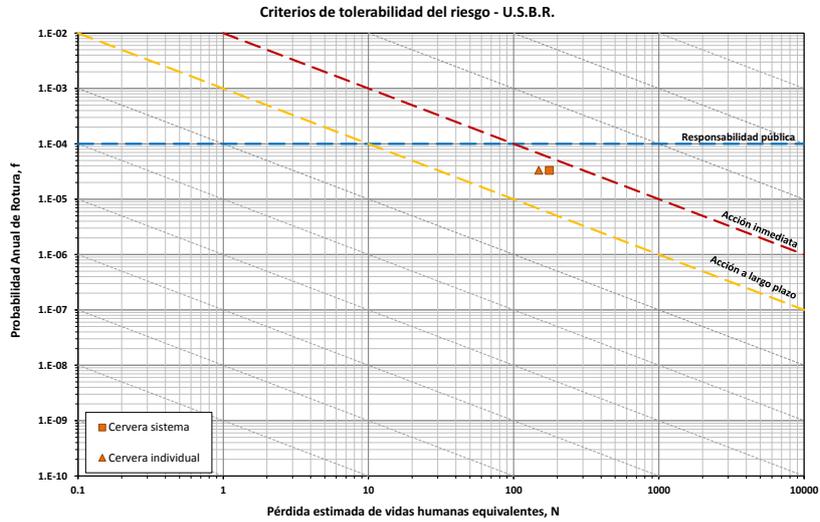


Figura 17.10: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Cervera.

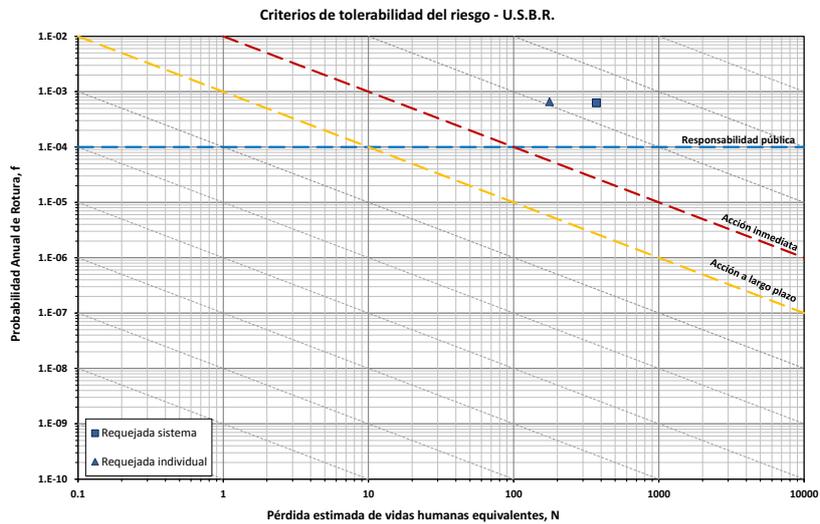


Figura 17.11: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Requejada.

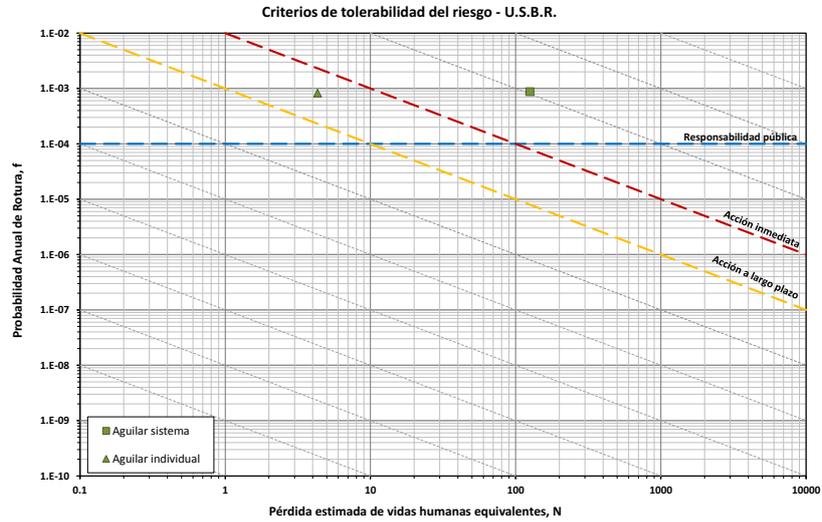


Figura 17.12: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Aguilar.

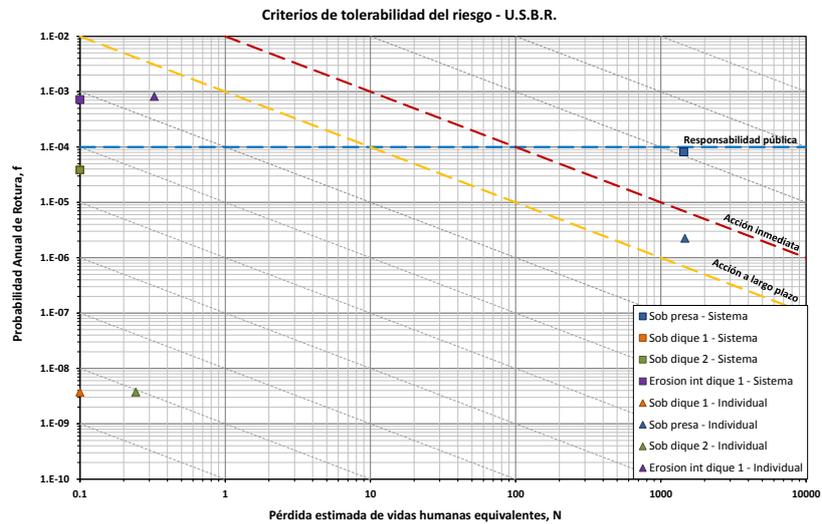


Figura 17.13: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Aguilar (descomposición por modos de fallo).

Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD)

Los criterios de tolerabilidad de riesgo adoptados por dicho organismo y que, en la práctica, corresponden con los adoptados para tolerabilidad de riesgos en la mayoría de industrias peligrosas, se basan en la probabilidad acumulada anual de excedencia de cierto valor de las consecuencias (en términos de vidas humanas), en lugar de considerar el riesgo promedio.

Las figuras 17.14 a 17.16 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga en relación con los mencionados criterios:

Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE)

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha desarrollado una serie de criterios de tolerabilidad de riesgos que incorporan los dos anteriores (USBR y ANCOLD), aportando una limitación adicional a las máximas consecuencias tolerables.

Las figuras 17.14 a 17.16 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga en relación con los mencionados criterios:

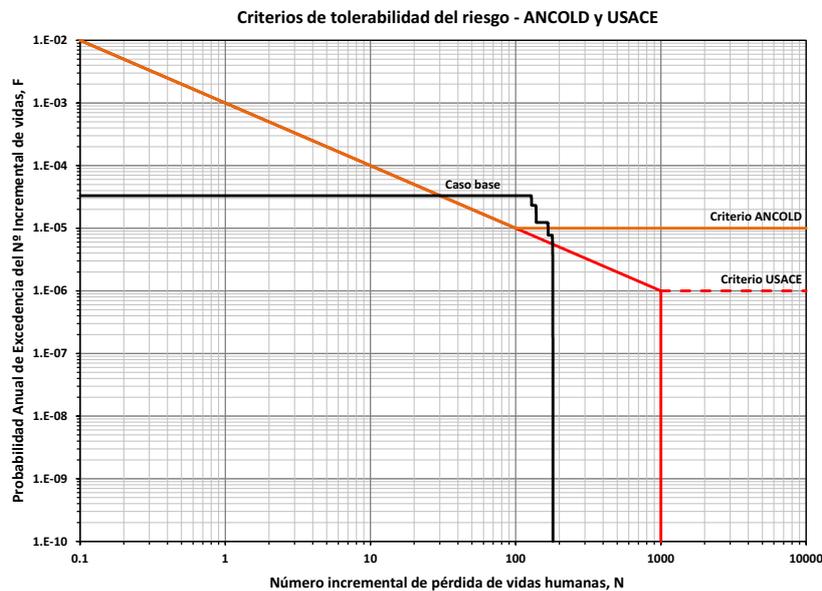


Figura 17.14: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Cervera.

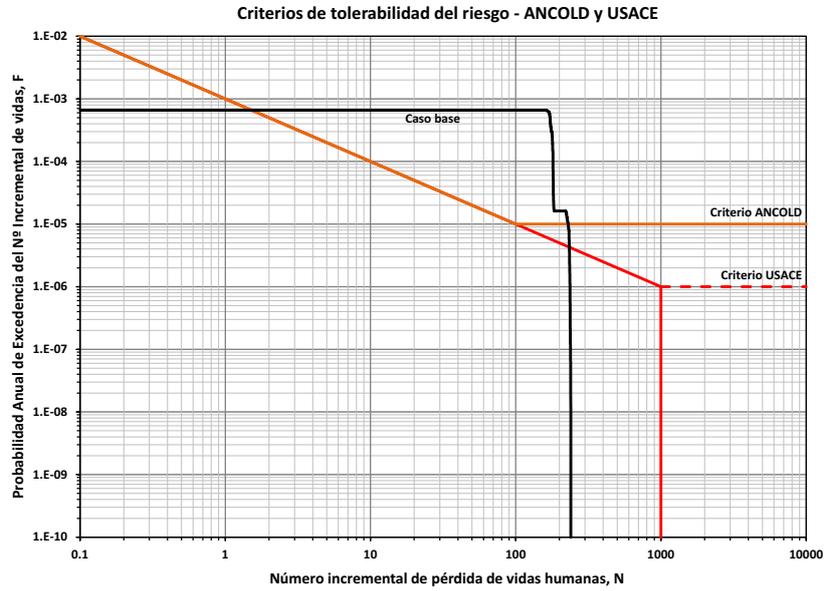


Figura 17.15: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Requejada.

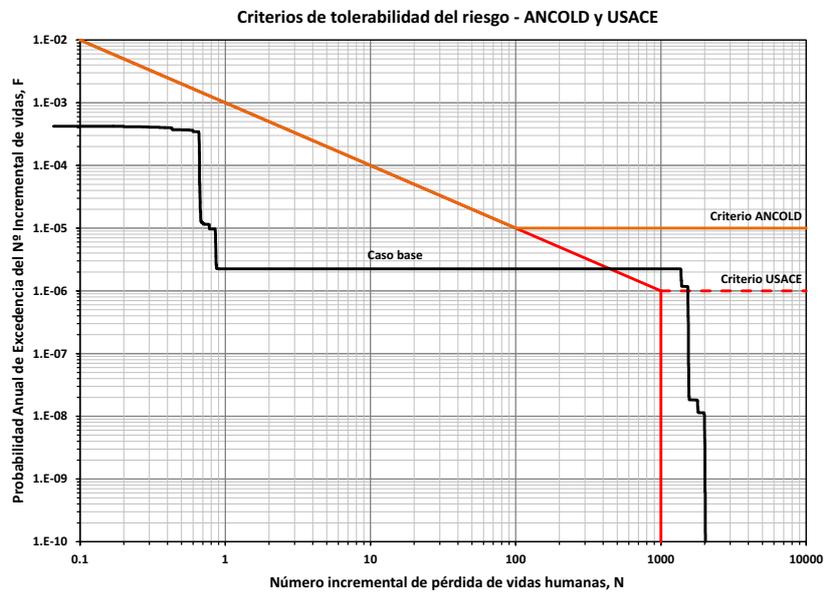


Figura 17.16: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Aguilar.

Interpretación

Teniendo en cuenta las limitaciones y condicionantes de los modelos de riesgo elaborados (evaluación simplificada de algunos modos de fallo), cabe en cualquier caso establecer algunas conclusiones iniciales que se derivan de los resultados obtenidos y de su comparación con criterios de tolerabilidad internacionales:

- La comparación del riesgo incremental de la presa de Cervera con los criterios de tolerabilidad existentes indica que su probabilidad de rotura está dentro de los límites establecidos, aunque el riesgo en vidas es algo alto, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo (a largo plazo).
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Requejada con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo.
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Aguilar con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo.
- El estudio detallado de los distintos modos de fallo de la presa Aguilar indica que el único modo de fallo que está aportando probabilidades de rotura excesivas es el de erosión interna. Los dos modos de fallo de sobrevvertido en los collados no están aportando ni probabilidad de rotura ni riesgos significativos. El modo de fallo por sobrevvertido en la presa principal tiene una probabilidad de ocurrencia relativamente baja pero consecuencias incrementales altas (pérdida de vidas >1000), lo cual adelanta que medidas como la implantación del Plan de Emergencia serán muy recomendables (ver siguiente apartado). Esta particular distribución de riesgo hace que sí cumpla uno de los tres criterios (ANCOLD). En el siguiente apartado se discuten las medidas de reducción de riesgo estudiadas.

17.6. Medidas de reducción y control de riesgo

17.6.1. Medidas a evaluar

Además de evaluar el estado actual de las presas Cervera, Requejada y Aguilar, se han evaluado algunas medidas de reducción de riesgo que se habían planteado en el Informe de Primera Revisión de Seguridad de las presas. Estas medidas son las siguientes:

- Presa de Cervera:
 - Implantación del Plan de Emergencia
 - Rehabilitación del pretil para que resista el empuje del agua

- Rehabilitación y mejora del desagüe de fondo izquierdo
- Instalación de compuertas en el aliviadero
- Implantación de los resguardos adicionales propuestos por el Plan de Embalses 2009/2010 de la Confederación Hidrográfica del Duero
- Implantación de los resguardos adicionales propuestos por la Primera Revisión de Seguridad
- Presa de Requejada:
 - Implantación del Plan de Emergencia
 - Rehabilitación del pretil para que resista el empuje del agua
 - Rehabilitación y mejora del desagüe de fondo
 - Implantación de los resguardos adicionales propuestos por el Plan de Embalses 2009/2010 de la Confederación Hidrográfica del Duero
- Presa de Aguilar
 - Implantación del Plan de Emergencia
 - Rehabilitación del dique de collado 1 para evitar el fallo por erosión interna
 - Implantación de los resguardos adicionales propuestos por el Plan de Embalses 2009/2010 de la Confederación Hidrográfica del Duero

Adicionalmente, para cada una de las tres presas, se ha evaluado el impacto de implantar un Plan de Emergencia mejorado que incluya un programa de formación continua a la población para aumentar su efectividad.

Una de las ventajas del Análisis de Riesgos es que permite capturar de forma homogénea el efecto que tienen sobre la seguridad (medido en probabilidad de rotura y riesgo) medidas muy diferentes. Para poder capturar este efecto, se parte del modelo base que se ha presentado en el apartado 17.3 y se modifican los nodos que se vean afectados. A continuación se vuelve a calcular el modelo y se comparan los resultados con los del caso base. Así, las medidas evaluadas afectan al modelo de la siguiente forma:

- Los Planes de Emergencia tienen un efecto directo sobre las consecuencias. La existencia de buenos protocolos y sistemas para la alerta y evacuación de la población hace que en caso de producirse una rotura, la pérdida de vidas humanas sea menor. Por lo tanto, los únicos nodos que hay que modificar en el modelo son aquellos que modelan las consecuencias en vidas. El resultado sobre la seguridad de la presa es que se reduce el riesgo en vidas pero no la probabilidad de rotura ni el riesgo económico.
- Los Planes de Emergencia con elevada formación a la población afectan al modelo de riesgo en los mismos nodos que los Planes de Emergencia normales, pero lo hacen en mayor medida.
- La rehabilitación y mejora de órganos de desagüe afecta a la probabilidad de que durante una avenida, se puedan operar los órganos de desagüe. Si esta probabilidad aumenta, la probabilidad de que se alcancen niveles

altos en el embalse disminuye. Es por lo tanto una medida que afecta a las cargas del modelo. Los nodos que es necesario modificar son los de la operatividad de los órganos de desagüe. El resultado de esta medida es una reducción de la probabilidad de excedencia de niveles altos en el embalse que conduce a una reducción de la probabilidad de rotura y del riesgo.

- La implantación de resguardos adicionales en la operación del embalse afecta directamente a la probabilidad de excedencia de niveles previos y también a la manera en que se laminan las avenidas. El efecto es así similar al de la medida anterior: una reducción de la probabilidad de excedencia de niveles altos en el embalse que conduce a una reducción de la probabilidad de rotura y del riesgo.
- Por último, la rehabilitación de los pretiles permite disminuir la probabilidad de fallo por sobrevertido en la presa, ya que si los pretiles resisten el empuje del agua, el sobrevertido producido será menor. Por ello, esta alternativa afecta directamente a los nodos que definen la respuesta del sistema. Además, también afecta a la laminación, ya que el caudal de sobrevertido y el tiempo de sobrevertido son menores.

17.6.2. Indicadores de efectividad y eficiencia

Una vez calculados los modelos de las alternativas de reducción de riesgo, se pueden obtener y estudiar varios indicadores de su eficiencia y efectividad, tal como se muestra en el cuadro 17.5.

Los significados de los indicadores de dichas tablas son los siguientes:

- Probabilidad de rotura (año^{-1}): es la probabilidad anual de rotura.
- Riesgo económico (M€/año): es el riesgo económico incremental, es una medida de cuanto le costaría al propietario anualmente “cubrir” el riesgo económico asociado a la posible rotura de su presa.
- Riesgo social (vidas/año): como el anterior pero para la pérdida de vidas humanas en lugar de las pérdidas económicas.
- Reducción de riesgo económico (M€/año): es el beneficio económico resultante de la reducción de riesgo generado por la medida. Resulta de comparar el riesgo económico del caso base con el de la alternativa.
- Coste anualizado de la alternativa (M€/año): es el coste estimado de implementar la alternativa, anualizado repartiéndolo a lo largo de su vida útil.
- Coste económico total (M€/año): resulta de sumar el coste de reducción de riesgo y el coste incremental del riesgo.
- Ratio beneficio/coste: resulta de dividir el beneficio por reducción de riesgo por el coste de la medida.
- ACSLS (M€/vida): del inglés Adjusted Cost per Statistical Life Saved. Es el coste (descontando el beneficio en reducción de riesgo) por cada vida

PRESA DE CERVERA								
	Caso Base	Alt 1 PEP	Alt 2 PEP+PFC	Alt 3 Resg PE	Alt 4 Resg 1 ^{RS}	Alt 5 Mejora pretill	Alt 6 Recup DFI	Alt 7 Comp aliv
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	3.32E-05	3.32E-05	3.32E-05	1.96E-05	1.09E-05	1.07E-07	2.92E-05	2.33E-05
Riesgo económico [M€/año]	2.46E-03	2.46E-03	2.46E-03	1.46E-03	8.09E-04	8.13E-06	2.17E-03	1.73E-03
Riesgo social [vidas/año]	4.94E-03	2.44E-03	1.17E-03	2.97E-03	1.61E-03	1.64E-05	4.35E-03	3.46E-03
Reducción de riesgo económico [M€/año]		0.00E+00	0.00E+00	1.01E-03	1.66E-03	2.46E-03	2.92E-04	7.33E-04
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		4.77E-02	7.18E-02	0.00E+00	0.00E+00	4.73E-03	1.12E-02	2.74E-02
Coste económico total [M€/año]		5.01E-02	7.42E-02	1.46E-03	8.09E-04	4.74E-03	1.34E-02	2.91E-02
Ratio beneficio/coste		0.00%	0.00%	-	-	51.95%	2.60%	2.68%
ACSLs [M€]		19.09	19.07	0.00	0.00	0.46	18.49	17.97
EWACSLs [M€]		19.09	19.07	0.00	0.00	0.46	18.49	17.97
Razón de desproporcionalidad		10.60	10.59	0.00	0.00	0.26	10.27	9.98

PRESA DE REQUEJADA							
	Caso base	Alt 1 PEP	Alt 2 PEP+PFC	Alt 3 Resg PE	Alt 4 Resg 1 ^{RS}	Alt 5 Mejora pretill	Alt 6 Mejora DF
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	6.56E-04	6.56E-04	6.56E-04	3.36E-04	6.30E-05	7.93E-05	5.77E-04
Riesgo económico [M€/año]	5.05E-02	5.05E-02	5.05E-02	2.59E-02	4.85E-03	6.18E-03	4.44E-02
Riesgo social [vidas/año]	1.16E-01	4.26E-02	1.35E-02	5.98E-02	1.16E-02	1.47E-02	1.02E-01
Reducción de riesgo económico [M€/año]		0.00E+00	0.00E+00	2.47E-02	4.57E-02	4.43E-02	6.08E-03
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		8.71E-02	1.31E-01	0.00E+00	0.00E+00	7.94E-03	5.71E-03
Coste económico total [M€/año]		1.38E-01	1.82E-01	2.59E-02	4.85E-03	1.41E-02	5.02E-02
Ratio beneficio/coste		0.00%	0.00%	-	-	558.86%	106.57%
ACSLs [M€]		1.186	1.279	-0.001	-0.005	-0.004	0.000
EWACSLs [M€]		1.186	1.279	-0.003	-0.031	-0.024	0.000
Razón de desproporcionalidad		0.659	0.710	0.000	0.000	0.000	0.000

PRESA DE AGUILAR					
	Caso Base	Alt 1 PEP	Alt 2 PEP+PFC	Alt 3 Resg PE	Alt 4 Reforma dique 1
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	8.20E-04	8.20E-04	8.20E-04	5.58E-04	2.28E-06
Riesgo económico [M€/año]	5.61E-03	5.61E-03	5.61E-03	3.23E-03	7.65E-04
Riesgo social [vidas/año]	3.55E-03	2.17E-03	1.31E-03	6.81E-04	3.33E-03
Reducción de riesgo económico [M€/año]		0.00E+00	0.00E+00	2.38E-03	4.85E-03
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		9.85E-02	1.48E-01	0.00E+00	1.51E-01
Coste económico total [M€/año]		1.04E-01	1.54E-01	3.23E-03	1.51E-01
Ratio beneficio/coste		0.00%	0.00%	-	3.22%
ACSLs [M€]		71.12	66.23	0.00	666.37
EWACSLs [M€]		71.12	66.23	0.00	81.22
Razón de desproporcionalidad		39.51	36.79	0.00	370.21

Cuadro 17.5: Indicadores de efectividad y eficiencia para las alternativas de reducción de riesgo de las presas del sistema Pisuerga.

estadística salvada. Cuanto más bajo sea este indicador, más justificada está la medida.

- EWACSLs (M€): del inglés Equity Weighted Adjusted Cost per Statistical Life Saved. Es el ACSLS corregido para dar más importancia a las alternativas que más reducen la probabilidad de fallo cuando ésta se encuentra por encima de 10^{-4} (ver capítulo 18).
- Razón de desproporcionalidad: resulta de dividir el ACSLS por el coste promedio que se acepta en otras industrias.

17.6.3. Reevaluación del riesgo

Además de estos indicadores, también se pueden volver a obtener las gráficas de los criterios de tolerabilidad que se han mostrado en el apartado anterior para cada una de las alternativas de reducción de riesgo. En las siguientes gráficas se incluye también el caso base, para poder así ver más claramente el efecto de cada medida. Adicionalmente, se ha incluido una alternativa que incluye la aplicación de todas las medidas de reducción de riesgo simultáneamente (de los dos tipos de Planes de Emergencia se ha incluido en esta alternativa el de elevada información a la población) y de los dos tipos de resguardos en Requejada y Cervera se ha incluido el propuesto por la Primera Revisión de Seguridad al ser más restrictivo).

Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR)

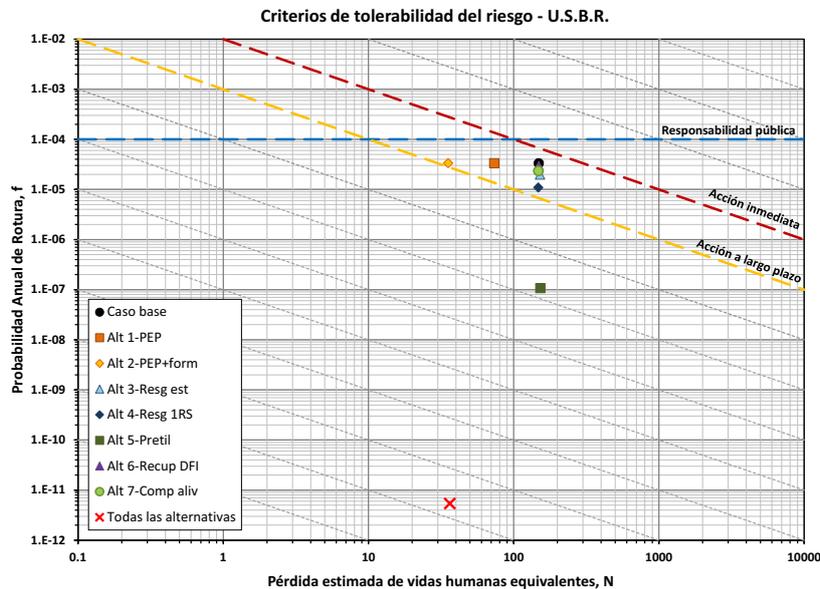


Figura 17.17: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Cervera.

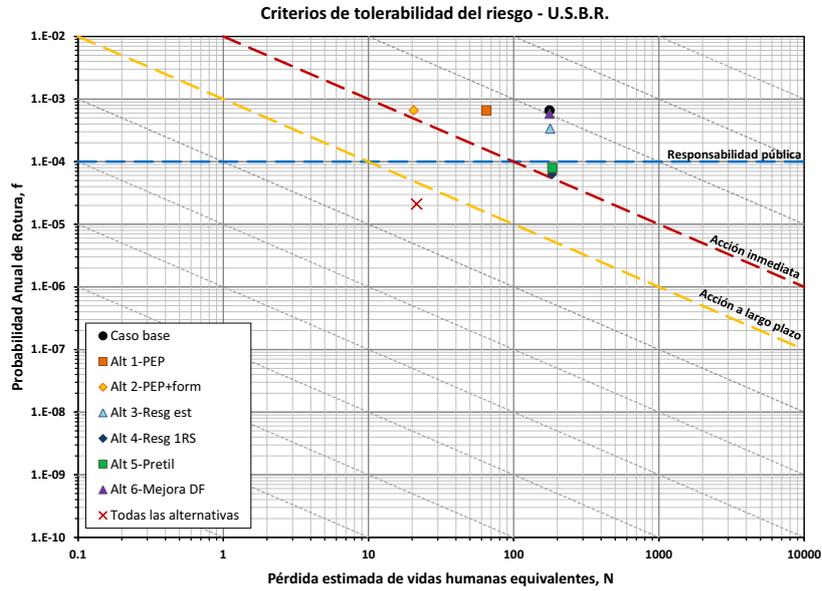


Figura 17.18: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Requejada.

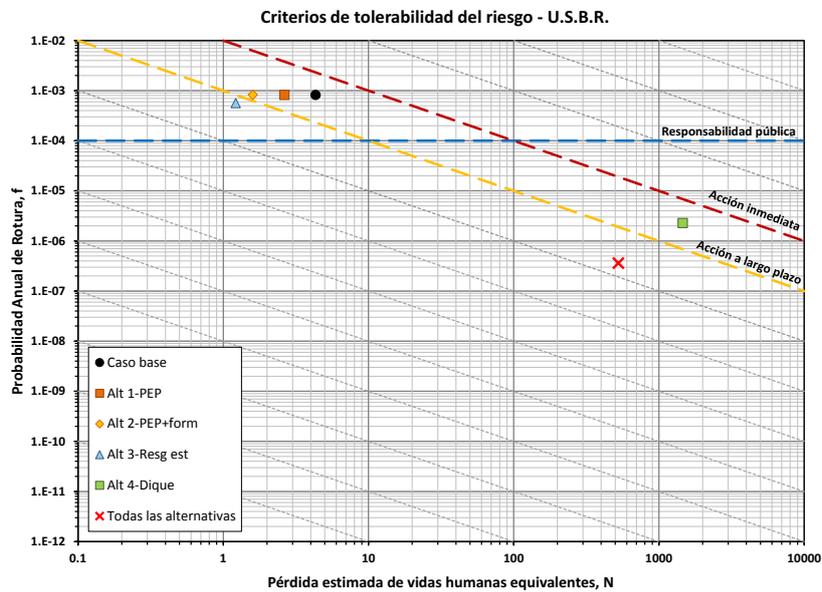


Figura 17.19: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Aguilar.

Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD) y Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE)

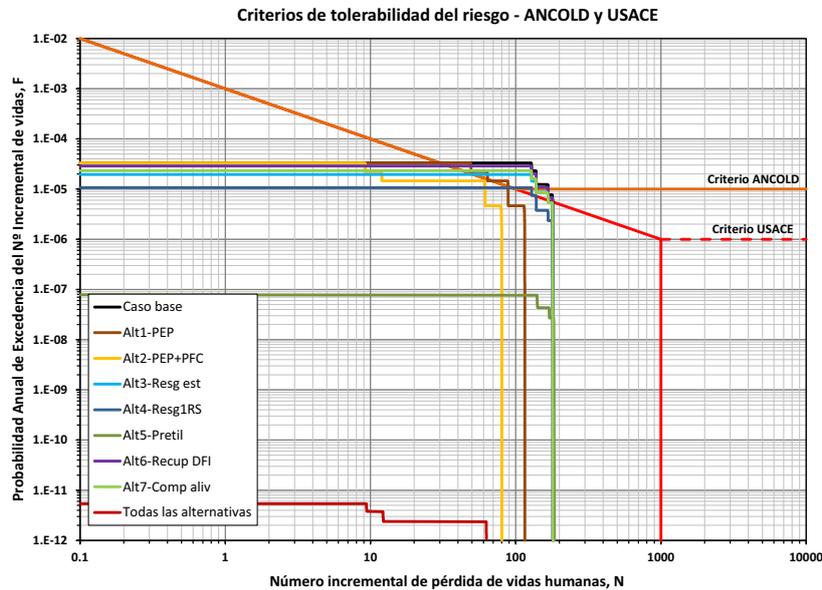


Figura 17.20: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Cervera.

17.6.4. Interpretación

Como se puede observar en las tablas y figuras anteriores la implantación de los Planes de Emergencia es una medida efectiva que aunque no modifica las probabilidades de rotura ni el riesgo económico sí que disminuye de forma importante la pérdida de vidas. La implantación de los Planes de Emergencia con elevada información a la población es todavía más efectiva, reduciendo el riesgo en vidas a un 12 % - 37 % del original según el caso.

La implantación de resguardos en las presas de Cervera y Requejada es una medida muy efectiva para reducir la probabilidad de rotura y el riesgo ya que los niveles alcanzados en el embalse son más bajos y también los son las probabilidades de rotura, que dependen de ellos. En total, la probabilidad de rotura y el riesgo disminuyen a un 33 % de los valores del caso base en Cervera y más de un orden de magnitud en Requejada con los resguardos propuestos en la Primera Revisión de Seguridad. En Aguilar, los resguardos propuestos por el Plan de Embalses reducen la probabilidad de rotura.

Las mejoras en los órganos de desagüe, aunque beneficiosas, tienen un efecto menor sobre la probabilidad de rotura y el riesgo que las alternativas anteriores. En la presa de Cervera, estas medidas consisten en la rehabilitación del desagüe de fondo y la implantación de compuertas en el aliviadero, aunque ninguna de

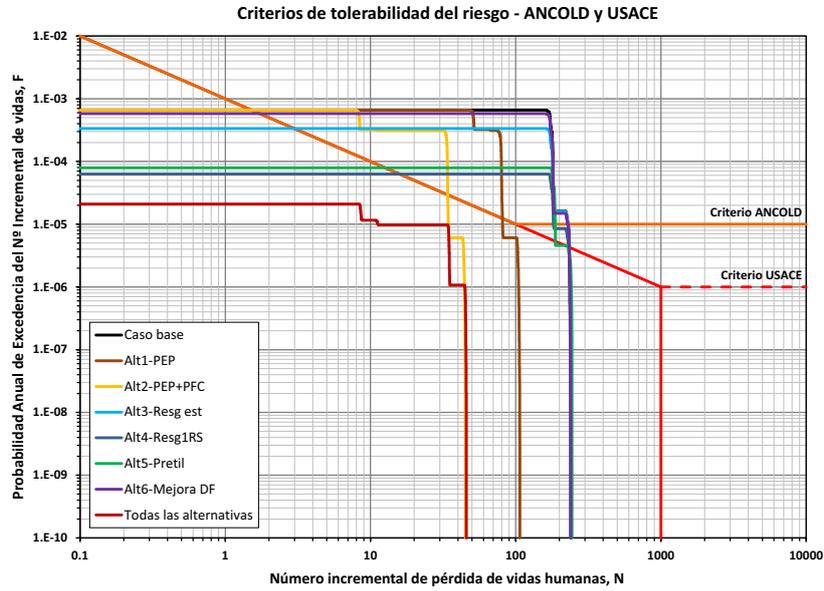


Figura 17.21: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Requejada.

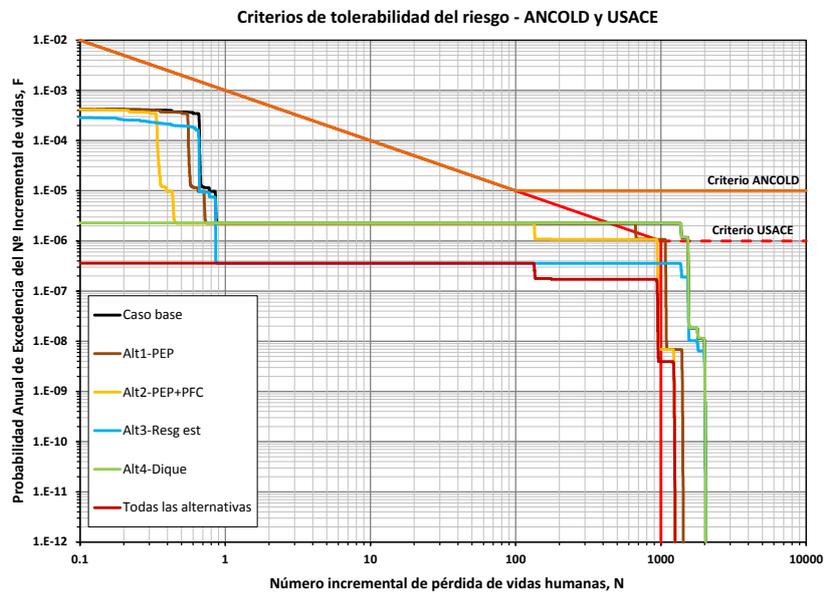


Figura 17.22: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Aguilar.

las dos tiene una gran influencia sobre la laminación en avenidas extremas. En Requejada, la alternativa planteada consiste en la rehabilitación del desagüe de fondo, que debido a la baja capacidad de éste órgano de desagüe en comparación con los caudales entrantes durante una avenida, no produce una gran disminución del riesgo.

Por último, la rehabilitación del dique de collado 1 en la presa de Aguilar supone una gran disminución de la probabilidad de rotura, aunque el riesgo en vidas disminuye muy poco por las bajas consecuencias de este modo de fallo. Este hecho provoca un incremento de las vidas medias, desplazando el punto de la gráfica del USBR hacia la derecha.

En cuanto a los criterios de tolerabilidad, en la presa de Cervera, la implantación de los resguardos o del Plan de Emergencia complementado con formación a la población dejaría el riesgo de la presa justo en la frontera de tolerabilidad. La implantación de las dos medidas llevaría el riesgo de la presa por debajo de los límites de tolerabilidad, quedando muy por debajo en el caso en que se implanten todas las alternativas.

La presa de Requejada tiene unos riesgos algo más altos, pero la implantación simultánea de todas las medidas propuestas llevaría el riesgo a una situación tolerable para todos los criterios de tolerabilidad.

En la presa de Aguilar, la implantación de todas las alternativas también produce una situación tolerable en los criterios del USBR y del ANCOLD, aunque no llega a cumplirse el criterio del USACE debido a la alta pérdida de vidas que supondría la rotura de la presa.

Por último, cabe recordar que no se pueden tomar estos criterios como reglas estrictas que ofrezcan de manera unívoca la implementación óptima de medidas de reducción de riesgo, si no que por el contrario, todos estos indicadores deben servir para *informar* el proceso de toma de decisiones, que contemplará otros aspectos además de los aquí reflejados.

17.6.5. Secuencias de reducción de riesgo

Planteamiento

Se ha estudiado la secuencia en la que realizar las alternativas para producir una reducción del riesgo óptima. Para ello, se han seguido cinco criterios diferentes, definiendo de esta forma cinco secuencias diferentes para la implementación de las alternativas³:

- Reducción de la probabilidad de rotura
- Reducción del riesgo económico
- Reducción del riesgo social
- Mejor ACSLS

³Nota: en todos los itinerarios se ha empezado por la implantación de los resguardos que aparecen en el Plan de Embalses, ya que actualmente ya se están aplicando.

- Mejor EWCSLS (ver capítulo 18)

Presa de Cervera

En el cuadro 17.6 se encuentran resumidas las secuencias definidas con cada uno de los criterios. Como se puede observar, los criterios de menor riesgo y el de menor probabilidad de fallo han producido la misma secuencia de implantación de alternativas. Además, los criterios de mejor ACSLS y mejor EWACSL también han producido la misma secuencia.

Criterio seguido	Menor ACSLS	Menor EWACSL	Menor Riesgo vidas	Menor Riesgo euros	Menor prob. de rotura
1º Paso	Alternativa 3 Resg PE				
2º Paso	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil
3º Paso	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS
4º Paso	Alternativa 6 Recup DFI	Alternativa 6 Recup DFI	Alternativa 7 Comp aliv	Alternativa 7 Comp aliv	Alternativa 7 Comp aliv
5º Paso	Alternativa 7 Comp aliv	Alternativa 7 Comp aliv	Alternativa 6 Recup DFI	Alternativa 6 Recup DFI	Alternativa 6 Recup DFI
6º Paso	Alternativa 1 Plan de Emer				
7º Paso	Alternativa 2 PEP + PFC				

Cuadro 17.6: Comparación de las secuencias óptimas según cada uno de los criterios.

En las siguientes figuras se muestra cómo varía la probabilidad de rotura (figura 17.23), el riesgo económico (figura 17.24) y el riesgo social (figura 17.25) al ir realizando las diferentes alternativas para las cinco secuencias definidas.

Las siguientes figuras (figuras 17.26 a 17.28) vuelven a mostrar lo mismo pero en el eje x se representa el coste de implementación (sin incluir los costes anuales recurrentes que pudiera acarrear la medida).

Por último, en la figura 17.29 se muestra qué camino se seguiría en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR al implantar las alternativas de cada uno de los itinerarios definidos.

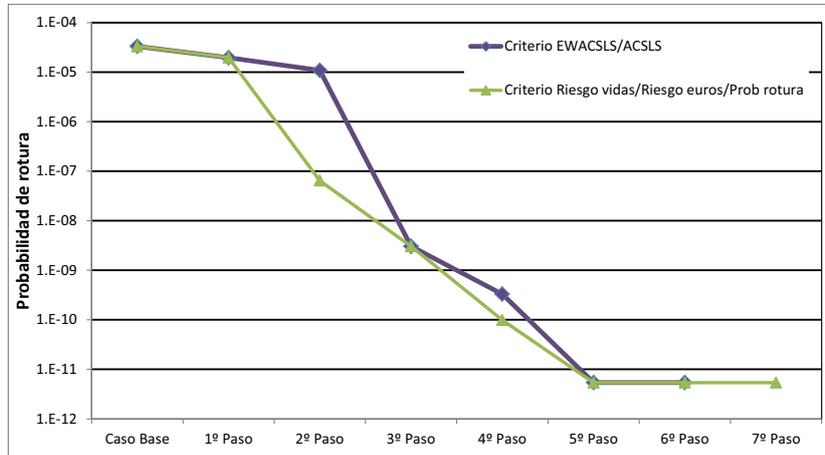


Figura 17.23: Disminución de la probabilidad de rotura en las cinco secuencias definidas.

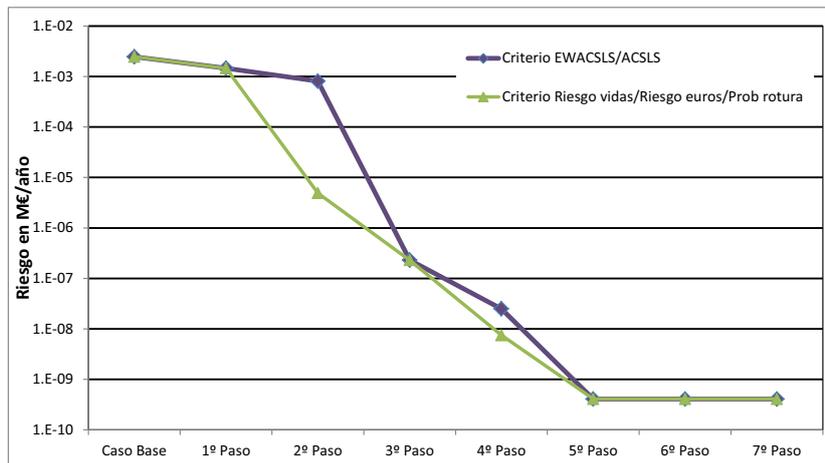


Figura 17.24: Disminución del riesgo en euros en las cinco secuencias definidas.

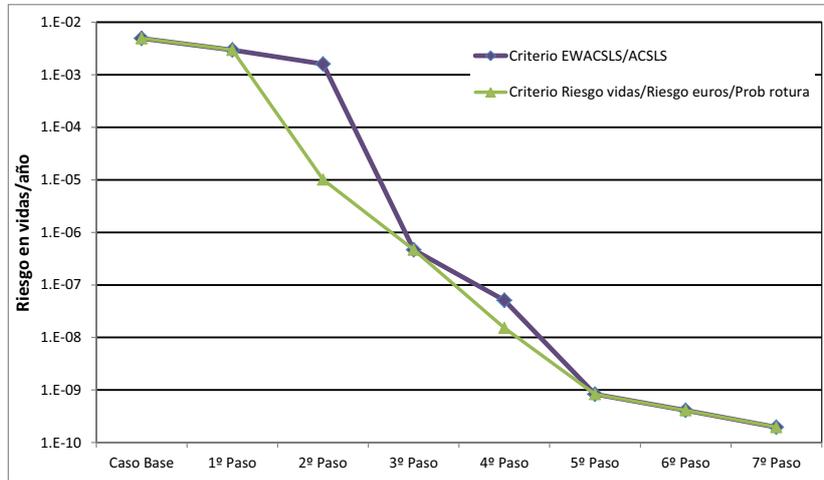


Figura 17.25: Disminución del riesgo en vidas en las cinco secuencias definidas.

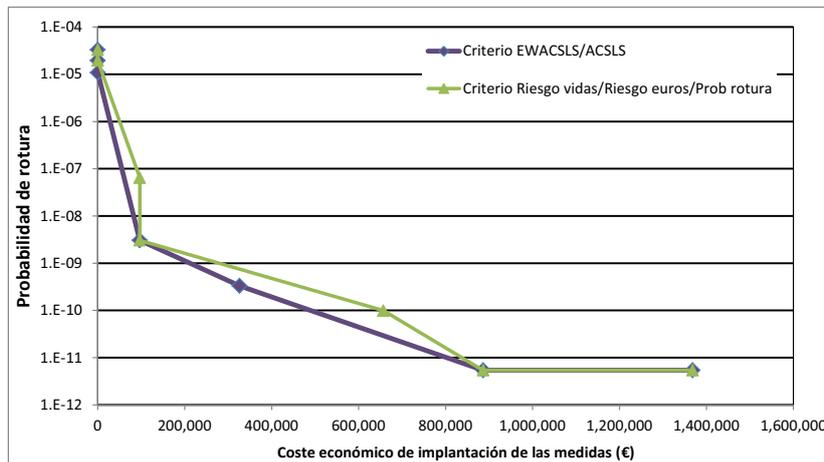


Figura 17.26: Reducción de la probabilidad de rotura en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

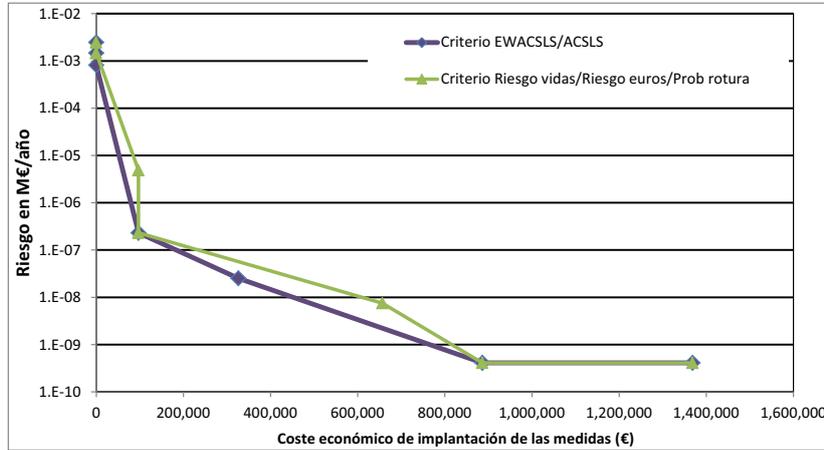


Figura 17.27: Reducción del riesgo en euros en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

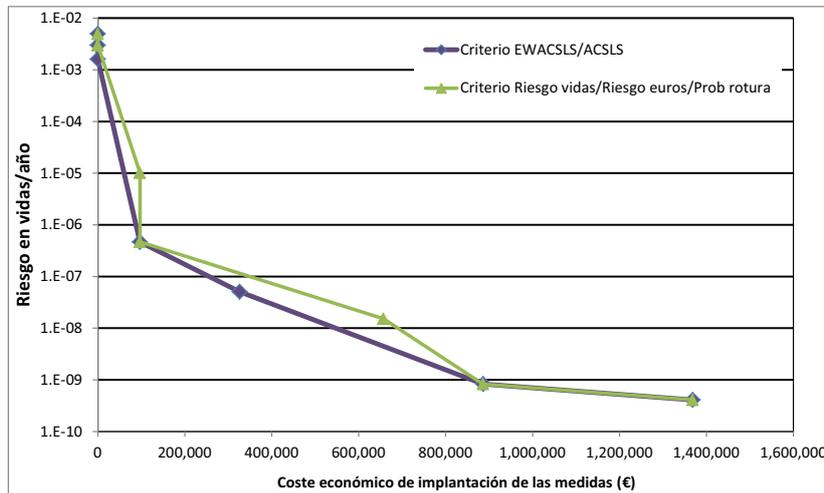


Figura 17.28: Reducción del riesgo en vidas en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

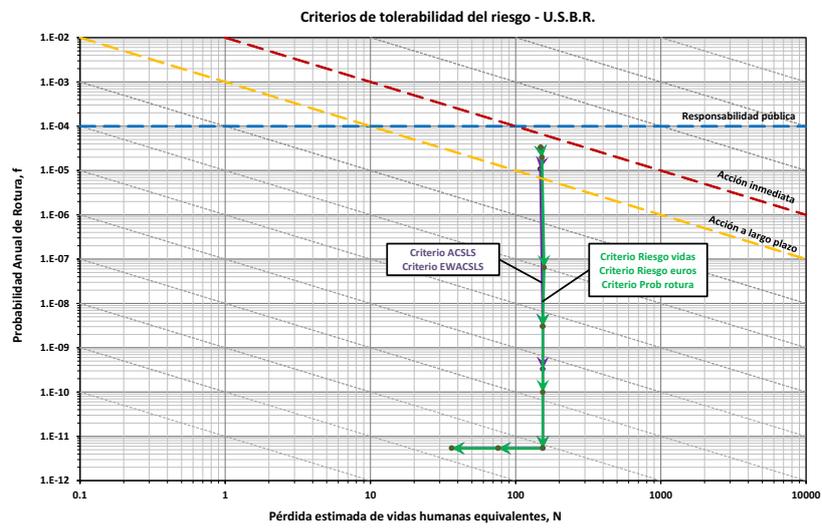


Figura 17.29: Camino seguido por los diferentes itinerarios de alternativas definidos en el gráfico de tolerabilidad del USBR.

Presa de Requejada

En el cuadro 17.7 se encuentran resumidas las secuencias definidas con cada uno de los criterios. Los criterios de EWACSLs y ACSLS por un lado y los criterios de menor riesgo en euros y menor probabilidad de fallo por otro han producido la misma secuencia de implementación de alternativas.

Criterio seguido	Menor ACSLS	Menor EWACSLs	Menor Riesgo vidas	Menor Riesgo euros	Menor prob. de rotura
1º Paso	Alternativa 3 Resg PE				
2º Paso	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil
3º Paso	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS
4º Paso	Alternativa 6 Mejora DF	Alternativa 6 Mejora DF	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 6 Mejora DF	Alternativa 6 Mejora DF
5º Paso	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 1 Plan de Emer
6º Paso	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 6 Mejora DF	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 2 PEP + PFC

Cuadro 17.7: Comparación de las secuencias óptimas según cada uno de los criterios.

En las siguientes figuras se muestra cómo varía la probabilidad de rotura (figura 17.30), el riesgo económico (figura 17.31) y el riesgo social (figura 17.32) al ir realizando las diferentes alternativas para las cinco secuencias definidas.

Las siguientes figuras (figuras 17.33 a 17.35) vuelven a mostrar lo mismo pero en el eje x se representa el coste de implementación (sin incluir los costes anuales recurrentes que pudiera acarrear la medida).

Por último, en la figura 17.36 se muestra qué camino se seguiría en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR al implantar las alternativas de cada uno de los itinerarios definidos.

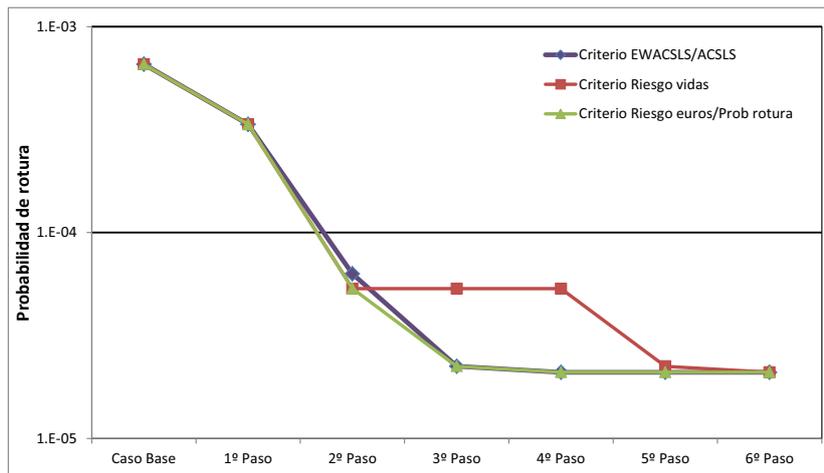


Figura 17.30: Disminución de la probabilidad de rotura en las cinco secuencias definidas.

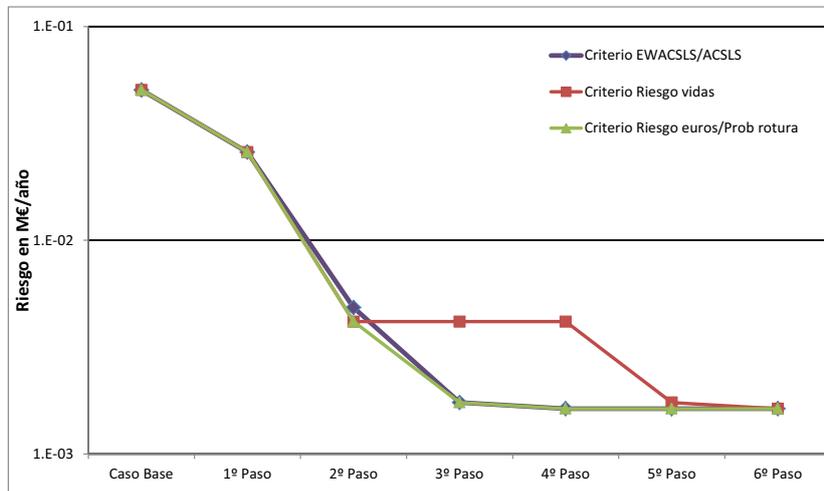


Figura 17.31: Disminución del riesgo en euros en las cinco secuencias definidas.

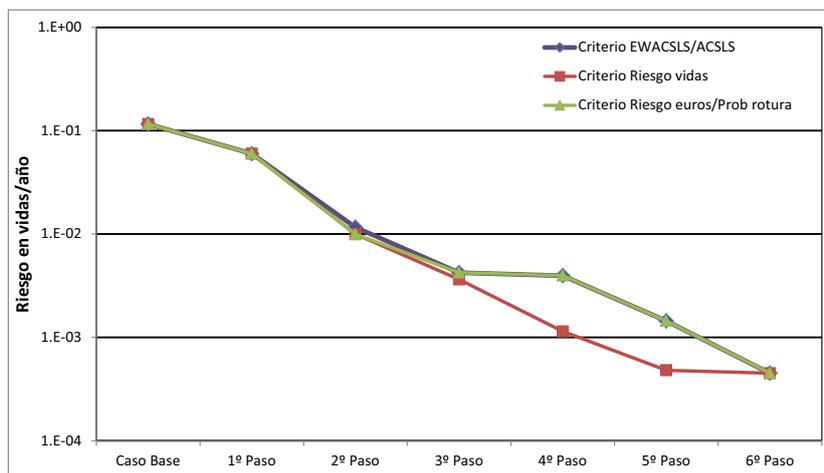


Figura 17.32: Disminución del riesgo en vidas en las cinco secuencias definidas.

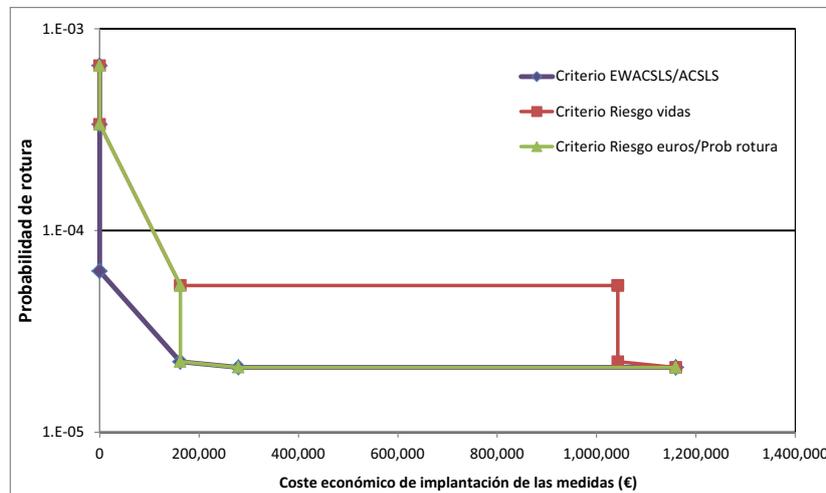


Figura 17.33: Reducción de la probabilidad de rotura en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

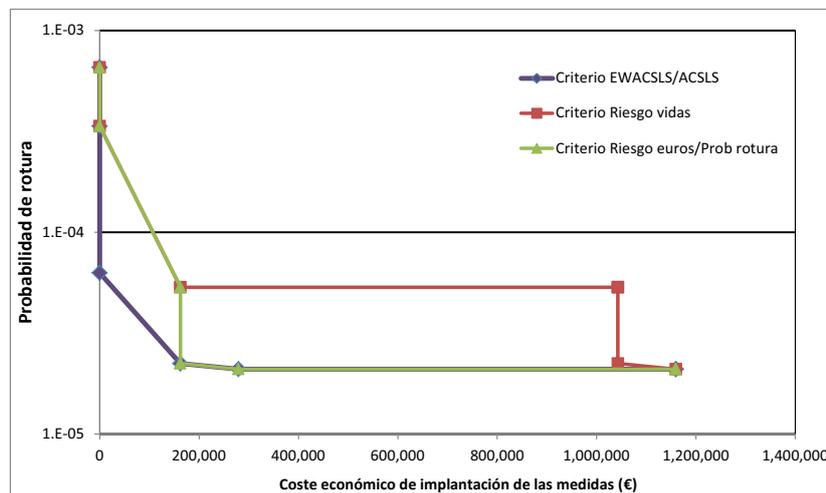


Figura 17.34: Reducción del riesgo en euros en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

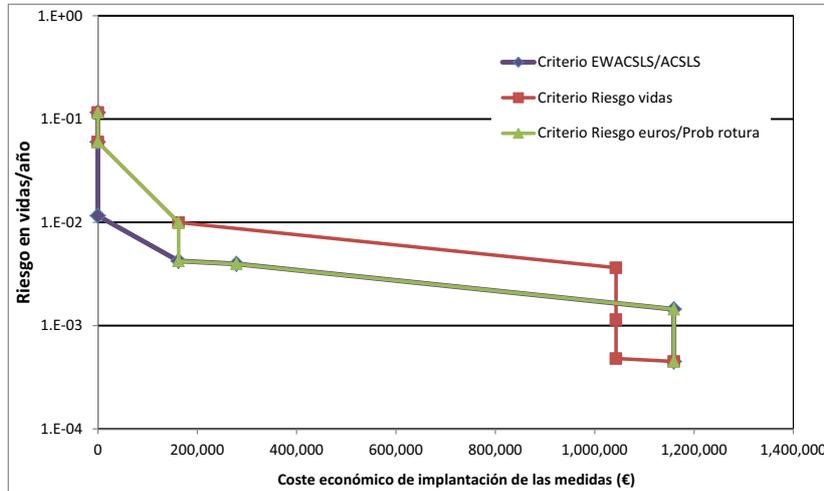


Figura 17.35: Reducción del riesgo en vidas en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

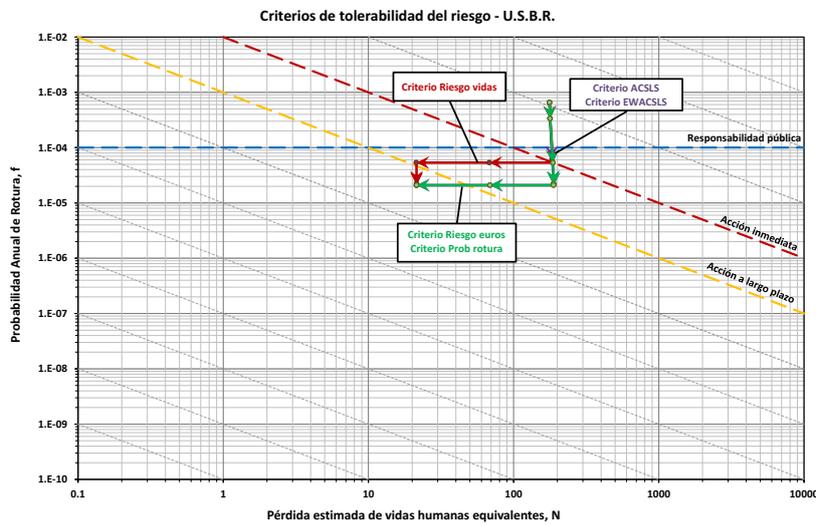


Figura 17.36: Camino seguido por los diferentes itinerarios de alternativas definidos en el gráfico de tolerabilidad del USBR.

Presa de Aguilar

En el cuadro 17.8 se encuentran resumidas las secuencias definidas con cada uno de los criterios. Los criterios de EWACSLs y ACSLS por un lado y los criterios de menor riesgo y menor probabilidad de fallo por otro han producido la misma secuencia de implementación de alternativas.

Criterio seguido	Menor ACSLS	Menor EWACSLs	Menor Riesgo vidas	Menor Riesgo euros	Menor prob. de rotura
1º Paso	Alternativa 3 Resg PE				
2º Paso	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 4 Dique 1	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 4 Dique 1	Alternativa 4 Dique 1
3º Paso	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 1 Plan de Emer
4º Paso	Alternativa 4 Dique 1	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 4 Dique 1	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 2 PEP + PFC

Cuadro 17.8: Comparación de las secuencias óptimas según cada uno de los criterios.

En las siguientes figuras se muestra cómo varía la probabilidad de rotura (figura 17.37), el riesgo económico (figura 17.38) y el riesgo social (figura 17.39) al ir realizando las diferentes alternativas para las cinco secuencias definidas.

Las siguientes figuras (figuras 17.40 a 17.42) vuelven a mostrar lo mismo pero en el eje x se representa el coste de implementación (sin incluir los costes anuales recurrentes que pudiera acarrear la medida).

Por último, en la figura 17.43 se muestra qué camino se seguiría en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR al implantar las alternativas de cada uno de los itinerarios definidos.

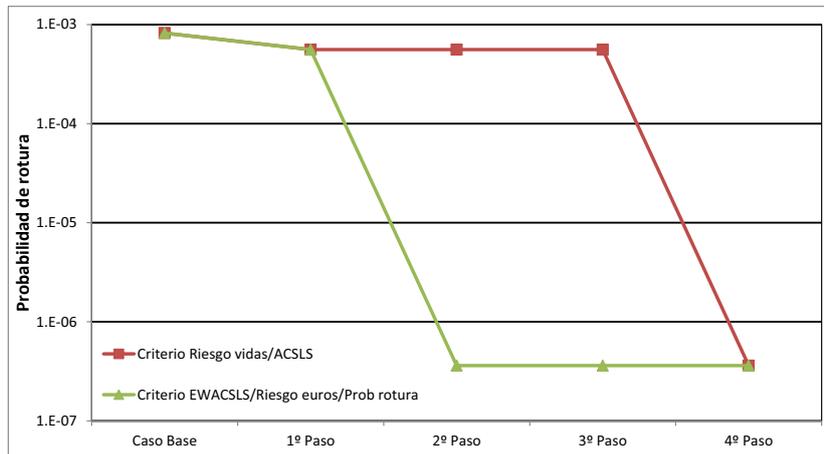


Figura 17.37: Disminución de la probabilidad de rotura en las cinco secuencias definidas.

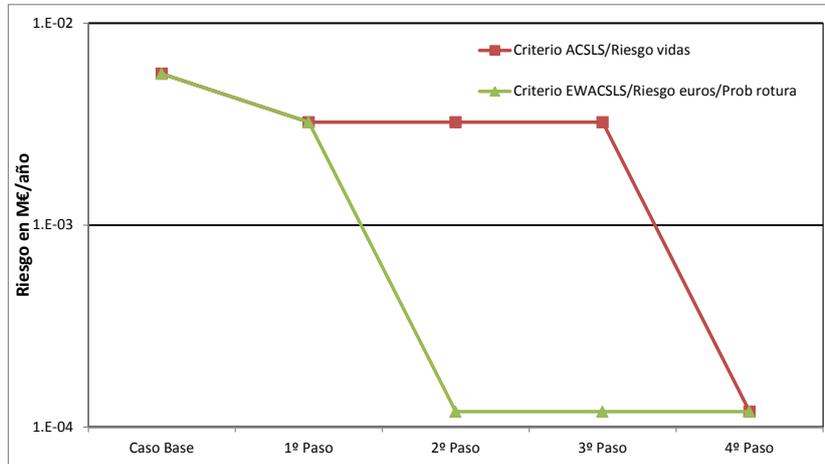


Figura 17.38: Disminución del riesgo en euros en las cinco secuencias definidas.

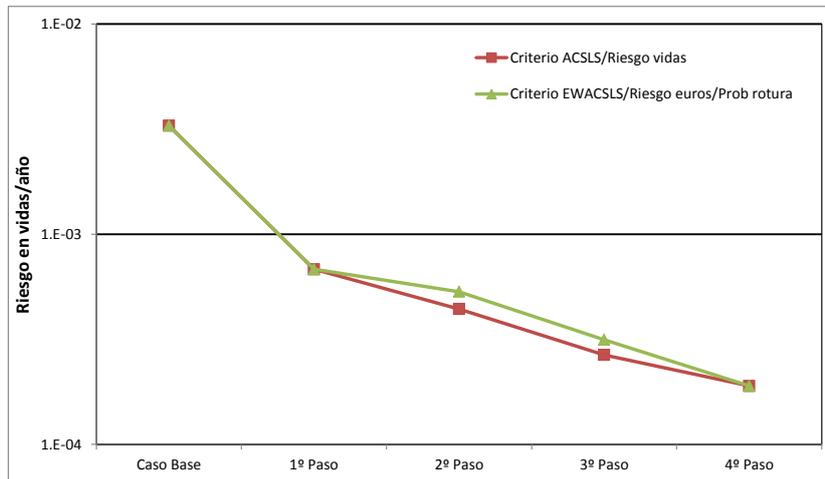


Figura 17.39: Disminución del riesgo en vidas en las cinco secuencias definidas.

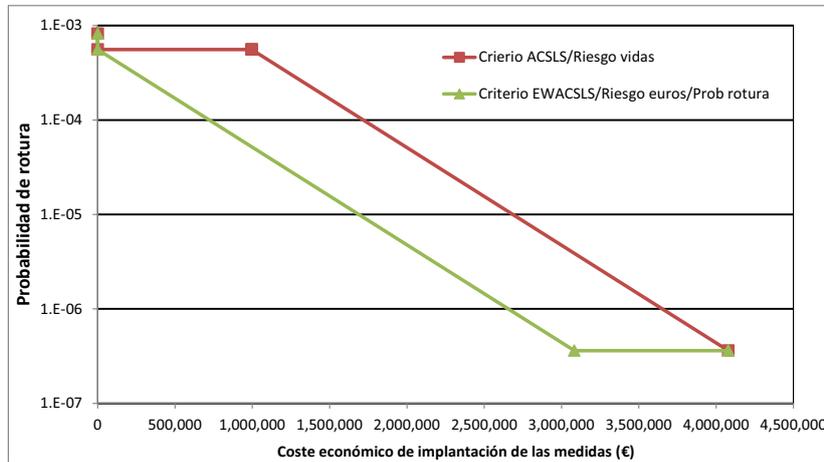


Figura 17.40: Reducción de la probabilidad de rotura en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

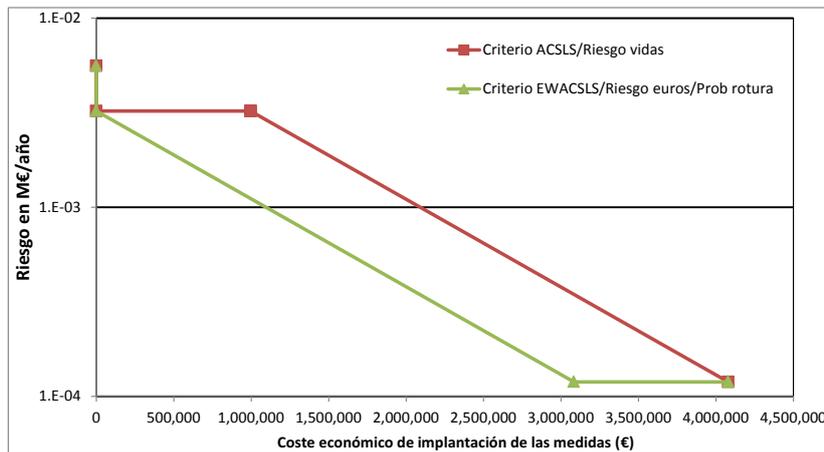


Figura 17.41: Reducción del riesgo en euros en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

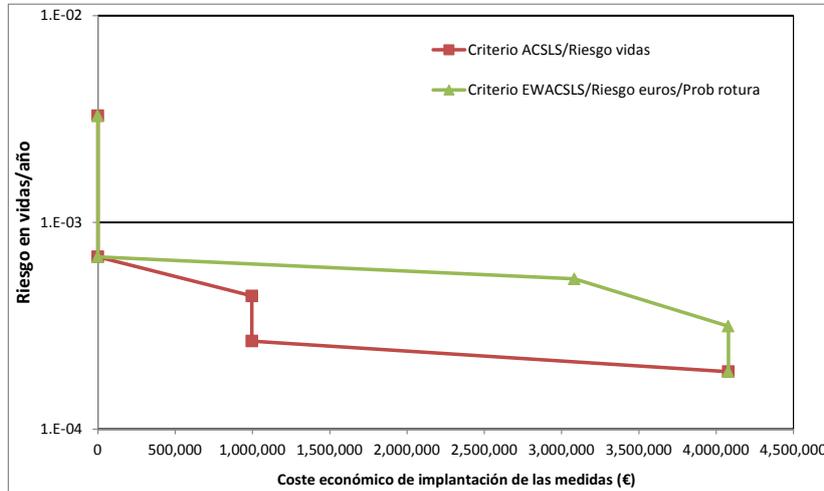


Figura 17.42: Reducción del riesgo en vidas en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

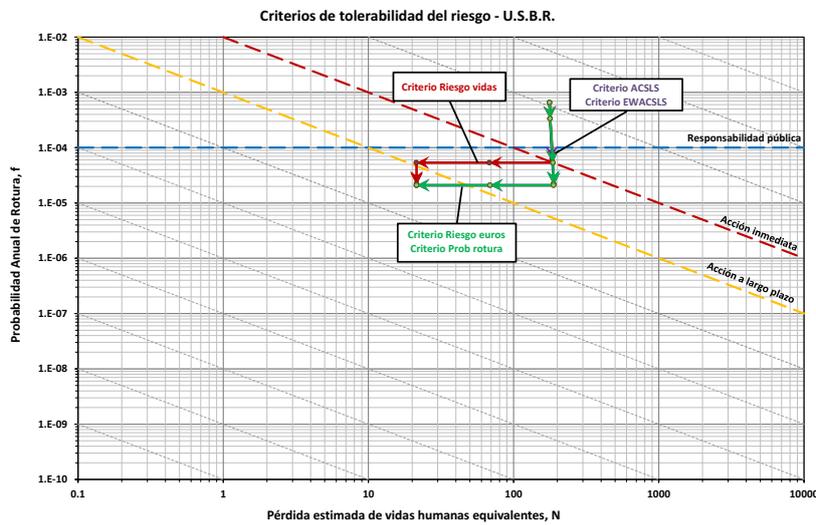


Figura 17.43: Camino seguido por los diferentes itinerarios de alternativas definidos en el gráfico de tolerabilidad del USBR.

17.6.6. Evaluación mediante el modelo del sistema completo

Se resumen a continuación algunas de las conclusiones que se han obtenido tras correr las alternativas de reducción de riesgo en el modelo de riesgo del sistema completo. Una de las particularidades es que es posible ver cómo una medida en una presa afecta también a otras presas.

En primer lugar, las figuras 17.44 y 17.45 muestran el efecto de aplicar el Plan de Emergencia y el Plan de Emergencia complementado con formación a la población en las tres presas simultáneamente. El efecto es similar al visto mediante los modelos individuales.

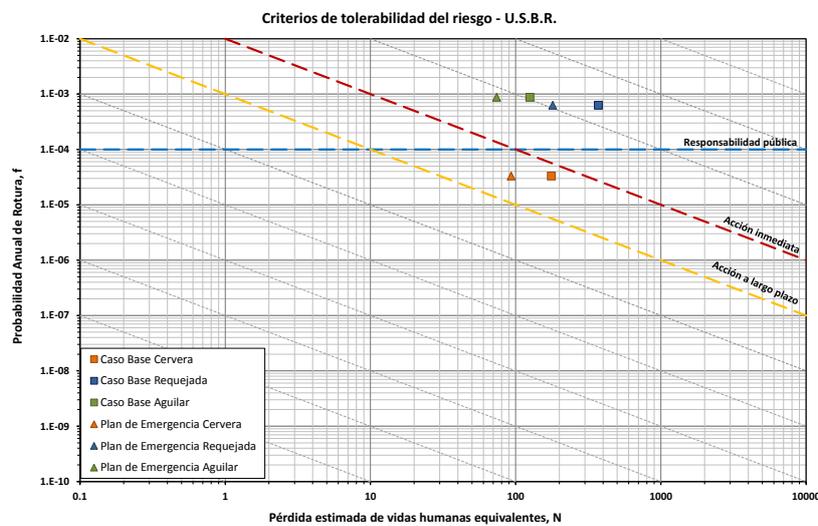


Figura 17.44: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los Planes de Emergencia mediante el modelo del sistema completo.

La figura 17.46 muestra cómo varía el riesgo en las tres presas al aplicar los resguardos propuestos en el Plan de Embalses. Como se puede observar, las tres presas disminuyen su probabilidad de rotura de forma apreciable.

En la figura 17.47 se muestra el efecto en el sistema al aplicar los resguardos de la Primera Revisión de Seguridad sobre Cervera y Requejada. Los efectos sobre las propias presas de Cervera y Requejada son similares a los ya comentados con los modelos individuales pero se observa aquí cómo también afectan beneficiosamente a la presa de Aguilar. El desplazamiento hacia la izquierda es debido a que el modo de fallo por sobrevvertido en el cuerpo principal de presa (el que más consecuencias conlleva) pierde peso frente a la erosión interna.

Por otro lado, la figura 17.48 muestra el efecto de reformar los pretiles en Cervera y Requejada de forma simultánea. Estos pretiles disminuyen la probabilidad de rotura en estas dos presas de forma similar a los modelos individuales. Además, cómo en la alternativa anterior, una disminución de la probabilidad de rotura en Cervera y Requejada produce una disminución de las consecuencias medias en Aguilar.

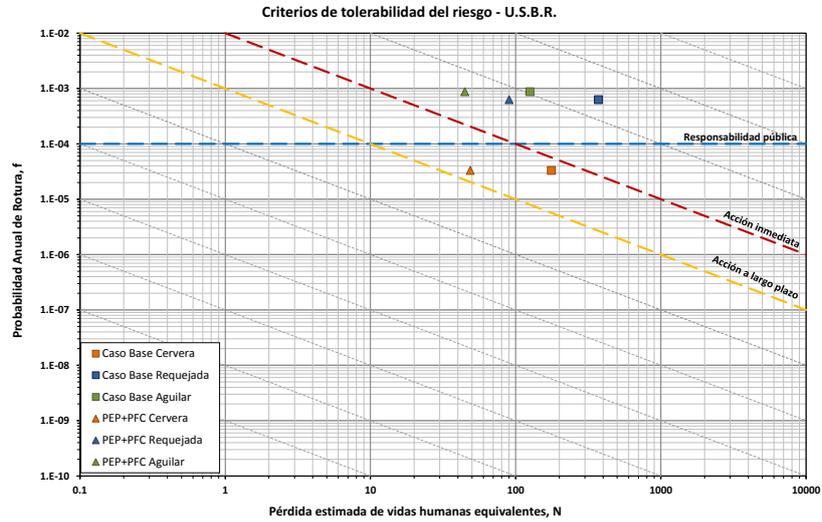


Figura 17.45: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los Planes de Emergencia con elevada información mediante el modelo del sistema completo.

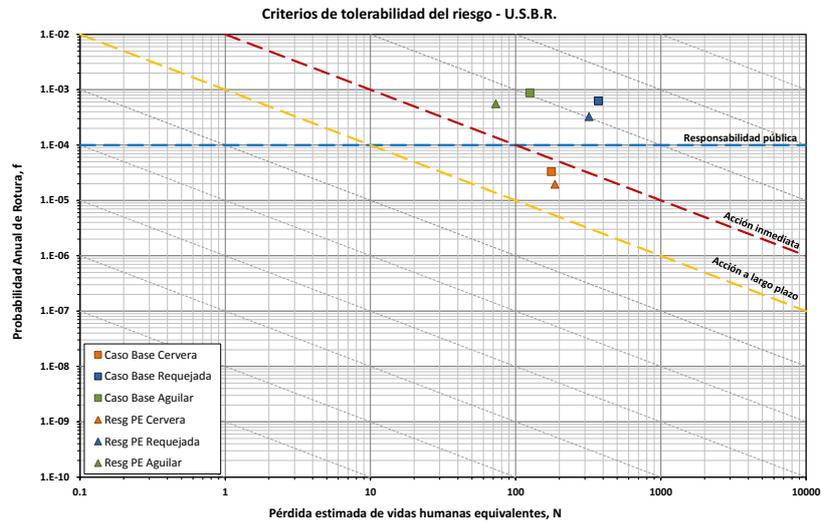


Figura 17.46: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los resguardos del Plan de Embalse mediante el modelo del sistema completo.

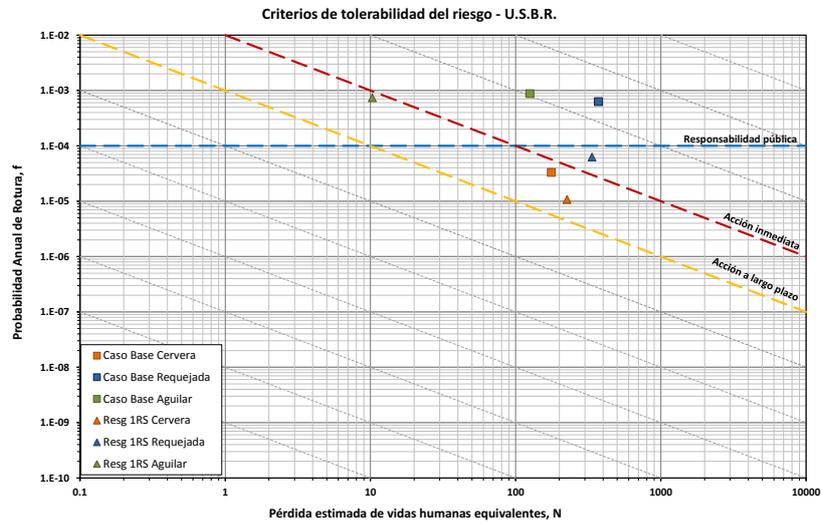


Figura 17.47: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los resguardos de la Primera Revisión mediante el modelo del sistema completo.

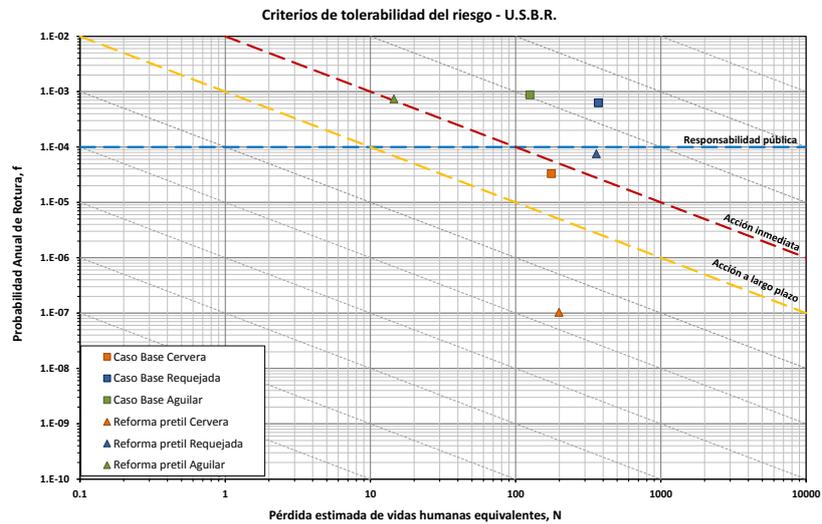


Figura 17.48: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los pretiles mediante el modelo del sistema completo.

La figura 17.49 muestra el efecto de mejorar el dique de collado 1 sobre el riesgo en las tres presas. Esta alternativa solo tiene un efecto importante sobre la presa de Aguilar, disminuyendo su probabilidad de rotura.

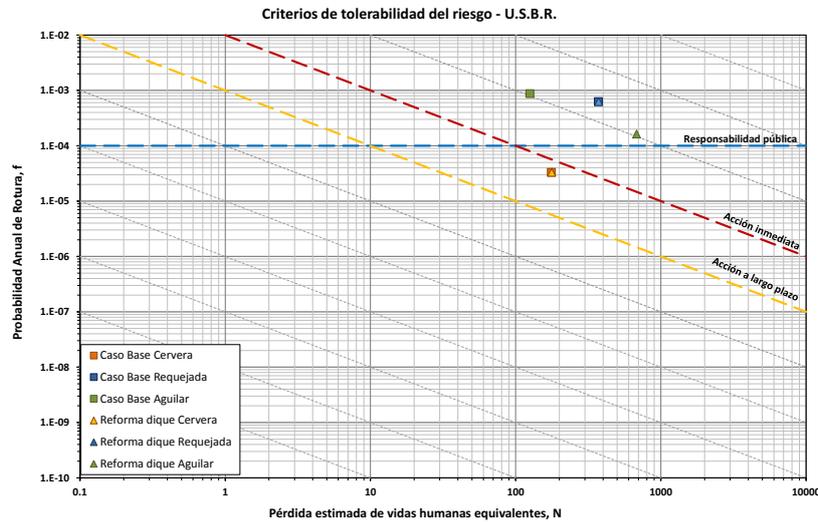


Figura 17.49: Evaluación de la reducción de riesgo producida por la rehabilitación del dique de collado de Aguilar mediante el modelo del sistema completo.

En cuanto a las curvas F-N, por el sistema de cálculo empleado (ver capítulo 15), no es posible sacar curvas F-N con vidas incrementales. Sin embargo, sí que es posible sacar curvas F-N con vidas totales. La figura 17.50 muestra la curva F-N para el sistema Pisuerga completo. Además, muestra las tres curvas F-N suponiendo que cada una de las tres presas que componen el sistema son irrompibles. El riesgo incremental de cada una de ellas es el área entre la curva de riesgo total y la de la presa irrompible.

Estudiando la figura se puede ver como el riesgo incremental (diferencia de áreas) de Cervera es menor que el de Requejada o Aguilar. Esto concuerda con los resultados agregados presentados anteriormente en el cuadro 17.4 donde el riesgo de Cervera ($5,82 \cdot 10^{-3}$ vidas/año) es más de un orden de magnitud menor que el de Requejada ($2,34 \cdot 10^{-1}$ vidas/año) o Aguilar ($1,10 \cdot 10^{-1}$ vidas/año). Otra característica del sistema que se ve reflejada es que para algunos casos, el hecho de que la presa de Aguilar rompa por alguno de sus collados puede ser beneficioso en términos de pérdida de vidas esperada. Esto se manifiesta en que la curva de Aguilar irrompible está en un tramo por encima de la de riesgo total.

Por último, en la figura 17.50 no se han dibujado los criterios de tolerabilidad del ANCOLD ni del USAGE, ya que estos están formulados para vidas incrementales y estas curvas expresan vidas totales.

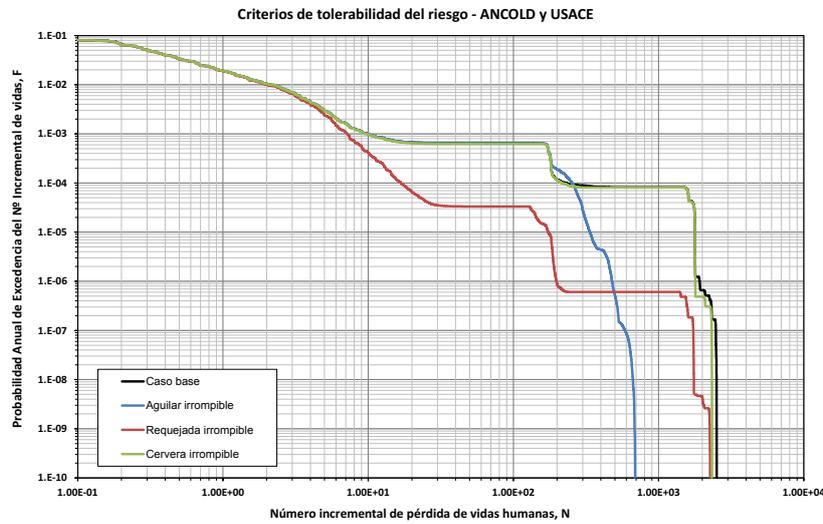


Figura 17.50: Curvas F-N del sistema Pisuerga completo.

17.7. Conclusiones

La aplicación por parte de la CHD del análisis de riesgos a las presas del sistema Pisuerga es una iniciativa que arranca en el año 2006. En el momento de redactar las presentes conclusiones el proceso ha recorrido ya un camino considerable. El presente es un caso piloto que pretende servir de modelo para la aplicación del Análisis de Riesgos al resto de presas de la Confederación. De hecho este proceso ya ha arrancado para algunas de las presas.

El proceso desarrollado hasta la fecha ha tenido una serie de efectos beneficiosos derivados de su propia naturaleza y estructura, entre los que cabe destacar los siguientes:

- Participación en un mismo foro de diversos técnicos de la CHD involucrados en varios aspectos relacionados con la seguridad de las presas estudiadas e incluso de anteriores ingenieros encargados de las presas. Esto ha permitido el intercambio y puesta en común de información, de modo que los diversos interlocutores han podido tener acceso a una visión conjunta e integral de la gestión de la seguridad de la presa, mejorando en la comprensión de su propio papel, tanto en relación con los demás agentes implicados como con la propia seguridad de la presa.
- Se ha realizado una recopilación y examen conjunto de toda la información disponible de la presa, información a menudo dispersa y en parte desconocida para muchos de los técnicos que participan de forma activa en la gestión de la seguridad de la presa.
- La realización de visitas de inspección conjuntas por parte del equipo conformado para la realización del trabajo ha permitido igualmente un valioso intercambio de conocimientos técnicos y de seguridad, constituyendo

una herramienta de formación de gran interés por sí misma.

- El diagnóstico conjunto del estado actual de las presas ha permitido establecer una visión común homogénea como punto de partida para el desarrollo del trabajo posterior, al tiempo que ha producido un mejor entendimiento por parte de todos los técnicos del equipo del comportamiento de la presa y de su problemática actual.
- La realización simultánea del Análisis de Riesgo con la Primera Revisión de Seguridad de la presa ha sido beneficiosa para los dos trabajos: el Análisis de Riesgo ha podido emplear información de primera mano que se ha desarrollado para la Revisión de Seguridad, y la Revisión de Seguridad se ha visto enriquecida por las aportaciones del Análisis de Riesgo.

En cuanto a los resultados directos del trabajo realizado, se puede concluir, con el nivel de información disponible y las limitaciones inherentes al estudio realizado, los siguientes aspectos:

- El riesgo del sistema Pisuerga ha quedado caracterizado. Se ha caracterizado tanto el riesgo de cada una de sus presas como las interacciones provenientes de su funcionamiento como sistema.
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Cervera con los criterios de tolerabilidad existentes indica que su probabilidad de rotura está dentro de los límites establecidos, aunque el riesgo en vidas es algo alto, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo (a largo plazo). Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Requejada con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo. Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Aguilar con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo. Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
- El estudio detallado de los distintos modos de fallo de la presa de Aguilar mediante el modelo individual indica que el modo de fallo que más probabilidades de rotura está aportando es el de erosión interna. Se recomienda por lo tanto que se estudie con más detalle dicho modo de fallo despejando las incertidumbres existentes y que en su caso se acometan acciones para remediarlo. El modo de fallo por sobrevvertido en la presa principal tiene

una probabilidad de ocurrencia relativamente baja pero consecuencias incrementales altas (pérdida de vidas >1000), lo cual hace la implantación de un Plan de Emergencia con alta formación a la población para aumentar su efectividad sea muy recomendable.

- Al considerar el modelo completo del sistema, se observa que las altas probabilidades de rotura (previas a la implementación de las medidas de reducción de riesgo) de las presas de Cervera y Requejada, están a su vez penalizando de forma importante a la presa de Aguilar, haciendo que sus modos de fallo por sobrevertido ganen relevancia. Esto refuerza la conveniencia de llevar a cabo las medidas de reducción de riesgo de esas dos presas (especialmente los resguardos), que además son muy eficientes para reducir el riesgo existente en las presas de Cervera y Requejada.
- Todos estos resultados deben ser interpretados teniendo en cuenta las limitaciones que suponen las simplificaciones introducidas a la hora de evaluar las probabilidades condicionales de rotura de los distintos modos de fallo.
- En resumen, los análisis de riesgo realizados muestran que aunque las presas en su estado actual no cumplen los estándares internacionales de riesgo, la aplicación de las medidas de reducción de riesgo evaluadas conseguiría llevar a las tres presas a zonas tolerables.

En cuanto a los efectos beneficiosos que el trabajo realizado puede tener sobre las actividades habituales de gestión de la seguridad, y de las posibles actuaciones de mejora y uso del modelo como ayuda a dicha gestión, se puede concluir:

- Los resultados obtenidos pueden servir para orientar y definir las futuras actividades de ampliación de información sobre la presa. Una vez realizadas estas, el modelo de riesgo podrá actualizarse.
- El trabajo realizado ha constituido una valiosa aportación a la confección del Informe de Primera Revisión de Seguridad de ambas presas.
- Las futuras revisiones del Plan de Emergencia pueden realizarse a la luz de los resultados obtenidos, de modo que sea posible una interacción en dos sentidos: por un lado los resultados del modelo de riesgo pueden contribuir a formular actuaciones comprendidas en el Plan, y, a su vez, las mejoras que se prevea introducir en el Plan pueden incorporarse al modelo de riesgo, evaluando su eficacia en términos de disminución de las consecuencias y, por, tanto, en términos de riesgo.
- Se ha evaluado la efectividad de implementar unos Planes de Emergencia con una alta formación a la población para aumentar su efectividad. De hecho, en el caso de la presa de Aguilar ha quedado patente la importancia de un Plan de Emergencia efectivo para el cumplimiento de los criterios internacionales de tolerabilidad de riesgo.
- Se han analizado diferentes secuencias de implementación de las medidas de reducción de riesgo optimizadas según distintos criterios. Estas secuencias pueden ser de gran ayuda para gestionar la seguridad de las presas de la Confederación.

Por último cabe mencionar que la herramienta y el trabajo desarrollado junto con la CHD para este caso piloto, adoptan un formato que permite comunicar de forma eficaz el estado actual de la presa, justificar de forma objetiva y defendible las actuaciones que se adopten en términos de eficiencia en la reducción de riesgos, y sirve de apoyo en las decisiones que día a día se toman respecto de la explotación de las presa.

Capítulo 18

Evaluación conjunta de medidas de reducción de riesgo

18.1. Planteamiento

En los dos anteriores capítulos, se han analizado 5 presas. Para cada una de ellas se han evaluado diversas medidas de reducción de riesgo, incluso llegando a proponer para cada presa varias secuencias de reducción de riesgo óptimas según diversos criterios, como por ejemplo respecto del ACSLS. Sin embargo, estas estrategias se han formulado para cada presa por separado. En el presente capítulo se propone una priorización de alternativas de reducción de riesgo para el conjunto de las 5 presas. La metodología propuesta es ampliable a cualquier número de presas.

El principal problema al intentar priorizar alternativas entre varias presas, aparte de los ya comentados en el apartado 10.5, es el conflicto existente entre equidad y eficiencia. Cuando se está tratando con una sola presa, el conflicto es menor porque normalmente las medidas más eficientes tienden a ser muy beneficiosas en términos de equidad. Sin embargo, cuando existen varias presas, puede ser que una presa con riesgo medio tenga medidas muy eficientes y que una presa con un riesgo alto tenga medidas medianamente eficientes. En un caso así, el conflicto es difícil de resolver.

Como ya se indicó en el apartado 10.5, una estrategia existente en la literatura es priorizar en primer lugar las medidas de las presas con probabilidades anuales de rotura altas (por ejemplo superiores a 10^{-4}) y en segundo lugar el resto. Dentro de cada grupo de medidas se puede priorizar entre ellas con los mismos criterios que para presas individuales, por ejemplo el ACSLS. Esta estrategia tiene dos problemas si se intenta implementar de forma objetiva: el primero es que puede ser muy sensible a la incertidumbre ya que una pequeña variación en la probabilidad de rotura puede hacer que varias medidas salten del primer

paquete al segundo si la presa se encuentra cerca de la frontera que se haya definido (10^{-4}) y en segundo lugar que incluso aceptando la separación en dos grupos de medidas, el criterio del ACSLS puede no ser el mejor para priorizar medidas en casos de probabilidades de rotura altas.

Para corregir el segundo de estos dos problemas, se proponen en el siguiente apartado dos indicadores que pueden ser más apropiados en presas con probabilidades de rotura altas. Para corregir el primer problema se propone una estrategia distinta, basada en una modificación del ACSLS para poder incorporar el criterio de equidad sin necesidad de separar las medidas en grupos.

18.2. Propuesta de estrategias de priorización

Con base en los planteamientos realizados en el apartado anterior, se proponen tres estrategias:

- Se separan las medidas en dos grupos: las que disminuyen el riesgo en presas con una probabilidad de rotura superior a 10^{-4} y las que no lo hacen. Todas las medidas del primer grupo tienen prioridad sobre las del segundo. A su vez, las medidas del segundo grupo se priorizan por menor ACSLS (ver capítulo 10).

Las medidas del primer grupo se priorizan con el criterio de menor ACSFP (*Adjusted Cost per Statistical Failure Prevented*), que es el coste ajustado por rotura estadística prevenida (se han empleado las siglas en inglés para mantener un paralelismo con el ACSLS) y se define como:

$$ACSFP = \frac{C_A - (O_{cb} - O_A) - (R(EUR)_{cb} - R(EUR)_A)}{pr_{cb} - pr_A}$$

donde C_A es el coste anualizado de la medida de reducción (€/año), O_{cb} es el coste de explotación existente (€/año), O_A es el coste de explotación tras la medida (€/año), $R(EUR)_{cb}$ es el riesgo anual económico en el caso existente (€/año), $R(EUR)_A$ es el riesgo anual económico tras implantar la medida (€/año), pr_{cb} es la probabilidad anual de rotura en el caso existente (vidas/año) y pr_A es la probabilidad anual de rotura tras implantar la medida (vidas/año). Por lo tanto, el ACSFP tiene unidades de € por rotura y una medida es mejor (más eficiente) cuanto más bajo sea su ACSFP.¹

Para las medidas del primer grupo, además del ACSFP, es conveniente seguir calculando el ACSLS a título informativo.

- Igual que el criterio anterior pero utilizando el coste sin ajustar, CSFP (*Adjusted Cost per Statistical Failure Prevented*), en lugar del ajustado, ACSFP:

¹Aquí es de aplicación el mismo comentario que se hizo en el capítulo 10 respecto de los ACSLS negativos. Si el beneficio por reducción de riesgo económico supera al coste de la medida, el ACSFP es negativo. Si se desea emplearlo para priorizar entre alternativas con ACSFP negativo, se puede pasar el término $pr_{cb} - pr_A$ al numerador, para que las mejores medidas tengan un ACSFP más negativo, aunque se debe tener en cuenta que, en ese caso, el significado del valor obtenido ya no es el mismo.

$$CSFP = \frac{C_A - (O_{cb} - O_A)}{pr_{cb} - pr_A}$$

- En lugar de separar las medidas en dos grupos se evalúa cada una de ellas mediante el criterio *EWACSLs* (*Equity Weighted Adjusted Cost per Statistical Life Saved*). El *EWACSLs* es una modificación del *ACSLs* dividiéndolo por un factor de equidad $(K_E)^2$, que sirve para dar mayor peso a las alternativas que reducen la probabilidad de rotura a valores inferiores a 10^{-4} .

$$EWACSLs = \frac{ACSLs}{(K_E)^n}$$

$$K_E = \frac{\max[10^{-4}, pr_e]}{\max[10^{-4}, pr_r]}$$

donde n es un parámetro que se ha incluido para mayor versatilidad. En principio se ha tomado como 1 para la aplicación que se muestra a continuación. Un valor mayor que 1 daría más peso a la equidad respecto de la eficiencia y un valor menor que 1 daría un peso menor.

La justificación de la primera estrategia es que en una presa con una probabilidad de rotura superior a 10^{-4} , debe primar la reducción de probabilidad de rotura respecto de la reducción de riesgo. El ACSFP propuesto es precisamente un indicador de eficiencia en la reducción de la probabilidad de rotura. La segunda estrategia va más allá, ya que no resta al coste de implementación de la alternativa los beneficios económicos por reducción de riesgo, ya que estos beneficios son en principio beneficios a largo plazo y en presas con una probabilidad de rotura alta, pueden ser de mayor importancia las consideraciones a corto plazo.

En cuanto a la tercera estrategia, aglutina criterios de eficiencia y equidad y además no tiene las desventajas de inestabilidad relacionada con la incertidumbre que tienen las dos anteriores. Además, los resultados que ha ofrecido en el caso de estudio (ver apartado 18.3) son satisfactorios. Por todo ello, es la más recomendada por el autor, aunque sería necesario aplicarla a más casos de estudio para validar su buen funcionamiento.

18.2.1. Modificaciones para sistemas de presas

Cuando se analizan sistemas de presas, ocurre un fenómeno particular y es que se puede capturar cómo una medida de reducción de riesgo en una presa puede afectar a todas las presas del sistema haciendo variar sus probabilidades de rotura y/o riesgos. Las recomendaciones que aquí se hacen en casos así son:

- Para el cálculo del ACSFP y el ACSLS, se debe tomar el sumatorio de los riesgos económicos de todas las presas.
- Para el cálculo del ACSFP, se debe tomar el sumatorio de las probabilidades de rotura de todas las presas.

²Cuando el ACSLS sea negativo, K_E debe multiplicar en lugar de dividir.

- Para el cálculo del ACSLS, se debe tomar el sumatorio de los riesgos sociales de todas las presas.
- Se debe calcular el K_E de todas las presas y utilizar el producto de todos los K_E para calcular el EWACSLs.

18.3. Aplicación a las 5 presas estudiadas

18.3.1. Aplicación con los resultados de los modelos individuales

Se muestra en este apartado la priorización según las distintas estrategias para los resultados obtenidos con los modelos de riesgo individuales. En el siguiente apartado se repiten los cálculos con los resultados de los modelos de sistemas completos.

En primer lugar, el cuadro 18.1 recoge los resultados de probabilidad anual de rotura, riesgo anual económico y riesgo anual social para las 5 presas obtenidos en los capítulos 16 y 17. Se incluyen los resultados para el caso base y para todas las alternativas de reducción de riesgo. Para cada alternativa, se ha calculado también la diferencia en probabilidad de rotura y riesgo con el caso base.

A partir de ello, se ha calculado el ACSLS, K_E , EWACSLs, ACSFP y CSFP de todas las alternativas. En el cuadro 18.2 se muestran los resultados obtenidos. El ACSFP y el CSFP sólo se han calculado para aquellas alternativas que reducen la probabilidad de rotura en presas con probabilidad de rotura superior a 10^{-4} .

Con estos resultados y siguiendo el planteamiento expuesto en el apartado 18.2, la priorización que se obtiene según los cuatro criterios (el criterio ACSLS y los tres propuestos) se muestra en el cuadro 18.3.

Se puede ver cómo el criterio del EWACSLs es similar al del ACSLS pero prima algo aquellas medidas que reducen la probabilidad por debajo de 10^{-4} . De esta manera, se consigue dar peso a la equidad en la priorización de medidas de reducción de riesgo. En este caso hay una moderada concordancia entre efectividad y eficiencia en las medidas planteadas, por lo que las diferencias entre los dos criterios son pequeñas. Básicamente, la única medida con un K_E alto que no tiene un buen ACSLS es la mejora de los órganos de desagüe de Requejada, que pasa a elevarse en la lista de priorización en detrimento de los resguardos del Plan de Embalses de Cervera, que parte de una probabilidad de rotura inferior a 10^{-4} y tiene por lo tanto un K_E de 1.

El criterio del ACSFP tiene un impacto mayor al primar más todavía la equidad respecto de la eficiencia. Así, por ejemplo, las alternativas de resguardos de Cervera pasan a los últimos puestos ya que no afecta a una presa con probabilidad de rotura superior a 10^{-4} (estas alternativas se han resaltado con letra cursiva y color granate). La alternativa de mejora del dique de collado, que no tiene un gran impacto sobre la probabilidad de rotura (pero no sobre el riesgo), pasa a tener una valoración mucho mejor. La priorización por el criterio del CSFP ofrece resultados muy similares.

	CDO				Diferencia con caso base		
	Coste	P rot	R M€	R vidas	P rot	R M€	R vidas
Base		1.19E-08	2.93E-07	1.75E-07			
CDO_Dren	4.03E-02	6.51E-11	1.59E-09	9.54E-10	1.19E-08	2.91E-07	1.74E-07
CDO_EH	1.76E-01	2.65E-10	6.51E-09	3.92E-09	1.17E-08	2.86E-07	1.71E-07
CDO_PEP	1.78E-02	1.19E-08	2.93E-07	2.95E-08	0.00E+00	0.00E+00	1.45E-07

	CTO				Diferencia con caso base		
	Coste	P rot	R M€	R vidas	P rot	R M€	R vidas
Base		5.52E-03	6.39E-01	9.63E+00			
CTO_Dren	4.03E-02	6.78E-06	7.87E-04	1.19E-02	5.51E-03	6.38E-01	9.62E+00
CTO_EH	2.17E-02	5.35E-03	6.19E-01	9.33E+00	1.67E-04	2.01E-02	2.97E-01
CTO_PEP	4.93E-02	5.52E-03	6.39E-01	1.61E+00	0.00E+00	0.00E+00	8.02E+00

	CE				Diferencia con caso base		
	Coste	P rot	R M€	R vidas	P rot	R M€	R vidas
C. Base		3.32E-05	2.46E-03	4.94E-03			
CE_PEP	4.77E-02	3.32E-05	2.46E-03	2.44E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.50E-03
CE_PEP+	7.18E-02	3.32E-05	2.46E-03	1.17E-03	0.00E+00	0.00E+00	3.76E-03
CE_RPE	0.00E+00	1.96E-05	1.46E-03	2.97E-03	1.36E-05	1.01E-03	1.96E-03
CE_R1R	0.00E+00	1.09E-05	8.09E-04	1.61E-03	2.23E-05	1.66E-03	3.33E-03
CE_Pret	4.73E-03	1.07E-07	8.13E-06	1.64E-05	3.31E-05	2.46E-03	4.92E-03
CE_DFI	1.12E-02	2.92E-05	2.17E-03	4.35E-03	3.93E-06	2.92E-04	5.91E-04
CE_Aliv	2.74E-02	2.33E-05	1.73E-03	3.46E-03	9.85E-06	7.33E-04	1.48E-03

	RQ				Diferencia con caso base		
	Coste	P rot	R M€	R vidas	P rot	R M€	R vidas
C. Base		6.56E-04	5.05E-02	1.16E-01			
RQ_PEP	8.71E-02	6.56E-04	5.05E-02	4.26E-02	0.00E+00	0.00E+00	7.34E-02
RQ_PEP+	1.31E-01	6.56E-04	5.05E-02	1.35E-02	0.00E+00	0.00E+00	1.03E-01
RQ_RPE	0.00E+00	3.36E-04	2.59E-02	5.98E-02	3.20E-04	2.47E-02	5.61E-02
RQ_R1R	0.00E+00	6.30E-05	4.85E-03	1.16E-02	5.93E-04	4.57E-02	1.04E-01
RQ_Pret	7.94E-03	7.93E-05	6.18E-03	1.47E-02	5.77E-04	4.43E-02	1.01E-01
RQ_DF	5.71E-03	5.77E-04	4.44E-02	1.02E-01	7.88E-05	6.08E-03	1.39E-02

	AG				Diferencia con caso base		
	Coste	P rot	R M€	R vidas	P rot	R M€	R vidas
C. Base		8.20E-04	5.61E-03	3.55E-03			
AG_PEP	9.85E-02	8.20E-04	5.61E-03	2.17E-03	0.00E+00	0.00E+00	1.38E-03
AG_PEP+	1.48E-01	8.20E-04	5.61E-03	1.31E-03	0.00E+00	0.00E+00	2.24E-03
AG_RPE	0.00E+00	5.58E-04	3.23E-03	6.81E-04	2.62E-04	2.38E-03	2.87E-03
AG_EI	1.51E-01	2.28E-06	7.65E-04	3.33E-03	8.18E-04	4.85E-03	2.19E-04

Cuadro 18.1: Resumen de resultados de riesgo para los modelos individuales.

	> 1e-4	K_e	ACSLs	EWACSLs	ACSFP	CSFP
CDO_Dren	FALSO	1.00	2.32E+05	2.32E+05	-	-
CDO_EH	FALSO	1.00	1.03E+06	1.03E+06	-	-
CDO_PEP	FALSO	1.00	1.22E+05	1.22E+05	-	-
CTO_Dren	VERDADERO	55.17	-5.75E+00	-3.17E+02	-3.29E-03	7.31E+00
CTO_EH	VERDADERO	1.03	5.46E-03	5.29E-03	9.71E+00	1.30E+02
CTO_PEP	VERDADERO	1.00	6.14E-03	6.14E-03	-	-
CE_PEP	FALSO	1.00	1.91E+01	1.91E+01	-	-
CE_PEP+	FALSO	1.00	1.91E+01	1.91E+01	-	-
CE_RPE	FALSO	1.00	-1.98E-06	-1.98E-06	-	-
CE_R1R	FALSO	1.00	-5.52E-06	-5.52E-06	-	-
CE_Pret	FALSO	1.00	4.61E-01	4.61E-01	-	-
CE_DFI	FALSO	1.00	1.85E+01	1.85E+01	-	-
CE_Aliv	FALSO	1.00	1.80E+01	1.80E+01	-	-
RQ_PEP	VERDADERO	1.00	1.19E+00	1.19E+00	-	-
RQ_PEP+	VERDADERO	1.00	1.28E+00	1.28E+00	-	-
RQ_RPE	VERDADERO	1.95	-1.39E-03	-2.71E-03	-7.91E-06	0.00E+00
RQ_R1R	VERDADERO	6.56	-4.77E-03	-3.13E-02	-2.71E-05	0.00E+00
RQ_Pret	VERDADERO	6.56	-3.69E-03	-2.42E-02	-2.10E-05	1.38E+01
RQ_DF	VERDADERO	1.14	-5.22E-06	-5.94E-06	-2.95E-08	7.25E+01
AG_PEP	VERDADERO	1.00	7.11E+01	7.11E+01	-	-
AG_PEP+	VERDADERO	1.00	6.62E+01	6.62E+01	-	-
AG_RPE	VERDADERO	1.47	-6.84E-06	-1.00E-05	-6.25E-07	0.00E+00
AG_EI	VERDADERO	8.20	6.66E+02	8.12E+01	1.78E+02	1.84E+02

Cuadro 18.2: Indicadores para los modelos individuales.

ACSLs	EWACSLs	ACSFP	CSFP
CTO_Dren	CTO_Dren	CTO_Dren	RQ_RPE
RQ_R1R	RQ_R1R	RQ_R1R	RQ_R1R
RQ_Pret	RQ_Pret	RQ_Pret	AG_RPE
RQ_RPE	RQ_RPE	RQ_RPE	CTO_Dren
AG_RPE	AG_RPE	AG_RPE	RQ_Pret
CE_R1R	RQ_DF	RQ_DF	RQ_DF
RQ_DF	CE_R1R	CTO_EH	CTO_EH
CE_RPE	CE_RPE	AG_EI	AG_EI
CTO_EH	CTO_EH	<i>CTO_PEP</i>	<i>CTO_PEP</i>
CTO_PEP	CTO_PEP	<i>RQ_PEP</i>	<i>RQ_PEP</i>
CE_Pret	CE_Pret	<i>RQ_PEP+</i>	<i>RQ_PEP+</i>
RQ_PEP	RQ_PEP	<i>AG_PEP+</i>	<i>AG_PEP+</i>
RQ_PEP+	RQ_PEP+	<i>AG_PEP</i>	<i>AG_PEP</i>
CE_Aliv	CE_Aliv	<i>CE_R1R</i>	<i>CE_R1R</i>
CE_DFI	CE_DFI	<i>CE_RPE</i>	<i>CE_RPE</i>
CE_PEP	CE_PEP	<i>CE_Pret</i>	<i>CE_Pret</i>
AG_PEP+	AG_PEP+	<i>CE_Aliv</i>	<i>CE_Aliv</i>
AG_PEP	AG_PEP	<i>CE_DFI</i>	<i>CE_DFI</i>
AG_EI	AG_EI	<i>CE_PEP+</i>	<i>CE_PEP+</i>
CDO_PEP	CDO_PEP	<i>CE_PEP</i>	<i>CE_PEP</i>
CDO_Dren	CDO_Dren	<i>CDO_PEP</i>	<i>CDO_PEP</i>
CDO_EH	CDO_EH	<i>CDO_Dren</i>	<i>CDO_Dren</i>
		<i>CDO_EH</i>	<i>CDO_EH</i>

Cuadro 18.3: Priorización de alternativas para el conjunto de las 5 presas según los diferentes criterios discutidos.

Por supuesto, la manera de aplicar estos criterios debe ser iterativa, es decir, una vez se hayan implementado algunas de estas medidas, se deben calcular los riesgos del nuevo caso base y de las medidas restantes y a continuación recalcular los diversos indicadores.

18.3.2. Aplicación con los resultados de los modelos de sistemas

A continuación se muestran los resultados de la aplicación de las propuestas de priorización a los resultados de los modelos de sistemas. El cuadro 18.4 muestra los resultados de riesgo de los sistemas Carrión y Pisuerga obtenidos en los capítulos 16 y 17. Para el sistema Carrión, las alternativas son las mismas que para los modelos individuales. Para el sistema Pisuerga, algunas alternativas se agregaron en paquetes de medidas.

A partir de estos resultados y siguiendo las indicaciones del apartado 18.2.1 se han calculado los diferentes indicadores, tal como se muestra en los cuadros 18.5 y 18.6.

Finalmente, se muestran las alternativas ordenadas según los cuatro criterios (cuadro 18.7). Como se puede ver, el criterio *EWACSLs* y el *ACSLs* dan prácticamente la misma priorización. Esto es debido a que en este caso no existe conflicto entre equidad y eficiencia. De hecho, se puede observar en los cuadros 18.5 y 18.6 que prácticamente coinciden las alternativas con mejor K_E y mejor *ACSLs*.

En cuanto a los criterios *ACSFP* y *CSFP*, dan una priorización parecida, aunque distinta a la que dan el *ACSLs* y el *EWACSLs*.

	CDO			CTO			Suma CDO + CTO			Diferencia con caso base		
	Coste	P. rot	R.vidas	P. rot	R.vidas	R.M€	P. rot	R.vidas	R.M€	P. rot	R.vidas	R.M€
Base												
CDO_Dren	4.03E02	1.19E-08	1.10E-06	4.07E-03	4.74E-01	7.10E-00	4.07E-03	4.74E-01	7.10E-00	1.83E-08	1.72E-06	2.29E-05
CDO_EH	1.76E01	6.51E-11	6.03E-09	4.07E-03	4.74E-01	7.10E-00	4.07E-03	4.74E-01	7.10E-00	-1.16E-05	-1.30E-03	-2.04E-02
CDO_PEP	1.78E02	2.65E-10	2.55E-08	4.08E-03	4.76E-01	7.12E-00	4.08E-03	4.76E-01	7.12E-00	0.00E+00	0.00E+00	1.45E-07
CTO_Dren	4.03E02	1.19E-08	1.10E-06	4.07E-03	4.74E-01	7.10E-00	4.07E-03	4.74E-01	7.10E-00	4.07E-03	4.74E-01	7.10E-00
CTO_EH	2.17E02	1.19E-08	5.50E-07	7.01E-07	8.13E-05	1.23E-03	7.13E-07	8.19E-05	1.24E-03	2.46E-05	2.95E-03	4.36E-02
CTO_PEP	4.93E02	1.19E-08	1.10E-06	4.04E-03	4.71E-01	7.05E-00	4.04E-03	4.71E-01	7.05E-00	0.00E+00	0.00E+00	5.92E-00

	CE			RQ			AG			Suma CE + RQ + AG			Diferencia con caso base		
	Coste	P. rot	R.vidas	P. rot	R.vidas	R.M€	P. rot	R.vidas	R.M€	P. rot	R.vidas	R.M€	P. rot	R.vidas	R.M€
Base															
PIS_PEP	2.33E01	3.30E-05	2.63E-03	6.28E-04	7.72E-02	2.34E-01	8.76E-04	3.24E-02	1.10E-01	1.54E-03	1.12E-01	3.49E-01	0.00E+00	0.00E+00	1.88E-01
PIS_PEP+	3.51E01	3.30E-05	2.63E-03	6.28E-04	7.72E-02	1.13E-01	8.76E-04	3.24E-02	6.48E-02	1.54E-03	1.12E-01	1.81E-01	0.00E+00	0.00E+00	2.52E-01
PIS_RPE	0.00E+00	1.95E-05	1.59E-03	3.26E-04	3.60E-02	1.04E-01	5.54E-04	1.34E-02	4.04E-02	8.99E-04	5.10E-02	1.49E-01	6.38E-04	6.12E-02	2.01E-01
PIS_RIR	0.00E+00	1.07E-05	9.69E-04	6.25E-05	7.02E-03	2.10E-02	7.37E-04	6.48E-03	7.99E-03	8.10E-04	1.45E-02	3.10E-02	7.27E-04	9.78E-02	3.18E-01
CE_RO_Pret	1.27E02	1.03E-07	6.76E-06	7.55E-05	9.01E-03	2.72E-02	7.38E-04	7.29E-03	1.07E-02	8.13E-04	1.63E-02	3.79E-02	7.24E-04	9.59E-02	3.11E-01
AG_EI	1.51E01	3.30E-05	2.64E-03	6.28E-04	7.73E-02	2.34E-01	1.62E-04	2.83E-02	1.11E-01	8.24E-04	1.08E-01	3.50E-01	7.13E-04	4.00E-03	-1.31E-03

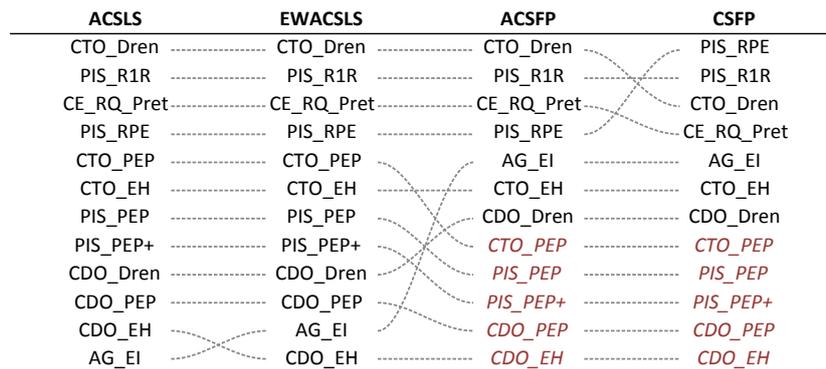
Cuadro 18.4: Resumen de resultados de riesgo para los modelo de sistemas.

	> 1e-4	K _e			ACSLs	EWACSLs	ACSFP	CSFP
		CDO	CTO	Conjunto				
CDO_Dren	VERDADERO	1.00	1.00	1.00	1.76E+03	1.76E+03	2.19E+06	2.20E+06
CDO_EH	FALSO	1.00	1.00	1.00	9.00E+99	9.03E+99	-	-
CDO_PEP	FALSO	1.00	1.00	1.00	1.22E+05	1.22E+05	-	-
CTO_Dren	VERDADERO	1.00	40.68	40.68	-3.08E+00	-1.25E+02	-1.76E-03	9.90E+00
CTO_EH	VERDADERO	1.00	1.01	1.01	4.29E-01	4.27E-01	7.62E+02	8.82E+02
CTO_PEP	VERDADERO	1.00	1.00	1.00	8.33E-03	8.33E-03	-	-

Cuadro 18.5: Indicadores para de las presas del sistema Carrión (modelo sistema).

	> 1e-4	K _e				ACSLs	EWACSLs	ACSFP	CSFP
		CE	RQ	AG	Conjunto				
PIS_PEP	VERDADERO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.388E+00	1.388E+00	-	-
PIS_PEP+	VERDADERO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.395E+00	1.395E+00	-	-
PIS_RPE	VERDADERO	1.00	1.93	1.58	3.05	-1.228E-02	-3.743E-02	-3.904E-05	0.000E+00
PIS_R1R	VERDADERO	1.00	6.28	1.19	7.47	-3.111E-02	-2.323E-01	-7.109E-05	0.000E+00
CE_RQ_Pret	VERDADERO	1.00	6.28	1.19	7.46	-2.592E-02	-1.933E-01	-6.026E-05	1.750E+01
AG_EI	VERDADERO	1.00	1.00	5.39	5.39	9.000E+99	1.670E+99	2.056E+02	2.113E+02

Cuadro 18.6: Indicadores para de las presas del sistema Pisuerga (modelo sistema).



Cuadro 18.7: Priorización de alternativas para el conjunto de las 5 presas según los diferentes criterios discutidos (modelos sistemas).

Parte IV

Conclusiones y futuras líneas de investigación

Capítulo 19

Conclusiones

La presente tesis doctoral se ha estructurado según cuatro ejes: un repaso al estado del arte del Análisis de Riesgo aplicado a presas, una propuesta de metodología general para el cálculo de modelos de riesgo, una propuesta de metodología de cálculo de sistemas de presas y la aplicación de todo lo anterior al cálculo de 5 presas (organizadas en 2 sistemas).

En cuanto al primer punto, el estado del arte del Análisis de Riesgo:

- En los últimos años, se ha materializado en el panorama internacional un acercamiento del campo de la seguridad de presas hacia las metodologías basadas en riesgo, en las que se combina la probabilidad de ocurrencia de eventos indeseados y sus consecuencias asociadas. En el presente documento se ha descrito la gestión de la seguridad de presas y se ha propuesto un esquema particularizado al caso español en el que se identifican las relaciones entre el Análisis de Riesgo y los documentos habituales en los Archivos Técnicos de presas españolas. Asimismo, se han expuesto claramente los pasos a efectuar para llevar a cabo un análisis de riesgo.
- Se ha constatado que a día de hoy el marco de referencia ampliamente empleado para plantear los cálculos son los árboles de eventos. Por lo tanto este es el marco de referencia empleado posteriormente para el desarrollo de las herramientas de cálculo y para la aplicación a casos de estudio.
- Se han identificado las particularidades que debe ser capaz de reproducir y las capacidades de cálculo que debe tener una herramienta general de cálculo de riesgo de presas. Estas necesidades han sido tenidas en cuenta posteriormente en el desarrollo de la herramienta propuesta.
- Se ha planteado de forma sistemática cómo debe ser la arquitectura general de un modelo de riesgo, según el escenario de solicitud. Además, esta arquitectura ha servido para estructurar los capítulos de esta parte del documento.
- A cada una de las variables que conforman un modelo de riesgo se le ha dedicado un capítulo (avenidas, sismos, niveles de embalse, fiabilidad de los órganos de desagüe, laminación, modos de fallo, hidrogramas de ro-

tura y consecuencias). En ellos se explica cómo se introduce exactamente la variable dentro de un modelo de riesgo y se expone el estado del arte en cuanto a su modelación.

- Para el caso concreto de la discretización de variables continuas, además de repasar el estado del arte actual, se ha hecho un estudio en profundidad de la eficiencia de distintas estrategias de discretización.
- Se ha dedicado también un capítulo al estado del arte en la Evaluación de Riesgo, recogiendo los últimos avances en criterios internacionales de tolerabilidad de riesgo.
- Todo esto se ha planteado realizando un esfuerzo por la claridad en la exposición, generándose muchas figuras que ayudan a transmitir todos los conceptos presentados.

En cuanto al segundo punto, la propuesta de metodología general para el cálculo de modelos de riesgo:

- Se ha desarrollado una herramienta completa y genérica que permite realizar los cálculos de riesgo de cualquier presa o sistema de presas de forma automática, sin la necesidad de elaborar una herramienta *ad hoc* para cada caso que se estudie.
- Para ello se ha realizado un paso previo de abstracción que permite generalizar los cálculos a realizar. La herramienta base sigue siendo la misma que se ha utilizado en el campo hasta ahora, es decir los árboles de eventos, pero el proceso de generalización ha conducido a emplear los diagramas de influencia como herramienta suficientemente genérica y compacta como para especificar de forma sucinta cualquier modelo de riesgo que se pueda presentar.
- De esta forma, se han impuesto una serie de reglas en la definición de diagramas de influencia para que exista una correspondencia directa entre diagramas de influencia y árboles de eventos, de tal manera que una vez especificado el diagrama de influencia de un sistema, se puede generar automáticamente el árbol de eventos. Así, los diagramas de influencia son usados no como una herramienta conceptual para el entendimiento del sistema sino como una abstracción de los árboles de eventos que permite definirlos (completamente) de forma compacta y visual.
- En cuanto a la implementación práctica, se han definido 5 tipos de nodos (DC, PE, FP, FV y MF). La utilización de uno u otro vendrá dictada por el tipo de variable que se esté modelando y la forma en la que se tenga caracterizada dicha variable.
- Mención aparte merece uno de los 5 tipos de nodos, el nodo tipo MF, que permite incluir en los cálculos las particularidades más específicas del cálculo de riesgo de presas: evaluación de más de un modo de fallo para un mismo escenario de sollicitación, realización de ajustes de causa común y de congelación de variables.
- Se ha explicado con detalle tanto el algoritmo de paso de diagramas de influencia a árboles de fallo como el cálculo de riesgo a partir del árbol

de eventos. Se ha propuesto también una manera de abordar las dificultades de cálculo que plantea en una metodología completamente general la capacidad de realizar ajustes de causa común.

- La herramienta desarrollada se ha implementado en un software, y en el presente documento se incluye su verificación, que ha consistido en reproducir los resultados de unos cálculos de riesgo previamente publicados.
- Mediante la verificación se han cubierto dos objetivos. El primero es comprobar que la herramienta desarrollada no tiene errores y es por lo tanto capaz de reproducir con exactitud los resultados de riesgo. El segundo objetivo es comprobar la generalidad de la metodología planteada, es decir, ver si los operadores genéricos ideados son suficientes para modelar completamente un caso real. Este segundo objetivo ha quedado corroborado posteriormente al aplicar la herramienta a los casos de estudio.

En cuanto al tercer punto, la propuesta de metodología de cálculo de sistemas de presas:

- Se ha propuesto una nueva metodología de cálculo sobre la base de los conceptos de árboles de eventos y diagramas de influencia anteriores. En lugar de utilizar el concepto de consecuencias incrementales que es el que se emplea actualmente de forma extendida, la metodología se basa en considerar el riesgo incremental como la diferencia entre el riesgo total existente y el riesgo suponiendo la presa irrompible.
- Desde el punto de vista conceptual, el planteamiento propuesto tiene una gran utilidad, ya que permite entender de forma simple el concepto de riesgo incremental asociado a la rotura de una presa que se encuentre dentro de un sistema de varias presas.
- Desde el punto de vista práctico, el planteamiento ha permitido abordar con confianza el análisis completo de sistemas de presas, que hasta ahora siempre se había hecho con simplificaciones para aislar cada presa.
- Antes de desarrollar la formulación para el caso general de sistemas de presas, se ha demostrado la equivalencia matemática del planteamiento para el caso de una presa con uno o varios modos de fallo.
- Aunque en principio pudiera parecer que la metodología propuesta requeriría del doble de tiempo de cálculo por tener que calcular el riesgo total existente y el riesgo suponiendo la presa irrompible, se ha ideado un planteamiento de cálculo eficiente que mediante un único cálculo es capaz de obtener el resultado.
- En resumen, ha quedado demostrado que la metodología propuesta es consistente respecto de la formulación habitual, siendo además fácilmente generalizable y eficiente para el cálculo de sistemas de presas. Además, la metodología puede ser aplicada de manera sistemática independientemente de la topología del sistema y sin imponer simplificaciones adicionales.
- Esta capacidad de cálculo de sistemas abre una serie de oportunidades de cálculo, algunas de las cuáles se han explotado en los casos de estudio y

otras de las cuáles han sido identificadas en las futuras líneas de investigación. En general, el poder localizar el riesgo de un sistema en cada una de las presas que lo integran permitirá no sólo caracterizar el riesgo de cada infraestructura con rigor sino poder realizar una gestión eficiente de la seguridad basada en riesgo para cualquier sistema.

En cuanto al cuarto punto, la aplicación de todo lo anterior al cálculo de 5 presas (organizadas en 2 sistemas):

- Se ha aplicado todo lo desarrollado en los puntos anteriores a dos sistemas de presas: el sistema Carrión (formado por las presas de Camporredondo y Compuerto) y el sistema Pisuerga (formado por las presas de Requejada, Cervera y Aguilar de Campoo).
- Los casos de aplicación han servido tanto para aplicar la metodología a 5 casos diferentes de presas individuales como a dos tipologías distintas de sistemas (el sistema Carrión lo forman dos presas en serie y el sistema Pisuerga lo forman tres presas en Y). Además, la presa de Aguilar de Campoo cuenta con modos de fallo tanto en su estructura principal (presa de hormigón) como en sus dos diques de collado (materiales sueltos).
- La principal conclusión después de aplicar la metodología desarrollada a esta variedad de casos de aplicación es que esta es suficientemente potente y adaptable como para ser aplicada a casos reales.
- Los modelos de riesgo de los sistemas conjuntos han sido capaces de capturar las interrelaciones existentes, llegando incluso a identificar los efectos que las mejoras en una presa tendrían también sobre las demás.
- En cuanto a los resultados directos de la aplicación del Análisis de Riesgo al sistema Carrión, teniendo en cuenta el nivel de información disponible y las limitaciones inherentes al estudio realizado, son destacables las siguientes conclusiones:
 - La comparación del riesgo incremental de la presa de Camporredondo con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son bajos y están dentro de los límites establecidos.
 - Por el contrario, la presa de Compuerto tiene actualmente unos riesgos incrementales elevados. La evaluación del riesgo de acuerdo con la gráfica F-N indica que las actuaciones de reducción del riesgo deben ir encaminadas tanto a la reducción de la probabilidad de rotura como a la reducción de las consecuencias en caso de rotura. Su riesgo y probabilidad de rotura se ven gobernados por la incertidumbre existente en cuanto al sistema de drenaje. En cualquier caso, con la implementación de las tres medidas previstas, esto queda subsanado, debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
 - La gran disparidad existente entre los resultados de las dos presas sugiere que existe margen para transferir riesgo desde Compuerto hacia Camporredondo.

- En cuanto a los resultados directos de la aplicación del Análisis de Riesgo al sistema Pisuerga, teniendo en cuenta el nivel de información disponible y las limitaciones inherentes al estudio realizado, son destacables las siguientes conclusiones:
 - El riesgo del sistema Pisuerga ha quedado caracterizado. Se ha caracterizado tanto el riesgo de cada una de sus presas como las interacciones provenientes de su funcionamiento como sistema.
 - La comparación del riesgo incremental de la presa de Cervera con los criterios de tolerabilidad existentes indica que su probabilidad de rotura está dentro de los límites establecidos, aunque el riesgo en vidas es algo alto, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo (a largo plazo). Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
 - La comparación del riesgo incremental de la presa de Requejada con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo. Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
 - La comparación del riesgo incremental de la presa de Aguilar con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo. Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
 - El estudio detallado de los distintos modos de fallo de la presa de Aguilar mediante el modelo individual indica que el modo de fallo que más probabilidades de rotura está aportando es el de erosión interna. Se recomienda por lo tanto que se estudie con más detalle dicho modo de fallo despejando las incertidumbres existentes y que en su caso se acometan acciones para remediarlo. El modo de fallo por sobreevertido en la presa principal tiene una probabilidad de ocurrencia relativamente baja pero consecuencias incrementales altas (pérdida de vidas >1000), lo cual hace la implantación de un Plan de Emergencia con alta formación a la población para aumentar su efectividad sea muy recomendable.
 - Al considerar el modelo completo del sistema, se observa que las altas probabilidades de rotura (previas a la implementación de las medidas de reducción de riesgo) de las presas de Cervera y Requejada, están a su vez penalizando de forma importante a la presa de

Aguilar, haciendo que sus modos de fallo por sobrevertido ganen relevancia. Esto refuerza la conveniencia de llevar a cabo las medidas de reducción de riesgo de esas dos presas (especialmente los resguardos), que además son muy eficientes para reducir el riesgo existente en las presas de Cervera y Requejada.

- Todos estos resultados deben ser interpretados teniendo en cuenta las limitaciones que suponen las simplificaciones introducidas a la hora de evaluar las probabilidades condicionales de rotura de los distintos modos de fallo.
- Para la estimación de probabilidades de rotura por sobrevertido se han propuesto tres curvas genéricas de probabilidad condicional de rotura por sobrevertido (para presas de materiales sueltos, presas de gravedad y presas arco) que pueden ser útiles para realizar análisis simplificados, especialmente a grandes conjuntos de presas.
- Por último, se ha realizado un análisis de priorización para el conjunto de medidas de reducción de riesgo de las 5 presas. Para ello, además de emplear un criterio de eficiencia ya existente (ACSL) se han propuesto tres criterios novedosos que combinan la eficiencia y la equidad (ACSFP, CSFP y EWACSL).

Capítulo 20

Futuras líneas de investigación

A lo largo del desarrollo de la presente investigación, se han detectado diversas oportunidades para llevar a cabo futuras líneas de investigación:

- Una de las tendencias actuales en seguridad de presas es la inclusión de análisis de incertidumbre formales en los cálculos. Una manera habitual de llevar esto a cabo es definiendo funciones de distribución para algunas de las variables de entrada al modelo que capturen su incertidumbre. A continuación se realiza un análisis tipo Monte Carlo en el que se calcula el modelo (de riesgo en este caso) muchas veces, variando los parámetros de entrada según las distribuciones definidas. Los resultados que se obtienen reflejan la incertidumbre modelada en los parámetros de entrada.

Este aspecto es en cierta manera ortogonal a las metodologías desarrolladas en este trabajo de investigación. Es decir, si se dispone de una distribución que caracterice la incertidumbre de las variables de los modelos, simplemente hay que realizar los cálculos de riesgo de forma repetida siguiendo las técnicas de Monte Carlo. Cada uno de los cálculos a realizar se podrá hacer empleando las herramientas y metodologías aquí presentadas.

Aunque los conceptos básicos del análisis de incertidumbre están bien asentados, existe claramente un gran campo para avanzar en la sistematización de la introducción de la incertidumbre en los modelos de riesgo, pero sobretudo en que la interpretación de los resultados sea práctica y útil en casos reales fuera del ámbito académico.

- Otro campo en el que queda mucho por avanzar es en el desarrollo de algoritmos que aumenten la eficiencia de los cálculos. Algunos de las posibilidades ya se estudiaron hace años cuando los cálculos de árboles de eventos se realizaban de forma manual (por ejemplo el podado de ramas que no aporten riesgo al sistema), sin embargo, existe la oportunidad de sistematizar estas optimizaciones e incluirlas en programas informáticos de cálculo.

Además del podado de ramas, otra posible optimización que se ha identificado es que al realizar un árbol de eventos de manera automática existen muchos cálculos que se repiten de forma idéntica en ramas diferentes. Un algoritmo inteligente podría detectar esto automáticamente y evitar que se estén repitiendo cálculos innecesariamente.

Una tercera posibilidad está relacionada con el cálculo de sistemas. Si en un sistema con dos presas en serie la presa de aguas abajo rompe siempre que la presa de aguas arriba rompa, se puede realizar una optimización que reduciría el tiempo de cálculo aproximadamente a la mitad. De nuevo, sería deseable desarrollar algoritmos capaces de detectar situaciones como esta automáticamente.

Otro campo de estudio para la optimización de los cálculos es el análisis de la ordenación óptima de los nodos de un modelo de riesgo. Según el coste computacional de los cálculos asociados a las distintas variables del sistema, puede ser ventajoso ordenarlas de una manera u otra, siempre que las relaciones de dependencia entre las variables lo permita.

Una quinta posibilidad es la optimización de la discretización de variables continuas. Esta posibilidad se ha explorado en parte en el presente trabajo aunque se puede realizar un estudio mucho más amplio y profundo.

Se han planteado 5 posibles optimizaciones a investigar, pero el campo de estudio puede ser muy amplio.

- En el presente trabajo se han empleado los diagramas de influencia como herramienta para la estructuración de los modelos de riesgo. Para que estos diagramas de influencia se puedan transformar fácilmente en árboles de eventos, se les han impuesto algunas restricciones. Sin embargo algunas de estas restricciones como la de no emplear conectores redundantes podrían omitirse a costa de complicar el algoritmo de transformación de diagramas de influencia en árboles de eventos. Sería interesante estudiar esta posibilidad.
- Por otro lado, aunque en la actualidad los árboles de eventos son la manera estándar de proceder en los análisis de riesgo, la creciente capacidad computacional puede hacer que planteamientos basados en simulación pasen a tener mayor importancia. Otros enfoques más extendidos en otros campos como las redes bayesianas también pueden ganar importancia en el análisis de riesgo de presas.
- Dentro de la modelación de cada variable que entra a un modelo de riesgo se abre un campo entero de posibles líneas de investigación. Al barrer el Análisis de Riesgo todos los principales campos de la seguridad de presas, se puede beneficiar de los avances en cada uno de ellos. Así, por ejemplo, todos los avances que se hagan en el ámbito de los estudios hidrológicos, la estimación de la fiabilidad de órganos de desagües, la estimación de probabilidades de rotura, la modelación hidráulica de inundaciones o la estimación de consecuencias, son directamente incorporables a los análisis de riesgo.
- Un tema relacionado con el Análisis de Riesgo pero que en la actualidad todavía no ha sido integrado satisfactoriamente en la metodología general

es la seguridad frente a acciones antrópicas (en inglés, *security*). Este es un tema con un gran recorrido de investigación por delante y de mucha actualidad y relevancia. Esta investigación debería ir encaminada tanto a la mejor modelación y estimación del proceso así como a la integración junto con el Análisis de Riesgo frente a acciones aleatorias.

- La metodología de cálculo de sistemas de presas que se ha presentado en este trabajo, abre un campo de aplicación e investigación. En primer lugar, está la posibilidad de estudiar de forma correcta la transferencia de riesgo de una presa a otra variando los niveles de explotación y/o las normas de operación de las diferentes presas de un sistema. Se abre la posibilidad por lo tanto a la formulación de Normas de Explotación *óptimas* desde el punto de vista del riesgo global del sistema.

Otro campo de estudio que se abre es la investigación y entendimiento de cómo las medidas de reducción de riesgo que se tomen en una presa pueden afectar no sólo a la propia presa sino al resto de presas del sistema.

- En relación con el anterior punto, otro campo de investigación es la extensión de la metodología estándar de cálculo de riesgos incrementales (empleando probabilidades de rotura y consecuencias incrementales) a sistemas de presas. Esta extensión se puede realizar apoyándose en los conceptos robustos que ofrece la metodología alternativa presentada en este trabajo.
- Por último, se han presentado en este trabajo algunos indicadores y estrategias novedosas que valoran de forma combinada la equidad y la eficiencia de diversas alternativas de reducción de riesgo. Estos indicadores han sido empleados para proponer una priorización de alternativas a las 5 presas estudiadas pero sería deseable aplicarlos a otros casos para corroborar su utilidad. También sería posible estudiar otros indicadores en esta misma línea.

Bibliografía

- [1] http://www.wsi.nrcs.usda.gov/products/w2q/h&h/tools_models/WinTR20.html.
- [2] <http://www.fault-tree.net>.
- [3] <http://mikebydhi.com>.
- [4] <http://www.rivermechanics.net/downloads.htm>.
- [5] Aboelata, Maged y David S. Bowles: *Lifesim: A tool for estimating and reducing life-loss resulting from dam and levee failures*. 2008.
- [6] Aboelata, Maged, David S. Bowles y Duane M. McClelland: *A model for estimating dam failure life loss*. En *Proceedings of the Australian Committee on Large Dams Risk Workshop*, October 2003.
- [7] ACA (Agència Catalana de l'Aigua): *INUNCAT - Pla Espècial d'Emergències per Inundacions*, 2009.
- [8] Alonso, E.E.: *Risk analysis of slopes and its application to slopes in canadian sensitive clays*. *Géotechnique*, 26(3):453–472, Septiembre 1976.
- [9] Altarejos, L., I. Escuder, A. Serrano y M. Membrillera: *Aplicación de métodos probabilísticos de nivel II y de nivel III (simulaciones de Monte Carlo) a la estimación de probabilidades condicionales de fallo de presas de hormigón de gravedad*. En *XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Mayo 2008.
- [10] Altarejos García, Luis: *Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el análisis de riesgos*. Tesis de Doctorado, Universidad Politécnica de Valencia, Noviembre 2009.
- [11] American Society of Civil Engineers: *Hydraulic design of spillways*. American Society of Civil Engineers, 1995.
- [12] ANCOLD (Australian National Committee On Large Dams Inc.): *Guidelines on assessment of the consequences of dam failure*. página 15, 2000.
- [13] Andreu, Joaquín: *Conceptos y métodos para la planificación hidrológica*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1993.
- [14] Ardiles López, Liana, Esther Jenaro Rabadán, Pedro Moreno Sánchez, Ignacio Escuder, Manuel G. de Membrillera, Óscar Pérez Arroyo y Armando Serrano Lombillo: *Modelo de riesgo de las presas de Camporredondo y*

- Compuerto (río Carrión)*. En *VIII Jornadas Españolas de Presas*, Noviembre 2008.
- [15] Australian National Committee on Large Dams Incorporated: *Guidelines on Risk Assessment*, Octubre 2003.
- [16] Ayyub, Bilal M.: *Elicitation of expert opinions for uncertainty and risks*. CRC Press, 2001.
- [17] Baecher, Gregory B. y John T. Christian: *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. Wiley, Noviembre 2003, ISBN 978-0471498339.
- [18] Baker, V.R.: *Paleoflood hydrology and extraordinary flood events*. Journal of Hydrology, 96:79–99, 1987.
- [19] Barneich, J., D. Majors, Y. Moriwaki, R. Kulkarni y R. Davidson: *Application of reliability analysis in the environmental impact report (EIR) and design of a major dam project*. En *Proceedings of Uncertainty 1996, Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Agosto 1996.
- [20] Bockarjova, Marija, Albert E. Steenge y Anne van der Veen: *On direct estimation of initial damage in the case of a major catastrophe: derivation of the "basic equation"*. Disaster Prevention and Management, 13(4):330–336, 2004.
- [21] Bowles, D. S.: *Advances in the Practice and Use of Portfolio Risk Assessment*. En *ANCOLD Bulletin 117*, páginas 21–32, Abril 2001.
- [22] Bowles, D. S.: *ALARP Evaluation: Using Cost Effectiveness and Disproportionality to Justify Risk Reduction*. En *ANCOLD Bulletin 127:89-106*, Agosto 2004.
- [23] Bowles, D. S.: *Tolerable Risk for Dams: How Safe is Safe Enough?* En *Proceedings of the 2007 USSD Annual Lecture, Philadelphia, Pennsylvania.*, Marzo 2007.
- [24] Bowles, D. S., S. S. Chauhan, L. R. Anderson y T. F. Glover: *A structured approach to incorporating uncertainty into a dam safety risk assessment*. En *US Society on Dams 2009 Annual Lecture*, Abril 2009.
- [25] Bowles, David S.: *From portfolio risk assessment to portfolio risk management*. En *ANCOLD Bulletin 137*, páginas 13–32, 2008.
- [26] Bowles, David S., Loren R. Anderson, Joseph B. Evelyn, Terry F. Glover y David M. Van Dorpe: *Alamo dam demonstration risk assessment*. En *ANCOLD Annual Meeting*, Noviembre 1999.
- [27] Brown, C. A. y W. J. Graham: *Assessing the threat to life from dam failure*. Water Resources Bulletin, 24-6:6, 1988.
- [28] Brunner, Gary W.: *HEC-RAS River Analysis System User's Manual*. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center (HEC), spanish4.1 edición, Enero 2010.

- [29] Buereau of Reclamation: *Guidelines for achieving public protection in dam safety decision making*. Informe técnico, U. S. Department of the Interior, Junio 2003.
- [30] Bureau of Reclamation (USBR): *Risk Based Profiling System*. Technical Service Center, Enero 2001.
- [31] Canadian Standards Association: *Risk Analysis Requirements and Guidelines*. Número CSA Q634-M91. National Standard of Canada, Noviembre 1991.
- [32] Casas, J. R.: *Reliability-based partial safety factors in cantilever construction of concrete bridges*. Journal of Structural Engineering, 123:305, 1997.
- [33] Castillo, E. Vallarino Cánovas del: *Tratado básico de presas - Tomo II*. Servicio de publicaciones de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, 1998.
- [34] Centro de publicaciones Secretaría general técnica MMA: *Guía técnica para la clasificación de presas en función del riesgo potencial*. Centro de publicaciones Secretaría general técnica MMA, 1998.
- [35] Chaparro Carrasquel, Luis Gerardo: *Parametrización del comportamiento de las presas de materiales sueltos, La Sotonera (t.m. de Alcalá de Gurrea, provincia de Huesca) y Maidevera (t.m. de Aranda del Moncayo, provincia de Zaragoza), pertenecientes a la cuenca hidrográfica del Ebro, vinculado a los potenciales modos de fallo*. Tesis de Licenciatura, Universidad Politécnica de Valencia, Octubre 2009.
- [36] Chauhan, S. S. y D. S. Bowles: *Incorporating uncertainty into dam safety risk assessment*. En *Risk Analysis in Dam Safety, at Third International Conference on Dam Safety Evaluation, Goa, India*, Diciembre 2001.
- [37] Chauhan, S. S. y D. S. Bowles: *Dam safety risk assessment with uncertainty analysis*. En *Australian Committee on Large Dams Risk Workshop, Launceston, Tasmania, Australia*, Octubre 2002.
- [38] Chauhan, Sanjay S., David S. Bowles y Loren R. Anderson: *Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling?* Informe técnico, Utah State University, 2008.
- [39] Cho, Sung Eun: *Probabilistic stability analyses of slopes using the ann-based response surface*. Computers and Geotechnics, Febrero 2009.
- [40] Chow, Ven Te, David Maidmente y Larry Mays: *Applied hydrology*. McGraw-Hill, 1988.
- [41] Comité Nacional Español de Grandes Presas: *Guía Técnica de Seguridad de Presas: N°3. Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales*, 1999.
- [42] Comité Nacional Español de Grandes Presas: *Guía Técnica de Seguridad de Presas n°7: Auscultación de las presas y sus cimientos*, 2004.

- [43] Committee on computational aspects of analysis and design of dams: *Guidelines for use of numerical models in dam engineering*. Borrador de mayo de 2007.
- [44] Committee on dam safety: *Risk assessment in dam safety management. A reconnaissance of benefits, methods and current applications*. Bulletin 130, International Commission on Large Dams, Enero 2005.
- [45] COPUT (Conselleria D'Obres Públiques Urbanisme i Transports Generalitat Valenciana): *Plan de Acció Territorial de Carácter Sectorial sobre Prevención de Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana (PATRICOVA)*, 2002.
- [46] Costa, J. E.: *Floods from dam failures*. Informe técnico, U.S. Geological Survey Open-File Report, 1985.
- [47] Dam Safety Committee, International Commission on Large Dams (ICOLD): *Bulletin on Dam Safety Management*. Borrador, Octubre 2010.
- [48] Dougherty, T. C. y A. W. Hall: *Environmental impact assessment of irrigation and drainage projects*. Informe técnico, FAO Irrigation and Drainage Paper 53, 1995.
- [49] Dutta, Dushmanta, Srikantha Herath y Katumi Musiakec: *A mathematical model for flood loss estimation*. 2003.
- [50] EFE: *Ribadelago (Zamora) recuerda los 144 muertos hace 49 años por la rotura de la presa*. Soitu, 2008. http://www.soitu.es/soitu/2008/01/09/info/1199897169_410974.html.
- [51] Ekstrand, E. R.: *Estimating economic consequences from dam failure in the safety dams program*. U.S. Department of the Interior. Bureau of Reclamation, EC-2000-01, 2000.
- [52] Elsner, Anne, Stephan Mai, Claus Zimmermann y Volker Meyer: *Integration of flood risk in coastal hinterland management*. En *International Conference on CoastGis, Genua, Italy*, 2003.
- [53] Ericson, Clifton A.: *Fault tree analysis – a history*. En *17th International System Safety Conference*, 1999.
- [54] Escuder, I., M. G. de Membrillera, M. Meghella y A. Serrano: *Damse: a european methodology for risk based security assessment of dams*. En *Twenty-third International Congress on Large Dams*, Mayo 2009.
- [55] Etoh, T., A. Murota y M. Nakanishi: *SQRT - Exponential Type Distribution of Maximum*. En *Proceedings of the International Symposium on Flood Frequency and Risk Analysis*. Louisiana, Mayo 1986.
- [56] Evans, Andrew W. y Verlander: *What is wrong with criterion FN-Lines for judging the tolerability of risk?* Risk Analysis, 17(2):157–168, 1997.
- [57] Federal Emergency Management Agency: *Risk prioritization tool for dams*, Marzo 2008.

- [58] Federal Energy Regulatory Commission: *Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects*, capítulo Dam Safety Performance Monitoring Program. Julio 2005.
- [59] Fell, Robin, Chi Fai Wan y Mark Foster: *Methods for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping - piping through the embankment*. The University of New South Wales, 5, ISBN 85841-395-7.
- [60] FEMA (Federal Emergency Management Agency): *Prioritization of dams through risk categorization*. URS, 2006.
- [61] FEMA (Federal Emergency Management Agency): *HAZUS. FEMA's Methodology for Estimating Potential Losses from Disasters*. USDHE (United States Department of Homeland Security), <http://www.fema.gov/plan/prevent/hazus>, Mayo 2010.
- [62] Fernández Bono, J.F. y F.J. Vallés Morán: *Criterios metodológicos del diseño de cuencos de disipación de energía a pie de presa con resalto hidráulico, a caudales superiores a los de diseño*. En XXII Congreso latinoamericano de hidráulica, 2006.
- [63] Ferrer, F.J.: *Análisis estadístico de caudales de avenidas*. CEDEX, 1992.
- [64] Ferrer, F.J.: *Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas*. CEDEX, 1993.
- [65] Flanagan, George F. y Mark A. Linn: *Nuclear energy, risk analysis*. En Meyers, Robert A. (editor): *Encyclopedia of Physical Science and Technology*, páginas 617 – 638. Academic Press, New York, 2001, ISBN 978-0-12-227410-7.
- [66] Formal Software Construction Ltd.: *OpenFTA*. <http://www.openfta.com>.
- [67] Fread, D. L. y J. M. Lewis: *NWS FLDWAV Model*, nov 1998.
- [68] Fread, D.L.: *BREACH: An erosion model for earthen dam failures*. National Weather Service, National Oceanic and Atmospheric Administration, 1988.
- [69] Froehlich, D. C.: *Embankment dam breach parameters revisited*. Proceedings of the 1995 ASCE Conference on Water Resources Engineering, San Antonio, Texas, 1995:887–891, 1995.
- [70] Froehlich, D. C.: *Peak outflow from breached embankment dam*. Journal of Water Resources Planning and Management, 121-1:90–97, 1995.
- [71] Froehlich, David C.: *Embankment dam breach parameters and their uncertainties*. Journal of hydraulic engineering, páginas 1708–1721, Diciembre 2008.
- [72] G. de Membrillera Ortuño, Manuel: *Contribución a la aplicación del análisis y declaración de riesgos en presas españolas, incluyendo priorización de inversiones*. Tesis de Doctorado, Universidad Politécnica de Valencia, Septiembre 2007.

- [73] G. de Membrillera Ortuño, Manuel, Ignacio Escuder Bueno, Javier González Pérez y Luis Altarejos García: *Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas*. Universidad Politécnica de Valencia, 2005.
- [74] García Kabbabe, Luis, Luis Chaparro Carrasquel, Ignacio Escuder Bueno y Armando Serrano Lombillo: *Metodología para estructurar modos de fallo en sistemas presa-embalse*. En *IX Jornadas Españolas de Presas*, Junio 2010.
- [75] García Kabbabe, Luis Antonio: *Parametrización del comportamiento vinculado a los potenciales modos de fallo de las presas de hormigón de El Val y Guiamets, pertenecientes a la cuenca hidrográfica del Ebro*. Tesis de Licenciatura, Universidad Politécnica de Valencia, Octubre 2009.
- [76] Gelder, P.H.A.J.M. van y J.K. Vrijling: *Reliability based design of flood defenses and river dikes*. Informe técnico, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, 2003.
- [77] Graham, Wayne J.: *A procedure for estimating loss of life caused by dam failure*. U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation, DSO-99-06, 1999.
- [78] Graham, Wayne J.: *A comparison of methods for estimating loss of life from dam failure*. En *29th USSD Annual Meeting and Conference on Managing our Water Retention Systems*, páginas 1145–1165, Abril 2009.
- [79] Haan, C.T.: *Statistical methods in hydrology*. Iowa State Press, 1977.
- [80] Hartford, Desmond N. D. y Gregory B. Baecher: *Risk and uncertainty in dam safety*. Thomas Telford Limited, 2004.
- [81] Hasofer, A. M. y N. C. Lind: *Exact and invariant second moment code format*. Journal of Engineering Mechanics, 1974.
- [82] Health y Safety Executive (HSE): *Reducing risks, protecting people - HSE's decision-making process*. Health and Safety Executive, 2001, ISBN 0-7176-2151-0.
- [83] Heras, Rafael: *Hidrología y recursos hidráulicos*. Centro de Estudios Hidrográficos, Dirección General de Obras Hidráulicas, Madrid, 1976.
- [84] Hill, P.I., D.S. Bowles, P. Jordan y R.J. Nathan: *Estimating overall risk of dam failure: Practical considerations in combining failure probabilities*. En *ANCOLD Bulletin 127*, páginas 63–72, Agosto 2004.
- [85] Hill, P.I., D.S. Bowles, R.J. Nathan y R. Herweynen: *On the art of event tree modeling for portfolio risk analyses*. En *NZSOLD/ANCOLD Conference on dams*, Agosto 2001.
- [86] Hydro, BC: *Bc Hydro Life Safety Model System V1.0, Guidelines, Procedures Calibration and Support Manual*, spanishengineering report e310 edición, Agosto 2006.
- [87] International Commission on Large Dams (editor): *Twenty-third International Congress on Large Dams*, volumen 4, Mayo 2009.

- [88] International Commission of Large Dams: *Dam-break flood analysis*, volumen Bulletin 111. 1998.
- [89] International Electrotechnical Commission: *Analysis techniques for system reliability - Procedure for failure mode and effects analysis (FMEA)*. Número Reference number: IEC 60812:2006(E). International Standard, 2006.
- [90] James, L. y R. Lee: *Economics of Water Resources Planning*. Water Resources and Environmental Engineering. McGraw-Hill, 1971.
- [91] Jonkman, Sebastiaan Nicolaas: *Loss of life estimation in flood risk assessment. Theory and applications*. Tesis de Doctorado, Civil Engineering Faculty, Technical University of Delft, 2007.
- [92] Jonkman, S.N. y J.K. Vrijling: *Loss of life due to floods*. Flood Risk Management, 1:43–56, 2008.
- [93] Kahn, A. B.: *Topological sorting of large networks*. Communications of the ACM, 5(11):558–562, 1962, ISSN 0001-0782.
- [94] Kaplan, Stan: *The words of risk analysis*. Risk Analysis, 17(4):407–417, 1997.
- [95] Kirkpatrick, G. W.: *Evaluation guidelines for spillways adequacy*. En *The evaluation of dam safety, Engineering Foundation Conference, Pacific Grove, California, ASCE*, 1977.
- [96] Klipsch, Joan D. y Marilyn B. Hurst: *HEC-ResSim Reservoir System Simulation User's Manual*. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center (HEC), spanish3.0 edición, Abril 2007.
- [97] Knuth, Donald E.: *Art of Computer Programming, Volume 1: Fundamental Algorithms (3rd Edition)*. Addison-Wesley Professional, July 1997, ISBN 0201896834.
- [98] Koski, Timo y John M. Noble: *Bayesian Networks*. Wiley, 2009.
- [99] Lee, M. K., K. Y. Lum y D. N. D. Hartford: *Calculation of the seismic risk of an earth dam susceptible to liquefaction*. En *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III (GSP 75)*, Agosto 1998.
- [100] Lewin, Jack, Geoffrey Ballard y David S. Bowles: *Spillway gate reliability in the context of overall dam failure risk*. En *USSD Annual Lecture, Charleston, South Carolina*, Abril 2003.
- [101] Lichtenstein, S. y J. R. Newman: *Empirical scaling of common verbal phrases associated with numerical probabilities*. Psychonomic Science, páginas 563–564, 1967.
- [102] Link, H.: *The sliding stability of dams*. En *Water Power*, 1969.
- [103] Lo, K. Y., T. Ogawa, B. Lukajic, G. F. Smith y J. H. K. Tang: *The evaluation of stability of existing concrete dams on rock foundations and remedial measures*. En *17th ICOLD Congress*, 1991.

- [104] MacDonald, T.C. y J. Langridge-Monopolis: *Breaching characteristics of dam failures*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 110-5:567–586, 1984.
- [105] Maisano, P., M. Taylor, M. Barker y A. Parsons: *South Para dam: using risk assessment to optimise upgrade costs*. En *ANCOLD 2005 Conference*, 2005.
- [106] Marco, J. B., R. Harboe y J. D. Salas: *Stochastic Hydrology and its Use in Water Resources Systems Simulation and Optimization*, volumen 237. Kluwer Academic Publishers, Series E: Applied Sciences, 1989.
- [107] Martínez Marín, E.: *Hidrología práctica*. Servicio de publicaciones, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2001.
- [108] Mc Bean, E. A., M. Fortin, J. Ding y R. Moulton: *Adjustment factors for flood damage curves. water resources planning and management*. ASCE, 114(6):625–634, 1988.
- [109] Mc Bean, Edward A., Micahel Fortin, John Ding, Ralph Moulton, Jack Gorrie y ASCE: *Flood depth-damage curves by interview survey*. Journal of Water Resources Planning and Management, 114(6), Noviembre 1988.
- [110] McClelland, D.M. y D.S. Bowles: *Estimating Life Loss for Dam Safety Risk Assesment - a Review and New Approach*. Institute for Water Resources, U.S. Army Corps of Engineers (USACE), Alexandria, VA, 2002.
- [111] Melchers, Robert E.: *Structural reliability analysis and prediction*. Wiley, 1999.
- [112] Messner, Frank y Volker Meyer: *Flood damage, vulnerability and risk perception - challenges for flood damage research*. Flood Risk Management: Hazards, Vulnerability and Mitigation Measures, páginas 149–167, 2006.
- [113] Ministerio de Fomento: *Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02)*. REAL DECRETO 997/2002, Septiembre 2002.
- [114] Ministerio de Medio Ambiente: *Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*. Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Medio Ambiente, 1998.
- [115] Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente: *Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-94)*. REAL DECRETO 2543/1994, Diciembre 1994.
- [116] MMA (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino): *Guía Técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presas*. Secretaria de Estado de Aguas y Costas. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Subdirección General de Gestión del Dominio Público Hidráulico, Junio 2001.
- [117] Mínguez, R.: *Seguridad, fiabilidad y análisis de sensibilidad en obras de ingeniería civil mediante técnicas de optimización por descomposición*. Aplicaciones. Tesis de Doctorado, Universidad Cantabria, 2003.

- [118] Mínguez, Roberto, Fernando Delgado, Ignacio Escuder y Manuel G. de Membrillera: *Reliability assessment of granular filters in embankment dams*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 30(10):1019–1037, 2006, ISSN 1096-9853. <http://dx.doi.org/10.1002/nag.511>.
- [119] MOC (Ministry of Construction of Japan): *Outline of River Improvement Economic Research Investigation*. River Planning Section. River Department, 1996.
- [120] Munger, Dale F., David S. Bowles, Douglas D. Boyer, Darryl W. Davis, David A. Margo, David A. Moser, Patrick J. Regan y Nathan Snorteland: *Interim tolerable risk guidelines for US Army Corps of Engineers dams*. En *USSD Workshop on the future of dam safety decision making: combining standards and risk*, Abril 2009.
- [121] Needham, Jason T., Yazmin Seda-Sanabria y David S. Bowles: *Consequences estimation for critical infrastructures risk management*. 2009.
- [122] NERC, Natural Environment Research Council: *Flood Studies Report, I, Hydrologic Studies*. Informe técnico, 1975.
- [123] Newhall, C.G. y R.P. Hoblitt: *Constructing event trees for volcanic crises*. Bulletin of volcanology, 64(1):3–20, 2002.
- [124] NSW Dams Safety Committee: *Risk Management Policy Framework For Dam Safety*. Informe técnico, New South Wales Government, Agosto 2006.
- [125] Nuclear Regulatory Commission: *Recommendations for probabilistic seismic hazard analysis: guidance on uncertainty and expert use*, 1997.
- [126] Oliveri, E. y M. Santoro: *Estimation of urban structural flood damages: the case study of Palermo*. Urban Water, 2:223–234, 2000.
- [127] Pearson, K.: *Contributions to the mathematical theory of evolution, II: Skew variation in homogeneous material*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 186:343–414, 1895.
- [128] Petrascheck, A. W. y P. A. Sydler: *Routing of dam break floods*. International Water Power and Dam Construction, 36:29–32, 1984.
- [129] Powledge, George R., David C. Ralston, Paul Miller, Hai Chen Yung, Paul E. Clopper y D. M. Temple: *Mechanics of overflow erosion on embankments. II. Hydraulic and design considerations*. Journal of Hydraulic Engineering, 115(8):1056–1075, 1989.
- [130] Quality Associates International: *Failure Mode and Effects Analysis*. <http://www.quality-one.com/services/fmea.php>.
- [131] Reagan, Robert, Frederick Mosteller y Cleo Youtz: *Quantitative meanings of verbal probability expressions*. Journal of applied psychology, 74(3):433, 1989.
- [132] Reiter, Peter: *RESCDAM loss of life caused by dam failure, the RESCDAM LOL method and its application to Kyrkosjarvi dam in Seinajoki*. Water Consulting Ltd., 2001.

- [133] Renyi, L. y L. Nan: *Flood area and damage estimation in Zhejiang, China*. Journal of Environmental Management, 66:1–8, 2002.
- [134] Rosenblueth, E.: *Two-point estimates in probabilities*. Applied mathematical modeling, 1981.
- [135] Rossi et al.: *Two-Component Extreme Value Distribution for Flood Frequency Analysis*. Water Resources Research, 20-7:847–856, 1984.
- [136] Rowe, Gene y George Wright: *The delphi technique as a forecasting tool: issues and analysis*. International Journal of Forecasting, 15(4):353–375, 1999.
- [137] Rubinstein, R.Y.: *Simulation and the Monte Carlo Method*. John Wiley and Sons, Inc., 1981.
- [138] Rubio, Antoni: *Veinte años después, el caso de la presa de Tous sigue abierto*. El Mundo, 4651, 2002. <http://www.elmundo.es/papel/2002/10/20/espana/1253449.html>.
- [139] Ruggeri, G., R. Pellegrini, M. Rubín de Célix, M. Bernsten, P. Royet, V. Bettzieche, W. Amberg, A. Gustaffson, T. Morison y G. Zenz: *Sliding safety of existing gravity dams. Final report*. Informe técnico, ICOLD European Club. Working group on sliding safety of existing gravity dams., 2004.
- [140] Scharffenberg, William A. y Matthew J. Fleming: *Hydrologic Modeling System HEC-HMS User's Manual*. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC), spanish3.5 edición, Agosto 2010.
- [141] Scuffham, Paul A., John W. Posnett y Peter A. West: *Health economics in decision making for influenza management*. International Congress Series, 1219:81, 2001.
- [142] Sentürk, Fuat: *Hydraulics of dams and resevoirs*. Water Resources Publications, 1994.
- [143] Serrano, Armando, Ignacio Escuder, Manuel G. de Membrillera y Luis Altarejos: *iPresas: Software for risk analysis*. En *Twenty-third International Congress on Large Dams*, Mayo 2009.
- [144] Serrano-Lombillo, Armando, Ignacio Escuder-Bueno, Manuel G. de Membrillera-Ortuño y Luis Altarejos-García: *Methodology for the Calculation of Annualized Incremental Risks in Systems of Dams*. Risk Analysis, 2010, ISSN 1539-6924. <http://dx.doi.org/10.1111/j.1539-6924.2010.01547.x>.
- [145] Sherman, L.K.: *Stream flow from rainfall by the unit graph method*. Eng. News Rec., 108:501–505, 1932.
- [146] Silva, Francisco, T. William Lambe y W. Allen Marr: *Probability and risk of slope failure*. Diciembre 2008.
- [147] Singh, K. P. y A. Snorrason: *Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models*. Journal of hydrology, 68:295–310, 1984.

- [148] Smith, D.I.: *Flood damage estimation - a review of urban stage-damage curves and loss functions*. Water SA, 20(3), Julio 1994.
- [149] Smith, Marc: *Dam risk analysis using bayesian networks*. En *ECI Conference on Geohazards*, 2006.
- [150] Soil Conservation Service: *Simplified dam-breach routing procedure*. Water Resources Publications, 1985.
- [151] Solera, A., J. Paredes y J. Andreu: *AQUATOLDMA SSD para Planificación de Cuencas*. Valencia, 2007.
- [152] Solera, Abel, Javier Paredes y Joaquín Andreu: *Modelos de uso conjunto*, capítulo Componentes de un sistema de recursos hidráulicos. 2009.
- [153] Srivastava, Anurag, David S. Bowles y Sanjay S. Chauhan: *Generalized event tree algorithm and software for dam safety risk assessment*. En *NZ-SOLD/ANCOLD Conference on dams*, Noviembre 2007.
- [154] Stamatelatos, Michael, William Vesely, Joanne Dugan, Joseph Fragola, Joseph Minarick y Jan Railsback: *Fault tree handbook with aerospace applications*. NASA Office of Safety and Mission Assurance, Agosto 2002.
- [155] Stewart, M.G. y R.E. Melchers: *Probabilistic Risk Assessment for Engineering Systems*. Chapman & Hall, 1997.
- [156] Su, M.D., J. L. Kang, L. F. Chang y A. S. Chen: *A grid-based GIS approach to regional flood damage assessment*. Journal of Marine Science and Technology, 13 (3):184–192, 2005.
- [157] Surowiecki, James: *The wisdom of the crowds*. Doubleday, 2004, ISBN 978-0385503860.
- [158] Swain, R. E., D. Bowles y D. Ostenaar: *A framework for characterization of extreme floods for dam safety risk assessments*. Proceedings of the 1998 USCOLD Annual Lecture, Buffalo, New York, 1998.
- [159] Triana Moreno, Jorge Eduardo: *Contribución a la estimación de consecuencias de fallo y rotura de presas en el contexto del análisis de riesgos*. Tesis de Doctorado, Director: Dr. Ignacio Escuder Bueno, Co-director: Dr. Abel Solera Solera. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, Noviembre 2006.
- [160] United States Bureau of Reclamation (USBR): *A procedure for estimating loss of life caused by dam failure*. U.S. Department of Interior, Octubre 2006.
- [161] United States Bureau of Reclamation (USBR): *Construction Cost Trends*. Technical Service Center, http://www.usbr.gov/pmts/estimate/cost_trend.html, Abril 2010.
- [162] U.S. Bureau of Reclamation: *Guidelines for defining inundated areas downstream from Bureau of Reclamation dams*. Reclamation Planning Instruction n° 82-11, 1982.
- [163] U.S. Bureau of Reclamation: *Design of small dams - third edition*. U. S. Government Printing Office, 1987.

- [164] U.S. Bureau of Reclamation: *Risk Analysis Methodology. Appendix E. Estimating Risk of Internal Erosion and Material Transport Failure Modes for Embankment Dams*. Informe técnico, U. S. Department of the Interior, 2001. Draft.
- [165] USDHE (United States Department of Homeland Security): *Dams Sector: Estimating economic consequences for dam failure scenarios*, spanishdraft edición, Abril 2010.
- [166] USDHE (United States Department of Homeland Security): *Dams Sector: Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios*, spanishdraft edición, Abril 2010.
- [167] Vesely, W. E., F. F. Goldberg, N. H. Roberts y D. F. Haas: *Fault tree handbook*. Systems and Reliability Research Office of Nuclear Regulatory Commission, Enero 1981.
- [168] Viljoen, M. F., L. A. du Plessis y H. J. Booysen: *Extending flood damage assessment methodology to include sociological and environmental dimensions*. *Water SA*, 27(4):517–522, Octubre 2001.
- [169] Villemeur, Alain: *Reliability, Availability, Maintainability and Safety Assessment*. John Wiley & Sons Inc, Diciembre 1991. ISBN: 978-0-471-93048-8.
- [170] Wahl, Tony L.: *Prediction of embankment dam breach parameters - A literature review and needs assessment*. Informe técnico, Dam Safety Office - U.S. Bureau of Reclamation, 1998.
- [171] Wahl, Tony L.: *Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters*. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, May 2004:389–397, 2004.
- [172] Walder, J.S. y J. E. O'Connor: *Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earth dams*. Informe técnico, Water Resources Research, 1997.
- [173] Westberg, M. C.: *Reliability analysis of idealized dam and power intake structure*. Safety, reliability and risk of structures, infrastructures and engineering systems, páginas 1772–1779, 2010.
- [174] Yevjevich, Vujica: *Probability and statistics in hydrology*. Water Resources Publication, 1997.

Parte V

Apéndices

Apéndice A

Artículo publicado en revista indexada

Methodology for the Calculation of Annualized Incremental Risks in Systems of Dams

Armando Serrano-Lombillo, Ignacio Escuder-Bueno,* Manuel G. de Membrillera-Ortuño, and Luis Altarejos-García

In the past few years, the field of dam safety has approached risk informed methodologies throughout the world and several methodologies and programs are appearing to aid in the systematization of the calculations. The most common way of implementing these calculations is through the use of event trees, computing event probabilities, and incremental consequences. This methodology is flexible enough for several situations, but its generalization to the case of systems of several dams is complex and its implementation in a completely general calculation methodology presents some problems. Retaining the event tree framework, a new methodology is proposed to calculate incremental risks. The main advantage of this proposed methodology is the ease with which it can be applied to systems of several dams: with a single risk model that describes the complete system and with a single calculation the incremental risks of the system can be obtained, being able to allocate the risk of each dam and of each failure mode. The article shows how both methodologies are equivalent and also applies them to a case study.

KEY WORDS: Dam safety; quantitative risk analysis; risk evaluation; systems of dams

1. INTRODUCTION

In the past few years, the field of dam safety has approached risk informed methodologies throughout the world. Reflecting this, the International Commission on Large Dams (ICOLD) has issued a bulletin exclusively dedicated to the topic⁽¹⁾ and has also devoted one of the sessions of the last International Congress on Large Dams to it as well.⁽²⁾

In terms of guidelines and legislation, the leading countries in its application were the United States (through the Bureau of Reclamation initially), Australia, and the Netherlands. Recently, other countries such as France or Spain are adding risk-based fea-

tures in their dam safety legislation, in more or less detail. In terms of performing specific analyses, these have ranged from the most simplified and qualitative to complete quantitative applications.

Several methodologies and programs are appearing to aid in the systematization of the calculations.^(3–5) The following article relates to this aspect since it presents a methodology for the computation of incremental risks that is easily applicable to systems of multiple dams, regardless of the topology of the system.

2. CURRENT METHODOLOGIES

As discussed in Reference 6, risk can be expressed as the combination of three concepts: what can happen, how likely is it to happen, and what are its consequences. When performing a quantitative risk analysis in dam safety engineering, this triplet is sometimes further reduced to the product of the

Universidad Politecnica de Valencia, Camino de Vera S/N Valencia, Valencia, Spain.

*Address correspondence to Ignacio Escuder-Bueno, Universidad Politecnica de Valencia, Camino de Vera S/N Valencia, Valencia, Spain 46022; iescuder@hma.upv.es.

probability of dam failure and its consequences. Furthermore, when a risk analysis is performed on a dam, the aim is usually not to calculate the existent global risk, but instead the incremental risk associated to the failure of the dam.^(7,8) Generally, this is accomplished by working with incremental consequences. Conceptually the following relation can be stated:

$$R_{\Delta}(r) = p(r) \cdot c_{\Delta}(r), \quad (1)$$

where $R_{\Delta}(r)$ is the incremental risk associated to the failure of the dam, $p(r)$ is the probability of the failure of the dam, and $c_{\Delta}(r)$ are the incremental consequences associated to the failure of the dam. For simplicity, the probability of dam failure has been represented in Equation (1) as a single term. However, when performing an analysis this probability is calculated as the product of many random variables. An example of this can be seen in the case study that is presented in this article. Incremental consequences are used in other areas of dam safety, but are not unique to dams and are used in other fields as well.⁽⁹⁾

In some situations this way of proposing the calculation can be directly applicable. Nonetheless, it is not usually practical to obtain the incremental consequences directly; rather, it is better to obtain in different ways the consequences in the case of failure and the consequences in the case of nonfailure, and then calculate the difference explicitly.⁽¹⁰⁾ Also, it is common that the consequences in the case of failure will be dependent on a variable (for instance, the peak flow after failure) while the consequences in the case of nonfailure will be dependent on a different one (for instance, the routed peak flow without failure), and therefore it is better to separate both terms. This way Equation (1) will become:

$$R_{\Delta}(r) = p(r) \cdot [c(r) - c(s)], \quad (2)$$

where $c(r)$ are the consequences in case of failure and $c(s)$ are the consequences in case of nonfailure.

In both cases, the common way of implementing this calculation outline is through the use of event trees^{1(11–14)} or other similar tools.⁽¹⁵⁾ The use of event trees is similar to other fields.^(16,17)

Moreover, when calculating the risk, in either Equation (1) or Equation (2), only the probability of failure is needed (and not the probability of nonfailure). Therefore, it is possible to perform an optimization in such a way that only the branches that con-

sider the failure of the dam are included in the event tree, each branch containing a double count of the consequences assuming that the dam fails and that it does not fail.⁽¹⁸⁾ Thus, the incremental consequences can be obtained in each branch as the difference between both values. Next, in each branch its probability is multiplied by the values of incremental consequences obtained, which results in the incremental risk that each branch provides. The probability of failure of a dam is obtained by adding the probabilities of all the branches of the tree, since the branches of nonfailure have not been included. In parallel with this, the incremental risk of a dam is obtained by adding the incremental risks of all the branches.

3. PROBLEM TO SOLVE

The methodology described in the previous section is flexible enough for several situations, nonetheless, its generalization to the case of systems of several dams is complex and its implementation in a completely general calculation methodology presents some problems. For example, in a system with many dams in series the hydrograph at the entrance of the downstream dam depends not only on the flood entering in the system but also on whether the upstream dams fail or not. Although initially it would be possible to put forward this calculation following the methodology described in Section 2, the approach would be complex and it would be necessary to create a different event tree to compute the risk associated to each of the dams in the system. In the past, these difficulties have led to isolating each dam of a system in order to analyze it, making simplifying assumptions about the rest of the system dams.⁽¹³⁾

Following, the methodology proposed in this article is presented. The main advantage of this proposed methodology lies in the fact that through a single model that describes the complete system and through a single calculation the incremental risks of the system can be obtained, clearly differentiating between the risks that are due to the failure of each of the dams and even between different failure modes.

4. PROPOSED METHODOLOGY

Conceptually, the proposed approach consists in obtaining the global risk of the system in its real state (i.e., with the estimated probabilities of failure but including the risk corresponding to the branches of nonfailure) and also computing the risk of the system

¹ An event tree is just a representation of the logic model that identifies the possible outcomes following an initiating event.

assuming the dam as indestructible. The subtraction between these two values provides the incremental risk. It must be noticed that this time it is compulsory to include in the calculations the branches of nonfailure, which in the methodologies presented in the previous section could be disregarded. The difference lies in the fact that in the current methodology the incremental consequences can be calculated directly in the branches of failure, while in the proposed methodology it is not necessary at all to compute the incremental consequences explicitly.

This way Equation (1) (or Equation (2)) becomes:

$$\hat{R}_\Delta(r) = R - R(r^*), \quad (3)$$

where $\hat{R}_\Delta(r)$ is the incremental risk calculated through the proposed methodology, R is the total risk of the system, and $R(r^*)$ is the total risk of the system assuming that the dam is indestructible. Also, R and $R(r^*)$ can be expressed as:

$$R = p(r) \cdot c(r) + p(s) \cdot c(s), \quad (4)$$

$$R(r^*) = 0 \cdot c(r) + 1 \cdot c(s), \quad (5)$$

where $p(s)$ is the probability of the dam not failing. Compare Equation (4) with Equations (1) or (2) in which the term $p(s)$ does not appear. Observe that also in Equation (5), after substituting $p(r)$ and $p(s)$ by 0 and 1, respectively, the dam is assumed to be indestructible, and therefore the value of the risk not associated to the failure of the dam is obtained.

The following sections will show that this way of calculating the incremental risks is equivalent, that is:

$$\hat{R}_\Delta(r) = R_\Delta(r).$$

For this purpose first this equivalency will be demonstrated for the simplest case of a single dam with a single failure mode, next the case of a dam with n failure modes, and finally the most general case of a system of n dams with n failure modes will be presented.

5. EQUIVALENCE

5.1. Case of One Dam with One Failure Mode

In the current methodology the computation of an event tree can be expressed mathematically as:

$$R_\Delta(r) = \sum_i p(e_i) \cdot p(r | e_i) \cdot c_\Delta(e_i, r), \quad (6)$$

$$c_\Delta(e_i, r) = c(e_i, r) - c(e_i, s),$$

where e_i is a given combination of events, $p(e_i)$ is the probability of that combination occurring (the product of the conditional probabilities of each event), i has values such that all the possible combinations of relevant events are covered, $p(r | e_i)$ is the conditional probability of failure of the dam given the combination of events e_i , and $c_\Delta(e_i, r)$ are the incremental consequences associated to the failure of the dam given the combination of events e_i . Similarly, $c(e_i, r)$ are the total consequences that would occur if the dam failed and $c(e_i, s)$ are the total consequences that would occur if the dam did not fail. Each addend of Equation (6) corresponds to a branch in the event tree.

In the proposed methodology, as it has been expressed in Equation (3), the incremental risk can be calculated in the following way:

$$\hat{R}_\Delta(r) = R - R(r^*). \quad (7)$$

The complete mathematical expressions of R and $R(r^*)$ are:

$$R = \sum_i p(e_i) \cdot [p(r | e_i) \cdot c(e_i, r) + p(s | e_i) \cdot c(e_i, s)], \quad (8)$$

$$\begin{aligned} R(r^*) &= \sum_i p(e_i) \cdot [0 \cdot c(e_i, r) + 1 \cdot c(e_i, s)] \\ &= \sum_i p(e_i) \cdot c(e_i, s), \end{aligned} \quad (9)$$

where $p(s | e_i)$ is the conditional probability of the dam not failing given the combination of events e_i and it can be calculated as:

$$p(s | e_i) = 1 - p(r | e_i).$$

Next, the mathematical equivalency of both methodologies is shown. Starting from Equation (7) and by computing, Equation (6) is reached.

$$\begin{aligned} \hat{R}_\Delta(r) &= \sum_i p(e_i) \cdot [p(r | e_i) \cdot c(e_i, r) + p(s | e_i) \\ &\quad \cdot c(e_i, s) - c(e_i, s)] \\ &= \sum_i p(e_i) \cdot [p(r | e_i) \cdot c(e_i, r) + c(e_i, s) \\ &\quad - p(r | e_i) \cdot c(e_i, s) - c(e_i, s)] \\ &= \sum_i p(e_i) \cdot p(r | e_i) \cdot [c(e_i, r) - c(e_i, s)] \\ &= \sum_i p(e_i) \cdot p(r | e_i) \cdot c_\Delta(e_i, r) = R_\Delta(r) \end{aligned}$$

5.2. Case of One Dam with Multiple Failure Modes

When considering a dam with several failure modes, either the incremental risk of the full dam may need to be calculated or only the risk corresponding to one failure mode. Following, both cases are discussed.

5.2.1. Incremental Risk of the Dam

The mathematical expression according to the current methodology is:

$$R_{\Delta}(r) = \sum_i p(e_i) \cdot \sum_j p(r_j | e_i) \cdot c_{\Delta}(e_i, r_j), \quad (10)$$

$$c_{\Delta}(e_i, r_j) = c(e_i, r_j) - c(e_i, s),$$

where j represents the failure modes; and therefore, $p(r_j | e_i)$ is the conditional probability of failure of the dam due to failure mode j given the combination of events e_i , $c_{\Delta}(e_i, r_j)$ are the incremental consequences associated to the failure of the dam due to failure mode j and $c(e_i, r_j)$ are the total consequences that would occur if the dam failed due to failure mode j . It should be noticed that although $c(e_i, s)$ does not vary from one failure mode to another, since $c(e_i, r_j)$ can vary (e.g., the consequences can be different in a progressive failure mode than in a failure mode that happens suddenly) then $c_{\Delta}(e_i, r_j)$ can vary depending on the failure mode.

In the proposed methodology, the expressions $\hat{R}_{\Delta}(r)$ (Equation (7)) and $R(r^*)$ (Equation (9)) do not change with respect to the ones given in the previous section. Nonetheless, the expressions of R and $p(s | e_i)$ do change, becoming:

$$R = \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_j p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, r_j) + p(s | e_i) \cdot c(e_i, s) \right], \quad (11)$$

$$p(s | e_i) = 1 - \sum_j p(r_j | e_i).$$

Once again, it is possible to show the equivalency between $\hat{R}_{\Delta}(r)$ and $R_{\Delta}(r)$ beginning in Equation (7) and reaching Equation (10).

$$\begin{aligned} \hat{R}_{\Delta}(r) &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_j p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, r_j) \right. \\ &\quad \left. + p(s | e_i) \cdot c(e_i, s) - c(e_i, s) \right] \\ &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_j p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, r_j) + c(e_i, s) \right. \\ &\quad \left. - \sum_j p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, s) - c(e_i, s) \right] \\ &= \sum_i p(e_i) \cdot \sum_j p(r_j | e_i) \cdot [c(e_i, r_j) - c(e_i, s)] \\ &= \sum_i p(e_i) \cdot \sum_j p(r_j | e_i) \cdot c_{\Delta}(e_i, r_j) = R_{\Delta}(r). \end{aligned}$$

5.2.2. Incremental Risk Corresponding to a Failure Mode

The mathematical expression for the risk corresponding to a failure mode in the current methodology is:

$$R_{\Delta}(r_m) = \sum_i p(e_i) \cdot p(r_m | e_i) \cdot c_{\Delta}(e_i, r_m),$$

where $R_{\Delta}(r_m)$ is the incremental risk corresponding to failure mode m . For the proposed methodology, that risk is:

$$\hat{R}_{\Delta}(r_m) = R - R(r_m^*),$$

where R is computed once again through Equation (11) and $R(r_m^*)$ is the total risk of the system assuming that the dam cannot fail due to failure mode m , whose expression is:

$$R(r_m^*) = \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_{j \neq m} p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, r_j) \right. \\ \left. + p(s_{m^*} | e_i) \cdot c(e_i, s) \right],$$

$$p(s_{m^*} | e_i) = 1 - \sum_{j \neq m} p(r_j | e_i),$$

where $p(s_{m^*} | e_i)$ is the conditional probability that the dam does not fail assuming that it cannot fail due

to failure mode m , that is, assuming that $p(r_m | e_i) = 0$.

Therefore, the analogy with the previous case is clear: when the incremental risk of the full dam is needed, $R(r^*)$ is the risk assuming that the dam is indestructible for all of its failure modes, and when the incremental risk corresponding to one failure mode is needed, then $R(r_m^*)$ is the risk assuming that it is indestructible for only that failure mode.

Finally, the equivalence between the current and proposed methodology is shown below.

$$\begin{aligned}
 \hat{R}_\Delta(r_m) &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_j p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, r_j) \right. \\
 &\quad \left. + p(s | e_i) \cdot c(e_i, s) - \sum_{j \neq m} p(r_j | e_i) \right. \\
 &\quad \left. \cdot c(e_i, r_j) - p(s_m^* | e_i) \cdot c(e_i, s) \right] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot \left[\sum_{j \neq m} p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, r_j) \right. \\
 &\quad \left. + p(r_m | e_i) \cdot c(e_i, r_m) + c(e_i, s) \right. \\
 &\quad \left. - \sum_{j \neq m} p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, s) - p(r_m | e_i) \cdot c(e_i, s) \right. \\
 &\quad \left. - \sum_{j \neq m} p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, r_j) - c(e_i, s) \right. \\
 &\quad \left. + \sum_{j \neq m} p(r_j | e_i) \cdot c(e_i, s) \right] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot p(r_m | e_i) \cdot [c(e_i, r_m) - c(e_i, s)] \\
 &= \sum_i p(e_i) \cdot p(r_m | e_i) \cdot c_\Delta(e_i, r_m) = R_\Delta(r_m)
 \end{aligned}$$

5.2.3. Alternative Notation

In order to shorten the mathematical expressions that appear in the following section (which deals with the most general case), a more compact notation has been used. Next, this notation is presented and used for rewriting the two previous cases of a dam with multiple failure modes.

First, two groups, i (space of possible event combinations) and j (space of possible failure modes), have been introduced with the following definitions:

$$\begin{aligned}
 i &\in \{e_1, \dots, e_I\} \\
 j &\in \{r_1, \dots, r_J\},
 \end{aligned}$$

where I is the number of possible combinations of events and J the number of possible failure modes. For instance, if a dam has four failure modes ($J = 4$), then j would take the values $\{r_1, r_2, r_3, r_4\}$. This way, Equation (10) becomes:

$$R_\Delta(r) = \sum_i p(i) \cdot \sum_j p(j | i) \cdot c_\Delta(i, j).$$

For example, the addend corresponding to $i = e_3$ and $j = r_2$ would be $p(e_3) \cdot p(r_2 | e_3) \cdot c_\Delta(e_3, r_2)$, with the meanings discussed in the previous sections.

In the proposed methodology, the main equation (Equation (7)) does not change:

$$\hat{R}_\Delta(r) = R - R(r^*).$$

In order to write R , a new group derived from the group j is introduced:

$$\hat{j} = j + \{s\} = \{r_1, \dots, r_J, s\}.$$

This means j is the space of possible failure modes of the dam, while \hat{j} also includes the nonfailure of the dam. This way, the R equation (Equation (11)) can be written in the following manner:

$$R = \sum_i p(i) \cdot \sum_j p(\hat{j} | i) \cdot c(i, \hat{j}).$$

Continuing with the previous example, the addend corresponding to $i = e_3$ and $\hat{j} = r_2$ would be the same, that is, $p(e_3) \cdot p(r_2 | e_3) \cdot c_\Delta(e_3, r_2)$. Nonetheless, in this case, \hat{j} could also take the value of s . This situation corresponds to a nonfailure branch and $p(\hat{j} | i)$ would be $p(s | e_i)$, which can be expressed as:

$$p(s | e_i) = 1 - \sum_j p(j | e_i). \quad (12)$$

Now only $R(r^*)$ needs to be defined in the new notation:

$$\begin{aligned}
 R(r^*) &= \sum_i p(i) \cdot \left[\sum_j 0 \cdot c(i, j) + 1 \cdot c(i, s) \right] \\
 &= \sum_i p(i) \cdot c(i, s).
 \end{aligned}$$

The equation for the current methodology related to the case of the incremental risk corresponding to a failure mode would be:

$$R_\Delta(r_m) = \sum_i p(i) \cdot p(r_m | i) \cdot c_\Delta(i, r_m).$$

A new group is introduced, which considers all the failure modes except the m th:

$$\check{j} = j - \{r_m\}. \quad (13)$$

After this, the equations for the proposed methodology would be:

$$\begin{aligned} \hat{R}_\Delta(r_m) &= R - R(r_m^*), \\ R &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}} p(\hat{j} | i) \cdot c(i, \hat{j}), \\ R(r_m^*) &= \sum_i p(i) \cdot \left[\sum_{\check{j}} p(\check{j} | i) \cdot c(i, \check{j}) \right. \\ &\quad \left. + p(s_{mr} | i) \cdot c(i, s) \right], \end{aligned}$$

$$p(s_{mr} | i) = 1 - \sum_{\check{j}} p(\check{j} | i).$$

Finally, a compact notation is introduced so that several summations may be gathered in a single one, in such a way that these two expressions would be equivalent:

$$\sum_{i_1, i_2} = \sum_{i_1} \sum_{i_2}.$$

If there are N summations instead of two, then given the N groups i_1, \dots, i_N and the group $n \in \{1, \dots, N\}$, the N summations would be written in the following compact way:

$$\sum_{i_1, \dots, i_N} = \sum_{i_1} \dots \sum_{i_N}.$$

5.3. General Case: System of Dams

5.3.1. Incremental Risk Associated to a Dam

For the general case of a system of several dams with several failure modes each, the main equation of the incremental risk is:

$$\hat{R}_\Delta(r^d) = R - R(r^{d*}), \quad (14)$$

where $\hat{R}_\Delta(r^d)$ is the incremental risk associated to the failure of dam d , R is the total risk of the system, and $R(r^{d*})$ is the total risk of the system assuming that dam d is indestructible.

In order to define R and $R(r^{d*})$ two groups k and \bar{k} are introduced in the first place:

$$\begin{aligned} k &= \{1, \dots, K\}, \\ \bar{k} &= k - \{d\}, \end{aligned}$$

where K is the number of dams in the system. Also, for each of the K dams the following group is introduced:

$$j^k = \{r_1^k, \dots, r_{j^k}^k\},$$

where r_b^a expresses that dam a fails due to failure mode b . For each j^k , the derived group $\hat{j}^k = j^k + \{s^k\}$ is also defined.

Next the expressions for R and $R(r^{d*})$ can be written. One comment: in order for the formulas to be shorter, the notation for the conditional probability of failure has been condensed and instead of writing $p(j | i)$, $p(j)$ has been written without it bringing a change in the meaning.²

$$R = \sum_i p(i) \cdot \sum_{j^1, \dots, j^K} \left[\prod_k p(j^k) \right] \cdot c(i, j^1, \dots, j^K). \quad (15)$$

$$\begin{aligned} R(r^{d*}) &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{j^1, \dots, j^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(j^{\bar{k}}) \right] \\ &\quad \cdot c(i, j^1, \dots, j^K, s^d). \end{aligned} \quad (16)$$

Next, Equation (14) is expanded by substituting Equations (15) and (16), since the result will be used in Section 6:

$$\begin{aligned} \hat{R}_\Delta(r^d) &= \sum_i p(i) \cdot \left[\sum_{j^1, \dots, j^K} \left[\prod_k p(j^k) \right] \right. \\ &\quad \cdot c(i, j^1, \dots, j^K) \\ &\quad \left. - \sum_{j^1, \dots, j^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(j^{\bar{k}}) \right] \cdot c(i, j^1, \dots, j^K, s^d) \right] \end{aligned}$$

² In fact, in a system of dams, the conditional probability of failure of a given dam will not only depend on the combination of events e_i but also on whether the upstream dams fail or not. For instance, if dam 3 is downstream of dams 1 and 2, then p should be written as $p(j^3 | e_i, j^1, j^2)$. In the following equations, this expression will be shortened to $p(j^3)$ understanding that the meaning is the one explained.

$$\begin{aligned}
 &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \\
 &\quad \cdot \left[\sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) \right. \\
 &\quad \left. + p(s^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right. \\
 &\quad \left. - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \\
 &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \\
 &\quad \cdot \left[\sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) \right. \\
 &\quad \left. + c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) - \sum_{j^d} p(j^d) \right. \\
 &\quad \left. \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right. \\
 &\quad \left. - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \\
 &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \\
 &\quad \cdot [c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) \\
 &\quad - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d)]
 \end{aligned}$$

5.3.2. Incremental Risk Associated to a Failure Mode

In the general case, the main equation is written as:

$$\hat{R}_\Delta(r_m^d) = R - R(r_m^{d*}), \quad (17)$$

where $\hat{R}_\Delta(r_m^d)$ means incremental risk of dam d corresponding to its failure mode k , R is the total risk of the system, and $R(r_m^{d*})$ is the total risk of the system assuming that dam d cannot fail due to failure mode k .

The equation of the total risk of the system does not change with respect to Equation (15):

$$R = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K). \quad (18)$$

In the same way as it was done with Equation (15), the following group is introduced:

$$\check{j}^d = j^d - \{r_m^d\}.$$

Now, $R(r^*)r_m^d$ can be expressed in the following manner:

$$\begin{aligned}
 R(r^*)r_m^d &= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \\
 &\quad \cdot \left[\sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, \check{j}^d) + p(s_m^d) \right. \\
 &\quad \left. \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right], \quad (19)
 \end{aligned}$$

where $p(s_m^d)$ is the probability of nonfailure of dam d assuming that it cannot fail due to failure mode m and it can be calculated with the following expression:

$$p(s_m^d) = \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d).$$

In the same way as in the previous sections, Equation (17) is expanded by substituting Equations (18) and (19), in order to use the result in the following sections.

$$\begin{aligned}
 \hat{R}_\Delta(r_m^d) &= \sum_i p(i) \cdot \left[\sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \right. \\
 &\quad \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K) \\
 &\quad \left. - \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_k p(\hat{j}^k) \right] \cdot \left[\sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \right. \right. \\
 &\quad \left. \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, \check{j}^d) \right. \\
 &\quad \left. \left. + p(s_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \right]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \\
&\quad \cdot \left[\sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K) \right. \\
&\quad \left. - \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, \check{j}^d) \right. \\
&\quad \left. - p(s_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \\
&= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \\
&\quad \cdot \left[\sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, \check{j}^d) \right. \\
&\quad + p(r_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, r_m^d) \\
&\quad + p(s^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \\
&\quad \left. - \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, \check{j}^d) \right. \\
&\quad \left. - p(s_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \right] \\
&= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \\
&\quad \cdot \left[p(r_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, r_m^d) \right. \\
&\quad + c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \\
&\quad \left. - \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, \check{j}^d) \right. \\
&\quad - p(r_m^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \\
&\quad - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d) \\
&\quad \left. + \sum_{\check{j}^d} p(\check{j}^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, \check{j}^d) \right] \\
&= \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(r_m^d) \\
&\quad \cdot [c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, r_m^d) \\
&\quad - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d)]
\end{aligned}$$

5.3.3. Some Considerations

When systems of dams are analyzed, the simplest case occurs when all the dams are in series. In this situation, the risk model must be set up from upstream toward downstream because in an event tree no branch can be dependent on another branch that comes after it. On the other hand, in a system in which all the dams are in parallel, the order in which they appear in the model is not important; in fact the same results would be obtained if all the dams were analyzed separately. When the system is mixed, with dams in series and in parallel, then the only thing that needs to be kept in mind is that no dam that is downstream of another dam should appear before it in the risk model.

Regarding common cause adjustments,⁽¹⁹⁾ it should be emphasized that the probabilities that appear in the formulas of this article are the corrected probabilities after the adjustment. Bearing this in mind, common cause adjustments do not interfere in the reasoning put forward.

It is also important to notice that the calculations of the system of dams are computationally very costly. This is due to the nature of event trees. For instance, two dams a and b are considered with event trees having n_a and n_b branches, respectively. If they are analyzed separately, then for both event trees, $n_a + n_b$ branches will have been calculated in the process. If, instead, the system is analyzed, the event tree may even have $n_a \cdot n_b$ branches (assuming that they do not share any node). Since n_a and n_b are normally very high numbers, then $n_a \cdot n_b \gg n_a + n_b$. In Section 7 a case study is explored and concrete values are given.

Finally, risk can be represented by its expected value (annualized risk) or by plotting the whole list of probability-consequence pairs. This is usually done with F-N plots,^(11,7) where N is the expected number of fatalities and F is the probability of having N or more fatalities. The proposed methodology calculates incremental risks without calculating incremental consequences. Hence, if the F - N curves of the model are plotted, they will represent the total risk of the system and N will be total consequences. When evaluating the results of a system, the total F - N curve can be plotted alongside the F - N curves of the system assuming each dam is indestructible.

5.4. Summary

Below, a summary of the equations of the most general case are laid out. In the first place the equations corresponding to the incremental risk corresponding to a dam d are shown.

$$R_{\Delta}(r^d) = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \cdot [c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d)], \quad (20)$$

where:

$$i = \{e_1, \dots, e_I\},$$

$$k = \{1, \dots, K\}, \quad K \text{ is the number of dams in the system}$$

$$\bar{k} = k - \{d\},$$

$$j^t = \{r_1^t, \dots, r_{J_t}^t\}, \quad J_t \text{ is the number of failure modes of the dam } t$$

$$\hat{j}^t = j^t + \{s^t\},$$

$$p(s^t) = \sum_{j^t} p(j^t).$$

Finally, the expression for the incremental risk associated to the failure of dam d corresponding to failure mode m :

$$R_{\Delta}(r_m^d) = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(r_m^d) \cdot [c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, r_m^d) - c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d)]. \quad (21)$$

6. IMPLEMENTATION

The most straightforward way of putting the proposed methodology into practice would be to directly apply Equation (14) and perform two complete calculations of risk (one for R and another for $R(r^*)$), obtaining in this way two values of risk that would give the wanted result when subtracted. The inconvenience of this is that the calculation time would be approximately twice as much. In order to calculate the part of the risk corresponding to each failure mode Equation (17) could be applied, once for each failure mode. Although the value of R could be used, another computation would be needed ($R(r_m^*)$) for

each failure mode, increasing even more the calculation time. Fortunately, it is possible to take advantage of the expanded equations in order to continue making the calculations through a single use of them and without losing its generality.

Suppose a system of several dams with different failure modes. In the first place a complete risk model should be set up, including the failure branches as well as the nonfailure ones and assigning to each one their corresponding consequences. In order to calculate that event tree, both the probabilities of failure (for each dam, failure mode, and combination of events) and the probabilities of nonfailure (for each dam and combination of events) will be needed. The probabilities of failure will be known beforehand (they will have been obtained in a previous step of the risk analysis); however, the probabilities of nonfailure will have to be calculated in each step using Equation (12).

In an event tree such as this, the sum of the probabilities of all its branches is 1 (since it includes the branches of nonfailure) and the sum of the risks of all the branches is R (Equation (15)).

In order to obtain the probability of failure of a given dam, only the probabilities of the branches in which the dam fails need to be summed. If the probability of failure of a given dam corresponding to a given failure mode needs to be obtained, the probabilities of the branches in which the dam has failed due to that failure mode are summed.³

6.1. Incremental Risk Associated to a Dam

Before applying Equation (20) to the computation of the incremental risk associated to the failure of a dam, Equation (15) related to the total risk of the system will be studied. This equation can be re-ordered in the following manner:

$$R = \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) + \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(s^d) \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d). \quad (22)$$

³ It would also be possible to obtain the probability of failure of the system by summing all the probabilities of the branches in which at least one dam failed.

In order to obtain this equation the summation of dam d has been separated from the multiple summation, and the summation (summation in \hat{j}^d) has then been divided into two components: the summation of the failure modes (summation in j^d) and the failure term (s^d).

If the first term in Equation (22) needs to be calculated then the risks of all the branches in which dam d has not failed need to be summed. In order to compute the second term, the risks of all the branches in which dam d has failed need to be summed.

The equation for $R_\Delta(r^d)$ (Equation (20)), which is the one that needs to be calculated, can also be rearranged in a similar way to the previous one, obtaining:

$$\begin{aligned}
 R_\Delta(r^d) = & \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \\
 & \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, j^d) \\
 & - \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot \sum_{j^d} p(j^d) \\
 & \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d). \tag{23}
 \end{aligned}$$

The first term of Equation (23) is identical to the first term of Equation (22). The second term of Equation (23) is the same as the second term of Equation (22) but substituting $p(s^d)$ by $-\sum_{j^d} p(j^d)$. Therefore, in order to calculate the second term of $R_\Delta(r^d)$, in each branch of nonfailure, in addition to the probability of that branch, an *auxiliary probability* will be calculated as explained, that is, by substituting the conditional probability of nonfailure for the negative of the probability of failure. Furthermore, in each branch an *auxiliary risk* will also be calculated, which is the result of multiplying the auxiliary probability by the consequences. With all this, in order to obtain the second term, all the auxiliary risks of all the branches in which dam d fails will be added.

In a nutshell, if the incremental risk associated to the failure of a dam d needs to be calculated, only one risk model needs to be created, which should include the branches of nonfailure. When developing the event tree the auxiliary probability will also be calculated in the branches of nonfailure. The incremental risk will be the sum of two terms:

1. The sum of the risks in the branches in which the dam d has not failed.

2. The sum of the auxiliary risks of the branches in which the dam d has failed.

6.2. Incremental Risk Associated to a Failure Mode

In the same way as in the previous case, Equation (21) can be expanded in two terms in the following way:

$$\begin{aligned}
 R_\Delta(r_m^d) = & \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(r_m^d) \\
 & \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, r_m^d) \\
 & - \sum_i p(i) \cdot \sum_{\hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K} \left[\prod_{\bar{k}} p(\hat{j}^{\bar{k}}) \right] \cdot p(r_m^d) \\
 & \cdot c(i, \hat{j}^1, \dots, \hat{j}^K, s^d). \tag{24}
 \end{aligned}$$

The first term can be calculated by summing the risks in the branches in which dam d has failed due to failure mode m . The second term is like the second term in Equation (22) but changing $p(s^d)$ by $-p(r_m^d)$. Therefore, in the branches of nonfailure of dam d , *auxiliary failure mode probabilities* will be calculated by substituting the conditional probability of nonfailure for the negative of the probability of failure in each failure mode. In order to obtain the second term of the equation the auxiliary risks (corresponding to failure mode m) will be summed for all the branches in which dam d fails.

6.3. Computation Strategy

The probability in each branch of the event tree is the product of the conditional probabilities in each of their nodes. As mentioned, it is convenient to treat the node corresponding to the conditional probability of nonfailure in a special way, since different values of it will need to be used depending on the calculation that is being performed.

1. If the incremental risk of another dam of the system is being computed, the real conditional probability of nonfailure of dam d needs to be used:

$$1 - \sum_{j^d} p(j^d).$$

2. If the incremental risk of a failure mode of another dam of the system is being computed, the real conditional probability of nonfailure

of dam d also needs to be used:

$$1 - \sum_{j^d} p(j^d).$$

3. If the incremental risk of failure of dam d is being computed, the auxiliary conditional probability of nonfailure of dam d needs to be used:

$$- \sum_{j^d} p(j^d).$$

4. If the incremental risk of failure of dam d associated to failure mode m is being computed, the auxiliary conditional probability of nonfailure of dam d corresponding to failure mode m needs to be used:

$$- p(r_m^d).$$

The computation strategy that has been selected in this report involves calculating each branch with its real probabilities, but saving also all the auxiliary probabilities in the branches of nonfailure, in such a way that when the values of incremental risk are computed, the probabilities of the branches may be conveniently corrected.

7. CASE STUDY

7.1. Problem Description

The methodologies presented in this report have been used to analyze a system composed of two dams in series (dam of Camporredondo and dam of Compuerto) for the Duero River Authority (Confederación Hidrográfica del Duero). Both dams are in the Carrión river, located in Spain. The purpose of this analysis was to inform Duero River Authority's decision making on dam safety issues.⁽²⁰⁾

The dam of Camporredondo is a curved concrete gravity dam. It has a height of 75.5 m and a length of 160 m. The reservoir has a total volume of 70 hm³ and occupies a surface of 388 ha.

The dam of Compuerto is a concrete gravity dam. It has a height of 77.7 m and a length of 273 m. Its reservoir has a total volume of 95 hm³ and occupies a surface of 376 ha.

Before performing the risk analysis the following information was available for each dam:

1. Historic data of the reservoir levels.
2. Hydrologic study, with floods of up to 10,000 years of return period.
3. Characteristic curve of the reservoir.

4. Discharge-elevation curves of spillways and outlet works.
5. Flood routing procedures.
6. Hydraulic model of the basin downstream of the dam.
7. Identification of inundated areas downstream of the dam.
8. Safety report of the dam.

In addition to this, in each dam the following research was made:

1. Estimation of the probability of exceeding any given level of a reservoir in any given moment, based on the historic data of the levels of the reservoir.
2. Estimation of the functionality of the spillway gates and outlet works, that is, the probability that when a flood appears each of the discharge elements may be used.
3. Flood routing parametric study in which for all the possible combinations of the previous levels of the reservoir, entering flood, and the functionality of the gates, the peak pool level, the peak flow released, and the duration and magnitude of the overspill (if it occurred) were obtained.
4. Identification of the failure modes and the subsequent estimation of the conditional probabilities of failure for each relevant failure mode.
5. Analysis of dam break floods, obtaining a curve that relates the peak flow and the reservoir level.
6. Study of the consequences downstream of the dam, obtaining a curve of economical damage versus peak flow and another one of life loss versus peak flow.

In the sessions where the failure modes were identified, 17 people related with the dam in different aspects contributed. In those sessions eight failure modes for the dam of Camporredondo and nine for the dam of Compuerto were identified, described, and discussed. Out of the 17 failure modes most of them were discarded because their appearance was not considered reasonable. After this, one was included in the risk model for the dam of Camporredondo and two for the dam of Compuerto and they are described below.

Camporredondo 1. *In a hydrologic scenario, sliding of the dam due to the increase of the hydrostatic load associated to a flood and to*

the lack of support on the abutments due to the erosion caused by overtopping.

In the risk model, this failure mode was represented by two nodes. In the first one the probability that the abutments suffer enough erosion so that the dam loses its arch effect was determined, as a function of time and maximum height of overtopping. In the second one the probability of failure was determined as a function of the peak reservoir level and assuming that the erosion had already occurred. This probability was estimated through a Monte Carlo analysis.⁽²¹⁾

Compuerto 1. *In the hydrologic scenario, sliding of a block due to a malfunction of the drainage system (clogged drains) and considering the possibility of a crack opening.*

In the risk model, this failure mode was represented by two nodes. In the first one the probability of the efficiency of the drains is determined, which was estimated by the use of monitoring data, and in the second one the probability of failure as a function of the efficiency of the drains and the peak reservoir level, which was estimated through the use of Monte Carlo techniques.

Compuerto 2. *In the hydrologic scenario, the dam loses its footing (foundation and abutments) due to overtopping and subsequent sliding of the dam.*

In the risk model, this failure mode is represented with two nodes. In the first one the probability of the dam losing its footing in a section of the dam near the abutments is determined, as a function of time and maximum height of overtopping. In the second

the probability of failure as a function of the peak reservoir level was determined assuming that the dam had lost its footing. This probability was estimated through the use of Monte Carlo techniques.

7.2. Individual Analysis of Each Dam

A risk analysis was performed individually for each dam. This introduces different simplifications for each dam. For the dam of Camporredondo (upstream), it was assumed that the consequences of a spill or failure would affect only the stretch of the basin between Camporredondo and Compuerto. For the dam of Compuerto (downstream), when calculating its hydrology, it was assumed that when the flood arrived the capacity of the upstream dam was always on its maximum normal level (MNL), the routing of the flood was done according to the rules of operation for floods, and a potential failure was not considered.

With these simplifications it is possible to build two independent risk models: one for the dam of Camporredondo (Fig. 1) and another for the dam of Compuerto (Fig. 2). The models have been built with a software developed by the authors that uses the concept of influence diagrams for representing the risk models.⁽⁵⁾

As the figures show, the models have a similar structure. Both models represent the hydrologic scenario. The first node (A) determines the season. The second node (B) determines the previous level of the reservoir when the flood starts, which depends on the season. The following nodes (C) determine the functionality of each of the discharge devices. The next node (D) specifies the return period of the incoming flood for each branch. Then, the next one (E) determines the peak reservoir level, the peak outflow,

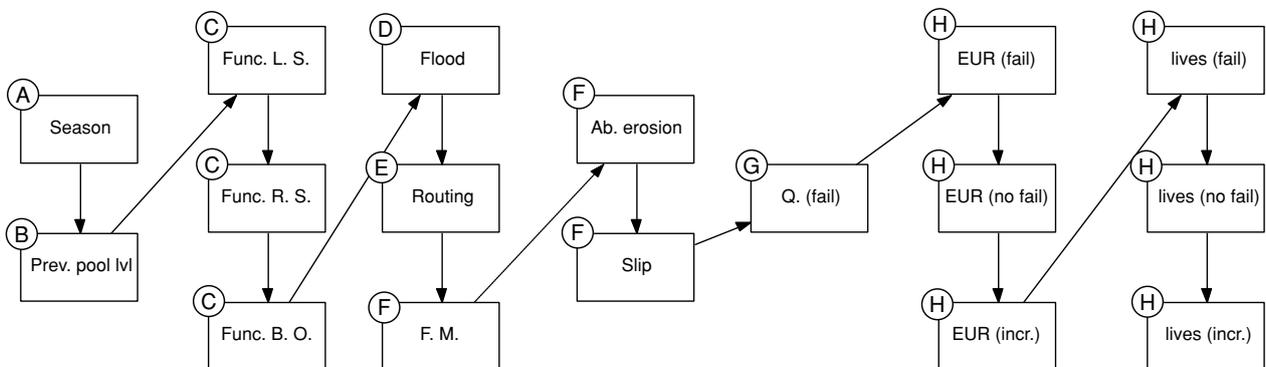


Fig. 1. Risk model for the dam of Camporredondo.

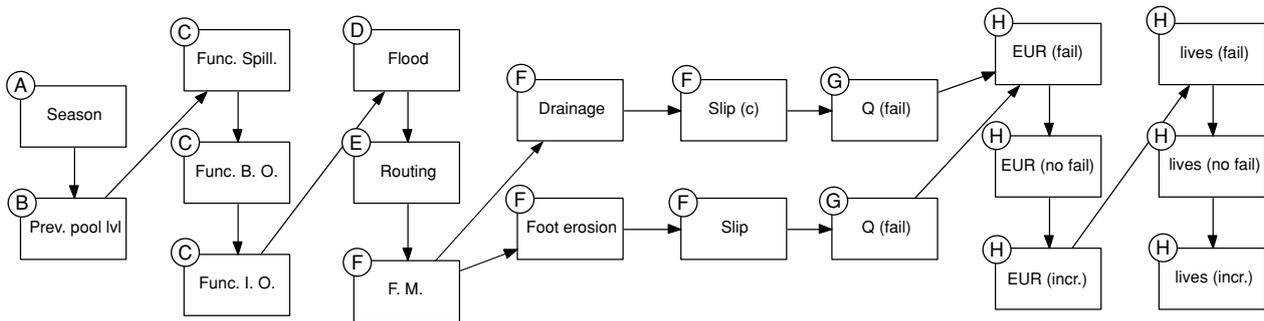


Fig. 2. Risk model for the dam of Compuerto.

and the characteristics of the overtopping (if any) as a function of the return period of the incoming flood and the variables of the previous nodes. Next, the nodes corresponding to the failure modes are shown (F), which have been explained previously. After them there is a node (G) for determining the peak flow if the dam fails and six more (H) for determining the consequences (consequences in lives and euros and consequences in the case of failure, non-failure, and incremental consequences).

With these risk models the results shown in Table I were obtained.

As can be seen, the failure probability of Camporredondo dam is very small. This is because the only failure mode in the model is associated to overtopping, which is very unlikely in this dam. The values of economic risk and life loss risk are also very small. The same reason applies, but also, the risks are specially low because in the independent analysis of Camporredondo dam only the consequences between Camporredondo and Compuerto were considered. Camporredondo’s event tree had 4,160 branches, while Compuerto had 48,672, adding a total of 52,832 branches.

7.3. System Analysis

In order to be able to analyze the system as a whole it is necessary to expand Compuerto’s flood routing study in such a way that it considers all the possible situations that could occur in the dam of Camporredondo. That is, for every return period it is necessary to perform the routing in Compuerto for every possible combination of previous levels in each of the two dams, the functionality of each of the discharge devices, and contemplate the possibility that the dam of Camporredondo may or may not fail.

On the other hand, when considering a system with more than one dam, the proposed computational methodology presented in this article is used, which makes necessary to explicitly add a branch of nonfailure in each dam. Besides this, the consequences are calculated in three groups of nodes, one for the consequences between Camporredondo and Compuerto (CDO), another one for the consequences downstream of Compuerto (CTO), and a third that just adds up the first two (SUM). With all this, the risk model ends up being the one shown in Fig. 3.

Finally, in Table II the results of the complete model are shown. As expected, the probability of failure in the dam of Camporredondo is not affected by the addition of the dam of Compuerto in the model. Nonetheless, the results of risk will be affected, since now the potential consequences do not end in the dam of Compuerto but they continue downstream. On the other hand, the dam of Compuerto’s probability of failure is in fact affected. When the upstream dam is added in the analysis, the probability of failure of the dam downstream suffers two effects with opposite results. On the one hand, since there is a possibility of receiving a large flood due to the failure of the upstream dam, the probability of failure increases. On the other hand, since the upstream dam will normally be below its MNL, a greater protection is offered toward the floods, so the probability of failure decreases. As it can be observed, in the current case it is the second effect that has more importance but this is not necessarily what always happens (for instance, in a dam with hydropower use where the level is kept near the MNL, the second effect may be smaller).

The total number of branches of the combined event tree was 9,085,440.

Table I. Annualized Results for the Independent Models

	Camporredondo (Independent)		Compuerto (Independent)			
	F.M. 1	Total	F.M. 1	F.M. 2	Total	
$P_{failure}$	1.19E-08	1.19E-08	$P_{failure}$	5.52E-03	1.38E-08	5.52E-03
R (EUR)	0.29	0.29	R (EUR)	638757.81	1.54	638759.36
R (lives)	1.75E-07	1.75E-07	R (lives)	9.63E+00	2.32E-05	9.63E+00

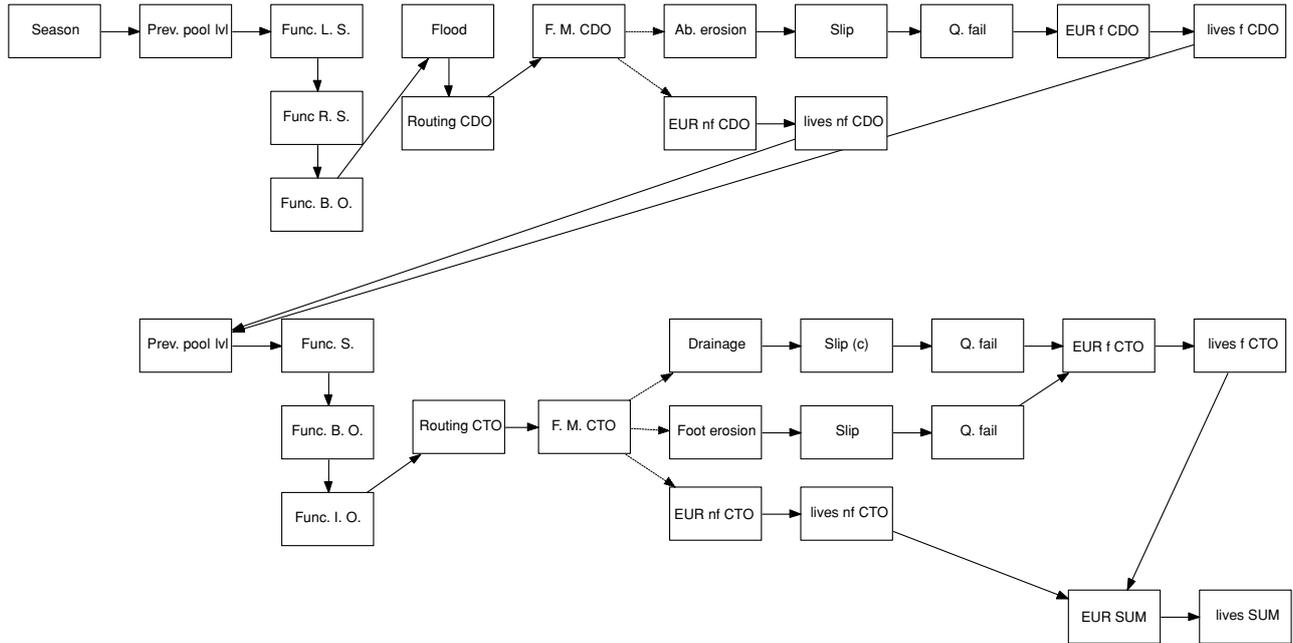


Fig. 3. Risk model of the Carrión system.

Table II. Annualized Results for the Complete Model of the System

	Camporredondo (System)		Compuerto (System)			
	F.M. 1	Total	F.M. 1	F.M. 2	Total	
$P_{failure}$	1.19E-08	1.19E-08	$P_{failure}$	4.07E-03	1.84E-09	4.07E-03
R (EUR)	1.10	1.10	R (EUR)	474212.62	0.21	474212.82
R (lives)	1.18E-05	1.18E-05	R (lives)	7.10E+00	3.09E-06	7.10E+00

7.4. Risk Evaluation and Assessment

Several organizations have published different guidelines to evaluate dam risks, for example U.S. Bureau of Reclamation,⁽²²⁾ U.S. Army Corps of Engineers,⁽⁸⁾ or Australian National Committee on Large Dams.⁽⁷⁾ Figs. 4 and 5 plot the obtained results against one of them, the USBR tolerability criteria.

For each dam, three risk reduction measures had been recommended in the Dam Safety Reviews:

1. Drainage system rehabilitation;
2. Implementation of an Emergency Action Plan;
3. Electromechanical equipment refurbishment.

The effects of these risk reduction measures were analyzed with the risk models. The first measure had an effect on the conditional failure probabilities, the second measure had an effect on the consequences, and the third measure had an effect on the

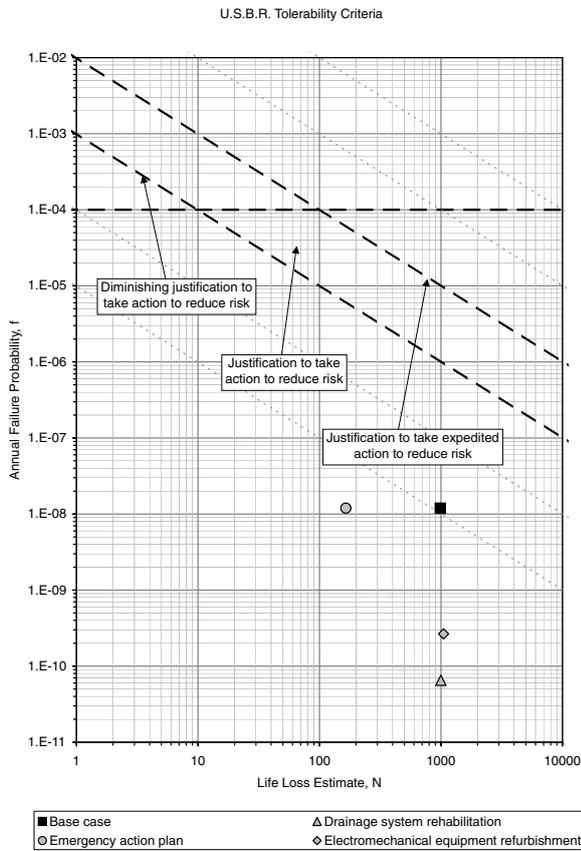


Fig. 4. Camporredondo risk results plotted against the USBR tolerability criteria.

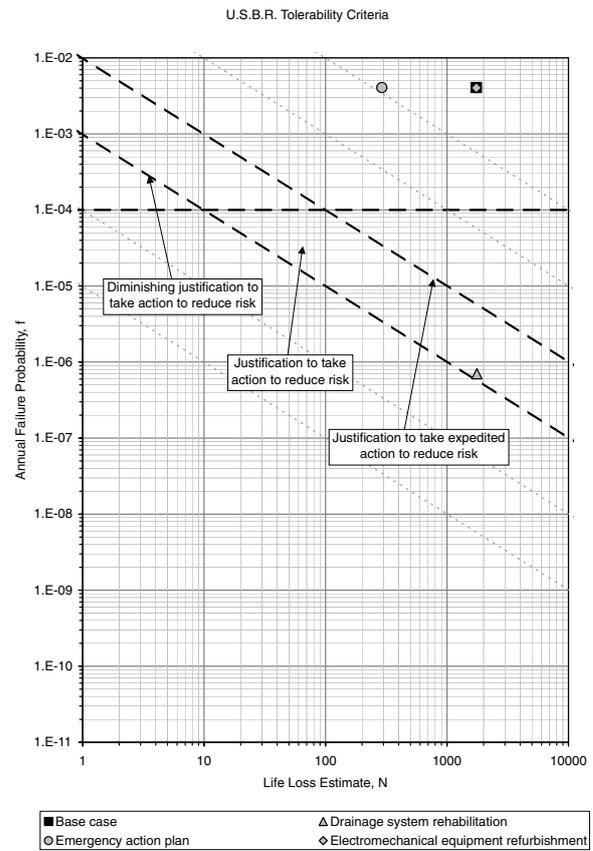


Fig. 5. Compuerto risk results plotted against the USBR tolerability criteria.

functionality of the outlet works. Figs. 4 and 5 also show the results for each of these risk reduction measures and Table III shows the numeric results.⁴

These results show that for both dams, the most effective measure is the drainage system rehabilitation. For Compuerto, the combination of Emergency Action Plan and drainage system rehabilitation can take the dam below the expedited action boundary. From a system point of view, the big disparity between the results of the two dams suggests that there is an allowance for a risk transfer from Compuerto to Camporredondo. In fact, a change in the operating rules of the system has been proposed so that Camporredondo sustains higher water levels while Compuerto sustains lower water levels. The obtained results and their comparison against tolerability criteria

⁴ Several other indicators can be computed comparing the efficiency of each alternative (see, for example, Ref. 18 for a risk analysis in which all the results that can be extracted in a risk model are discussed).

were an effective way to inform decision making and prioritization of corrective measures.

8. CONCLUSIONS

A new computational methodology has been implemented on the base of the concepts of event trees and influence diagrams, which have been in use for several years. It has been demonstrated that the proposed methodology is consistent with respect to the usual formulation, and it is also easily applicable and efficient for the calculations of systems of dams. The methodology can be applied in a systematic manner regardless of the topology of the system, and without the need of further simplifications.

Being able to allocate the risk of a system in each of the dams that are part of it will allow not only to characterize the risk of each infrastructure rigorously but will also allow a risk informed management of safety for any system. In the case study it has been possible to assign the risk to each of the parts of

Table III. Annualized Results for the Complete Model (Including Risk Reduction Measures)

	Camporredondo (System)			Compuerto (System)			
		F.M. 1	Total		F.M. 2	Total	
Base case	p_{failure}	1.19E-08	1.19E-08	p_{failure}	4.07E-03	1.84E-09	4.07E-03
	R (EUR)	1.10	1.10	R (EUR)	474212.62	0.21	474212.82
	R (lives)	1.18E-05	1.18E-05	R (lives)	7.10E+00	3.09E-06	7.10E+00
Measure 1	p_{failure}	6.51E-11	6.51E-11	p_{failure}	7.00E-07	3.65E-10	7.00E-07
	R (EUR)	0.00	0.00	R (EUR)	81.21	0.04	81.25
	R (lives)	1.12E-08	1.12E-08	R (lives)	1.23E-03	6.12E-07	1.23E-03
Measure 2	p_{failure}	1.19E-08	1.19E-08	p_{failure}	4.07E-03	1.84E-09	4.07E-03
	R (EUR)	1.10	1.10	R (EUR)	474212.62	0.21	474212.82
	R (lives)	1.97E-06	1.97E-06	R (lives)	1.18E+00	5.16E-07	1.18E+00
Measure 3	p_{failure}	2.65E-10	2.65E-10	p_{failure}	4.05E-03	1.52E-10	4.05E-03
	R (EUR)	0.03	0.03	R (EUR)	472298.63	0.02	472298.64
	R (lives)	2.83E-07	2.83E-07	R (lives)	7.07E+00	2.55E-07	7.07E+00

the system and a margin has been identified for the transfer of the risk of the downstream dam to the upstream dam.

ACKNOWLEDGMENTS

This work is part of the research project “Aplicación del análisis de riesgos a los programas de conservación, mantenimiento, rehabilitación y gestión de la seguridad de presas y embalses” BIA2006-08948, funded by Spain’s Ministerio de Educación y Ciencia (30%) and FEDER funds (70%).

The authors wish to thank Confederación Hidrográfica del Duero (Liana Ardiles, Daniel Sanz, Esther Jenaro, Pedro Moreno, Juan Carlos Bernabé, and Nuria Bueso) and OFITECO (Jürgen Fleitz and Óscar Pérez) for their cooperation.

REFERENCES

- Committee on Dam Safety. Risk assessment in dam safety management. A reconnaissance of benefits, methods and current applications. Bulletin 130, International Commission on Large Dams, January 2005.
- International Commission on Large Dams. 23rd International Congress on Large Dams, Volume 4, May 2009.
- Srivastava A, Bowles DS, Chauhan SS. Generalized event tree algorithm and software for dam safety risk assessment. NZ-SOLD/ANCOLD Conference on Dams, November 2007.
- Federal Emergency Management Agency. Risk Prioritization Tool for Dams. March 2008.
- Serrano A, Escuder I, de Membrillera GM, Altarejos L. Presas: Software for risk analysis. 23rd International Congress on Large Dams, May 2009.
- Kaplan S. The words of risk analysis. Risk Analysis, 1997; 17(4):407–417.
- Australian National Committee on Large Dams Incorporated. Guidelines on Risk Assessment. October 2003.
- Munger DF, Bowles DS, Boyer DD, Davis DW, Margo DA, Moser DA, Regan PJ, Snorteland N. Interim tolerable risk guidelines for US Army Corps of Engineers dams. USSD Workshop on the Future of Dam Safety Decision Making: Combining Standards and Risk, April 2009.
- Scuffham PA, Posnett JW, West PA. Health economics in decision making for influenza management. International Congress Series, 2001; 1219:81–85.
- Hill PI, Bowles DS, Nathan RJ, Herweynen R. On the art of event tree modeling for portfolio risk analyses. NZ-SOLD/ANCOLD Conference on Dams, August 2001.
- Hartford DND, Baecher GB. Risk and Uncertainty in Dam Safety. London: Thomas Telford Limited, 2004.
- Bowles DS, Anderson LR, Evelyn JB, Glover TF, Van Dorpe DM. Alamo dam demonstration risk assessment. ANCOLD Annual Meeting, November 1999.
- Maisano P, Taylor M, Barker M, Parsons A. South Para dam: Using risk assessment to optimise upgrade costs. ANCOLD 2005 Conference, 2005.
- Lee MK, Lum KY, Hartford DND. Calculation of the seismic risk of an earth dam susceptible to liquefaction. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III (GSP 75), August 1998, pp. 1451–1460.
- Smith M. Dam risk analysis using Bayesian networks. ECI Conference on Geohazards, 2006.
- Newhall CG, Hoblitt RP. Constructing event trees for volcanic crises. Bulletin of Volcanology, 2002; 64(1):3–20.
- Flanagan GF, Linn MA. Nuclear energy, risk analysis. Pp. 617–638 in Meyers RA (ed). Encyclopedia of Physical Science and Technology. New York: Academic Press, 2001.
- G-de-Membrillera M. Contribución a la aplicación del análisis y declaración de riesgos en presas españolas, incluyendo priorización de inversiones [dissertation]. Universidad Politécnica de Valencia, September 2007. Spanish.
- Hill PI, Bowles DS, Jordan P, Nathan RJ. Estimating overall risk of dam failure: Practical considerations in combining failure probabilities. ANCOLD Bulletin 127, August 2004. Pp. 63–72.
- Ardiles L, Jenaro E, Moreno P, Escuder I, G-de-Membrillera M, Pérez O, Serrano A. Modelo de riesgo de las presas de Camporredondo y Compuerto (río Carrión). VIII Jornadas Españolas de Presas, November 2008. Spanish.
- Altarejos L, Escuder I, de Membrillera GM, Serrano A. Risk Analysis and Probability of Failure of a Gravity Dam. 23rd International Congress on Large Dams, May 2009.
- Bureau of Reclamation. Guidelines for Achieving Public Protection in Dam Safety Decision Making. U. S. Department of the Interior, June 2003.

Apéndice B

Discretización de las avenidas

B.1. Introducción

El presente apéndice estudia en profundidad la discretización de las avenidas en el estudio del escenario hidrológico. En general, las discusiones que aquí se plantean son extrapolables también al análisis del escenario sísmico.

En primer lugar, se plantean las distintas opciones para la modelización del fenómeno en un diagrama de influencia como los descritos en el capítulo 12, desde un punto de vista teórico. Posteriormente se analizan estas opciones mediante los resultados concretos obtenidos en un caso de estudio.

B.2. Alternativas para la modelización en el diagrama de influencia

Conviene recordar antes de todo el proceso que se pretende analizar. Se trata de un árbol de eventos de un escenario hidrológico. Por lo tanto, se desea obtener la probabilidad de presentación de todo un abanico de avenidas y también la probabilidad de rotura de la presa cuando éstas se presentan y sus consecuencias (incrementales) asociadas. Para obtener las probabilidades de rotura y las consecuencias, se necesitará calcular normalmente varias variables que dependen entre otros factores de la avenida entrante. Por ejemplo, las probabilidades de rotura suelen modelarse como dependientes del nivel máximo alcanzado en la avenida y las consecuencias como dependientes del caudal pico aguas abajo de la presa. Los datos de los que se partirá serán los resultados del estudio de laminación, en el que para cada avenida estudiada (etiquetada habitualmente mediante su periodo de retorno (T) o su probabilidad anual de excedencia (PAE)) y para cada situación previa del sistema (niveles previos del embalse y operatividad de compuertas) se obtienen las variables deseadas (nivel máximo, caudal máximo laminado...).

Teniendo lo anterior en cuenta, una primera opción de modelización es dedicar

un nodo del diagrama de influencia a la avenida en sí y otro a las variables derivadas que posteriormente se utilizarán en el cálculo de probabilidades de rotura. El primer nodo será el encargado de generar tantas ramas como avenidas se quieran estudiar, calculando para cada una su probabilidad de ocurrencia y su T o PAE representativo. El nodo ideal para hacer esto suele ser el tipo PE. El segundo nodo será un nodo FV que a partir de los resultados del estudio de laminación asignará a cada rama las variables derivadas.¹

En la discretización del primer nodo existen varias posibilidades:

- En primer lugar se debe decidir cuál será la variable representativa de las avenidas, con la cual se construirá la relación de probabilidad de excedencia. Es decir, decidir si las avenidas se etiquetarán mediante su periodo de retorno, mediante su probabilidad anual de excedencia, mediante su caudal pico.... En este estudio sólo se van a contemplar el periodo de retorno y la propia probabilidad de excedencia. Cualquier opción es válida, sin embargo, como se explica después, existen diferencias numéricas entre ellas.
- Además, los intervalos de discretización se podrán tomar de varias maneras. Las más inmediatas serían: intervalos equiespaciados en T, intervalos equiespaciados en PAE e intervalos equiespaciados en el logaritmo de T o PAE (las dos son equivalentes por ser una la inversa de la otra).

A modo de ejemplo supóngase que se quiere barrer el rango de avenidas con Ts de 10 a 10.000 años (o lo que es lo mismo, con PAEs de 0.1 a 0.0001) mediante 5 intervalos (más 1 para las avenidas que excedan el periodo). Las tablas B.1, B.2 y B.3 muestran las ramas que se obtendrían con cada una de las opciones expuestas.

En cuanto al segundo nodo, para cada posible combinación de operatividad de compuertas y nivel previo en el embalse, se tendrá una serie de pares *T-variable* (o equivalentemente *PAE-variable*), donde *variable* es la variable derivada que se calcula en la laminación (nivel máximo, caudal máximo laminado...). La figura B.1 muestra un ejemplo de ello.

Generalmente estos pares de puntos no coincidirán con las avenidas de cada rama (ver cuadros B.1, B.2 y B.3) por lo que será necesario realizar una interpolación para obtener los valores de las variables derivadas (NMax en el ejemplo mostrado). En este punto existen varias opciones. La más directa sería hacer una interpolación lineal entre cada punto. Sin embargo, como PAE y T tienen una relación inversa, no es lo mismo hacer una interpolación lineal de la relación T-NMax que de la relación PAE-NMax. Una tercera opción sería hacer una interpolación logarítmica, que en este caso sí sería equivalente en ambos casos. La figura B.2 muestra las tres opciones de interpolación discutidas. Las figuras B.3 y B.4 vuelven a mostrar dichas opciones pero cambiando la escala del eje vertical.

En resumen, se ha propuesto modelar la discretización de las avenidas y de sus variables asociadas mediante dos nodos: uno para la propia discretización de las

¹Al tratarse de varias variables, esto se podrá hacer mediante un único nodo FV que asigne los valores de todas ellas o empleando un nodo FV para cada una de las variables.

Rama	Intervalo [T]	Intervalo [PAE]	Probabilidad	T representativo	PAE representativo
1	10 a 2008	1.00E-01 a 4.98E-04	9.95E-02	1009	5.02E-02
2	2008 a 4006	4.98E-04 a 2.50E-04	2.48E-04	3007	3.74E-04
3	4006 a 6004	2.50E-04 a 1.67E-04	8.31E-05	5005	2.08E-04
4	6004 a 8002	1.67E-04 a 1.25E-04	4.16E-05	7003	1.46E-04
5	8002 a 10000	1.25E-04 a 1.00E-04	2.50E-05	9001	1.12E-04
*	>10000	<1.00E-04	1.00E-04	10000	1.00E-04

Cuadro B.1: Ramas para el caso de intervalos equiespaciados en T.

Rama	Intervalo [T]	Intervalo [PAE]	Probabilidad	T representativo	PAE representativo
1	10 a 12.50	1.00E-01 a 8.00E-02	2.00E-02	11.25	9.00E-02
2	12.50 a 16.66	8.00E-02 a 6.00E-02	2.00E-02	14.58	7.00E-02
3	16.66 a 24.96	6.00E-02 a 4.01E-02	2.00E-02	20.81	5.01E-02
4	24.96 a 49.80	4.01E-02 a 2.01E-02	2.00E-02	37.38	3.01E-02
5	49.80 a 10000	2.01E-02 a 1.00E-04	2.00E-02	5024.90	1.01E-02
*	>10000	<1.00E-04	1.00E-04	10000	1.00E-04

Cuadro B.2: Ramas para el caso de intervalos equiespaciados en PAE.

Rama	Intervalo [T]	Intervalo [PAE]	Probabilidad	T representativo	PAE representativo
1	10 a 39.81	1.00E-01 a 2.51E-02	7.49E-02	24.91	6.26E-02
2	39.81 a 158.49	2.51E-02 a 6.31E-03	1.88E-02	99.15	1.57E-02
3	158.49 a 630.96	6.31E-03 a 1.58E-03	4.72E-03	394.72	3.95E-03
4	630.96 a 2511.89	1.58E-03 a 3.98E-04	1.19E-03	1571.42	9.92E-04
5	2511.89 a 10000	3.98E-04 a 1.00E-04	2.98E-04	6255.94	2.49E-04
*	>10000	<1.00E-04	1.00E-04	10000	1.00E-04

Cuadro B.3: Ramas para el caso de intervalos equiespaciados en el logaritmo de T o PAE.

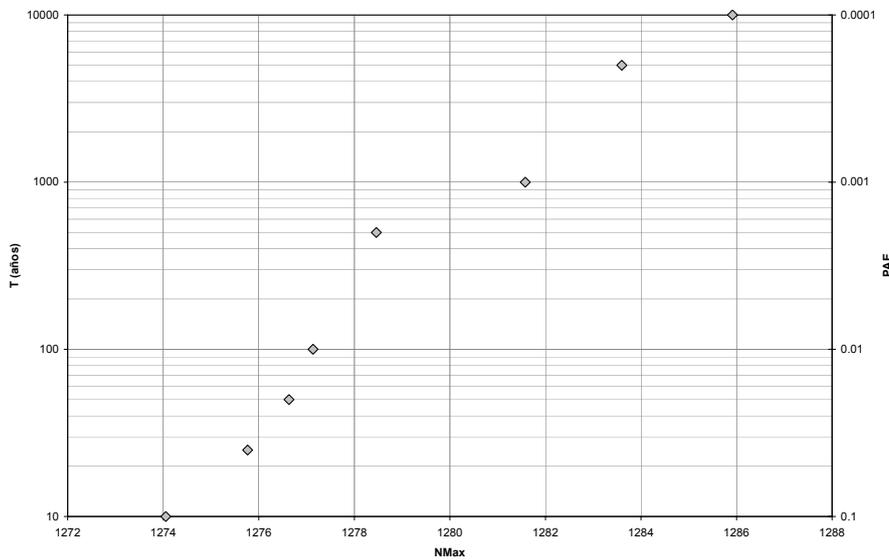


Figura B.1: Pares nivel máximo avenida obtenidos del estudio de laminación (eje vertical logarítmico representando T-PAE).

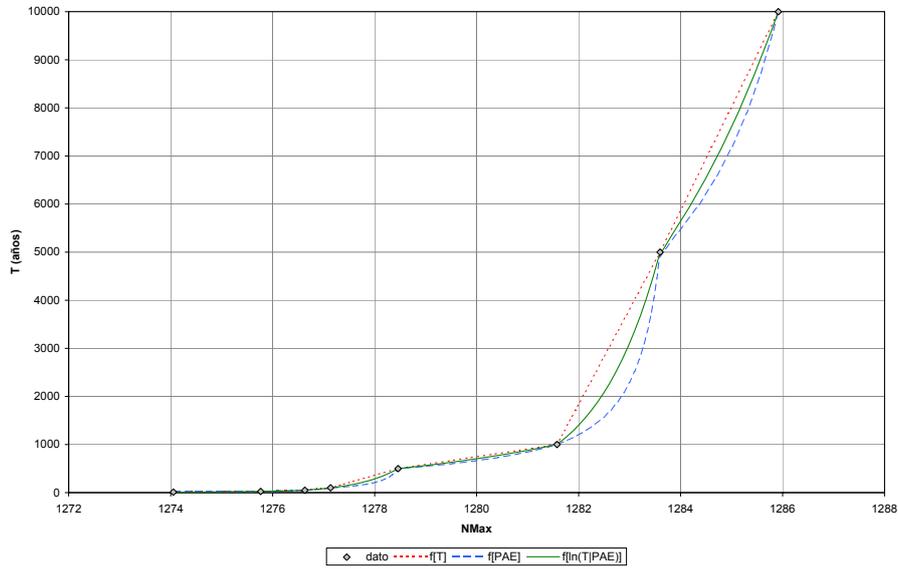


Figura B.2: Diferentes tipos de interpolaciones de la relación entre nivel máximo y avenida (eje vertical representa T).

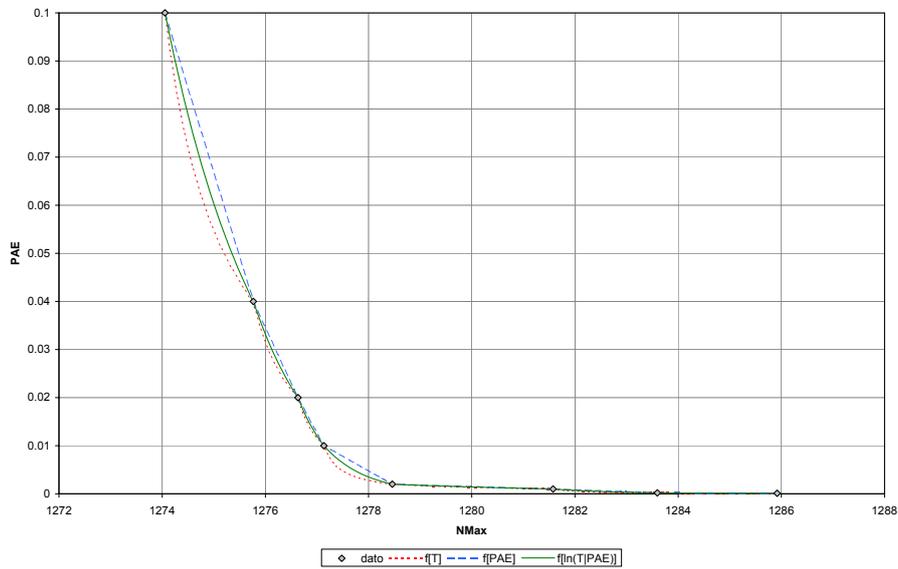


Figura B.3: Diferentes tipos de interpolaciones de la relación entre nivel máximo y avenida (eje vertical representa PAE).

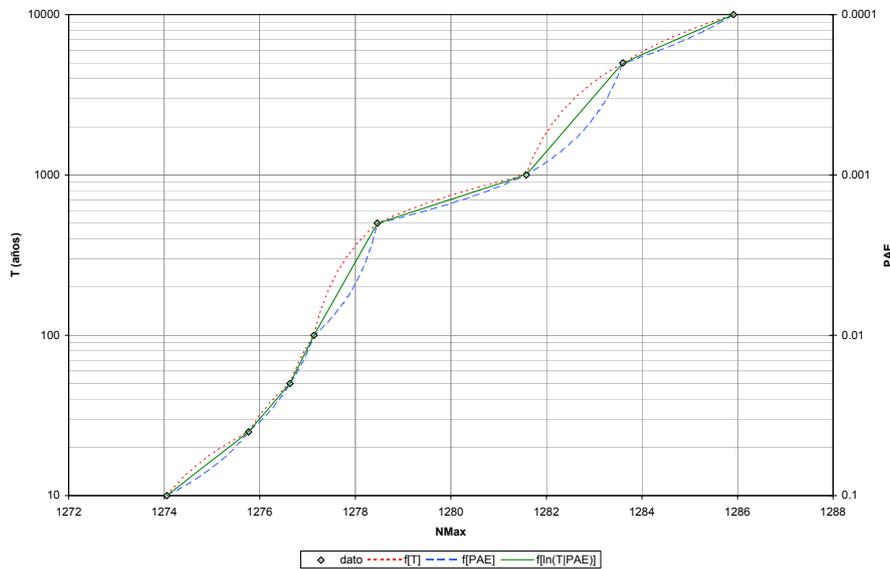


Figura B.4: Diferentes tipos de interpolaciones de la relación entre nivel máximo y avenida (eje vertical logarítmico representando T-PAE).

avenidas y otro para la obtención de las variables asociadas. Para la discretización de avenidas se han propuesto tres maneras de realizar dicha discretización. Para la obtención de las variables derivadas, se han propuesto tres alternativas de interpolación. Además se ha mostrado cómo el etiquetar las avenidas mediante su PAE o su T puede tener una diferencia sobre los resultados.

Existe otra manera más compacta de representar lo expuesto hasta aquí en un diagrama de influencia, que sería realizando la discretización directamente en un único nodo tipo PE que relacione variables derivadas y PAEs. A parte de la mayor compacidad de esta representación, tiene la ventaja de que al realizar la discretización, además de poder tomar los intervalos equiespaciados en el eje PAE (o de su logaritmo) como se ha propuesto antes, se pueden tomar equiespaciados en el eje del nivel máximo. Algunos autores [85] apuntan que esto es deseable porque al realizar la comparación entre caso base y alternativas es preferible que la discretización (en cargas) sea la misma en ambos casos para evitar errores numéricos debidos a la propia discretización. No obstante, la experiencia del autor tanto en el caso de estudio que se muestra en B.3 como en otros casos de aplicación es que la opción de mantener la misma discretización en avenidas en lugar de en cargas, ofrece excelentes resultados.

En cuanto a las desventajas de esta segunda opción, existen principalmente dos. La primera es que cuando se modelan sistemas (capítulo 15), como todas las presas comparten avenida pero existen varias variables de nivel máximo (una para cada presa), este enfoque no es posible y se debe recurrir al explicado en primer lugar (nodos separados). La segunda es que, en ocasiones es necesario realizar un postproceso de los resultados del estudio de laminación antes de

incorporarlos al cálculo del riesgo. Esto sucede cuando la relación PAE-NMax no es monótona, es decir cuando para algún caso sucede que una avenida mayor da como resultado un nivel máximo menor.^{2,3} Cuando se da este fenómeno no se puede asignar directamente la etiqueta de PAE de la avenida al nivel máximo y es necesario calcular las probabilidades de cada nivel máximo, reordenar los casos para niveles máximos crecientes y entonces recalcular las probabilidades de excedencia. Si no se hiciese este postproceso del estudio de laminación se acabaría con ramas de probabilidad negativa. Este problema no se da cuando lo que se discretiza es la PAE de la avenida en vez de la PAE del nivel máximo (primer caso explicado) porque en ese caso la variable principal es la magnitud de la avenida que sí sería monótona aunque la variable NMax no lo fuese.

B.3. Caso de estudio

A continuación se presentan los resultados de realizar la discretización de las diferentes formas que se han discutido en un caso real. El caso es el de la presa de Camporredondo, expuesto en el capítulo 16. En esta sección se pretende observar las diferencias entre cada una de las maneras de realizar la discretización e interpolación: diferencias en el resultado que se obtiene y diferencias en el número de intervalos necesarios para ello.

En primer lugar se estudia el caso de dos nodos, uno para la discretización de la avenida (nodo tipo PE) y otro para la interpolación de las variables derivadas de la laminación (nodo tipo FV). Concretamente, se estudia el efecto de realizar la discretización de las avenidas (en el nodo PE) de diferentes maneras (ver el ejemplo de las tablas B.1, B.2 y B.3), es decir: tomando los intervalos equiespaciados en T, equiespaciados en PAE o equiespaciados en el logaritmo de T (o de PAE, es lo mismo). En los tres casos, la forma de interpolación de las variables derivadas (en el nodo FV) se mantiene constante en los tres casos: lineal sobre la relación T-*variable*.

La figura B.5 muestra los resultados obtenidos en los tres casos. En el eje horizontal se representa el número de intervalos en que se ha discretizado la avenida (nodo PE). En los ejes verticales se muestra la probabilidad anual de rotura, el riesgo económico y el riesgo social. Las leyendas tienen los siguientes significados:

- sep(T), part log, int lin: separación en dos nodos, discretización de avenida equiespaciada en logaritmo de T, interpolación lineal de variables derivadas en función de T.
- sep(T), part lin 0, int lin: separación en dos nodos, discretización avenida equiespaciada en PAE, interpolación lineal de variables derivadas en función de T.

²Se entiende, por supuesto para una misma situación de niveles previos y operatividades de compuerta. Aunque parezca raro, esto sucede en ocasiones porque al venir una avenida más grande se abren más las compuertas y se acaba con un nivel máximo menor. Logicamente, este fenómeno sólo es posible en presas reguladas mediante compuertas.

³Véase también la explicación del capítulo 5 (apartado 5.4.3).

- `sep(T)`, `part lin 1`, `int lin`: separación en dos nodos, discretización avenida equiespaciada en T, interpolación lineal de variables derivadas en función de T.

La conclusión que se puede sacar de la figura B.5 es que escoger los intervalos equiespaciados en el logaritmo de T/PAE es muy ventajoso respecto de cogerlos equiespaciados en T o PAE. Esta conclusión se ha podido corroborar en otros casos de aplicación estudiados.

Sin embargo, cuando se realizan análisis de riesgo, muchas veces no se buscan tanto valores absolutos como diferencias entre un caso base y una alternativa de reducción de riesgo. Por ello, se han obtenido dos figuras más, en las que se sacan los mismos resultados para una alternativa de reducción de riesgo (figura B.6) y para la diferencia entre el caso base y la alternativa (figura B.7). En ambos casos, las conclusiones que se extraen son idénticas a las obtenidas de la figura B.5.

El siguiente caso que se plantea es el de un único nodo. Como ya se ha comentado, uno de los problemas de proceder así es que si se dan casos de curvas no monótonas, es necesario realizar una reordenación. En el caso estudiado, se daba alguna relación no monótona, así que se comparó el efecto de realizar la reordenación (correcto) y no realizarla (incorrecto). La figura B.8 muestra los resultados obtenidos y se puede ver que a efectos prácticos, en el caso de estudio era irrelevante la consideración. Sin embargo, en otros casos esto podría no ser así y debe realizarse siempre la reordenación si se opta por este tipo de discretización.

Estos resultados se obtuvieron también para la alternativa y para la diferencia entre caso base y alternativa, obteniendo idénticas conclusiones.

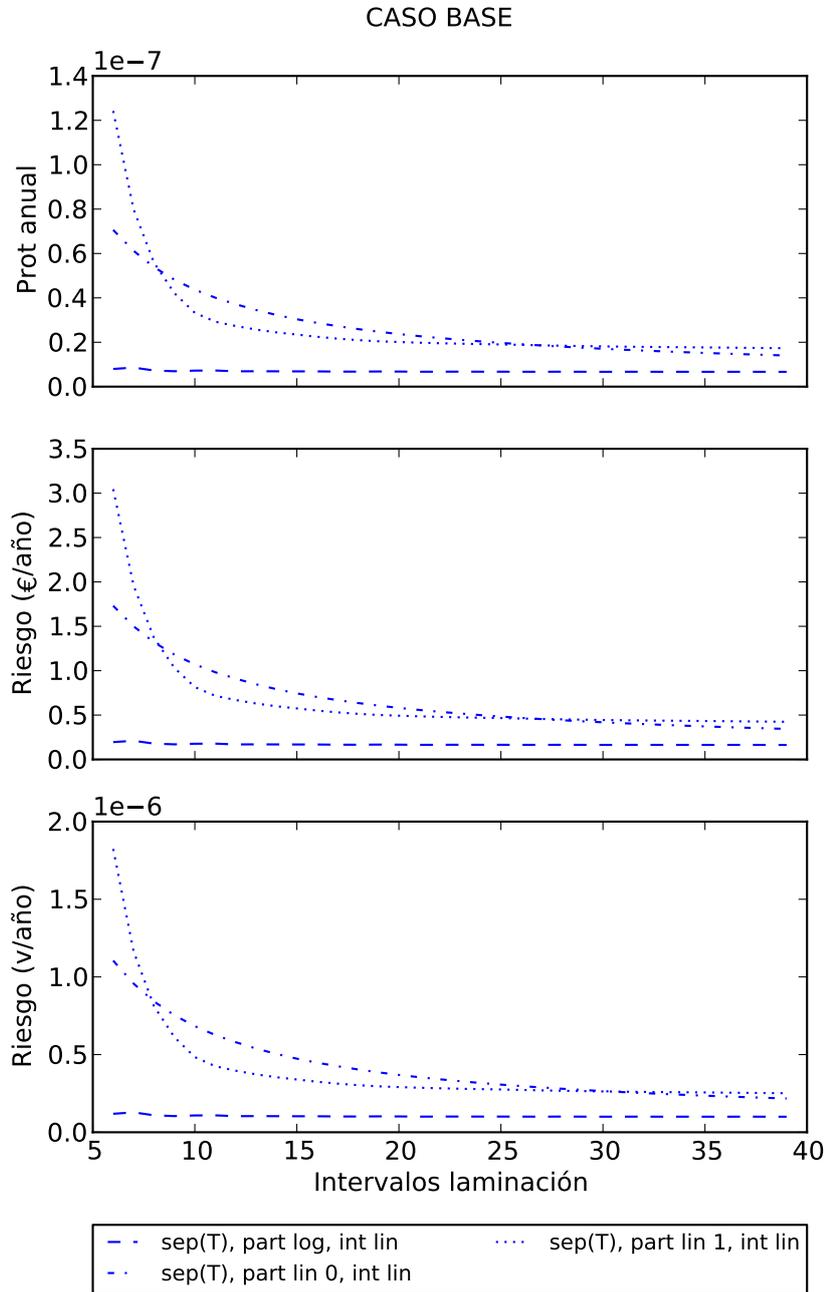


Figura B.5: Comparativa de resultados para 3 opciones de discretización de la avenida (caso base).

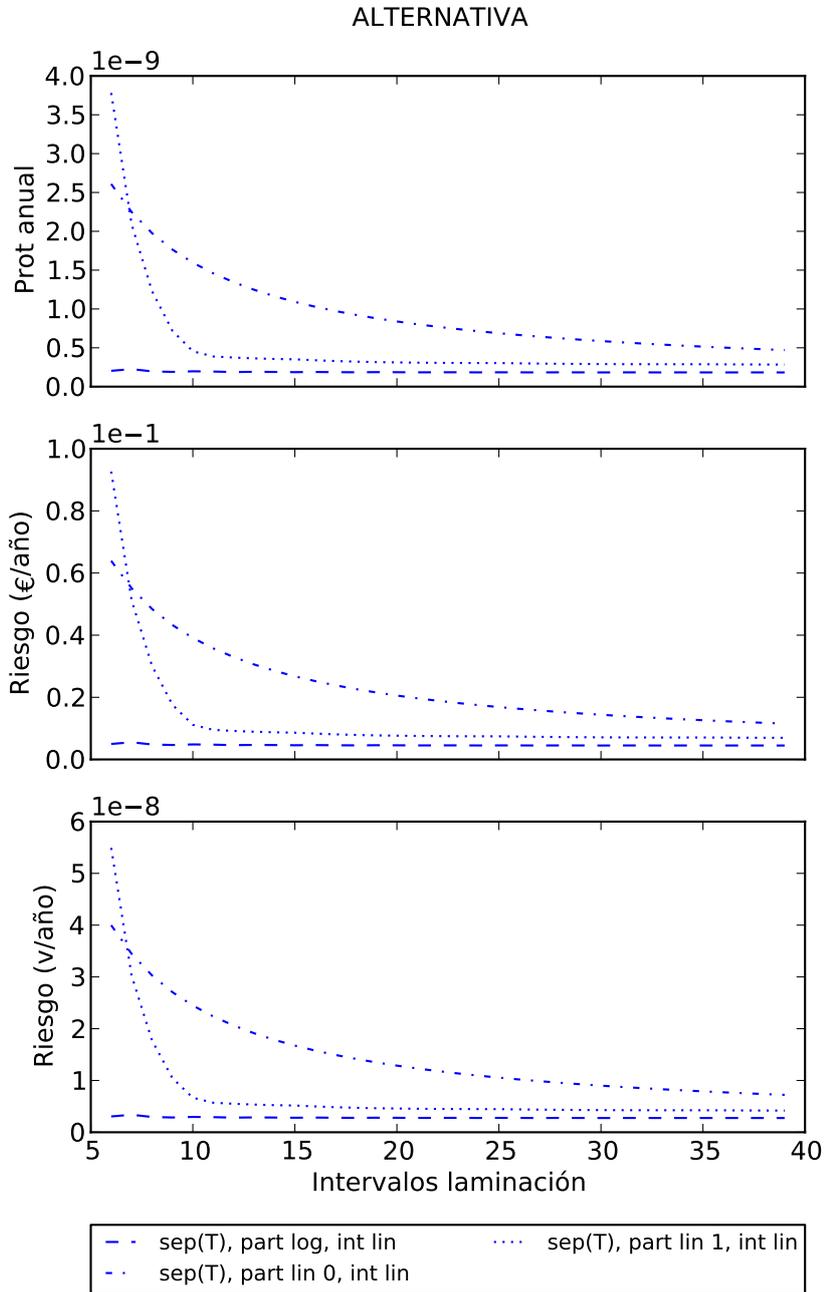


Figura B.6: Comparativa de resultados para 3 opciones de discretización de la avenida (alternativa).

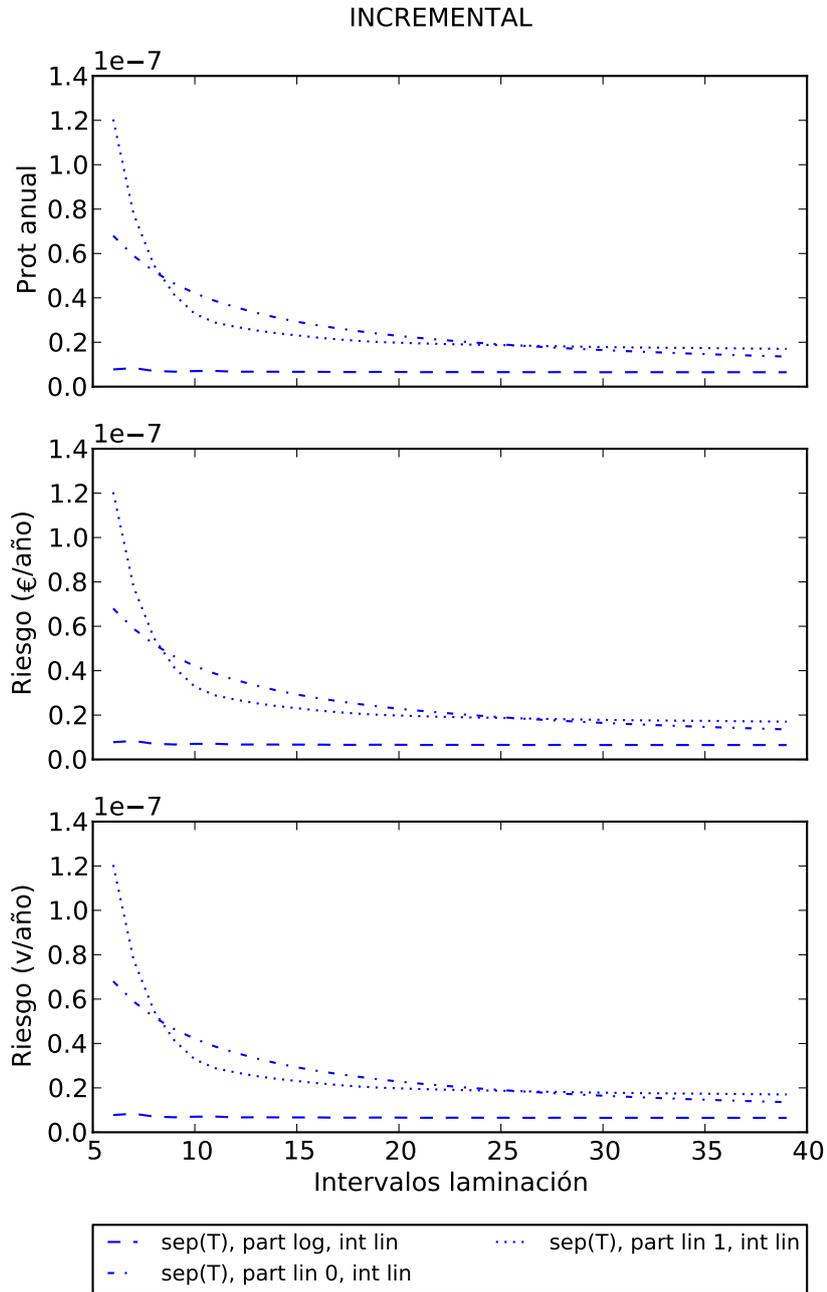


Figura B.7: Comparativa de resultados para 3 opciones de discretización de la avenida (diferencia).

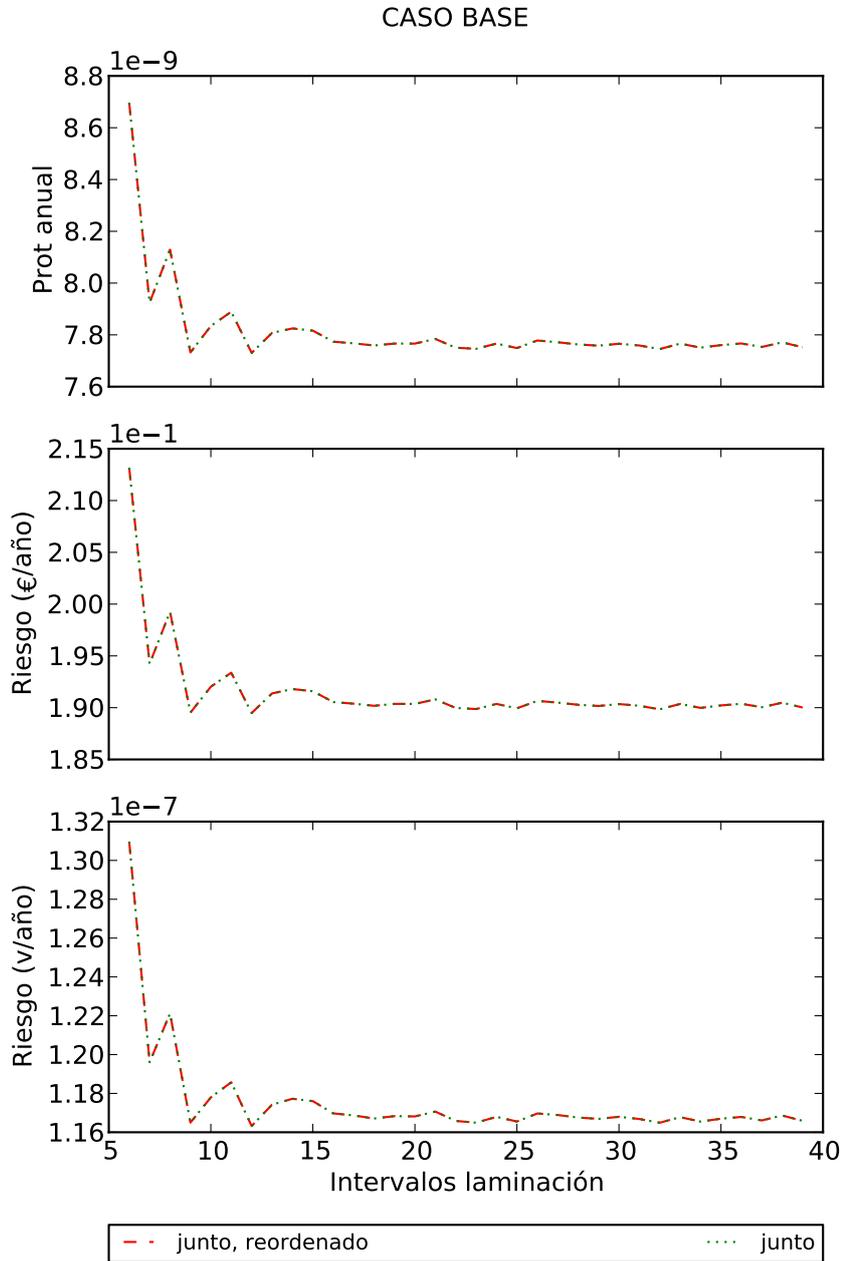


Figura B.8: Comparativa de resultados con y sin reordenación para el caso de un único nodo (caso base).

Por último se hizo una comparativa más amplia entre los siguientes casos:

- `sep(T)`, `part log`, `int lin`: separación en dos nodos, discretización de avenida equiespaciada en logaritmo de T, interpolación lineal de variables derivadas en función de T.
- `junto`, `reordenado`: un nodo, discretización en NMax, interpolación lineal.
- `sep(PAE)`, `part log`, `int lin`: separación en dos nodos, discretización avenida equiespaciada en logaritmo de PAE, interpolación lineal de variables derivadas en función de PAE.
- `sep(PAE)`, `part log`, `int log`: separación en dos nodos, discretización avenida equiespaciada en logaritmo de T, interpolación logarítmica de variables derivadas en función de T.
- `junto`, `reordenado`, `int log`: un nodo, discretización en NMax, interpolación logarítmica.
- `sep(PAE)`, `part log`, `int log`: separación en dos nodos, discretización avenida equiespaciada en logaritmo de PAE, interpolación logarítmica de variables derivadas en función de PAE.

Los resultados se muestran en la figura B.9. La primera reflexión que salta a la vista es que no todos los casos convergen a la misma solución. Esto es debido a la interpolación de las variables derivadas. Como ya se explicó con las figuras B.2 a B.4, existe una diferencia si se realiza esta interpolación de una u otra forma y por muchos intervalos que se tomen, lo único que se consigue es aproximarse más a las curvas continuas que se muestran en dichas figuras y que al ser diferentes, dan resultados diferentes.

Una segunda conclusión que se puede obtener, es que en cuanto a convergencia, para el caso de estudio, las 6 opciones analizadas son aproximadamente equivalentes (tal vez la discretización en NMax es algo mejor). Estos resultados se repiten para la alternativa (figura B.10) y para la diferencia entre ambas (figura B.11). Sin embargo, en otros casos que se han estudiado se ha encontrado que la discretización en el logaritmo del PAE de la avenida convergía *mucho* más rápido (ver [143]).

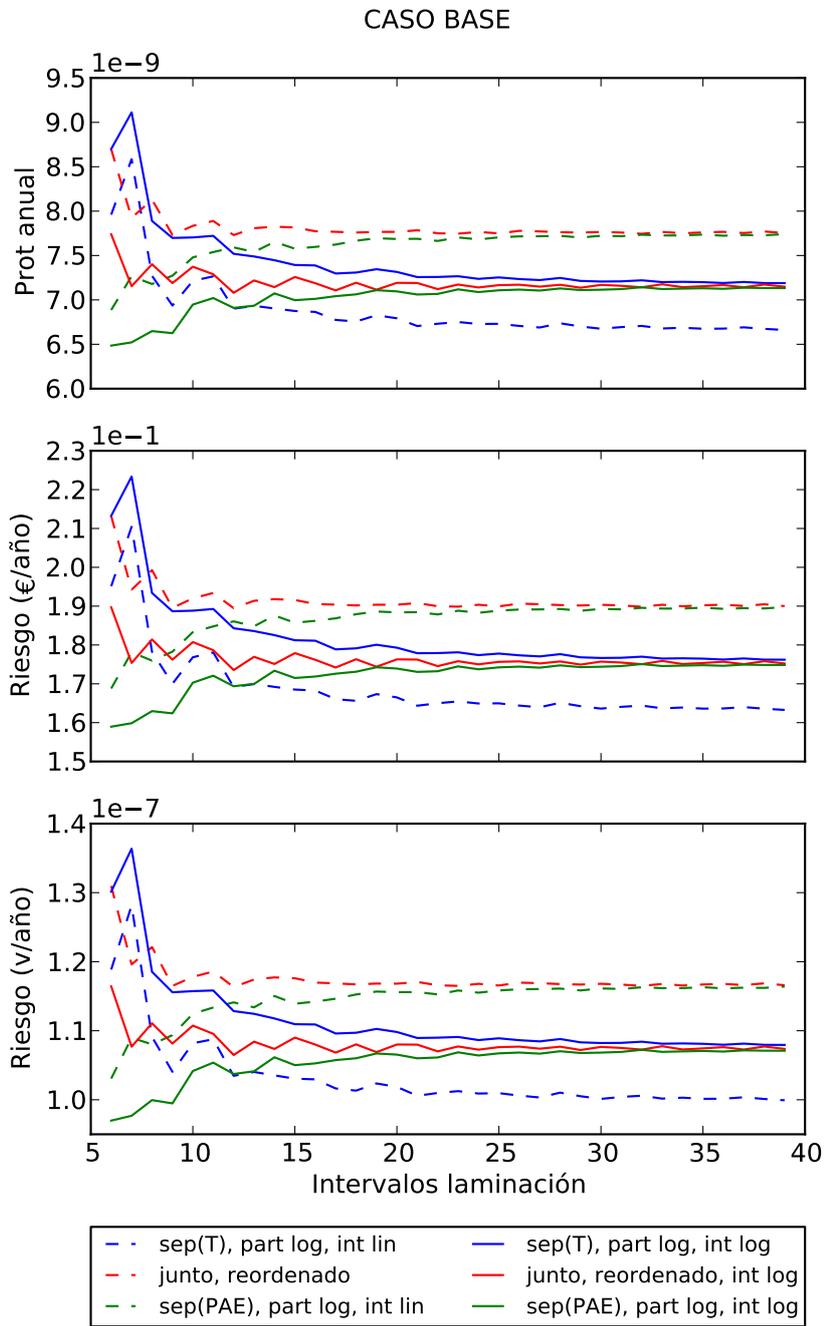


Figura B.9: Comparativa de resultados para varias opciones (caso base).

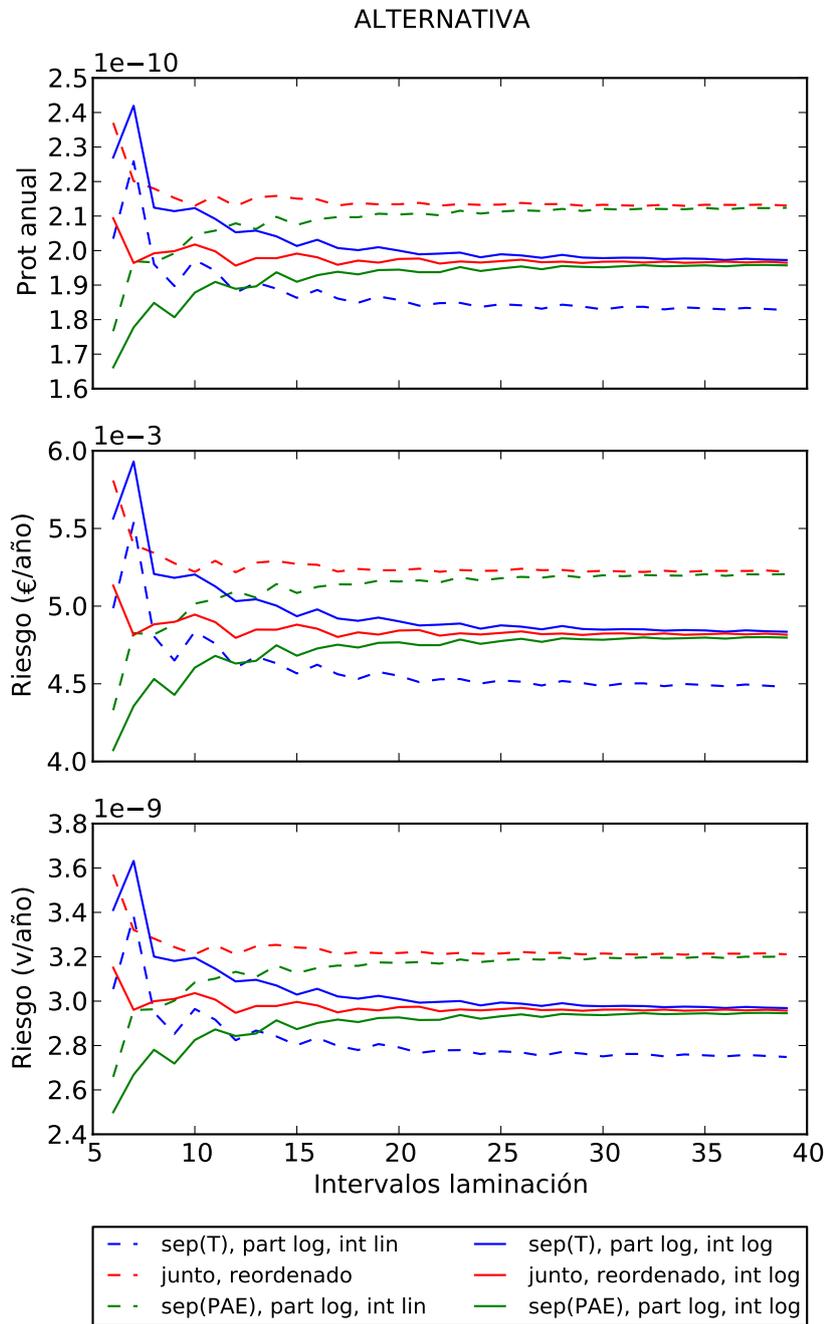


Figura B.10: Comparativa de resultados para varias opciones (alternativa).

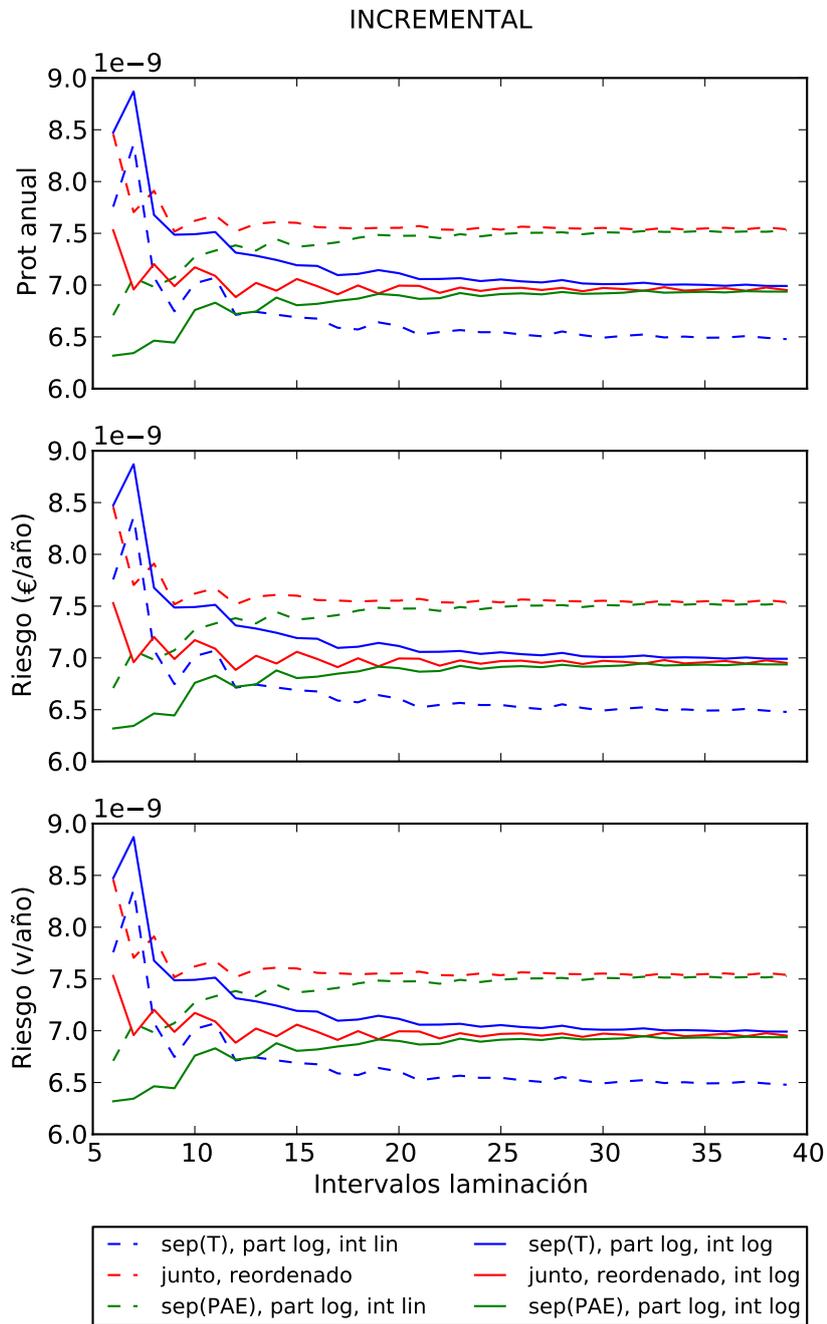


Figura B.11: Comparativa de resultados para varias opciones (diferencia).

Apéndice C

Informe completo del sistema Carrión

C.1. Introducción y alcance de los trabajos

El presente apéndice describe el conjunto de los procesos que se han llevado a cabo para completar el análisis y evaluación de riesgos de las presa de Camporredondo y Compuerto, ambas en el río Carrión. Su contenido se solapa en parte con el presentado en el capítulo 16, ya que aquel es un resumen de éste.

Las presas de Camporredondo y Compuerto fueron seleccionadas junto a las tres presas del sistema Pisuerga por la CHD como caso piloto de aplicación de técnicas de análisis de riesgos a la gestión de seguridad de presas. Además de su carácter de caso piloto, el objetivo del Análisis de Riesgo era informar el proceso de toma de decisiones en materia de seguridad en la Confederación Hidrográfica del Duero [14].

Las presas de Camporredondo y Compuerto regulan el río Carrión, que es afluente del río Pisuerga (ver plano de situación en la figura C.1). La cuenca aportante pertenece casi en su totalidad a la provincia de Palencia, con una superficie de 231 km² desde Camporredondo y de 308 km² y con una aportación media anual de 343 hm³.

La presa de Camporredondo es una presa de hormigón, de gravedad y planta curva (figura C.2). Tiene una altura sobre cimientos de 75.5 m y una longitud de 160 m. El embalse tiene un volumen de 70 hm³ y ocupa una superficie de 388 ha. La presa dispone de dos aliviaderos de superficie, de un solo vano, situados en los extremos de la presa y equipados con sendas compuertas Taintor. También cuenta con una toma de regulación (desagüe intermedio) y un desagüe de fondo.

La presa de Compuerto es de hormigón, de gravedad y de planta recta (figura C.3). Su altura sobre cimientos es de 77.7 m y su longitud de 273 m. Su embalse tiene un volumen de 95 hm³ y ocupa una superficie de 376 ha. El aliviadero está situado en la parte central del dique, aunque ligeramente desplazado hacia el

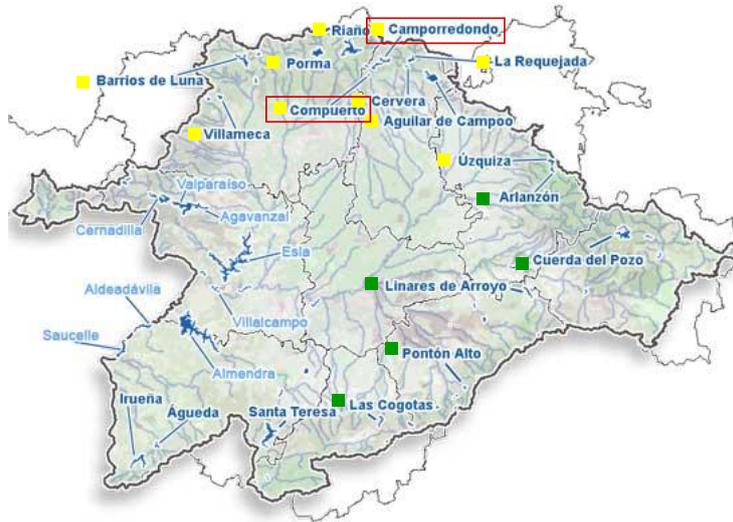


Figura C.1: Ubicación de las presas de Camporredondo y Compuerto en la cuenca del Duero.



Figura C.2: Vista aérea de la presa de Camporredondo.

estribo izquierdo. Consta de dos vanos de 11.5 m de luz separados por una pila central. También cuenta con varias tomas y un desagüe de fondo.



Figura C.3: Vista aérea de la presa de Compuerto.

Entre los días 14 y 16 de mayo de 2008 se presentó en las oficinas de la Confederación Hidrográfica del Duero (Valladolid) el borrador del Informe de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y Embalse de Camporredondo y se celebraron las sesiones de identificación de modos de fallo de dicha presa. Estas sesiones marcaron el inicio del proceso de Análisis de Riesgo de la Presa de Camporredondo. Para la presa de Camporredondo, el proceso análogo se celebró entre los días 23 y 26 de junio de 2008.

Entre ambas sesiones, participaron un total de 18 personas. Por parte de la Confederación Hidrográfica de Duero participaron:

- *Liana Ardiles López*. Directora Técnica.
- *Esther Jenaro Rabadán*. Directora de explotación de las presas.
- *Pedro Juan Moreno Sánchez*. Ex-Director de explotación de las presas. Jefe de Servicio.
- *Pedro Matía Prim*. Ex-Director de explotación de las presas. Jefe de Coordinación del SAIH.
- *Felipe Ibarrondo Gil*. Ingeniero Técnico Encargado de las presas.
- *Miguel Ángel Monge Alonso*. Encargado de las presas.
- *Miguel Ángel Rubio Gómez*. Ingeniero Técnico de O.P.
- *Nuria Bueso Suárez*. Ingeniera Técnica de O.P.
- *Javier Rodríguez Arroyo*. Ingeniero Técnico de O.P.

- *José Ignacio Díaz-Caneja Rodríguez*. Ex-Director de explotación de las presas. Jefe de Área de Proyectos y Obras.
- *Antonio Garrosa Resina*. Ingeniero Industrial, Jefe de Aplicaciones Industriales.

Como participantes externos:

- *Arturo Gil García*. Iberdrola.
- *M^a José Mateo del Horno*. Pycsa.

Por parte de la Universidad Politécnica de Valencia y Ofiteco participaron:

- *Manuel G. de Membrillera*
- *Ignacio Escuder Bueno*
- *Armando Serrano Lombillo*
- *Óscar Pérez Arroyo*
- *Ignacio Fraile Hernanz*

C.2. Revisión de la información

La revisión de la información disponible, constituye un aspecto fundamental para garantizar la robustez de los trabajos siguientes, y adquiere especial relevancia en presas de cierta antigüedad.

Para la realización de este estudio se revisaron los Archivos Técnicos de ambas presas y se consultó tanto a los actuales ingenieros responsables de la explotación de la presa como a los que lo fueron anteriormente. Este trabajo se hizo de forma simultánea a la redacción del Informe de Primera Revisión de la Seguridad de ambas presas y en él se puede encontrar información detallada sobre dicha revisión.

A partir de la discusión de grupo sobre cada uno de los documentos más relevantes, se pudo poner en valor la información disponible y su utilidad para entender el estado actual de la presa así como para plantear posteriormente todos los modos de fallo que pudieran ser plausibles en el sistema presa-embalse.

C.3. Inspecciones de campo

Las inspecciones de campo se llevaron a cabo de manera conjunta con las de la Primera Revisión de la Seguridad de ambas presas. Se reproducen a continuación los resultados de dichas inspecciones.

C.3.1. Presa de Camporredondo

La inspección de Obra Civil de la presa de Camporredondo se realizó el 12 de abril de 2007. En dicha inspección formal participó el personal responsable y encargado de la explotación de la presa (Dña. Esther Jenaro y D. Felipe Ibarrondo) así como personal de OFITECO (D. Óscar Pérez) con el apoyo de D. Ignacio Escuder y D. Manuel Gómez de Membrillera, contratados por dicha empresa como refuerzo del equipo de análisis de seguridad de presas.

Además, coincidiendo con la inspección geológica, el 17 de septiembre de 2007 el mismo equipo (con la presencia adicional de D. Armando Serrano Lombillo) mencionado anteriormente realizó una segunda visita a la presa que permitió una mejor observación del paramento de aguas arriba por encontrarse los niveles de embalse más bajos en dicha época del año.

Accesos

La inspección de accesos permitió comprobar el estado que presentan las aceras, la calzada, los pretilos y barandillas, elementos que no presentan deficiencias remarcables.

En cuanto a los caminos de acceso a las instalaciones de la presa, no se aprecian deficiencias significativas que pudieran imponer un especial peligro en la gestión de emergencias.

Marco geológico

La inspección de detalle del marco geológico se llevó a cabo de manera independiente (la información de detalle se encuentra en el Informe de Primera Revisión de la Seguridad). La inspección de Obra Civil sirvió, entre otras cosas, para ubicar los puntos más apropiados para establecer las estaciones geomecánicas incluidas en el mismo.

En cualquier caso, se realizó una inspección preliminar de las laderas y pie de presa, no habiéndose detectado comportamientos no usuales desde el punto de vista de las filtraciones y signos de movimientos observados.

Coronación y paramentos

La presa de Camporredondo presenta una particular problemática de fisuración del cuerpo de presa, presumiéndose que las fisuras visibles en el paramento de aguas arriba adquieren continuidad hasta el plano de drenaje al haberse observado filtraciones en carga en las galerías.

La presa carece de juntas y, este aspecto, junto con el emplazamiento, la fecha de construcción y las características del hormigón empleado determinan una especial vulnerabilidad al agrietamiento.

El hecho de la coincidencia de la visita con trabajos de caracterización de los materiales del cuerpo de presa permitió observar las cajas de sondeos extraídos “in situ”, observándose un hormigón en relativo buen estado cuyas características han sido estudiadas y determinadas en una serie de trabajos paralelos al presente estudio.

Aparte de las mencionadas grietas y fisuras con origen en el paramento de aguas arriba, cuyo efecto más visible es el elevado nivel de filtraciones en las galerías de drenaje, no se ha observado nada aparentemente anómalo en los contactos presa-cimentación, el pie de presa o los estribos.

Cuerpo de presa

La inspección del cuerpo de presa se realizó visitando todas las galerías de inspección de la misma, con especial atención a los mencionados problemas de exceso de filtraciones debido probablemente a la existencia de grietas conectadas con el paramento de aguas arriba. La especial relevancia de este fenómeno conllevó la decisión de levantar un mapa de filtraciones en el interior del cuerpo de presa (incluido en el Informe de Primera Revisión), mediante métodos aproximados de contabilización de volumen y tiempos. De esta manera, pudieron localizarse y cuantificarse las filtraciones que, en algunos casos, parecen indicar conexiones directas entre el embalse y las galerías.

Por otra parte, se observan humedades en el paramento de aguas abajo, del que no brota agua, que podrían ser debidas a juntas horizontales de construcción. Dada la fecha de construcción de la presa sería muy difícil identificarlas, añadiéndose a esto el hecho de que la obra se prolongó durante años y seguramente con muchas paradas (fallos de suministro de cemento, nevadas, etc.), con lo que es razonable pensar que el cuerpo de presa esté surcado por varias juntas frías.

Aliviaderos

La inspección de los aliviaderos (uno en margen derecha y otro en margen izquierda) incluyó la revisión del estado aparente de las compuertas y el hormigón, así como una pequeña operación de apertura de ambos.

No se detectaron deterioros significativos del hormigón en ninguno de los aliviaderos ni en ninguna parte de los mismos, si bien se aprecian ciertos desperfectos en la solera del canal de descarga del aliviadero de la margen derecha que no se estima tengan repercusión sobre la seguridad de dicha estructura. En cualquier caso, si en un futuro se comprobase que estos van en aumento con cada descarga de cierta magnitud, deberían repararse.

El estado de erosión del cauce tampoco presenta fenómenos aparentemente remarcables.

Desagüe de fondo

El estado de conservación de las válvulas y conductos del desagüe de fondo, así como de las estructuras de hormigón circundantes no presenta ninguna anomalía aparente.

Tomas

La inspección abarcó una somera revisión de la tubería de toma de la central hidroeléctrica situada en el pie de presa (incluyendo las estructuras soporte de esta conducción) así como de la denominada toma de regulación (o conducto del desagüe intermedio), no observándose nada excepcional.

Auscultación

Las principales conclusiones respecto del estado del sistema de auscultación son:

- La estación automática de adquisición de datos se encuentra fuera de servicio.
- La central de lecturas manuales está operativa.
- El equipo portátil de lectura de cuerda vibrante se ha calibrado y funciona correctamente.
- La mayoría de los sensores están funcionando correctamente:
 - PCV: 10 operativos de 12 (dos de ellos tienen cortados los cables).
 - TLP: 2 operativos de 2.
 - AFO: 0 operativos de 2 (se duda del funcionamiento correcto de los sensores).

Del análisis de los datos puede en este momento afirmarse que los únicos datos de auscultación que pueden considerarse significativos son los de presiones medidas por los piezómetros.

C.3.2. Presa de Compuerto

La inspección de Obra Civil de la presa de Compuerto se realizó el 13 de abril de 2007. En dicha inspección formal participó el personal responsable y encargado de la explotación de la presa (Dña. Esther Jenaro y D. Felipe Ibarro) así como personal de OFITECO (D. Oscar Pérez) con el apoyo de D. Ignacio Escuder y D. Manuel Gómez de Membrillera, contratados por dicha empresa como refuerzo del equipo de análisis de seguridad de presas.

Además, coincidiendo con la inspección geológica, el 17 de septiembre de 2007, el mismo equipo (con la presencia adicional de D. Armando Serrano Lombillo) mencionado anteriormente realizó una segunda visita a la presa que permitió

una mejor observación del paramento de aguas arriba por encontrarse los niveles de embalse más bajos en dicha época del año.

Accesos

La inspección de accesos permitió comprobar el estado que presentan las aceras, la calzada, los pretilos y barandillas, elementos que no presentan deficiencias remarcables.

En cuanto a los caminos de acceso a las instalaciones de la presa, no se aprecian deficiencias significativas que pudieran imponer un especial peligro en la gestión de emergencias. Puede accederse por carretera desde ambas márgenes.

Marco geológico

Si bien la inspección de detalle del marco geológico se llevó a cabo de manera independiente (la información de detalle se encuentra en el Informe de Primera Revisión), la inspección de Obra Civil sirvió, entre otras cosas, para ubicar los puntos más apropiados para establecer las estaciones geomecánicas incluidas en el mismo.

En cualquier caso, se realizó una inspección preliminar de las laderas, estribos y pie de presa, no habiéndose detectado comportamientos no usuales desde el punto de vista de las filtraciones ni síntomas de deslizamientos o cualquier otro tipo de movimiento.

Coronación y paramentos

La presa de Compuerto presenta síntomas evidentes de deterioro en los paramentos, particularmente en el paramento de aguas abajo. La climatología del emplazamiento, la propia fecha de construcción y las características del hormigón empleado determinan con toda probabilidad una especial susceptibilidad al deterioro.

En cualquier caso, el hecho de la coincidencia de la visita con trabajos de caracterización de los materiales del cuerpo de presa permitió observar las cajas de sondeos extraídos "in situ", observándose un hormigón en cuerpo de presa con relativo buen estado cuyas características han sido estudiadas y determinadas en una serie de trabajos paralelos al presente estudio.

Aparte de los aspectos ya comentados, se puede observar cierta preponderancia del deterioro superficial en las zonas de juntas y un cierto nivel de filtraciones en el paramento de aguas abajo, si bien no se ha observado nada aparentemente anómalo en los contactos presa-cimentación, el pie de presa o los estribos.

Cuerpo de presa

La inspección del cuerpo de presa se realizó visitando todas las galerías de inspección de la misma (en cuatro niveles distintos), con especial atención a la identificación del patrón de filtraciones, que se concentran en el entorno de los bloques correspondientes al aliviadero.

El aspecto del hormigón del cuerpo de presa pudo contrastarse en los testigos de sondeos que se encontraban en la presa el día de la inspección, no presentando aparentemente características que puedan comprometer la seguridad de la presa. Por último, mencionar que el mayor nivel de filtraciones observado en los bloques correspondientes al aliviadero, podría estar correlacionado con algún nivel de agrietamiento en el paramento de aguas arriba.

Aliviadero

La inspección del aliviadero (centrado, sobre el cuerpo de presa y con dos vanos simétricos separados por una pila central) incluyó la revisión del estado aparente de las compuertas y el hormigón, así como una pequeña operación de apertura de ambos. Salvo algún pequeño desperfecto superficial en la zona del trampolín, no se detectaron deterioros significativos del hormigón en el aliviadero, y el estado de erosión del cauce tampoco presenta fenómenos aparentemente remarcables.

Auscultación

Las principales conclusiones respecto del estado del sistema de auscultación son:

- La estación automática de adquisición de datos EAR-200 N°4 (izquierda), con la que se lee la cuerda vibrante, se encuentra fuera de servicio.
- La estación EAR-200 N°5 (derecha), con la que se leen los sensores 4-20 mA, se encuentra en buen estado, y está operativa.
- La central de lecturas manuales está operativa.
- El equipo portátil de lectura de cuerda vibrante se ha calibrado y funciona correctamente.
- El lector calibrador de corriente, recientemente suministrado para la toma de datos de los sensores 4-20 mA, funciona correctamente.
- No se dispone de equipo para lectura en las bases de clinómetro.
- La mayoría de los sensores están funcionando correctamente:
 - PCV: 15 operativos de 18.
 - TLP: 14 operativos de 16.
 - EV: 4 operativos de 12 (aunque de muy poca fiabilidad, cabezas inundadas).

- Clinómetro fijo: fuera de servicio (0 operativos de 1).
- TR: 10 operativos de 14 (en los 4 restantes podrían estar fallando los conversores, no los sensores).
- AFO: 3 operativos de 3 (nuevos).
- El antiguo medidor de nivel de embalse se ha desinstalado y en el mismo lugar, aprovechando la misma captación hidrostática en la cámara de válvulas del desagüe de fondo, se ha instalado una nueva balanza Rittmeyer (del SAIH), cuya señal podría incorporarse al sistema automático.

C.4. Situación actual de la presa

El diagnóstico de la situación actual se realizó de forma simultánea a la Primera Revisión de la Seguridad. Se presentan a continuación un resumen de las conclusiones. Estas conclusiones se presentaron y discutieron con el grupo que posteriormente realizó la identificación de modos de fallo.

C.4.1. Presa de Camporredondo

La caracterización geológica realizada indica que, por una parte, la cimentación se compone de cuarcitas de calidad en el rango de medias a buenas según el índice RMR, y por otra aflora el hecho de que el valor DMR obtenido está en la frontera de aquellos valores que se consideran suficientes para no prever problemática alguna frente al deslizamiento en el contacto presa-cimentación.

De forma coetánea a la realización de este estudio, IDOM INTERNACIONAL presentaba los resultados obtenidos a partir de la campaña geotécnica realizada para evaluar el estado de las presas de Camporredondo y Compuerto. Dicho informe concluye afirmando que *“de los resultados obtenidos para ambas litologías en la presa de Camporredondo se destaca la alta permeabilidad de ambas litologías puesto que en ninguno de los ensayos Lugeon realizados, en el ST-1 y en el ST-2, se ha logrado subir la presión, se perdía el agua inyectada. La alta presencia de coqueas en el hormigón y la elevada fracturación de la cuarcita evidencian esta alta permeabilidad”*.

En cuanto al hormigón de la presa, a partir de la relación de sondeos mecánicos a rotación realizados entre el 19 de febrero y el 13 de marzo de 2007 por la empresa HCC, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Se destaca la presencia de bloques grandes de caliza constituyentes del hormigón ciclópeo característico del cuerpo de la presa.
- El hormigón constituyente del cuerpo de la presa presenta las siguientes propiedades:
 - Densidad aparente (g/cm^3): 2.448, 2.281 y 2.346 respectivamente.
 - Resistencia a compresión simple, σ_{ci} (kg/cm^2): 163, 93 y 128 respectivamente.

- Módulo presiométrico, E_p (kp/cm²): 13636, 9373 y 11504 respectivamente.
- Permeabilidad (cm/s) $> 10^{-3}$ (no sube la presión).

Del análisis detallado de los registros de auscultación se evaluaron las subpresiones actuantes en el plano de cimentación de la presa, constatándose niveles de filtraciones en el cuerpo de presa y agrietamientos asociados al mismo.

Se realizaron modelos estructurales obteniendo coeficientes de seguridad (cuadro C.2) mediante métodos de equilibrio límite para distintas hipótesis de parámetros resistentes (cuadro C.1). En el cuadro C.2, F_ϕ es el coeficiente de seguridad a deslizamiento respecto del término de fricción y F_c es el coeficiente de seguridad a deslizamiento respecto del término de cohesión. Se calcularon también las máximas y mínimas tensiones mediante un modelo tensodeformacional tridimensional (cuadro C.3).

	Fricción (Grados)	Cohesión (Tn/m ²)	Observaciones
HIPOTESIS I	34	29	Valores mínimos de las estaciones geomecánicas
HIPOTESIS II	36.7	31.7	Valores medios de las estaciones geomecánicas
HIPOTESIS III	41.47-44.24		Rango de Fricciones equivalentes (Soriano, 1998)
HIPOTESIS IV	35-54	8-126	Rango entre valores residuales y de pico (Ruggeri, 2004)

Cuadro C.1: Hipótesis de cálculo para los parámetros resistentes en la presa de Camporredondo.

Simulación	F_ϕ (HIP 1)	F_c (HIP 1)	F_ϕ (HIP 2)	F_c (HIP 2)	F_ϕ (HIP 3)	F_c (HIP 3)	F_ϕ (HIP 4)	F_c (HIP 4)	F_ϕ (GT 2)	F_c (GT 2)
Normal	1.27	4.24	1.4	4.68	1.41 1.55	1.17 3	3.91 9	1.5	5
Accidental 1	1.24	4.16	1.38	4.59	1.38 1.52	1.15 2.98	3.83 9.96	1.2	4
Accidental 2	0.99	3.32	1.1	3.66	1.05 1.157	0.88 2.4	2.95 8.24	1.2	4
Extrema	1.25	3.75	1.38	4.16	1.37 1.51	1.14 3	3.43 9.15	1	3

Cuadro C.2: Coeficientes de seguridad a deslizamiento para la presa de Camporredondo.

En resumen, del conjunto de cálculos estructurales realizados, puede establecerse una serie de consideraciones de especial relevancia para la presa:

- La incertidumbre asociada a los parámetros tenso-deformacionales y, muy particularmente, a los parámetros resistentes, ha sido considerada en los cálculos mediante la adopción de cuatro hipótesis distintas en los análisis de estabilidad (2D) y dos en el modelo tenso-deformacional (3D).
- El comportamiento tridimensional constituye una garantía necesaria para la estabilidad general de la presa, dado que pese a las dimensiones de la

Caso	Máximas tracciones en el paramento de aguas arriba (Kp/cm ²)	Máximas compresiones verticales en el contacto presa-cimentación (Kp/cm ²)	¿Tracciones verticales en el pie de aguas arriba de la presa?
NMN	2-3.5	6-7	NO
NAP	2-3.5	6-7	NO
NAE	2-3.5	6-7	NO
EB+T	0-1.75	17-18	NO
NMN+T	5-6.8	6-7	NO
NMN+T+CR	2-3.35	12-13	NO

Cuadro C.3: Resumen de valores tensionales significativos en la presa de Camporredondo, calculadas mediante FLAC3D.

misma y, particularmente en los escenarios normal y accidental por drenes ineficaces, no podría asegurarse que, sin el efecto de curvatura y empotramiento en los estribos, la presa cumpla con los márgenes establecidos en la Guía Técnica N.2 del Comité Nacional Español de Grandes Presas.

- Los niveles tensionales resultantes muestran que, probablemente, las grietas en el paramento de aguas arriba que condicionan el hecho de que la presa no presente un comportamiento estructural aceptable por exceso de filtraciones, estén relacionadas con efectos térmicos y una cierta falta de rigidez en la cimentación, además de las propias características resistentes del hormigón, inferiores a lo deseable.

C.4.2. Presa de Compuerto

Las principales conclusiones de la caracterización geológica preliminar indicaban que, por una parte, la cimentación se compone de cuarcitas de calidad en el rango de medias a buenas según el índice RMR, y por otra aflora el hecho de que el valor DMR obtenido está en la frontera de aquellos valores que se consideran suficientes para no prever problemática alguna frente al deslizamiento en el contacto presa-cimentación.

De forma coetánea a la redacción de los trabajos, IDOM INTERNACIONAL presentaba los resultados obtenidos a partir de la campaña geotécnica realizada para evaluar el estado de las presas de Camporredondo y Compuerto. El aspecto más comprometido para la seguridad de la presa en dicha campaña se extracta a continuación, de forma literal:

“Los datos iniciales indicaban que la presa se asentaba sobre un macizo de cuarcitas, pero en los sondeos realizados en la margen izquierda nos hemos encontrado con areniscas de muy mala calidad. Este material fue deshaciéndose durante la perforación, al contacto con la batería y el agua, especialmente en los sondeos realizados en la galería 3, por lo que no fue posible obtener testigo de los metros perforados en el terreno. Parte de la arena obtenida se ha recogido en una caja portatestigos, llevándose una enorme cantidad el propio agua de perforación. A pesar de esta mala calidad de la roca la permeabilidad no resulta elevada, tal y como reflejan los ensayos Lugeon practicados en los sondeos de la galería 3.”

A partir de este informe, la Confederación Hidrográfica del Duero decidió ampliar la campaña de investigación para definir con exactitud la localización y características del banco o bancos de areniscas definidos en los sondeos de HCC. Se realizaron nueve sondeos mecánicos por el Parque de Maquinaria del M.M.A.:

- En la galería 3 se realizaron tres sondeos. El 301, que se realizó en seco para evitar arrastres del material por el propio agua de la perforación, confirma que los materiales del cimientado son areniscas; el porcentaje de recuperación de testigo en estos materiales es del 100 % lo que indica que el material está cementado (en los sondeos de HCC se definió un porcentaje de recuperación de 26, 3 y 25 %). El 301' se realizó con el único fin de recoger una muestra con tubo partido; se pudo coger una primera muestra pero al intentar obtener otra a continuación dio rechazo, lo que indica la media o alta compacidad del material. Se realizó una prolongación del sondeo ST-2 de HCC atravesando de 12.00 m (inicio de la prolongación) a 13.45 m arenas y bolos, con una recuperación de testigo próxima al 100 %. Con estos datos, y teniendo en cuenta que la permeabilidad no resulta elevada, se concluyó que el material del cimientado de la presa en su margen izquierda y a la altura de la galería 3 está formado por *areniscas cementadas, de media o alta compacidad*.
- Se realizaron otros 6 sondeos a la altura de la galería 4, dos en la margen derecha y cuatro en la margen izquierda, para definir una posible conexión entre los bancos de areniscas detectados en el estribo izquierdo a la altura de la galería 3. En todos estos sondeos la litología predominante es la cuarcita con pequeños niveles o intercalaciones de margas o areniscas. Tras el estudio de las columnas de los sondeos, no se pudo establecer una correlación entre las distintas intercalaciones areniscosas.

Consecuentemente, dado que en el peor de los casos se deduce que la cimentación de algún bloque en particular (probablemente en el estribo izquierdo) consistiría en areniscas cementadas de media o alta compacidad y, en el mejor de los casos sería de una cuarcita, se estableció un rango de rigideces equivalentes, teniendo en cuenta los efectos de la fracturación del macizo rocoso, entre 4 veces inferior a la del cuerpo de presa y 4 veces superior.

En cuanto al hormigón de la presa, a partir de la relación de sondeos mecánicos a rotación realizados entre el 19 de Febrero y el 13 de Marzo de 2007 por la empresa HCC se obtuvieron los siguientes resultados:

- Densidad aparente (g/cm^3): 2.345, 2.325, 2.388, 2.396, 2.358 y 2.647 respectivamente.
- Resistencia a compresión simple, σ_{ci} (kg/cm^2): 81, 183, 211, 244, 246 y 271 respectivamente.
- Módulo presiométrico, E_p (kp/cm^2): 33244, 23075, y 18404 respectivamente.
- Permeabilidad (cm/s): valores medios entre $8,4 \cdot 10^{-6}$ y $1,74 \cdot 10^{-5}$.

También se realizaron modelos estructurales. El aspecto más relevante de la seguridad estructural fue la eficiencia del sistema de drenaje. La ley de subpre-

siones que resultaría más consistente con los valores medidos supondría una reducción de la misma en el plano de las galerías no superior al 66 % de la carga teórica en dicho plano, en contraposición al 33 % de reducción que permite adoptar la Guía Técnica N°2. Por ello, se estudió el sistema para ambos escenarios. Se incluyen a continuación los resultados en coeficientes de seguridad (cuadros C.4 y C.5) y en tensiones (cuadros C.6 y C.7).

Simulación	F_{ϕ} (LI)	F_c (LI)	F_{ϕ} (ME)	F_c (ME)	F_{ϕ} (LS)	F_c (LS)	F_{ϕ} (GT 2)	F_c (GT 2)
Normal	1.11	3.715	1.44	4.8	1.81	6.05	1.5	5
Accidental 1	1.08	3.6	1.416	4.72	1.76	5.88	1.2	4
Accidental 2	0.936	3.12	1.25	4.15	1.57	5.24	1.2	4
Extrema	1.09	3.27	1.44	4.32	1	5.43	1	3

Cuadro C.4: Coeficientes de seguridad a deslizamiento (Reducción Subpresión al 66 %).

Simulación	F_{ϕ} (LI)	F_c (LI)	F_{ϕ} (ME)	F_c (ME)	F_{ϕ} (LS)	F_c (LS)	F_{ϕ} (GT 2)	F_c (GT 2)
Normal	1.26	4.2	1.63	5.45	2.03	6.78	1.5	5
Accidental 1	1.23	4.12	1.60	5.32	2	6.64	1.2	4
Accidental 2	0.936	3.12	1.25	4.15	1.57	5.24	1.2	4
Extrema	1.07	3.21	1.62	4.86	2.02	6.06	1	3

Cuadro C.5: Coeficientes de seguridad a deslizamiento (Reducción Subpresión al 33 %).

En los cuadros C.4 y C.5 LI quiere decir límite inferior de los parámetros resistentes, ME quiere decir mejor estimada de los parámetros resistentes, LS quiere decir límite superior de los parámetros resistentes, F_{ϕ} es el coeficiente de seguridad a deslizamiento respecto del término de fricción y F_c es el coeficiente de seguridad a deslizamiento respecto del término de cohesión.

En los cuadros C.6 y C.7 las distancias positivas son excentricidad medida desde el centro de gravedad del contacto presa cimentación hacia aguas arriba y negativas hacia aguas abajo, las tensiones positivas son de compresión y las negativas de tracción.

C.5. Identificación de los modos de fallo

Tras el análisis de la información disponible, las visitas de campo y las pertinentes discusiones sobre el estado actual de la presa en todo cuanto concierne a su seguridad, se procedió a identificar los potenciales modos de fallo.

Situación	Excentricidad (metros)	Tensión Aguas Abajo (Kp/cm ²)	Tensión Aguas Arriba (Kp/cm ²)
Embalse Vacío	8.88	10.67	170.35
Normal (NMN)	13.83	151.54	-23.84
Accidental 1 (NAP)	14.5	151.8	-23.88
Accidental 2 (Drenes ineficaces)	15.62	133.36	-28.84
Extrema (NAE)	14.75	157.41	-29.71

Cuadro C.6: Tensiones máximas y mínimas en el contacto presa-cimentación (Reducción subpresión al 66 %).

Situación	Excentricidad (metros)	Tensión Aguas Abajo (Kp/cm ²)	Tensión Aguas Arriba (Kp/cm ²)
Embalse Vacío	8.88	10.67	170.35
Normal (NMN)	8.69	138.85	10.45
Accidental 1 (NAP)			
Accidental 2 (Drenes ineficaces)	15.62	133.36	-28.84
Extrema (NAE)	9.34	143.72	5.58

Cuadro C.7: Tensiones máximas y mínimas en el contacto presa-cimentación (Reducción subpresión al 33 %).

Un modo de fallo constituye una secuencia particular de eventos que puede dar lugar a un funcionamiento inadecuado del sistema presa-embalse o una parte del mismo. En principio, se analiza cualquier modo de fallo con potencial para producir un vertido incontrolado de caudales y, por tanto, con potencial para causar daños sobre la vida humana. Así mismo, el análisis de los modos de fallo no se ciñe exclusivamente a las estructuras de retención de un embalse, sino que tiene en cuenta cualquier infraestructura incluida en el sistema presa-embalse.

En dichas sesiones de validación, cada modo de fallo y cada mecanismo han sido discutidos, los factores a favor y en contra de que se produzca cada uno de ellos puesto en común, y analizada su vinculación con la capacidad de detección e intervención en su caso.

Las fotografías de la figura C.4 muestran el desarrollo de las sesiones de trabajo vinculadas a esta tarea.



Figura C.4: Desarrollo de las sesiones de identificación de modos de fallo.

El total de los modos de fallo identificados, definidos y estructurados se aportan en los cuadros C.8 y C.9, donde el grado asignado implica una estimación previa y preliminar por parte del grupo sobre la probabilidad de ocurrencia (I, II, y IV, ordenados de mayor a menor probabilidad) y de la incertidumbre asociada (III cuando gobierna dicha incertidumbre):

Grado I. Modos de fallo que claramente se consideren factibles al existir alguna condición o estado sintomático detectado, resultar la serie de eventos probables e implicar consecuencias potenciales importantes. Estos modos de fallo son críticos y requieren decisiones a corto plazo, bien para recabar más información o directamente para acometer una actuación.

Grado II. Modos de rotura considerados igualmente factibles, aunque con menores posibilidades de ocurrir o consecuencias reducidas.

Grado III. Modos de fallo para los que la información disponible resulta, a todas luces, insuficiente aunque se estiman factibles y con consecuencias potenciales de magnitud elevada. Requieren de más investigación.

Grado IV. Modos de rotura descartados y cuya aparición no se considera razonable.

Además de la clasificación en grados, para cada modo de fallo se incluyen:

- Las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación (I.V.A) que se han detectado durante las sesiones de modos de fallo.
- Las necesidades de investigación para poder reducir la incertidumbre existente en el modo de fallo.
- Las posibles medidas de seguridad que se identificaron en este punto del proceso.

Como conclusión al trabajo de identificación de modos de fallo y, entendiendo que los modelos de riesgo a elaborar para las presas de Camporredondo y Compuerto deben ser un elemento vivo, pero suficientemente desarrollado para facilitar la toma de decisiones de seguridad sobre la presa en el presente inmediato, se adoptó la decisión de configurar la arquitectura del modelo incorporando únicamente aquellos modos de fallo clasificados como II (o II-IV). De esta manera, el modelo de riesgo de la presa de Camporredondo se configuró con un único modo de fallo y el de la presa de Compuerto con dos. Esto no supone ningún impedimento para que en el futuro, se puedan incluir otros modos de fallo en los modelos.

C.6. Arquitectura del modelo de riesgo

En la confección de los modelos de riesgo del sistema Carrión, se ha seguido una estrategia de dos fases. En primer lugar se han construido modelos de riesgo de cada presa por separado y en segundo lugar se ha construido un modelo conjunto del sistema completo.

La primera fase, permite estudiar cada presa en detalle utilizando todas las herramientas que se emplean habitualmente en los modelos de riesgo y realizando análisis de sensibilidad. Una vez se ha caracterizado el riesgo incremental asociado a la rotura de cada presa, mediante el modelo completo se puede ver la variación en riesgo anual promedio que supone la consideración del sistema completo. Además, este modelo completo queda ya configurado y listo para po-

Descripción	Grado	Necesidades de I.V.A.	Necesidades de investigación	Medidas de seguridad
Rotura de compuerta u operación errónea de la compuerta seguida de una suelta incontrolada de caudales.	IV-III	<ul style="list-style-type: none"> Inspección visual de las compuertas con frecuencia diaria o de varias veces por semana. Operación mensual de las compuertas, en vacío, utilizando la red eléctrica general así como la alimentación del grupo electrógeno. Operación anual en carga, siempre que se alcance el nivel suficiente para ello. 	<ul style="list-style-type: none"> Revisión del informe existente en relación a la seguridad estructural de la compuerta. Revisión a fondo de la estructura de las compuertas cada 5 años. 	<ul style="list-style-type: none"> Instalación de un segundo motor en el sistema oleohidráulico de accionamiento de la compuerta, para dotar al sistema de redundancia. Mejora de la fiabilidad del suministro eléctrico. Posibles mejoras derivadas de la revisión a fondo de las compuertas y de la revisión del informe sobre su seguridad estructural.
Deslizamiento de la presa por el aumento de carga hidrostática asociado a una avenida y a la falta de apoyo en estribos debido a la erosión por sobrevvertido.	II-IV	<ul style="list-style-type: none"> Inspección visual de los contactos presa-estribos. Seguimiento de los desplazamientos horizontales en coronación. 	-	-
Descalce de la presa y posterior rotura por inestabilidad debido a un vertido continuado desde alguno de sus aliviaderos.	IV	-	-	-
Inestabilidad de un bloque de la presa debido a la existencia de un plano desfavorable a través del cual existen filtraciones y una presión intersticial elevada.	IV	<ul style="list-style-type: none"> Inspección visual y registro de las humedades del paramento de aguas abajo, controlando que no evolucionen a filtraciones mayores. Aforo (diario o semanal) de las filtraciones en el cuerpo de presa, separando las provenientes del cimientto, de las provenientes del cuerpo de presa. 	-	-
Descalce de la presa debido a vertido incontrolado por la rotura del canal de descarga del aliviadero de la margen derecha.	IV	<ul style="list-style-type: none"> Inspección visual del canal. Seguimiento de las humedades en la zona. 	-	-
Deterioro del estribo izquierdo debido a un mal funcionamiento del túnel del aliviadero de la margen izquierda.	IV	-	-	-
Erosión del relleno de las diaclasas en el estribo derecho y/o el cimientto, produciendo un incremento de las filtraciones, de las deformaciones y finalmente un agrietamiento del cuerpo de presa.	IV	<ul style="list-style-type: none"> Seguimiento de posibles filtraciones en el entorno. 	-	-
Fallo en el contacto entre el cuerpo de presa y la estructura del aliviadero, con entrada de agua y movimiento del bloque cercano.	IV	-	-	-

Cuadro C.8: Modos de fallo de la presa Camporredondo.

Descripción	Grado	Necesidades de I.V.A.	Necesidades de investigación	Medidas de seguridad
Deslizamiento de un bloque partiendo de un mal funcionamiento del sistema de drenaje (colmatación de drenes) y contemplando la posibilidad de una apertura de grieta.	II	<ul style="list-style-type: none"> Seguimiento de las subpresiones. Seguimiento de las filtraciones. Seguimiento de los desplazamientos. 	-	<ul style="list-style-type: none"> Reperforación del sistema de drenaje. Mejora del sistema de auscultación.
Inestabilidad de un bloque de la presa debido a la existencia de un plano desfavorable (junta horizontal de construcción) a través del cual existen filtraciones y una presión intersticial elevada.	IV	<ul style="list-style-type: none"> Control de las filtraciones provenientes del cuerpo de presa. 	-	-
Rotura de compuerta u operación errónea de la compuerta seguida de una suelta incontrolada de caudales sin posibilidad de aviso previo aguas abajo.	IV-II	<ul style="list-style-type: none"> Inspección visual de las compuertas con frecuencia diaria o de varias veces por semana. Operación mensual de las compuertas, en vacío, utilizando la red eléctrica general así como la alimentación del grupo electrógeno. Operación anual en carga, siempre que se alcance el nivel suficiente para ello. 	-	<ul style="list-style-type: none"> Mejora de los equipos hidromecánicos y del sistema de alimentación eléctrica.
Deslizamiento aprovechando una superficie débil producida por la filtración y lavado del material de cimentación.	III-IV	<ul style="list-style-type: none"> Control de filtraciones Control de subpresiones Control visual de la zona aguas abajo de la presa, donde podrían aparecer síntomas de que se estuviese iniciando el modo de fallo. 	<ul style="list-style-type: none"> Sería conveniente realizar un ensayo geofísico que delimitase las zonas en las que existe arenisca. En el caso de que sí hubiese una zona de grandes dimensiones de arenisca, sería conveniente extraer una muestra no degradada de la arenisca para poder caracterizarla. 	-
Inestabilidad de un bloque debido a la degradación del hormigón producida por las filtraciones.	IV	<ul style="list-style-type: none"> Inspección visual del paramento de aguas abajo, controlando la posible aparición de humedades. Aforo (diario o semanal) de las filtraciones en el cuerpo de presa, separando las provenientes del cimiento, de las provenientes del cuerpo de presa. 	-	-
Descalce de la presa y posterior rotura por inestabilidad debido al mal funcionamiento del aliviadero durante un vertido continuado por las deficiencias del trampolín.	IV	-	-	-
Descalce de la presa (cimiento y estribos) por sobrevuerto por coronación.	II-IV	<ul style="list-style-type: none"> Inspección visual de los contactos presa-estribos. Seguimiento de los desplazamientos horizontales en coronación. 	-	-
Rotura de la presa provocada por la erosión del paramento de aguas abajo durante un sobrevuerto.	IV	-	-	-
Rotura de la presa por sobretensiones en el hormigón.	IV	-	-	-

Cuadro C.9: Modos de fallo de la presa Compuerto.

der ser empleado en el futuro para la optimización de estrategias conjuntas de operación del sistema de presa para la minimización de su riesgo.

Desde el punto de vista de la presa de aguas arriba (Camporredondo), la simplificación que supone realizar el modelo aislado es que el cómputo de las consecuencias se interrumpe al llegar a la presa de aguas abajo (Compuerto), tal como ocurre en los estudios de los Planes de Emergencia. Desde el punto de vista de la presa de aguas abajo (Compuerto) la simplificación que conlleva realizar el modelo aislado es que se supone que la presa de aguas arriba (Camporredondo) es irrompible y se encuentra siempre en su Nivel Máximo Normal (NMN) en el momento de presentarse la avenida. Estas simplificaciones desaparecen en el modelo conjunto.

La estructura del modelo de riesgo desarrollado mediante el programa iPresas¹, vincula los modos de fallo a las solicitaciones gobernadas por el nivel de agua (escenario normal e hidrológico) así como a las consecuencias por rotura de presas, aspectos que junto con las probabilidades asignadas a cada nodo de los modos de fallo se discuten en el siguiente apartado.

A continuación se muestran los diagramas de influencia de los diferentes modelos elaborados (Camporredondo, Compuerto y sistema Carrión completo). Se resume también la modelación de los modos de fallo incluidos en el modelo (los apéndices H y I contienen más información al respecto). El resto de nodos implican la incorporación al modelo de una serie de datos que se detallan en el siguiente apartado.

C.6.1. Modelo de riesgo de la presa de Camporredondo

El modelo de riesgo de la presa de Camporredondo incluye un único modo de fallo: *deslizamiento de la presa por el aumento de carga hidrostática asociado a una avenida y a la falta de apoyo en estribos debido a la erosión por sobrevvertido*.

El mecanismo de fallo tiene dos etapas. En primer lugar se debería producir la erosión de los estribos, lo cual dependerá de la intensidad y duración del sobrevvertido. En segundo lugar se produciría el fallo por deslizamiento, que depende de la carga hidrostática. Esto se manifiesta en dos nodos en el modelo de riesgo, tal como se muestra en la figura C.5.

Introduciendo este modo de fallo en el modelo de riesgo de la presa de Camporredondo se llega al diagrama de influencia mostrado en la figura C.6.

C.6.2. Modelo de riesgo de la presa de Compuerto

Como ya se ha justificado, en la presa de Compuerto se han incluido dos modos de fallo. El primer modo de fallo consiste en el *deslizamiento de un bloque partiendo de un mal funcionamiento del sistema de drenaje (colmatación de drenes) y contemplando la posibilidad de una apertura de grieta*.

¹iPresas es el programa en el cual se han implementado las metodologías desarrolladas en el presente trabajo.

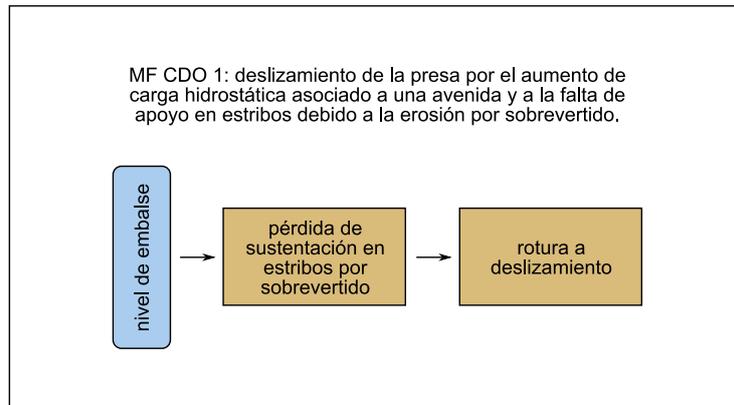


Figura C.5: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CDO 1.

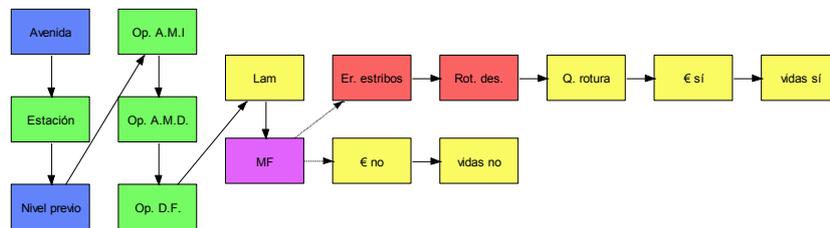


Figura C.6: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Camporredondo.

El mecanismo de fallo tiene tres etapas. En primer lugar se debería producir la colmatación de una cantidad suficiente de drenes, lo cual provocaría un cambio en la ley de subpresiones. En segundo lugar existiría la posibilidad de que se diese o no la apertura de grieta. Por última se produciría el fallo por deslizamiento. Como se puede ver en la figura C.7, los dos últimos pasos se han modelado mediante un único nodo.

El segundo modo de fallo consiste en un *descalce de la presa (cimiento y estribos) por sobrevertido por coronación y posterior deslizamiento de la presa*. Se descompone por lo tanto este modo de fallo en dos pasos (figura C.8):

- Descalce de la presa por sobrevertido (la probabilidad de que esto ocurra dependerá principalmente de la duración e intensidad del sobrevertido).
- Fallo de la presa, dado que el descalce se ha producido.

La figura C.9 muestra el modelo de riesgo de la presa de Compuerto, que incluye los dos modos de fallo descritos.

C.6.3. Modelo de riesgo del sistema Carrión

Para modelar el sistema conjunto se debe realizar un modelo que concatene los dos anteriores. Además, se debe configurar de tal manera que la hidrología de la presa de aguas arriba se transmita a la de aguas abajo. Por lo tanto, la avenida

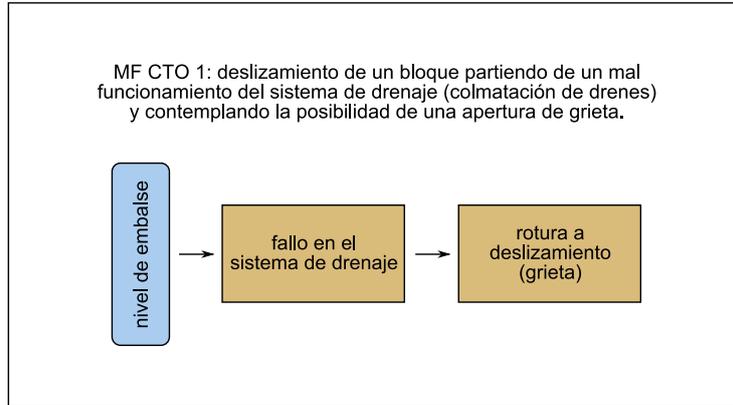


Figura C.7: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CTO 1.

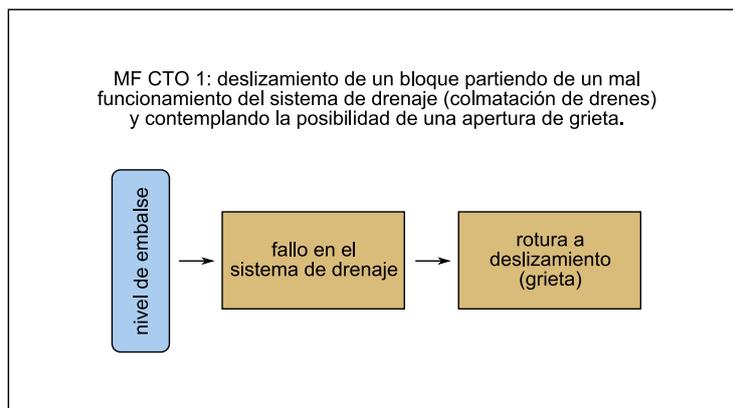


Figura C.8: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CTO 2.

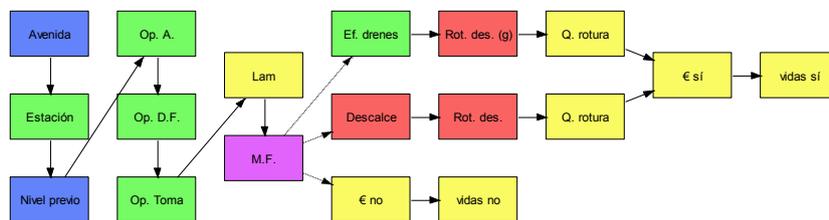


Figura C.9: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Compuerto.

es común para las dos presas. La presa de aguas abajo recibirá la avenida que lamina la presa de aguas arriba (teniendo en cuenta el nivel previo y la operatividad de órganos de desagüe de la presa de aguas arriba) más la avenida de la intercuenca. En caso de que la presa de aguas arriba rompa, la presa de aguas abajo recibirá el hidrograma de rotura.

En cuanto a las consecuencias, se han dividido en dos tramos: las consecuencias que se producen entre la presa de Camporredondo y la presa de Compuerto y las consecuencias que se producen aguas abajo de Compuerto. Las consecuencias del primer tramo sólo se verán afectadas por lo que ocurra en la presa de Camporredondo, sin embargo, las consecuencias del segundo tramo se verán afectadas por lo que ocurra en ambas presas.

Todo esto se captura en el modelo de riesgo del sistema, cuyo diagrama de influencia se muestra en la figura C.10.

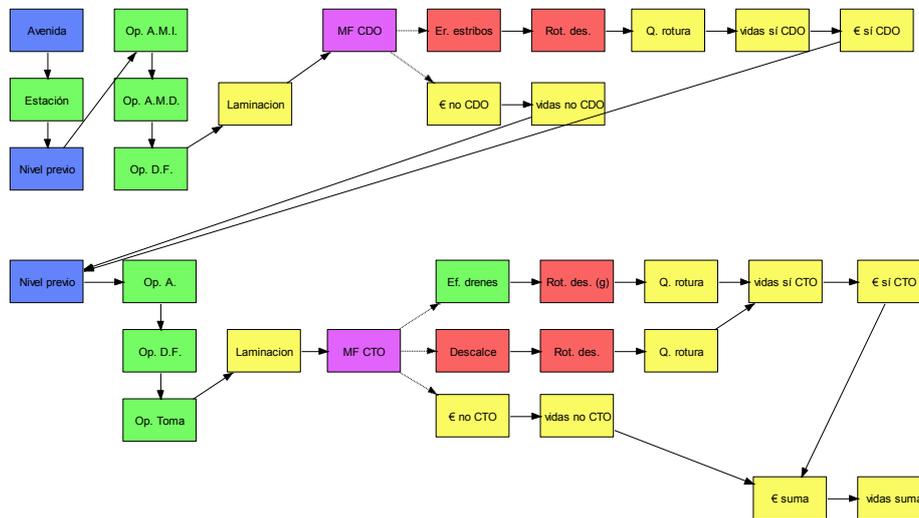


Figura C.10: Arquitectura del modelo de riesgo del sistema Carrión (presas de Camporredondo y Compuerto).

C.7. Solicitaciones, respuesta del sistema y consecuencias

Las sollicitaciones, respuesta del sistema y consecuencias se introducen en el modelo de riesgo a través de cada uno de los nodos de los que se compone dicho modelo, tal y como se reflejaba en la figura del apartado anterior. En particular, por orden de introducción de datos en los distintos “compartimentos” en que se ha dividido el modelo de riesgo, se ha trabajado en la elaboración de los siguientes datos:

- El nivel previo al que se encuentra el embalse en el momento de darse la avenida (apéndice E).
- La fiabilidad del funcionamiento de las compuertas y válvulas que permiten la salida de agua a través de los aliviaderos y desagües de fondo (apéndice F).
- Las avenidas y sus probabilidades de presentación anual (apéndice D).
- La laminación incluyendo el nivel máximo alcanzado en el embalse y el caudal laminado en cada situación de avenida, funcionamiento de compuertas y nivel previo en el embalse (apéndice G).
- Las probabilidades condicionales de que se produzca cada uno de los fenómenos en que se descomponen los modos de fallo en función del nivel máximo en el embalse y de la magnitud y duración del posible sobrevertido (apéndice I).
- Los caudales pico resultantes de la rotura de la presa (apéndice J).
- Las consecuencias en términos de pérdidas estimadas de vida y de costes económicos provocados por la inundación. Estas consecuencias se parametrizan para el caso de no rotura, utilizando el caudal pico laminado, y para el caso de rotura, utilizando el caudal pico de rotura (apéndice K).

Los procedimientos, justificación y alcance de todos estos estudios conducentes a la obtención de los datos necesarios para el cálculo posterior del riesgo se encuentran desarrollados en los apéndices D a K, que complementan al presente apéndice (Estudio hidrológico, de niveles de embalse, de fiabilidad de compuertas, de laminación, de mecanismos de fallo, de probabilidades de fallo, de hidrogramas de rotura y de consecuencias).

C.8. Cálculo de riesgo para la situación actual

Una vez se concluye la elaboración de todos los datos necesarios para el cálculo del riesgo, y estos quedan incorporados en la arquitectura de modelo elaborado, se procede a la obtención de los valores de probabilidad anual de fallo y de riesgo.

En cualquier caso, cabe mencionar que el riesgo total calculado es exclusivamente el derivado de las consecuencias incrementales por rotura de la presa,

es decir, descontando todas aquellas consecuencias que habrían sucedido, para el mismo evento, sin concurrencia de la rotura o fallo de la presa. Dichas consecuencias se estiman, por separado, en términos económicos (siendo las unidades de riesgo anual euros/año) y de pérdida potencial de vidas humanas (siendo las unidades de riesgo anual vidas/año).

Los resultados obtenidos en términos de riesgo ($R(\text{€})$ y $R(\text{vidas})$) y probabilidad anual de rotura (p_{rot}) en sus valores promedio y para los modelos de cada presa por separado se presentan en el cuadro C.10:

CAMPORREDONDO (independiente)			COMPUERTO (independiente)		
	Er. estribos	Total	Ef. drenes	Descalce	Total
p_{rot}	1.19E-08	1.19E-08	5.52E-03	1.38E-08	5.52E-03
$R(\text{€})$	0.29	0.29	638757.81	1.54	638759.36
$R(\text{vidas})$	1.75E-07	1.75E-07	9.63E+00	2.32E-05	9.63E+00

Cuadro C.10: Valores de probabilidad de fallo y riesgo anual para cada modo de fallo (presas analizadas de forma independiente).

Se puede observar que el valor de la probabilidad de rotura de Camporredondo es muy bajo. El riesgo es también muy bajo ya que además de tener una probabilidad de rotura pequeña, las consecuencias son también muy bajas debido a que sólo se han incluido aquí las consecuencias hasta la presa de Compuerto.

En la presa de Compuerto, es significativo que el primer modo de fallo es varios órdenes de magnitud superior al segundo, tanto en probabilidad de rotura como en riesgo. Además, al comparar los riesgos de las dos presas, se puede ver que la presa de Compuerto está soportando un riesgo significativamente mayor.

Una vez analizados los sistemas por separado, se procedió a analizar el sistema completo, arrojando los resultados mostrados en el cuadro C.11:

CAMPORREDONDO (sistema)			COMPUERTO (sistema)		
	Er. estribos	Total	Ef. drenes	Descalce	Total
p_{rot}	1.19E-08	1.19E-08	4.07E-03	1.84E-09	4.07E-03
$R(\text{€})$	1.10	1.10	474212.62	0.21	474212.82
$R(\text{vidas})$	1.18E-05	1.18E-05	7.10E+00	3.09E-06	7.10E+00

Cuadro C.11: Valores de Probabilidad de fallo y riesgo anual para cada modo de fallo (presas analizadas como sistema).

Como es lógico, la probabilidad de rotura de la presa de Camporredondo no se ve afectada por el hecho de haber incluido la presa de Compuerto en el modelo. Por contra, los resultados de riesgo sí se ven afectados, ya que ahora las potenciales consecuencias no paran en la presa de Compuerto si no que continúan aguas abajo. Aún así, el riesgo de la presa de Camporredondo sigue siendo muy bajo.

Por otra parte, la presa de Compuerto sí ve afectada su probabilidad de rotura. Al incluir en el análisis la presa de aguas arriba, la probabilidad de rotura de la presa de aguas abajo sufre dos efectos con resultados opuestos. Por un lado, al contemplarse la posibilidad de recibir una avenida de gran tamaño debido a la rotura de la presa de aguas arriba, la probabilidad de rotura aumenta. Por

otro lado, al considerar que la presa de aguas arriba normalmente se encontrará por debajo de su NMN, se ofrece una mayor protección frente a avenidas, con lo que la probabilidad de rotura descende. Como se puede ver, en el presente caso es el segundo efecto el que tiene más importancia, pero esto no tiene porqué ser siempre así (por ejemplo en una presa con aprovechamiento hidroeléctrico donde el nivel se mantenga muy próximo al NMN, el segundo efecto podría ser más pequeño).

A título informativo, los modelos de riesgo de las presas por separado precisaron para su cálculo de 4160 ramas (Camporredondo) y 48672 ramas (Compuerto) sumando un total de 52832 ramas. Sin embargo, el modelo completo precisa de muchas más ramas, ya que al concatenar los dos modelos se produce un efecto multiplicador en la complejidad del cálculo, de tal manera que para obtener la misma precisión que en los anteriores modelos, fue necesario un modelo de riesgo de 9085440 ramas.

C.9. Evaluación de riesgo

Los estándares internacionales utilizados para comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas de Camporredondo y Compuerto con criterios de tolerabilidad de dichos riesgos son los siguientes.

Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR)

Los criterios de tolerabilidad se basan en valores de riesgo promedio (como el calculado en el apartado anterior) e implican una primera limitación sobre la probabilidad de fallo anual, independientemente de las consecuencias asociadas, de valor 10^{-4} . Este valor sería el riesgo individual, es decir, el riesgo de una persona con un nivel de exposición completo, y tiene connotaciones muy vinculadas igualmente a la propia imagen y confiabilidad del propietario de la presa. La segunda limitación se establece en términos de riesgo total, debiendo este limitarse a valores inferiores a 10^{-2} y 10^{-3} vidas/año a corto y largo plazo respectivamente.

Las figuras C.11 a C.13 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Carrión en relación con los mencionados criterios. Además, se han graficado los resultados obtenidos mediante los modelos individuales junto con los resultados obtenidos mediante el modelo del sistema completo, para poder analizar así las diferencias.

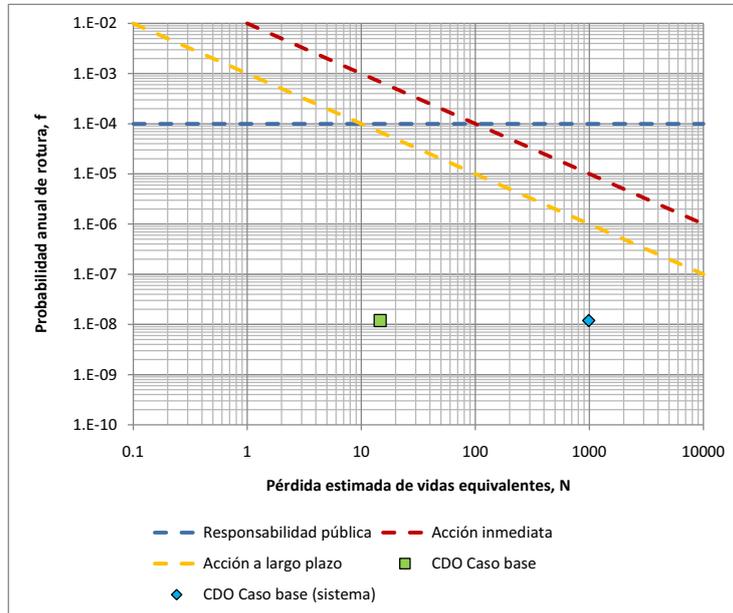


Figura C.11: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Camporredondo.

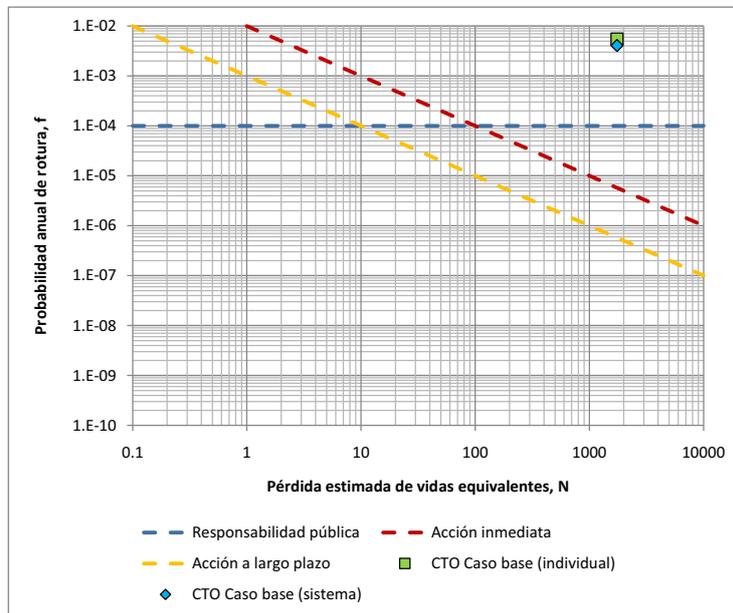


Figura C.12: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Compuerto.

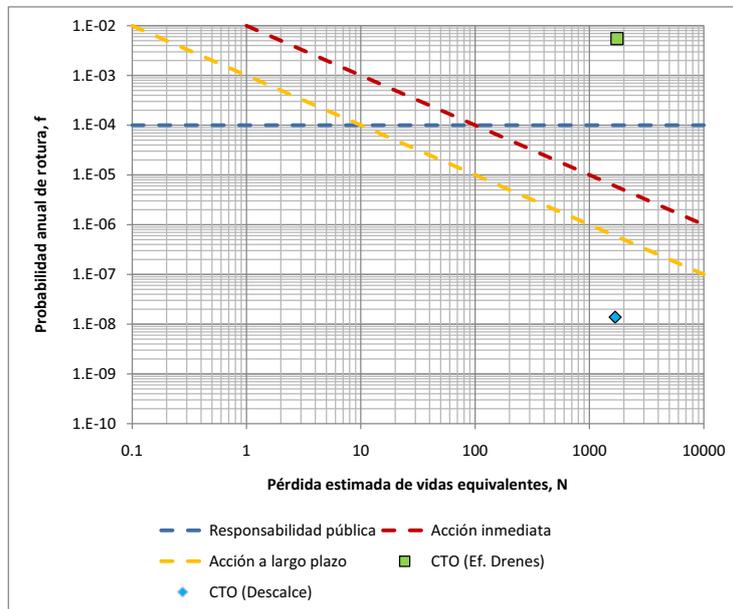


Figura C.13: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Compuerto (descomposición por modos de fallo).

Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD)

Los criterios de tolerabilidad de riesgo adoptados por dicho organismo y que, en la práctica, corresponden con los adoptados para tolerabilidad de riesgos en la mayoría de industrias peligrosas, se basan en la probabilidad acumulada anual de excedencia de cierto valor de las consecuencias (en términos de vidas humanas), en lugar de considerar el riesgo promedio.

Las figuras C.14 y C.15 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Carrión en relación con los mencionados criterios:

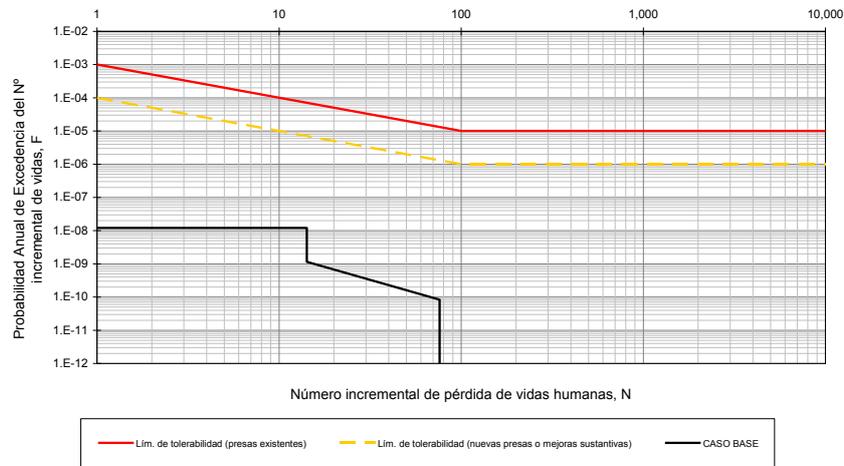


Figura C.14: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del ANCOLD en la presa de Camporredondo.

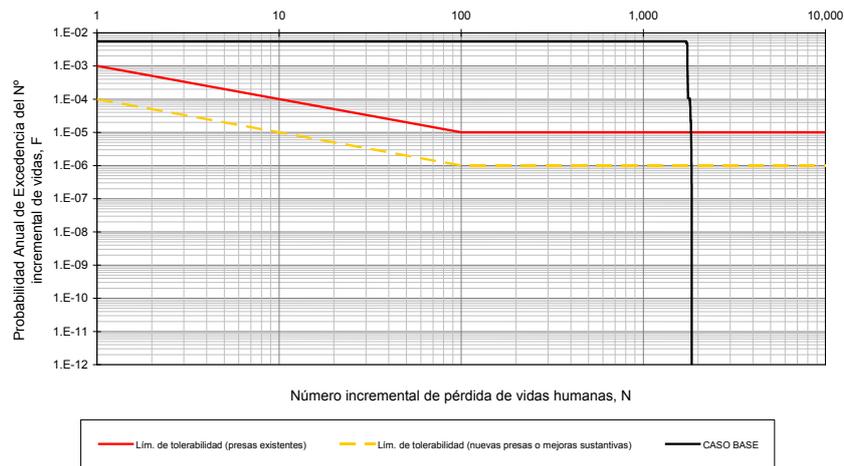


Figura C.15: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del ANCOLD en la presa de Compuerto.

Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE)

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha desarrollado una serie de criterios de tolerabilidad de riesgos que incorporan los dos anteriores (USBR y ANCOLD), aportando una limitación adicional a las máximas consecuencias tolerables.

Las figuras C.16 y C.17 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga en relación con los mencionados criterios:

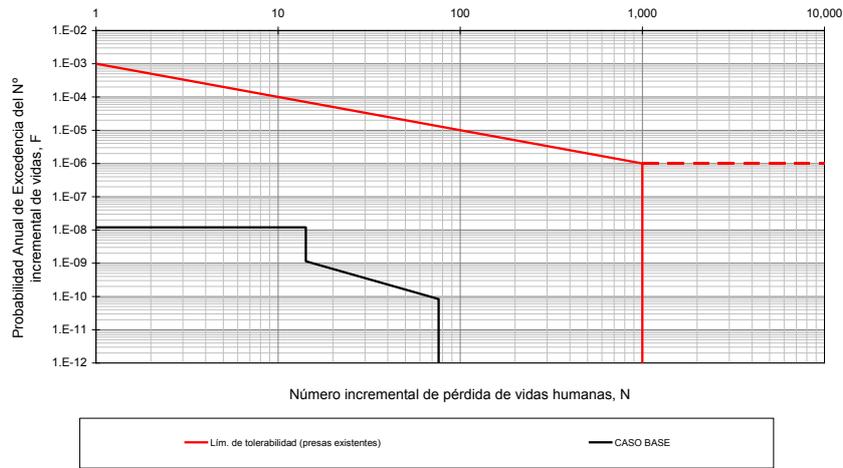


Figura C.16: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Camporredondo.

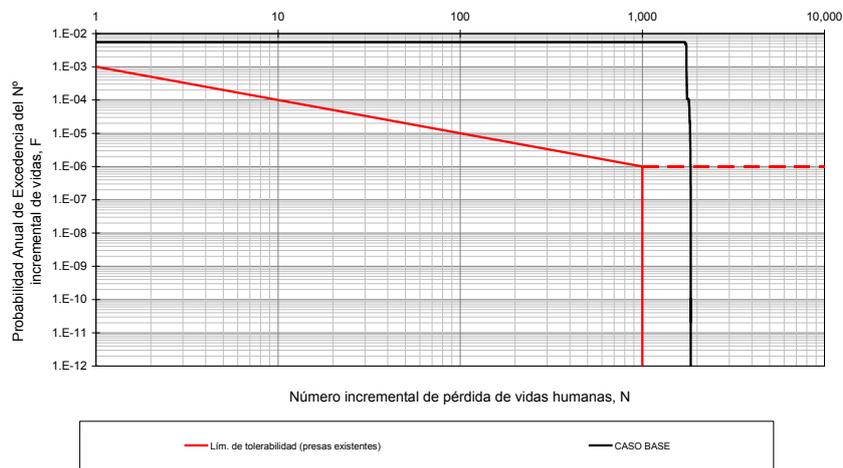


Figura C.17: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Compuerto.

Interpretación

Teniendo en cuenta las limitaciones y condicionantes de los modelos de riesgo elaborados, cabe en cualquier caso establecer algunas conclusiones iniciales que se derivan de los resultados obtenidos y de su comparación con criterios de tolerabilidad internacionales:

- La comparación del riesgo incremental de la presa de Camporredondo con los criterios de tolerabilidad existentes indica que su seguridad es adecuada (lo cual no es impedimento alguno para que se sigan tomando medidas de conservación y de reducción de riesgo siempre que dichas medidas sean eficientes).
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Compuerto con los criterios de tolerabilidad existentes aconseja que se tomen medidas para reducir dicho riesgo.
- En la presa de Compuerto, es el modo de fallo asociado a la ineficacia del sistema de drenaje el que está aportando mayor riesgo a la presa.
- En el estado actual, en caso de rotura de la presa de Compuerto, se darían consecuencias incrementales altas (pérdida de vidas > 1000), lo cual adelanta que medidas como la implantación del Plan de Emergencia serán muy recomendables (ver siguiente apartado). En el siguiente apartado se discuten las medidas de reducción de riesgo estudiadas.

C.10. Medidas de reducción y control de riesgo

C.10.1. Medidas a evaluar

Además de evaluar el estado actual de las presas Camporredondo y Compuerto, se han evaluado algunas medidas de reducción de riesgo que se habían planteado en el Informe de Primera Revisión de Seguridad de las presas. Estas medidas son, tanto para la presa de Camporredondo como para la presa de Compuerto, las siguientes:

1. Realización de pantallas de impermeabilización y rehabilitación de los sistemas de drenaje.
2. Implantación de los Planes de Emergencia (que ya se encuentran redactados).
3. Rehabilitación y mejora de los equipos hidromecánicos.

Una de las ventajas del Análisis de Riesgos es que permite capturar de forma homogénea el efecto que tienen sobre la seguridad (medido en probabilidad de rotura y riesgo) estas medidas. Para poder capturar este efecto, se parte del modelo base que se ha presentado en el apartado C.8 y se modifican los nodos que se vean afectados. A continuación se vuelve a calcular el modelo y se comparan los resultados con los del caso base. Así, las 3 medidas evaluadas afectan al modelo de la siguiente forma:

1. Las pantallas de impermeabilización y drenaje afectan a la respuesta del sistema, es decir a la probabilidad de rotura. Por lo tanto sólo es necesario cambiar los nodos de los modos de fallo donde se indica dicha probabilidad. El resultado sobre la seguridad de la presa es un descenso de la probabilidad de rotura global de la presa y del riesgo. En los gráficos que se han presentado en el apartado anterior esto se materializa en un descenso de los puntos o líneas.
2. Los Planes de Emergencia tienen un efecto directo sobre las consecuencias. La existencia de buenos protocolos y sistemas para la alerta y evacuación de la población hace que en caso de producirse una rotura, la pérdida de vidas humanas sea menor. Por lo tanto, los únicos nodos que hay que modificar en el modelo son aquellos que modelan las consecuencias en vidas. El resultado sobre la seguridad de la presa es que se reduce el riesgo en vidas pero no la probabilidad de rotura ni el riesgo económico.
3. La rehabilitación y mejora de equipos hidromecánicos afecta a la probabilidad de que durante una avenida, se puedan operar los órganos de desagüe. Si esta probabilidad aumenta, la probabilidad de que se alcancen niveles altos en el embalse disminuye. Es por lo tanto una medida que afecta a las cargas del modelo. Los nodos que es necesario modificar son los de la operatividad de los órganos de desagüe. El resultado de esta medida es una reducción de la probabilidad de rotura y por lo tanto también del riesgo.

C.10.2. Indicadores de efectividad y eficiencia

Una vez calculados los modelos de las alternativas de reducción de riesgo, se pueden obtener y estudiar varios indicadores de su eficiencia y efectividad, tal como se muestra en el cuadro C.12.

Los significados de los indicadores de dichas tablas son los siguientes:

- Probabilidad de rotura (año^{-1}): es la probabilidad anual de rotura.
- Riesgo económico (M€/año): es el riesgo económico incremental, es una medida de cuanto le costaría al propietario anualmente “cubrir” el riesgo económico asociado a la posible rotura de su presa.
- Riesgo social (vidas/año): como el anterior pero para la pérdida de vidas humanas en lugar de las pérdidas económicas.
- Reducción de riesgo económico (M€/año): es el beneficio económico resultante de la reducción de riesgo generado por la medida. Resulta de comparar el riesgo económico del caso base con el de la alternativa.
- Coste anualizado de la alternativa (M€/año): es el coste estimado de implementar la alternativa, anualizado repartiéndolo a lo largo de su vida útil.
- Coste económico total (M€/año): resulta de sumar el coste de reducción de riesgo y el coste incremental del riesgo.

PRESA DE CAMPORREDONDO				
	Caso base	Alternativa 1: Pantalla de drenaje e impermeabilización	Alternativa 2: Implantación del Plan de Emergencia	Alternativa 3: Rehabilitación y mejora de los equipos hidromecánicos
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	1.19E-08	6.51E-11	1.19E-08	2.65E-10
Riesgo económico [M€/año]	2.93E-07	1.59E-09	2.93E-07	6.51E-09
Riesgo social [vidas/año]	1.75E-07	9.54E-10	2.95E-08	3.92E-09
Reducción de riesgo económico [M€/año]		2.91E-07	0.00E+00	2.86E-07
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		4.03E-02	1.78E-02	1.76E-01
Coste económico total [M€/año]	2.90E-07	4.03E-02	1.78E-02	1.76E-01
Ratio beneficio/coste		0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
ACSLs [M€]		2.32E+05	1.22E+05	1.03E+06
Razón de desproporcionalidad		1.29E+05	6.80E+04	5.74E+05

PRESA DE COMPUERTO				
	Caso base	Alternativa 1: Pantalla de drenaje e impermeabilización	Alternativa 2: Implantación del Plan de Emergencia	Alternativa 3: Rehabilitación y mejora de los equipos hidromecánicos
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	5.52E-03	6.78E-06	5.52E-03	5.35E-03
Riesgo económico [M€/año]	6.39E-01	7.87E-04	6.39E-01	6.19E-01
Riesgo social [vidas/año]	9.63E+00	1.19E-02	1.61E+00	9.33E+00
Reducción de riesgo económico [M€/año]		6.38E-01	0.00E+00	2.01E-02
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		4.03E-02	4.93E-02	2.17E-02
Coste económico total [M€/año]	6.39E-01	4.10E-02	6.88E-01	6.40E-01
Ratio beneficio/coste		1.59E+01	0.00E+00	9.30E-01
ACSLs [M€]		-	6.14E-03	5.46E-03
Razón de desproporcionalidad		-	0.00E+00	0.00E+00

Cuadro C.12: Indicadores de efectividad y eficiencia para las alternativas de reducción de riesgo de las presas del sistema Carrión.

- Ratio beneficio/coste: resulta de dividir el beneficio por reducción de riesgo por el coste de la medida.
- ACSLS (M€/vida): del inglés Adjusted Cost per Statistical Life Saved. Es el coste (descontando el beneficio en reducción de riesgo) por cada vida estadística salvada. Cuanto más bajo sea este indicador, más justificada está la medida.
- Razón de desproporcionalidad: resulta de dividir el ACSLS por el coste promedio que se acepta en otras industrias.

C.10.3. Reevaluación del riesgo

Además de estos indicadores, también se pueden volver a obtener las gráficas de los criterios de tolerabilidad que se han mostrado en el apartado anterior para cada una de las alternativas de reducción de riesgo.

Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR)

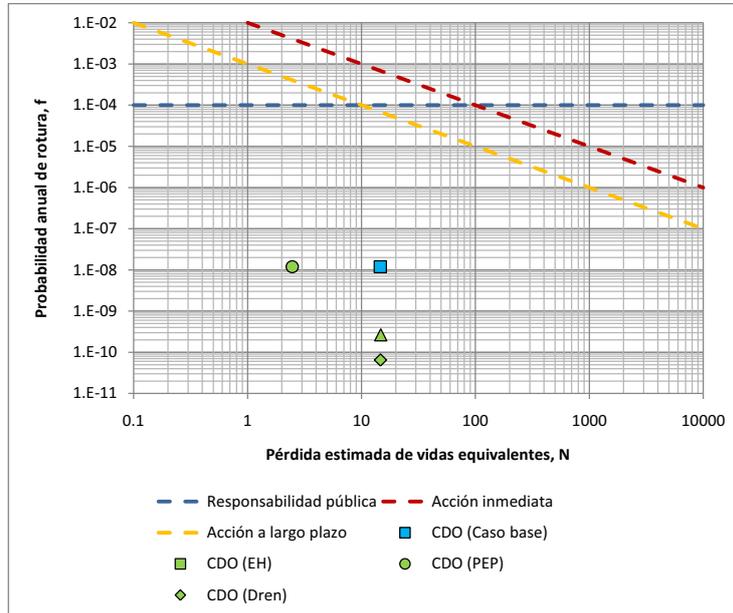


Figura C.18: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Camporredondo.

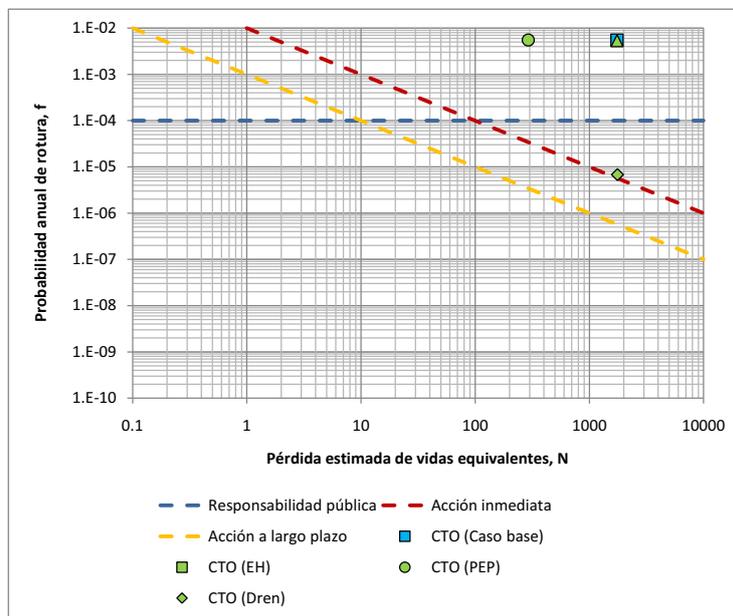


Figura C.19: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Compuerto.

Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD)

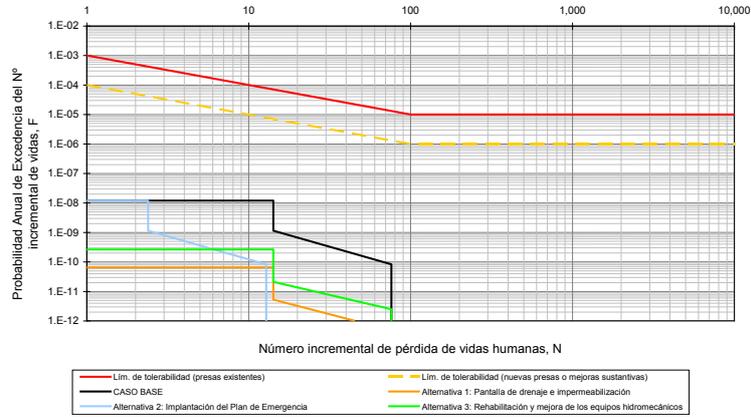


Figura C.20: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del ANCOLD para la presa de Camporredondo.

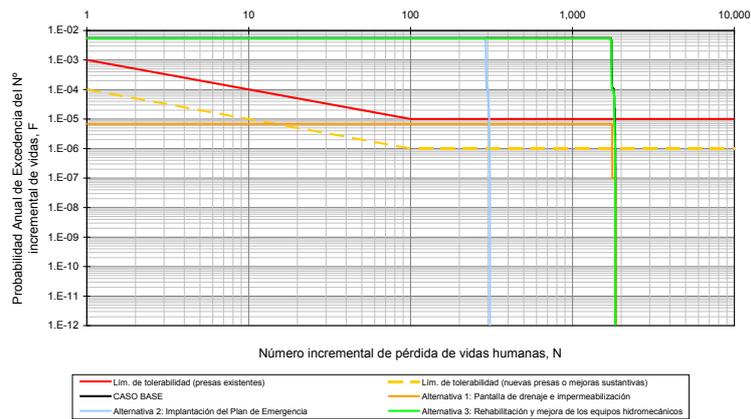


Figura C.21: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del ANCOLD para la presa de Compuerto.

Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE)

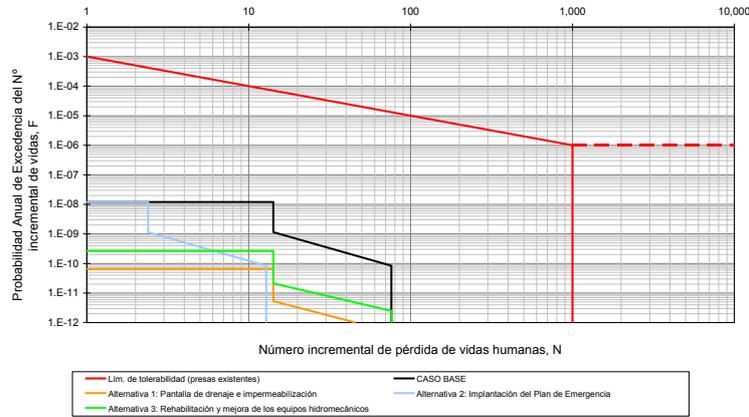


Figura C.22: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Camporredondo.

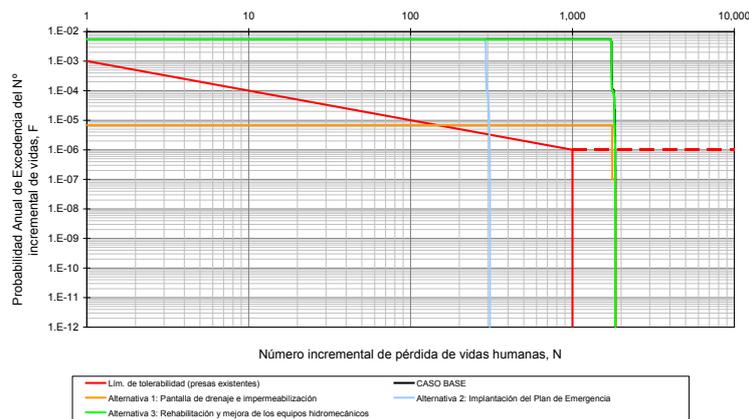


Figura C.23: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Compuerto.

C.10.4. Secuencias de reducción de riesgo

Todos estos criterios e indicadores pueden servir para proponer una priorización en el orden de implementación de las medidas de reducción de riesgo. Por ejemplo, en la presa de Compuerto, que es la que tiene probabilidades de rotura y riesgos altos, atendiendo exclusivamente a criterios económicos el orden óptimo de implementación de las medidas sería: drenaje, rehabilitación de equipos y Plan de Emergencia. De hecho, atendiendo a los criterios del USBR o del USACE, la medida de realización/mejora de pantallas de impermeabilización y drenaje es la única que conseguiría bajar la probabilidad de rotura a valores tolerables. Implementando las medias en este orden, se pueden obtener gráficos que muestren esta reducción (figuras C.24 y C.25).

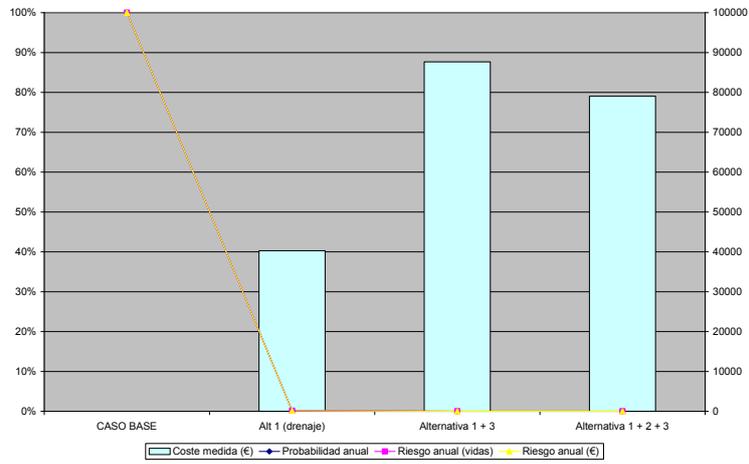


Figura C.24: Reducción del riesgo en la presa de Camporredondo siguiendo una secuencia de implementación de medidas de reducción de riesgo económicamente óptima (escala logarítmica).

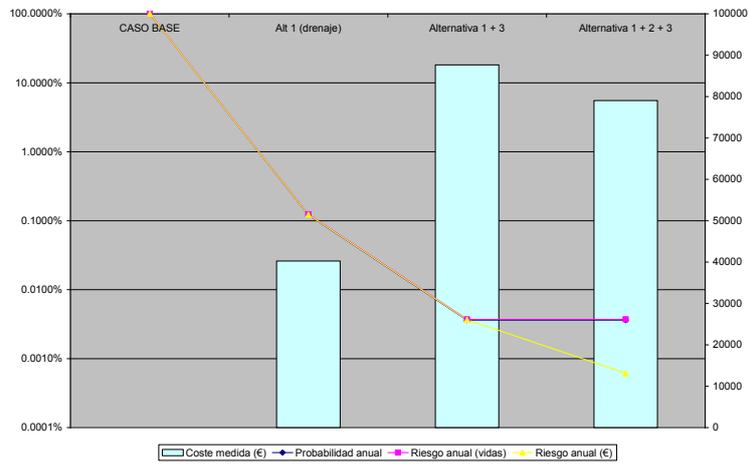


Figura C.25: Reducción del riesgo en la presa de Compuerto siguiendo una secuencia de implementación de medidas de reducción de riesgo económicamente óptima (escala logarítmica).

Sin embargo, el criterio económico no es el único que se debe seguir. Estudiando la gráfica del USACE, se puede ver que la única medida que puede hacer que no se incumpla el criterio de no superar las 1000 vidas incrementales es el Plan de Emergencia, lo cual da gran prioridad a esta medida también.

En cualquier caso, no se pueden tomar estos criterios como reglas estrictas que ofrezcan de manera unívoca el orden a seguir en la implementación de las medidas de reducción de riesgo, si no que por el contrario, todos estos indicadores deben servir para informar el proceso de toma de decisiones, que contemplará otros aspectos además de los aquí reflejados.

Por último, aunque no se ha evaluado en el presente estudio, el desequilibrio existente entre el riesgo de las dos presas, podría sugerir un cambio en la estrategia de explotación, de manera que, si es posible, se reduzca el riesgo de la presa Compuerto sin poner en peligro a la presa de Camporredondo.

C.10.5. Evaluación mediante el modelo del sistema completo

Se resumen a continuación algunas de las conclusiones que se han obtenido tras correr las alternativas de reducción de riesgo en el modelo de riesgo del sistema completo. Una de las ventajas es que es posible ver cómo una medida en una presa afecta también a otras presas. Para poder ver este efecto se ha analizado el efecto que tiene cada medida sobre cada una de las dos presas.

Las figuras C.26 a C.28 muestran el efecto de las mejoras en la presa de Camporredondo sobre ambas presas. El efecto sobre la presa de Camporredondo es similar al mostrado en la figura C.18 del apartado C.10.3, a excepción de la implantación del Plan de Emergencia. En el caso del sistema, el efecto del Plan de Emergencia de la presa de Camporredondo es muy pequeño (en términos relativos) porque las consecuencias aguas abajo de Compuerto (que no se ven disminuidas por dicho Plan de Emergencia) enmascaran la disminución de consecuencias en el tramo Camporredondo-Compuerto.

En cuanto a los efectos de las mejoras a la presa de Camporredondo sobre la presa de Compuerto, estos son en general pequeños. En el caso del Plan de Emergencia, los efectos son nulos, porque sólo afecta al tramo de consecuencias aguas arriba de Compuerto. En las otras dos alternativas, los efectos son casi inapreciables, debido a que como la probabilidad de rotura de Camporredondo ya es de por sí muy baja, una mejora en sus seguridad tiene muy poco efecto en la presa de aguas abajo.

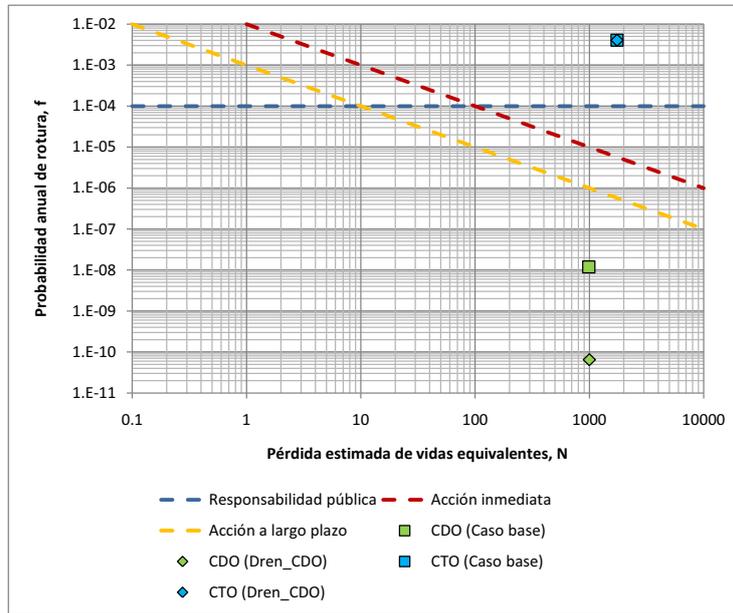


Figura C.26: Efecto de las pantallas de drenaje de Camporredondo sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

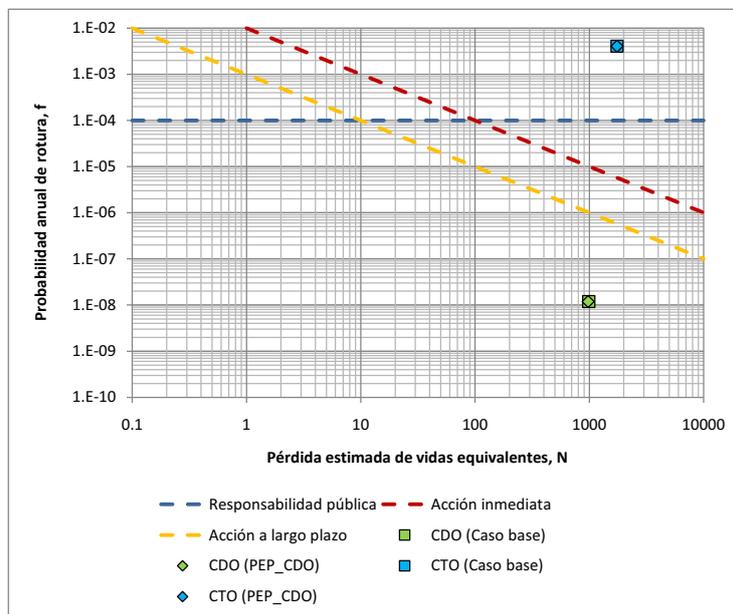


Figura C.27: Efecto del Plan de Emergencia de Camporredondo sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

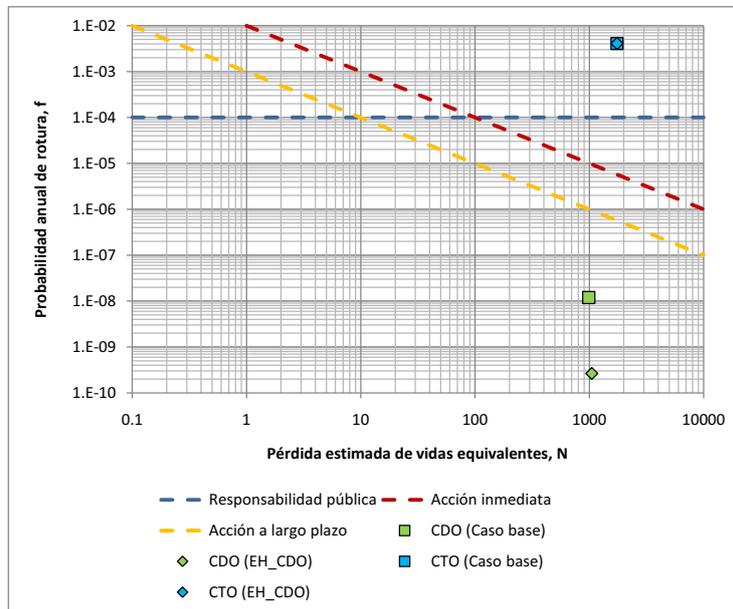


Figura C.28: Efecto de los equipos hidromecánicos de la presa de Camporredondo sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

Las figuras C.29 a C.31 muestran el efecto de las mejoras en la presa de Compuerto sobre ambas presas. En primer lugar, se puede ver cómo la realización de una pantalla de drenaje tiene un gran efecto directo sobre la seguridad de Compuerto, rebajando su probabilidad de rotura. Este efecto ya se había capturado en el modelo individual (ver figura C.19 en el apartado C.10.3). El resultado adicional que aporta el modelo conjunto del sistema es ver cómo de manera indirecta esta mejora en la presa de Compuerto también tiene un beneficio sobre la presa de Compuerto, que como se puede ver tiene una disminución en la pérdida de vidas incrementales. Esto se debe a que en los casos en que la presa de Camporredondo rompa, será ahora más probable que la presa de Compuerto no rompa (debido a la pantalla de drenaje) resultando así en una pérdida de vidas menor.

El Plan de Emergencia también tiene un efecto positivo en ambas presas, que queda capturado y cuantificado mediante el modelo conjunto del sistema como se puede ver en la figura C.30. La mejora de los equipos hidromecánicos tiene un efecto limitado sobre la presa de Compuerto, como ya se había comprobado en el modelo individual, y por lo tanto tiene también un efecto limitado sobre los resultados de Camporredondo.

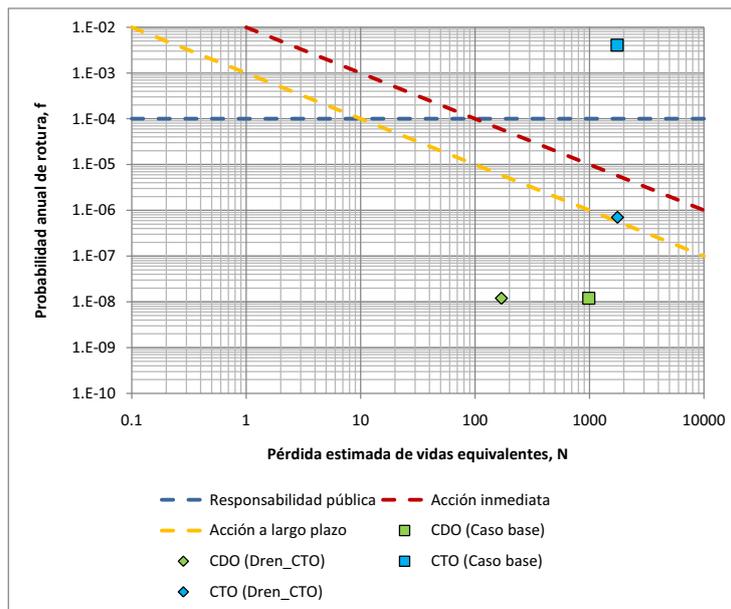


Figura C.29: Efecto de las pantallas de drenaje de Compuerto sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

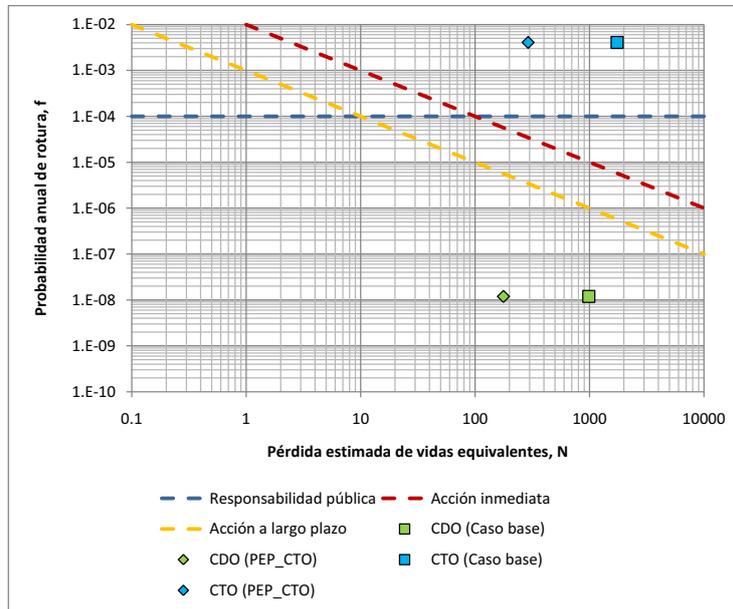


Figura C.30: Efecto del Plan de Emergencia de Compuerto sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

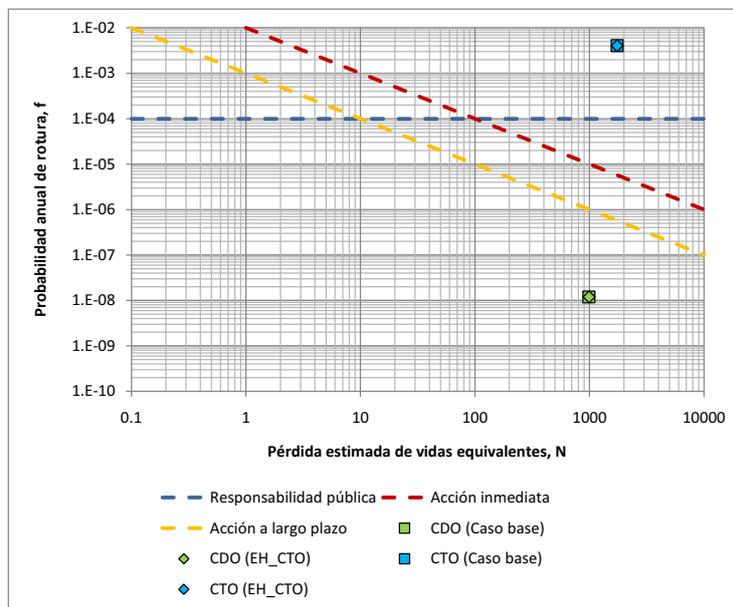


Figura C.31: Efecto de los equipos hidromecánicos de la presa de Compuerto sobre las presas de Camporredondo y Compuerto.

C.11. Conclusiones

La aplicación por parte de la CHD del análisis de riesgos a las presa de Camporredondo y Compuerto es una iniciativa que arranca el año 2006. En el momento de redactar las presentes conclusiones el proceso ha recorrido ya un camino considerable. El presente es un caso piloto que pretende servir de modelo para la aplicación del Análisis de Riesgos al resto de presas de la Confederación. De hecho este proceso ya ha arrancado para algunas de las presas.

El proceso desarrollado ha tenido una serie de efectos beneficiosos derivados de su propia naturaleza y estructura, entre los que cabe destacar los siguientes:

- Participación en un mismo foro de diversos técnicos de la CHD involucrados en varios aspectos relacionados con la seguridad de las presas estudiadas e incluso de anteriores ingenieros encargados de las presas. Esto ha permitido el intercambio y puesta en común de información, de modo que los diversos interlocutores han podido tener acceso a una visión conjunta e integral de la gestión de la seguridad de la presa, mejorando en la comprensión de su propio papel, tanto en relación con los demás agentes implicados como con la propia seguridad de la presa.
- Se ha realizado una recopilación y examen conjunto de toda la información disponible de la presa, información a menudo dispersa y en parte desconocida para muchos de los técnicos que participan de forma activa en la gestión de la seguridad de la presa.
- La realización de visitas de inspección conjuntas por parte del equipo conformado para la realización del trabajo ha permitido igualmente un valioso intercambio de conocimientos técnicos y de seguridad, constituyendo una herramienta de formación de gran interés por sí misma.
- El diagnóstico conjunto del estado actual de la presa ha permitido establecer una visión común homogénea como punto de partida para el desarrollo del trabajo posterior, al tiempo que ha producido un mejor entendimiento por parte de todos los técnicos del equipo del comportamiento de la presa y de su problemática actual.
- La realización simultánea del Análisis de Riesgo con la Primera Revisión de Seguridad de la presa ha sido beneficiosa para los dos trabajos: el Análisis de Riesgo ha podido emplear información de primera mano que se ha desarrollado para la Revisión de Seguridad, y la Revisión de Seguridad se ha visto enriquecida por las aportaciones del Análisis de Riesgo.

En cuanto a los resultados directos del trabajo realizado, se puede concluir, con el nivel de información disponible y las limitaciones inherentes al estudio realizado, los siguientes aspectos:

- El riesgo del sistema Carrión ha quedado caracterizado. Se ha identificado que la presa de aguas arriba (Camporredondo) tiene niveles de seguridad muy altos mientras que la presa de aguas abajo (Compuerto) tiene unos niveles de riesgo más elevados que la anterior.
- El riesgo y la probabilidad de rotura de la presa de Compuerto se ven gobernados por la incertidumbre existente en cuanto al sistema de drenaje.

- En cuanto a la comparación de los resultados de riesgo obtenidos con los estándares internacionales cabe indicar que la presa de Camporredondo está claramente dentro de los límites establecidos por el USBR, el ANCOLD y el USACE pero que la presa de Compuerto se encuentra por encima de ellos. La evaluación del riesgo de acuerdo con la gráfica F-N indica que las actuaciones de reducción del riesgo deben ir encaminadas tanto a la reducción de la probabilidad de rotura como a la reducción de las consecuencias en caso de rotura. En cualquier caso, con la implementación de las tres medidas previstas, esto queda subsanado, debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
- El modelo de riesgo del sistema conjunto ha sido capaz de capturar las interrelaciones existentes, llegando incluso a identificar los efectos que las mejoras en una presa tendrían también sobre la otra.
- La gran disparidad existente entre los resultados de las dos presas sugiere que existe margen para transferir riesgo desde Compuerto hacia Camporredondo. De hecho, se ha propuesto un cambio en las reglas de operación del sistema para aumentar los niveles de agua en Camporredondo y bajar los de Compuerto.

En cuanto a los efectos beneficiosos que el trabajo realizado puede tener sobre las actividades habituales de gestión de la seguridad, y de las posibles actuaciones de mejora y uso del modelo como ayuda a dicha gestión, se puede concluir:

- Los resultados obtenidos pueden servir para orientar y definir las futuras actividades de ampliación de información sobre la presa. Una vez realizadas estas, el modelo de riesgo podrá actualizarse.
- El trabajo realizado ha constituido una valiosa aportación a la confección del Informe de Primera Revisión de Seguridad de ambas presas.
- Las futuras revisiones del Plan de Emergencia pueden realizarse a la luz de los resultados obtenidos, de modo que sea posible una interacción en dos sentidos: por un lado los resultados del modelo de riesgo pueden contribuir a formular actuaciones comprendidas en el Plan, y, a su vez, las mejoras que se prevea introducir en el Plan pueden incorporarse al modelo de riesgo, evaluando su eficacia en términos de disminución de las consecuencias y, por, tanto, en términos de riesgo. De hecho, en el caso de la presa de Compuerto ha quedado patente la importancia de una eficaz implementación del Plan de Emergencia para el cumplimiento de los criterios internacionales de tolerabilidad de riesgo.
- También se han identificado las repercusiones que los distintos modos de fallo tienen sobre la inspección, vigilancia y auscultación y sobre las Normas de Explotación de las presas.

Por último cabe mencionar que la herramienta y el trabajo desarrollado junto con la CHD para este caso piloto, adoptan un formato que permite comunicar de forma eficaz el estado actual de la presa, justificar de forma objetiva y defendible las actuaciones que se adopten en términos de eficiencia en la reducción de riesgos, y sirve de apoyo en las decisiones que día a día se toman respecto de la explotación de las presas.

Apéndice D

Estudio hidrológico del sistema Carrión

D.1. El estudio hidrológico en el Análisis de Riesgo

El estudio hidrológico forma parte del análisis de las cargas, tal como se muestra en la figura D.1.

La figura D.2 muestra cómo los resultados obtenidos en el estudio hidrológico se integran en un modelo de riesgo genérico, afectando a los nodos de *Avenidas*, de *Nivel máximo* y de *Hidrograma (sin rotura)*. El dato a introducir en el nodo *Avenida* es simplemente el rango de periodos de retorno considerados en el cálculo de la laminación. El resto de datos numéricos obtenidos de la hidrología (caudales entrantes al embalse en función del tiempo, y para los diferentes periodos de retorno considerados) se incorporan en los nodos correspondientes a la laminación del embalse, es decir a *Nivel máximo* e *Hidrograma (sin rotura)*.

D.2. Las avenidas del sistema Carrión

Para el estudio hidrológico se ha tomado como base la hidrología de los Planes de Emergencia de ambas presas. Para los modelos de riesgo aislados, se han podido aprovechar los hidrogramas tal y como se encontraban en dicho documento. Adicionalmente, para el modelo conjunto del sistema ha sido necesario obtener los hidrogramas de salida de la presa de Camporredondo y laminarlos hasta el embalse de Compuerto, así como los hidrogramas de rotura de la presa de Camporredondo.

A continuación se muestran los hidrogramas de entrada a los embalse de Camporredondo y Compuerto respectivamente, que se corresponden con las avenidas de periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años así como tablas resumiendo las características principales de dichas avenidas.

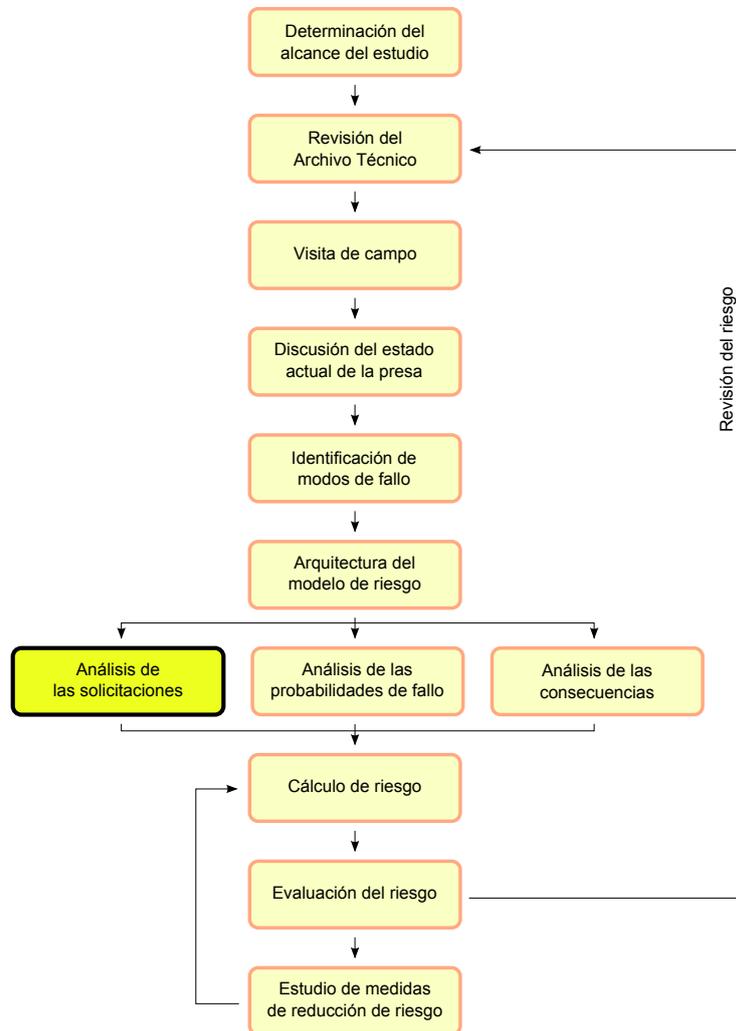


Figura D.1: Ubicación del estudio hidrológico en el proceso general del análisis de riesgo.

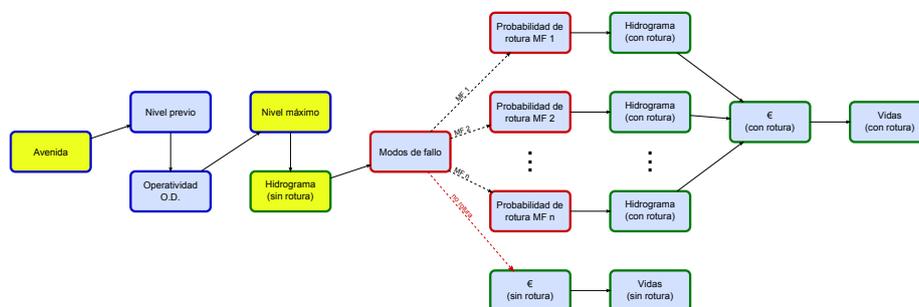


Figura D.2: Nodo Avenidas en el modelo de riesgo.

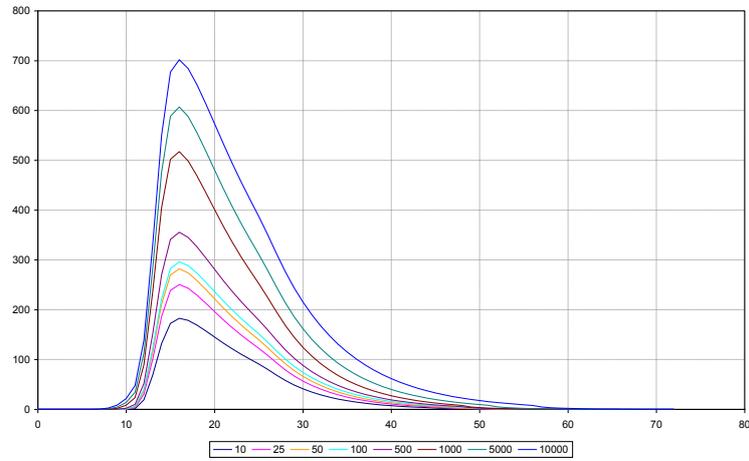


Figura D.3: Avenidas de entrada según periodo de retorno (años) en la presa de Camporredondo.

Periodo de retorno (años)	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen total (hm ³)
10	182.83	8.24
25	250.40	11.33
50	282.04	12.95
100	296.20	13.98
500	355.54	16.74
1000	517.41	24.18
5000	607.24	29.76
10000	701.83	36.96

Cuadro D.1: Caudales punta y volúmenes totales de las avenidas de la presa de Camporredondo.

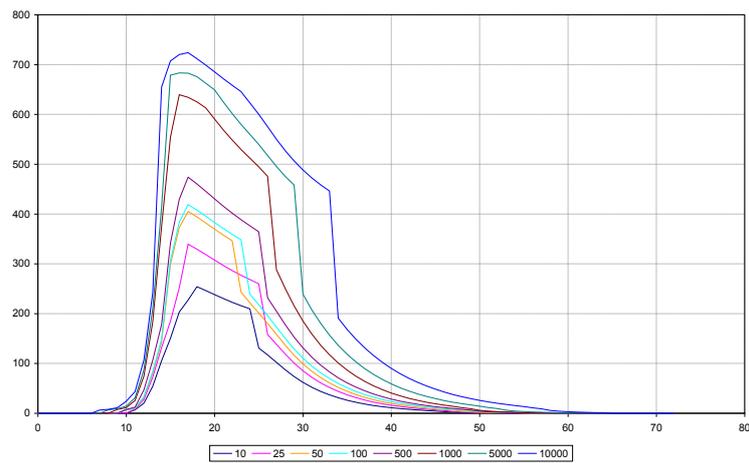


Figura D.4: Avenidas de entrada según periodo de retorno (años) en la presa de Compuerto.

Periodo de retorno (años)	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen total (hm ³)
10	254.04	24.94
25	339.41	33.61
50	405.18	38.85
100	418.81	42.00
500	474.03	49.86
1000	639.50	72.31
5000	683.18	87.13
10000	723.83	107.68

Cuadro D.2: Caudales punta y volúmenes totales de las avenidas de la presa de Compuerto.

Los hidrogramas de entrada al embalse de Compuerto se obtuvieron sumando las salidas del embalse de Camporredondo y la escorrentía de la intercuenca entre ambas presas, ambos del mismo periodo de retorno. Para el análisis de la presa de Compuerto por separado, el hidrograma de salida se tomó el mismo que se consideró para el Plan de Emergencia, es decir, partiendo del NMN de Camporredondo y utilizando todos los órganos de desagüe para aliviar la avenida, según las Normas de Explotación.

Para el análisis del sistema conjunto se incluyó este aspecto en el estudio paramétrico, de tal manera que las avenidas entrantes al embalse de Compuerto eran dependientes del caso considerado en Camporredondo (niveles previos, operatividad de órganos de desagüe y avenida entrante).

D.3. Datos introducidos en el modelo

Los resultados obtenidos en este apéndice no se introducen directamente en el modelo sino que sirven como dato de entrada al estudio de laminación (apéndice G). Lo único de este apéndice que sí se introduce directamente en el modelo de riesgo es el rango de periodos de retorno a considerar (10 a 10000 años).

Apéndice E

Estudio de niveles de embalse del sistema Carrión

E.1. El estudio de niveles de embalse en el Análisis de Riesgo

El estudio de niveles previos forma parte del análisis de las cargas, tal como se muestra en la figura E.1.

En el modelo de riesgo, el estudio de niveles previos es un dato previo que se utiliza para el cálculo del nivel máximo alcanzado en el embalse tras la llegada de la avenida y por lo tanto debe incluirse un nodo con esta información antes de los nodos que dan los resultados de la laminación (ver figura E.2). En este nodo se caracteriza la probabilidad de encontrarse en un determinado nivel previo cuando llega la avenida.

Por lo tanto, el objetivo del estudio de niveles previos es determinar la relación entre probabilidad y niveles en el embalse. Esta relación se puede incluir en el modelo mediante una curva de probabilidad de excedencia de niveles en el embalse, dejando que el modelo discretice automáticamente dicha curva en varias ramas y calcule la probabilidad de cada rama a partir de la relación de probabilidad de excedencia. También puede incluirse mediante una probabilidad de ocurrencia de los niveles de embalse previamente discretizados.

La curva de probabilidad de excedencia de niveles de embalse puede obtenerse ajustando una curva empírica al registro de niveles históricos. Para ello es necesario contar con un registro suficientemente largo y representativo de la situación de explotación actual. Cuando esto no sea posible o cuando se desee evaluar alguna posible situación futura (por ejemplo, una restricción de niveles de explotación) se debe recurrir a la simulación.

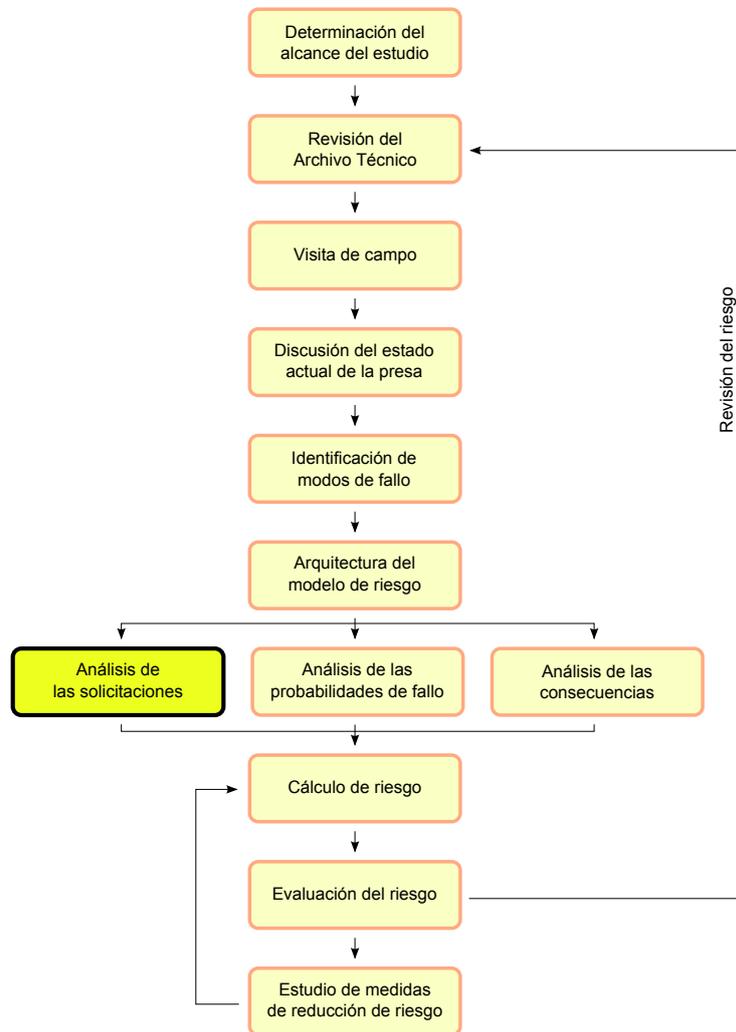


Figura E.1: Ubicación del estudio de niveles previos en el proceso general del análisis de riesgo.

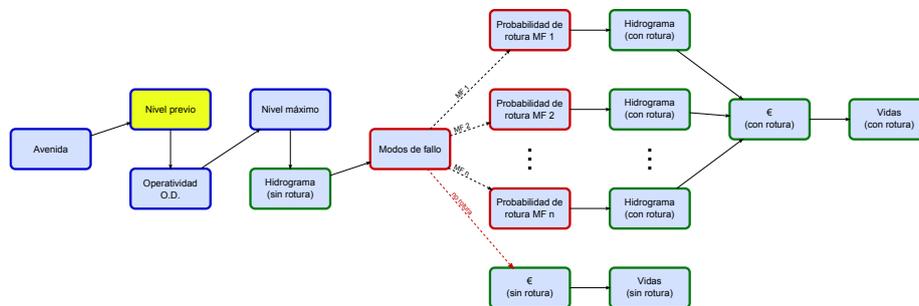


Figura E.2: Nodo del modelo de riesgo afectado por los niveles previos de embalse (amarillo).

E.2. Estudio de la presa de Camporredondo

La figura E.3 muestra la serie de niveles históricos registrada en el embalse de Camporredondo. Es una serie cíclica bastante regular a excepción de una pronunciada bajada de nivel en el año 2000. Esto fue debido a unas obras de reparación. Al no ser representativo del régimen habitual, se ha excluido ese año completo del análisis. A partir de estos datos se ha ajustado una curva de probabilidad de no excedencia de niveles en el embalse, que se muestra en la figura E.4. Adicionalmente, se ha obtenido esta misma relación discretizando el año en dos periodos: verano (julio y agosto) y resto del año. Estas dos curvas también se muestran en la figura E.4.

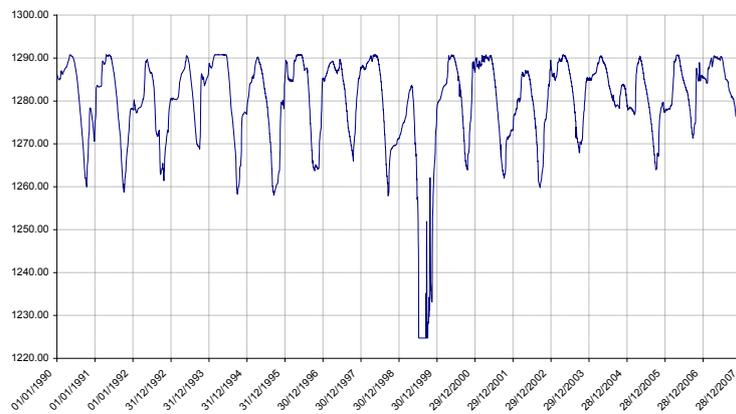


Figura E.3: Histórico de niveles de embalse en la presa de Camporredondo.

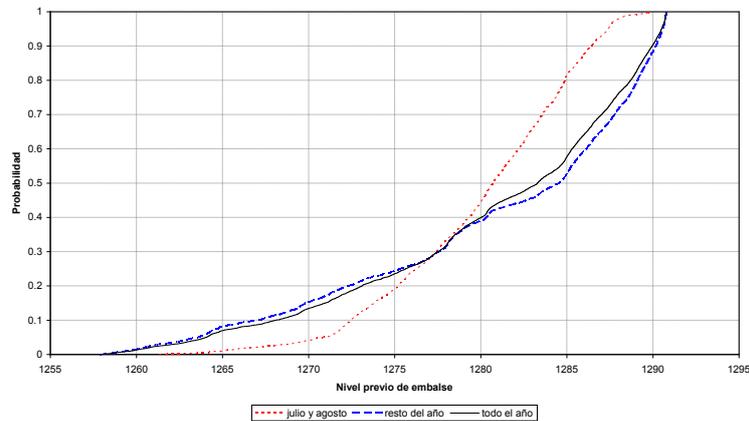


Figura E.4: Probabilidad de no excedencia de nivel de embalse en la presa de Camporredondo.

E.3. Estudio de la presa de Compuerto

La figura E.5 muestra la serie de niveles históricos registrada en el embalse de Compuerto. A partir de estos datos se ha ajustado una curva de probabilidad de no excedencia de niveles en el embalse, que se muestra en la figura E.6. Adicionalmente, se ha obtenido esta misma relación discretizando el año en dos periodos: verano (julio y agosto) y resto del año. Estas dos curvas también se muestran en la figura E.6.

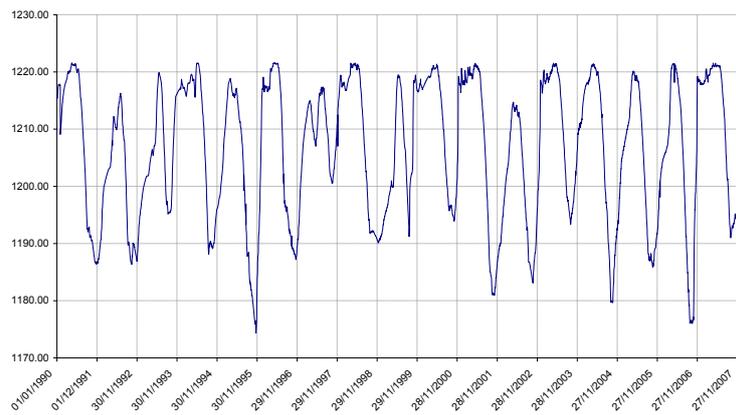


Figura E.5: Histórico de niveles de embalse en la presa de Compuerto.

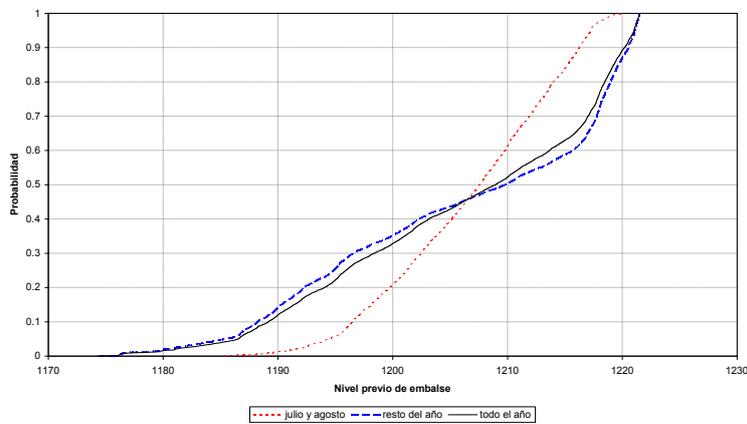


Figura E.6: Probabilidad de no excedencia de nivel de embalse en la presa de Compuerto.

E.4. Datos introducidos en el modelo

Los datos introducidos en el modelo de riesgo son los siguientes.

est=J_A		est=Resto	
NP	PE	NP	PE
.	.	1257.86	1.0000
.	.	1258	0.9995
.	.	1259	0.9924
.	.	1260	0.9847
1261.32	1.0000	1261	0.9727
1262	0.9988	1262	0.9658
1263	0.9967	1263	0.9557
1264	0.9946	1264	0.9420
1265	0.9906	1265	0.9183
1266	0.9820	1266	0.9086
1267	0.9788	1267	0.9003
1268	0.9754	1268	0.8861
1269	0.9698	1269	0.8715
1270	0.9593	1270	0.8469
1271	0.9483	1271	0.8293
1272	0.9198	1272	0.8054
1273	0.8764	1273	0.7876
1274	0.8417	1274	0.7703
1275	0.8073	1275	0.7555
1276	0.7597	1276	0.7391
1277	0.7228	1277	0.7186
1278	0.6645	1278	0.6848
1279	0.6182	1279	0.6346
1280	0.5584	1280	0.6101
1281	0.4797	1281	0.5744
1282	0.4169	1282	0.5605
1283	0.3400	1283	0.5436
1284	0.2726	1284	0.5131
1285	0.1852	1285	0.4729
1286	0.1249	1286	0.4069
1287	0.0722	1287	0.3476
1288	0.0206	1288	0.2835
1289	0.0079	1289	0.2129
1289.95	0.0000	1290	0.1162
.	.	1290.78	0.0000

Cuadro E.1: Probabilidad de excedencia (Camporredondo)

Intervalos NP
1256
1258
1264
1270
1276
1282
1284
1286
1288
1290
1292

Cuadro E.2: Intervalos de discretización (Camporredondo)

est=J_A		est=Resto	
NP	PE	NP	PE
.	.	1174.32	1.0000
.	.	1175	0.9994
.	.	1176	0.9983
.	.	1177	0.9894
.	.	1178	0.9878
.	.	1179	0.9863
.	.	1180	0.9808
.	.	1181	0.9776
.	.	1182	0.9701
.	.	1183	0.9656
.	.	1184	0.9600
1185.32	1.0000	1185	0.9525
1186	0.9985	1186	0.9463
1187	0.9966	1187	0.9272
1188	0.9954	1188	0.9060
1189	0.9918	1189	0.8856
1190	0.9867	1190	0.8585
1191	0.9834	1191	0.8344
1192	0.9765	1192	0.8099
1193	0.9652	1193	0.7851
1194	0.9563	1194	0.7696
1195	0.9409	1195	0.7451
1196	0.9190	1196	0.7138
1197	0.8832	1197	0.6923
1198	0.8538	1198	0.6777
1199	0.8224	1199	0.6643
1200	0.7917	1200	0.6479
1201	0.7578	1201	0.6295
1202	0.7160	1202	0.6070
1203	0.6785	1203	0.5894
1204	0.6423	1204	0.5757
1205	0.6068	1205	0.5642
1206	0.5654	1206	0.5498
1207	0.5233	1207	0.5363
1208	0.4784	1208	0.5230
1209	0.4357	1209	0.5115
1210	0.3879	1210	0.4959
1211	0.3391	1211	0.4772
1212	0.2944	1212	0.4616
1213	0.2498	1213	0.4488
1214	0.1994	1214	0.4296
1215	0.1614	1215	0.4117
1216	0.1140	1216	0.3912
1217	0.0646	1217	0.3485
1218	0.0250	1218	0.2774
1219	0.0066	1219	0.1992
1220	0.0003	1220	0.1289
1220.07	0.0000	1221	0.0635
.	.	1221.6	0.0000

Cuadro E.3: Probabilidad de excedencia (Compuerto)

<u>Intervalos NP</u>
1172
1176
1180
1184
1188
1192
1196
1200
1204
1208
1212
1216
1220
<u>1224</u>

Cuadro E.4: Intervalos de discretización (Compuerto)

Apéndice F

Estudio de fiabilidad de órganos de desagüe del sistema Carrión

F.1. La fiabilidad de los órganos de desagüe en el análisis de riesgo

La fiabilidad de los órganos de desagüe tiene una importancia vital en la seguridad de las presas, y ha sido parte fundamental en muchos fallos catastróficos. En España, es bien conocido el caso de la presa de Tous, pero en el panorama internacional los casos son múltiples.

A pesar de esta importancia manifiesta, tradicionalmente la fiabilidad de los órganos de desagüe ha sido un aspecto difícil de integrar dentro del conjunto de la seguridad de una presa y ha sido tenida en cuenta de forma aislada. Mediante el análisis de riesgo, este apartado queda perfectamente integrado en el modelo de riesgo y es fácil cuantificar su impacto sobre la seguridad.

Dentro del proceso global del análisis de riesgo, la determinación de la fiabilidad de los órganos de desagüe forma parte de los estudios necesarios para alimentar el modelo de riesgo, más concretamente para alimentar la parte del modelo de riesgo correspondiente a las cargas, tal como se muestra en la figura F.1.

La figura F.2 muestra el nodo del modelo de riesgo que incluye la información sobre la fiabilidad de los órganos de desagüe. En el modelo genérico que se muestra en la figura, es un único nodo el que incluye dicha información, aunque en un caso real de una presa con varios órganos de desagüe, es habitual que se incluya al menos un nodo para cada órgano.

El resultado de los nodos de operatividad de compuertas debe aparecer antes de los nodos que incluyen los resultados de la laminación (en la figura F.2, los nodos de nivel máximo e hidrograma sin rotura) ya que ésta depende de qué

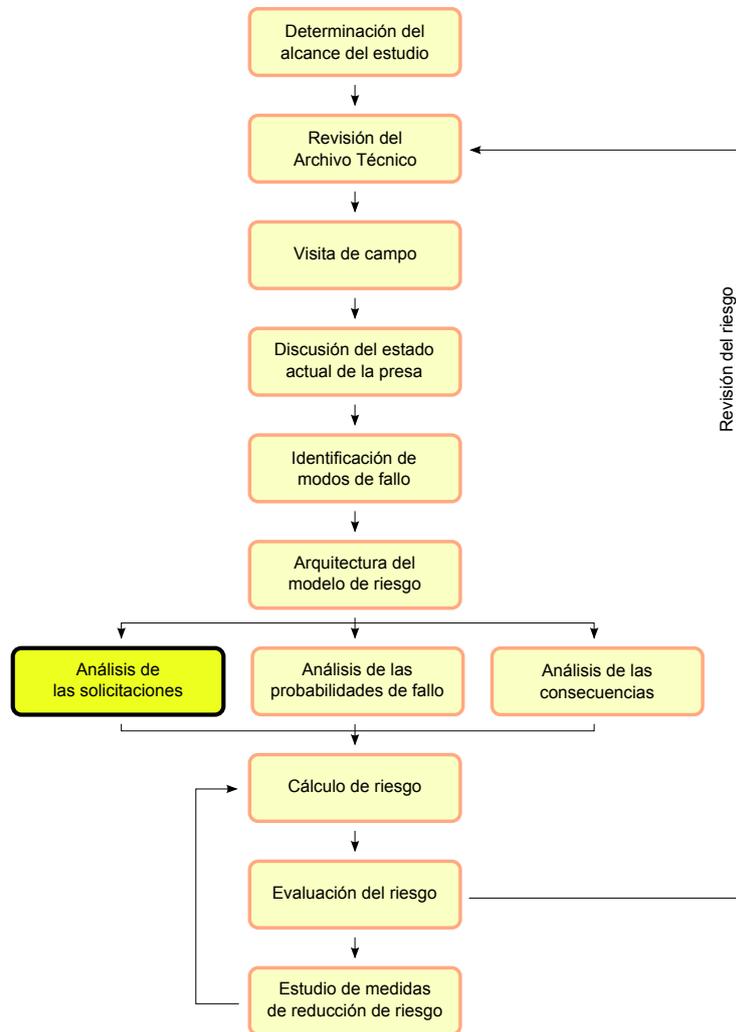


Figura F.1: Ubicación de la fiabilidad de los órganos de desagüe en el proceso general del análisis de riesgo.

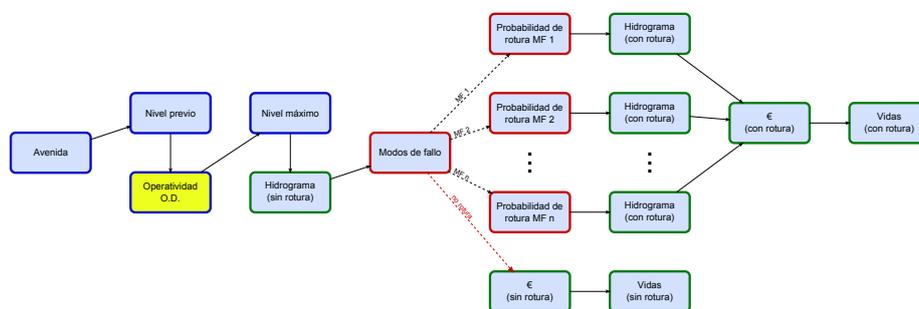


Figura F.2: Nodo del modelo de riesgo afectado por la fiabilidad de los órganos de desagüe (amarillo).

órganos se pueden utilizar para gestionar la avenida¹. Por lo tanto, la información que deben incluir estos nodos es la probabilidad de que cada órgano se pueda utilizar para dicho fin, es decir que en el momento en que se presente una avenida cada órgano pueda o no ser utilizado. Esta operatividad se ha considerado de tal manera que cada órgano (cada vano de un aliviadero, cada tubo de un desagüe) puede funcionar completamente o no funcionar en absoluto. En principio, también se podría hacer un estudio que contemplase escenarios intermedios de funcionamiento parcial aunque las mejoras en cuanto a precisión de resultados son en general pequeñas y no suele compensar el incremento de complejidad y trabajo.

No se debe confundir la fiabilidad de los órganos de desagüe con la posibilidad de que sufran un colapso o apertura repentina que provoque una avenida artificial aguas abajo. Este aspecto también debe ser analizado, pero no como un componente de las cargas del sistema sino como un posible modo de fallo (apéndices H y I). Resumiendo, este apartado no trata la posibilidad de que las compuertas se abran involuntariamente sino la posibilidad de que no se abran cuando sí se necesitan.

F.2. Estimación de la fiabilidad

Como ya se ha explicado, el objetivo que se persigue es estimar la probabilidad de que en el momento en que venga una avenida y se necesite que un determinado órgano de desagüe alivie un cierto caudal, éste efectivamente lo alivie. El análisis de las causas que pueden llevar a que esto no ocurra no se puede limitar al fallo mecánico ya que la experiencia demuestra que los fallos pueden ocurrir por muy variadas razones. Por lo tanto si se analiza el sistema completo, existen varias razones por las cuales se podría producir el fallo:

- Error humano (ya sea porque no se identifica la necesidad de abrir una compuerta, porque la orden no se transmite, porque la persona encargada de operar una compuerta comete un error...).
- Falta de acceso a la cámara de maniobras (por ejemplo por nieve).
- Fallo mecánico (rotura de una pieza, trabazón...).
- Fallo en la obra civil (que pudiera inutilizar el desagüe).
- Fallo eléctrico (ya sea en el suministro como en los componentes de la propia compuerta).
- Obturación del órgano (por ejemplo por troncos).
- Fallo en el *software* que controla la compuerta (en caso de existir).
- Otros.

En cuanto al nivel de detalle del análisis se puede clasificar en tres categorías:

Somero. Tras discutir todas las posibles causas de fallo, se estima una única probabilidad que englobe todas ellas.

¹El estudio de laminación que se debe realizar para el modelo e riesgo se trata en el apéndice G

Intermedio. Se realiza un árbol de fallo de alto nivel que desagregue las posibles causas de fallo, pero sin llegar al despiece de los componentes mecánicos del sistema. Se estiman las probabilidades desagregadas y se calcula la probabilidad global de fallo mediante el árbol de fallo.

Detallado. Se realiza un árbol de fallo lo más completo posible, modelando los distintos componentes mecánicos, del suministro eléctrico, del la cadena de órdenes... Se estiman las probabilidades desagregadas y se calcula la probabilidad global de fallo mediante el árbol de fallo.

En el presente estudio, el nivel de detalle empleado ha sido el somero. Tras la revisión de la información, las visitas de campo, discusiones con los ingenieros responsables de las presas y con los encargados del mantenimiento y la operación de las compuertas, se estimaron las probabilidades mediante juicio de experto.

A continuación se presenta una ficha por cada órgano de desagüe con los resultados del proceso de asignación de probabilidades por juicio de experto.

F.3. Resultados

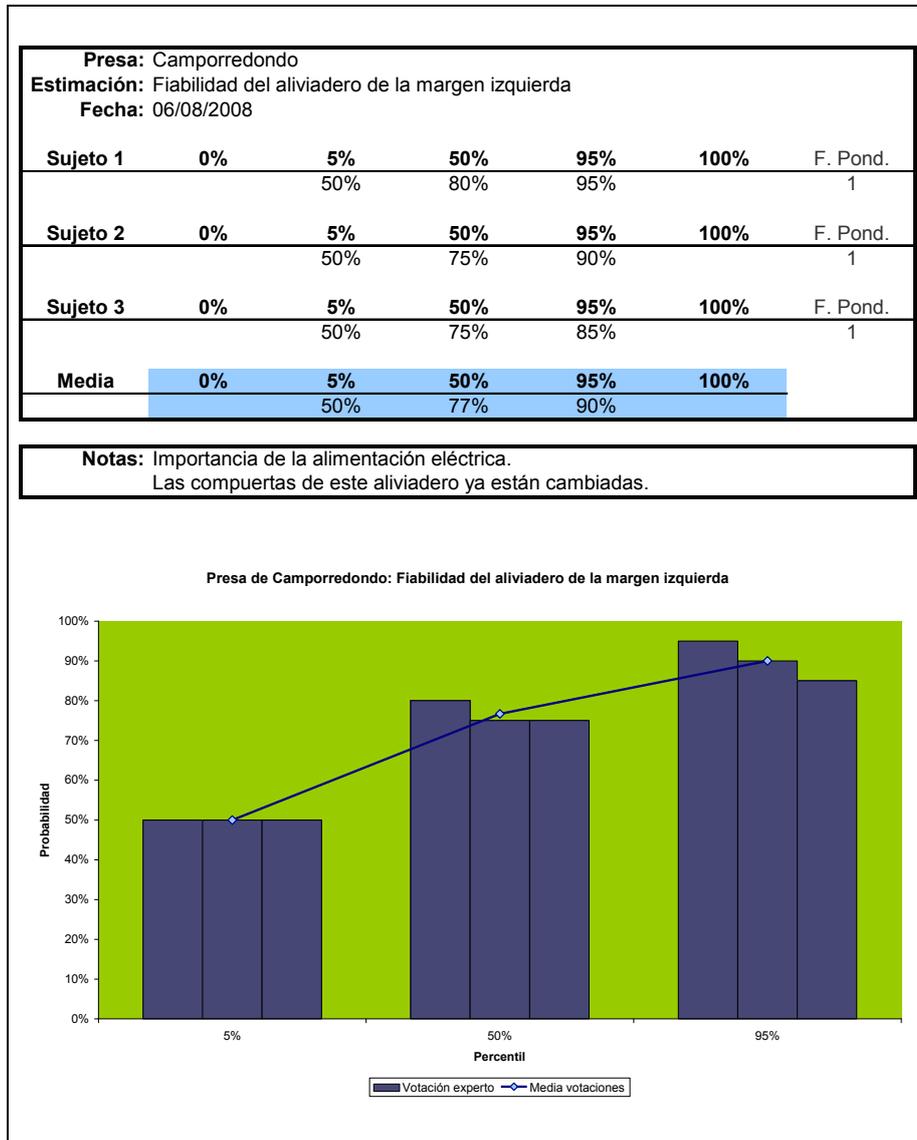


Figura F.3: Ficha de asignación de probabilidades por juicio de experto para la fiabilidad del aliviadero de la margen izquierda de la presa de Camporredondo.

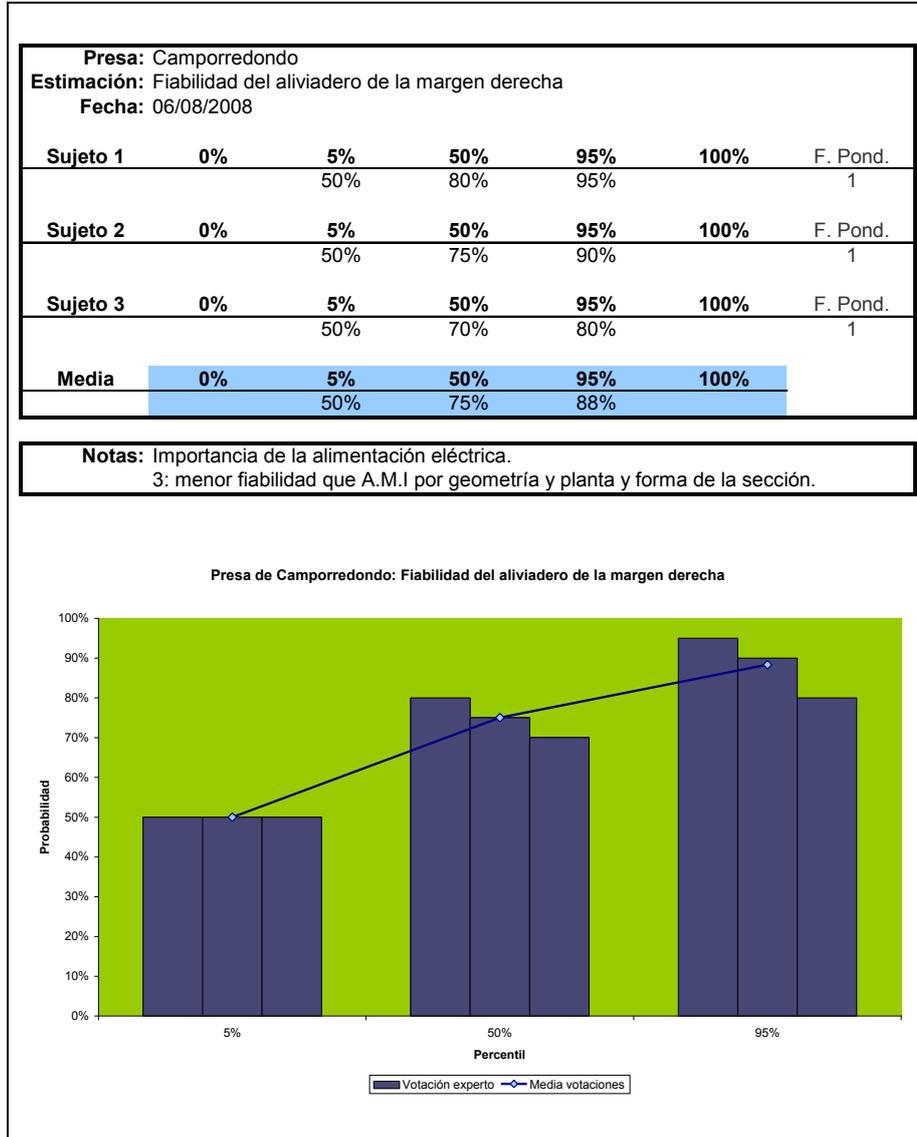


Figura F.4: Ficha de asignación de probabilidades por juicio de experto para la fiabilidad del aliviadero de la margen derecha de la presa de Camporredondo.

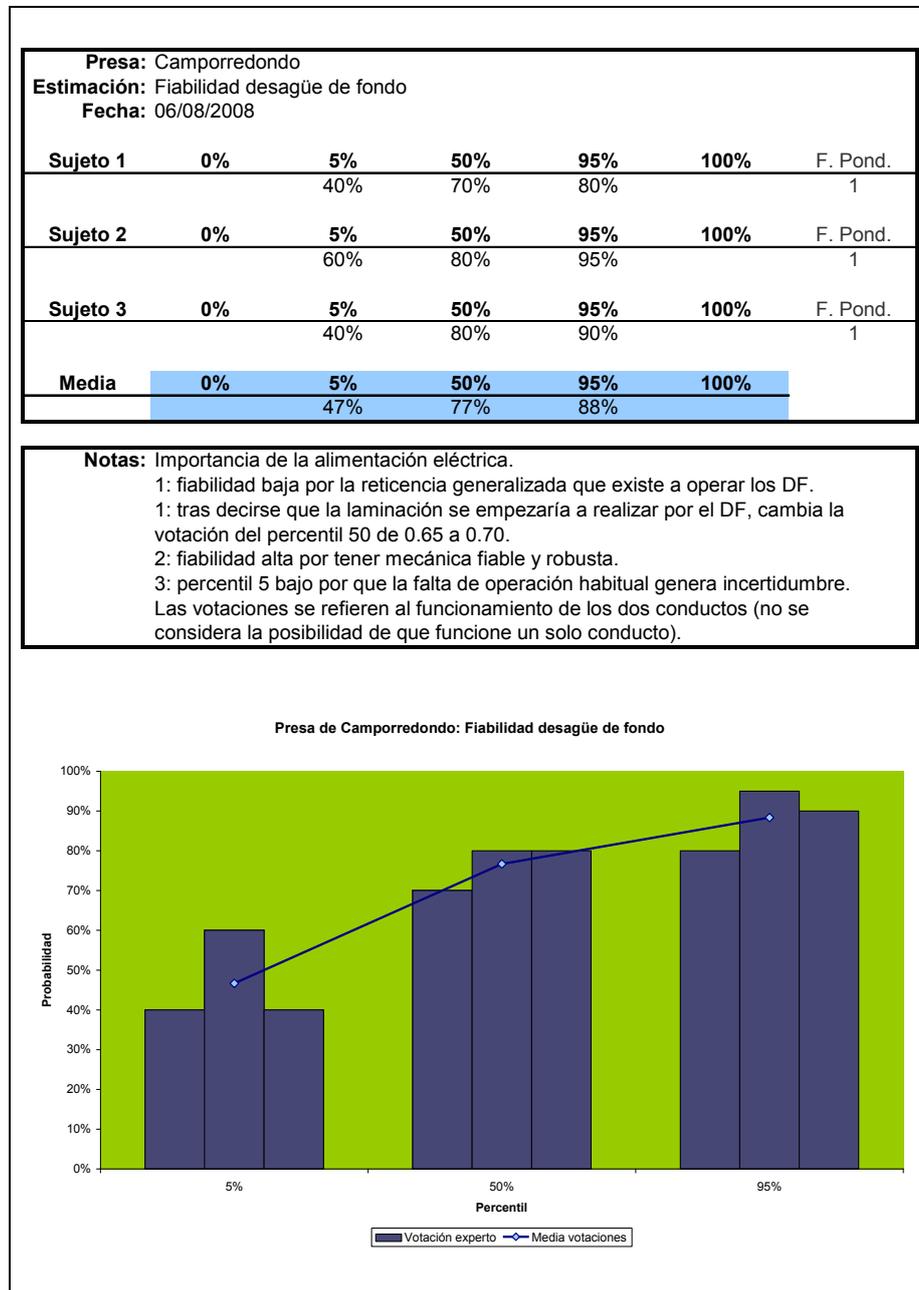


Figura F.5: Ficha de asignación de probabilidades por juicio de experto para la fiabilidad del desagüe de fondo de la presa de Camporredondo.

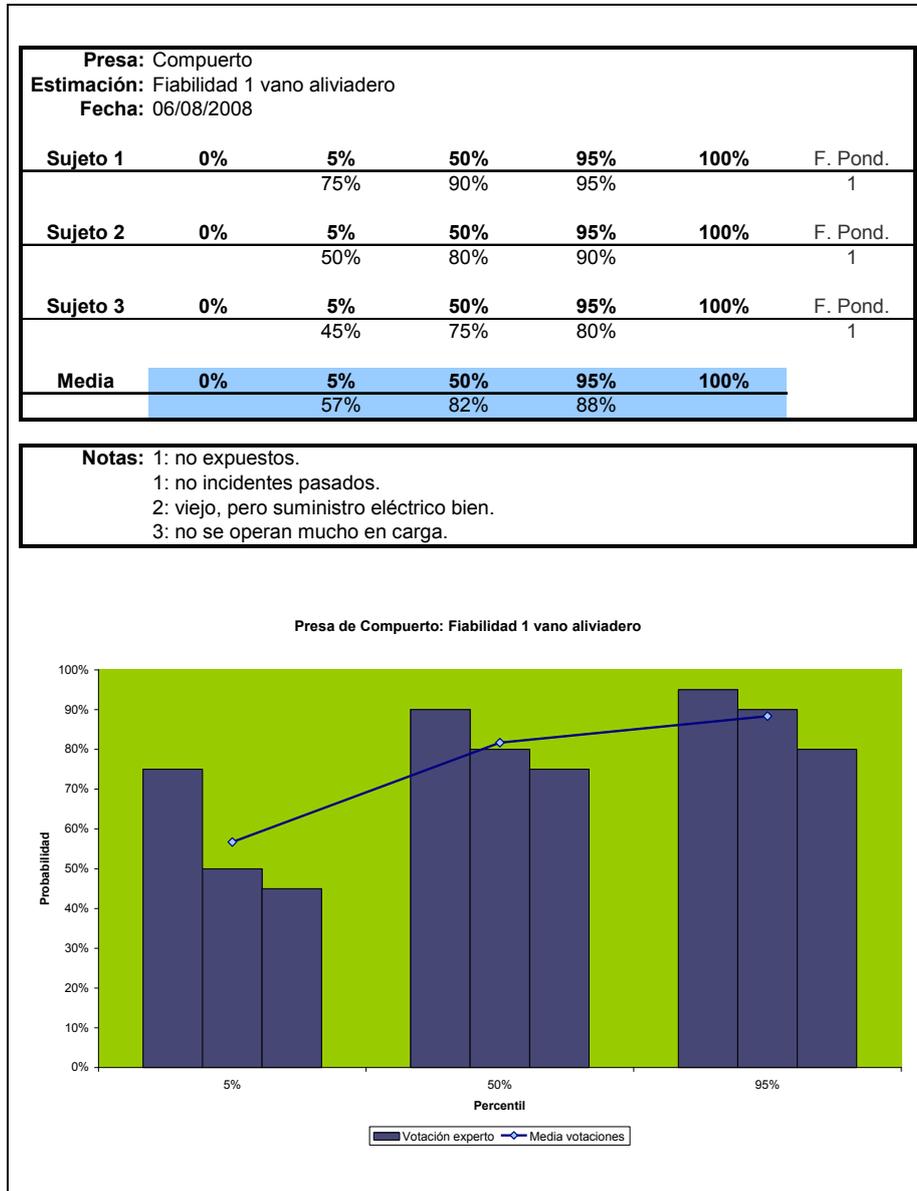


Figura F.6: Ficha de asignación de probabilidades por juicio de experto para la fiabilidad del aliviadero de la presa de Compuerto.

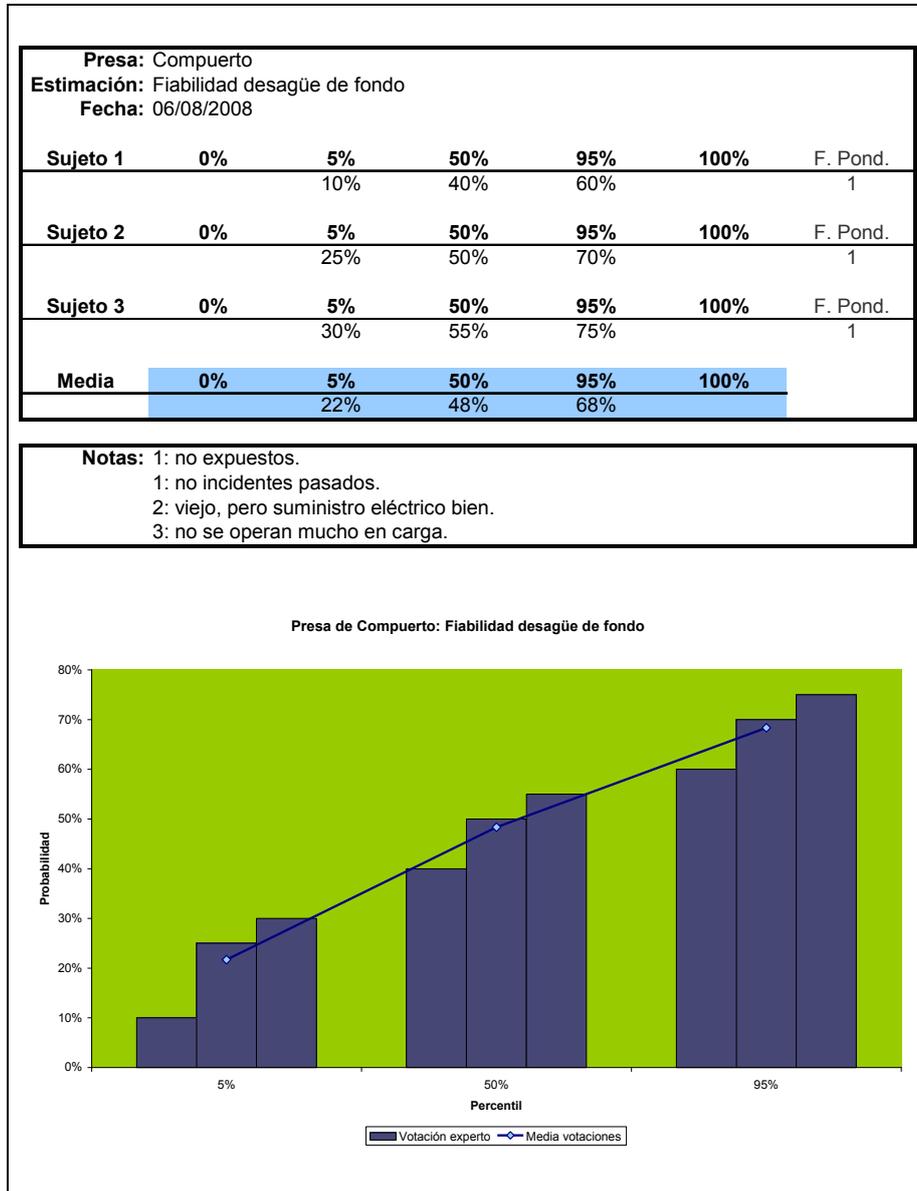


Figura F.7: Ficha de asignación de probabilidades por juicio de experto para la fiabilidad del desagüe de fondo de la presa de Compuerto.

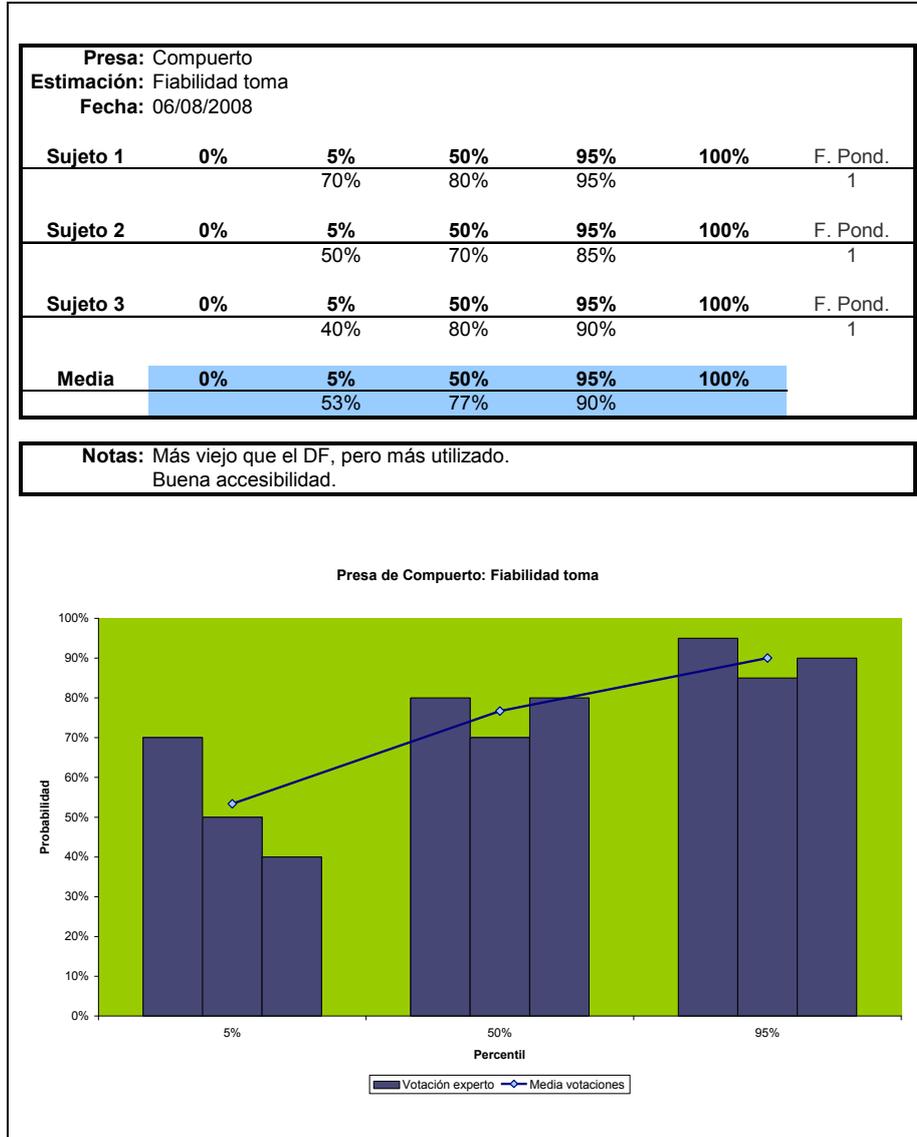


Figura F.8: Ficha de asignación de probabilidades por juicio de experto para la fiabilidad de la toma de la presa de Compuerto.

Apéndice G

Estudio de laminación del sistema Carrión

G.1. La laminación en el Análisis de Riesgo

Dentro del proceso de análisis de riesgo, el cálculo de la laminación se integra en el análisis de las cargas y en el análisis de las consecuencias, como se aprecia en la figura G.1.

El principal papel de la laminación es obtener los niveles máximos alcanzados tras una avenida (cargas), pero los resultados nos servirán también para definir las consecuencias aguas abajo del embalse por el trasiego de caudales (caso sin fallo de presa). Así, se puede asimismo considerar que la laminación (y en particular los resultados que se obtienen referentes a los caudales evacuados) forma parte de los datos de entrada en el análisis de las consecuencias.

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven directamente afectados por este paso son los que calculan el nivel máximo alcanzado en el embalse y el hidrograma de salida sin rotura (ver figura G.2).

Los dos nodos Nivel máximo e Hidrograma (sin rotura) se obtienen directamente del estudio de laminación. Para cada posible combinación de nivel previo, avenida entrante y operatividad de compuertas habrá que obtener estas variables. En función de los modos de fallo a estudiar, en algunos casos además del nivel máximo será necesario calcular algunas otras variables como pueda ser el tiempo de sobrevertido. En cuanto al hidrograma de salida, éste se suele caracterizar por su caudal pico, aunque en función de las características particulares de cada presa, se podría caracterizar por otra u otras variables.

Para realizar los estudios de laminación es necesario contar con la curva característica del embalse (que relaciona cota y volumen) y con las curvas de gasto de los órganos de desagüe. De la misma forma, se requerirá conocer las consignas de laminación recogidas en las Normas de Explotación y/o en los Planes de Emergencia de la presa, y que fijan las pautas de actuación en situaciones de explotación normal o de avenida.

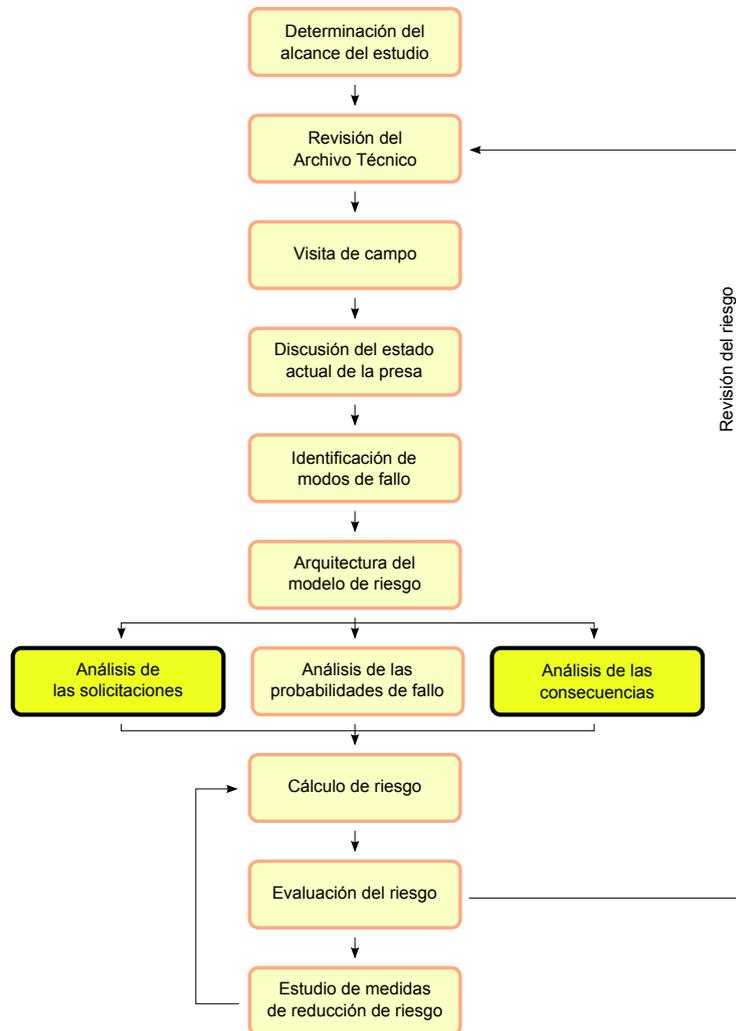


Figura G.1: La identificación de la laminación en el proceso general del análisis de riesgo.

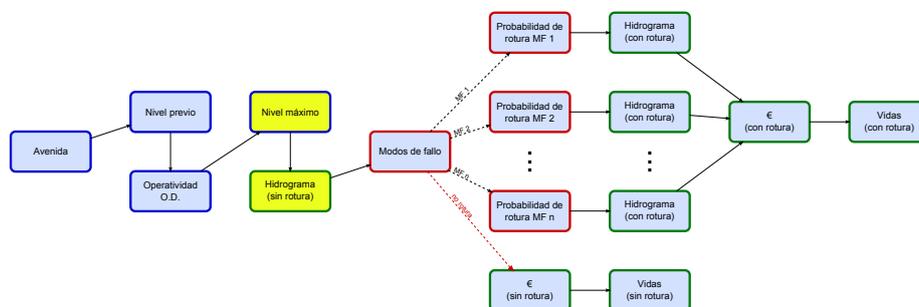


Figura G.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la laminación (amarillo).

G.2. Resultados a obtener

Se ha realizado un estudio de laminación paramétrico para determinar las variables hidrológicas necesarias en el análisis de riesgo de las presa de Camporredondo y Compuerto. Las variables que se busca obtener del estudio de laminación son:

- Cota máxima alcanzada en el embalse tras una avenida.
- Caudal máximo vertido (sobrevuerto + órganos de desagüe).
- Duración del sobrevuerto.

En general, la cota máxima alcanzada en el embalse es la variable de mayor importancia en un análisis de riesgo ya que determina la carga hidrostática, que es clave para la estimación de probabilidades de rotura. El caudal máximo vertido (sobrevuerto + órganos de desagüe) es necesario para la determinación de los daños producidos por la avenida en caso de que la presa no rompa. Este dato es utilizado para el cálculo de los daños o consecuencias incrementales. Para dicho cálculo, además de los daños en caso de no rotura, se deben estimar los daños en caso de rotura. Para ello es necesario calcular el caudal máximo de rotura. Este caudal no es un resultado que se pueda en general extraer directamente de la laminación, ya que puede ser distinto para cada modo de fallo y se comenta en el apéndice J.

La duración del sobrevuerto puede ser necesaria para la determinación de probabilidades de rotura. Este es el caso tanto en la presa de Camporredondo como en la de Compuerto. En la presa de Camporredondo se ha definido la duración del sobrevuerto como el tiempo en el que este supera el valor de $5 \text{ m}^3/\text{s}$, que se corresponde con una lámina de unos 5 - 10 cm, mientras que en la presa de Compuerto se ha definido la duración del sobrevuerto como el tiempo en el que este supera el valor de $25 \text{ m}^3/\text{s}$, que se corresponde con una lámina de unos 15 cm.

G.3. Combinaciones a estudiar

En el estudio paramétrico, los resultados se han obtenido para diversas combinaciones de las siguientes variables de entrada:

- Cota inicial del embalse en el momento que se presenta la avenida
- Periodo de retorno de la avenida laminada.
- Operatividad de los órganos de desagüe

La cota inicial del embalse en el momento que se presenta la avenida, es una variable aleatoria que se modelará en el propio modelo de riesgo. Para ello se han obtenido curvas de probabilidad de no excedencia, que se muestran en el apéndice E. Para barrer adecuadamente el espectro de niveles previos, la cota inicial del embalse se ha hecho variar entre 1257.5 m y 1290.5 m en incrementos de 1 m para la presa de Camporredondo y 1174.5 m y 1221.5 m en incrementos de 1 m para la de Compuerto.

Las avenidas modeladas son las correspondientes a los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años, obtenidas del Plan de Emergencia de la presa y que se muestran en el apéndice D.

La operatividad de los aliviaderos puede tomar los valores de 0 (aliviadero no operativo) y 1 (aliviadero plenamente operativo). Por otra parte, la operatividad de los órganos que tengan dos conductos, también puede tomar el valor de 0.5, que significa que sólo uno de los dos conductos se encuentra operativo.

G.4. Laminación del sistema

Los resultados se han obtenido en primer lugar para cada presa por separado pero también realizando la laminación del sistema de manera conjunta, teniendo en cuenta como varía el hidrograma de entrada al embalse de Compuerto según las hipótesis realizadas en el embalse de Camporredondo, incluso incluyendo la posibilidad de que rompa dicha presa. La laminación conjunta así realizada ha supuesto el estudio de 99840 hipótesis distintas y para cada una de ellas se ha calculado la laminación y se han obtenido los resultados arriba expuestos.

G.5. Datos necesarios

G.5.1. Curvas características

Para poder realizar el estudio de laminación, además de los datos ya discutidos, es necesario contar con las curvas características de los embalses (Figura A4.3 y Figura A4.4), las curvas de gasto y las reglas de operación en avenidas.

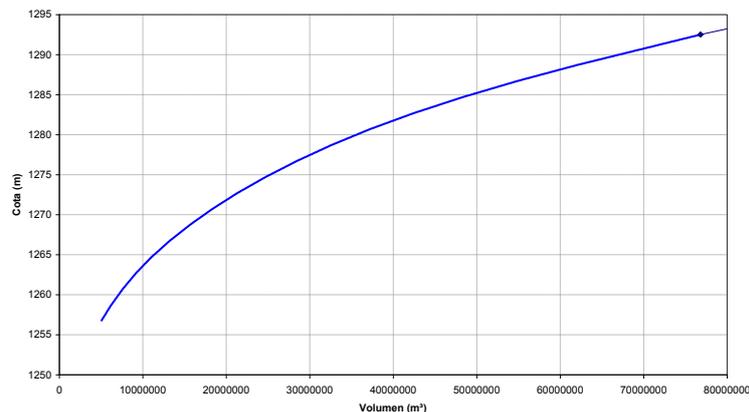


Figura G.3: Curva característica del embalse de Camporredondo.

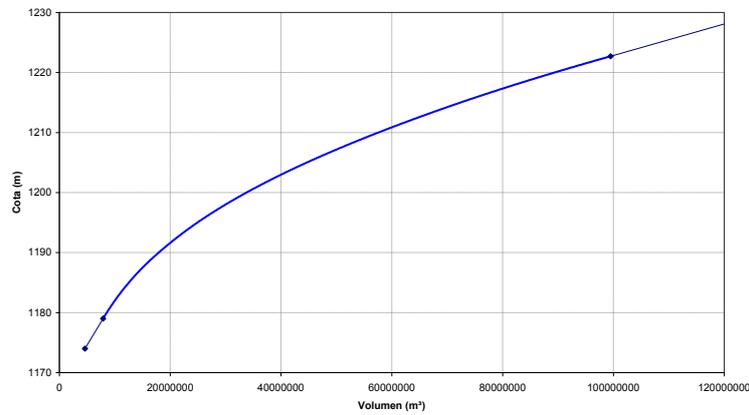


Figura G.4: Curva característica del embalse de Compuerto.

G.5.2. Curvas de gasto

Las curvas de gasto de los tres órganos de desagüe considerados en la presa Camporredondo se rigen por las siguientes ecuaciones, que se han estimado a partir de las visitas a la presa y apoyándose en el documento XYZT de la presa:

- Aliviadero margen izquierda (apertura máxima de 4 m):
 - Libre: $Q = 1,6 \cdot 12 \cdot (z - 1285,9)^{1,5}$
 - Compuerta: $Q = 1,6 \cdot 12 \cdot ((z - 1285,9)^{1,5} - (z - 1289,9)^{1,5})$
- Aliviadero margen derecha (apertura máxima de 4 m):
 - Libre: $Q = C \cdot 14 \cdot (z - 1286,7)^{1,5}$
donde C es una función empírica del calado sobre el umbral, obtenida para casos de vertedero sobre pared gruesa.
 - Compuerta: $Q = C \cdot 14 \cdot ((z - 1286,7)^{1,5} - (z - 1291,7)^{1,5})$
donde C es una función empírica del calado sobre compuerta.
- Desagüe de fondo:
 - Dos conductos de: $Q = \frac{\sqrt{(z-1228,6)}}{0,2822}$
- También se ha considerado que se produce sobrevertido significativo a partir de la cota 1293.2 siguiendo la siguiente ecuación: $Q = 1,5 \cdot 160 \cdot (z - 1293,2)^{1,5}$

Las curvas de gasto de los cuatro órganos de desagüe considerados en la presa de Compuerto se rigen por las siguientes ecuaciones, que se han estimado a partir de las visitas a la presa y apoyándose en el documento XYZT de la presa:

- Aliviaderos (cada uno) (apertura máxima de 4 m):
 - Libre: $Q = 2,06 \cdot L_{ef} \cdot (z - 1217,5)^{1,5}$
 - Compuerta: $Q = 2,06 \cdot L_{ef} \cdot ((z - 1217,5)^{1,5} - (z - 1221,5)^{1,5})$

- Toma de regulación:

Cota (m)	Caudal (m ³ /s)
1170.00	0.00
1175.00	11.8
1180.00	17.14
1185.00	21.18
1190.00	24.56
1195.00	27.54
1200.00	30.22
1205.00	32.68
1210.00	34.96
1215.00	37.12
1220.00	39.14
1221.50	39.74
1230.00	39.74

- Desagüe de fondo:

Cota (m)	Caudal (m ³ /s)
1150.00	6.38
1155.00	13.29
1160.00	17.67
1165.00	21.17
1170.00	24.16
1175.00	26.82
1180.00	29.25
1185.00	31.48
1190.00	33.57
1195.00	35.53
1200.00	37.40
1205.00	39.17
1210.00	40.86
1215.00	42.49
1220.00	44.06
1221.50	44.52
1230.00	44.52

- También se ha considerado que se produce sobrevertido significativo a partir de la cota 1223, siguiendo la siguiente ecuación: $Q = 1,5 \cdot 270 \cdot (z - 1223)^{1,5}$.

G.5.3. Reglas de gestión de avenidas

Las Normas de Explotación de las presas de Camporredondo y Compuerto fijan unas reglas de operación en avenidas derivadas del método volumétrico (MEV), que están plasmadas en una serie de diagramas lógicos (figura G.5) y ábacos (figuras G.6 y G.7). El método propone que cada cierto tiempo (1 hora) se evalúe la situación de la avenida y el embalse (variación en el caudal entrante, nivel de embalse y variación en el nivel de embalse) y se obtenga un incremento o decremento en el caudal aliviado. Para incorporar dichas reglas en el modelo de laminación, en cada intervalo de tiempo considerado, se compara la capacidad máxima de desagüe para la cota existente (ver siguiente punto) con el caudal que el MEV indica, desembalsándose el menor de los dos números.

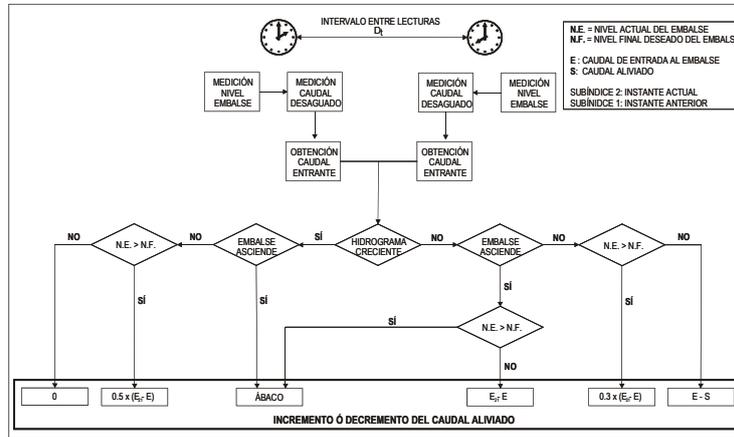


Figura G.5: Árbol de decisión del método de laminación volumétrica.

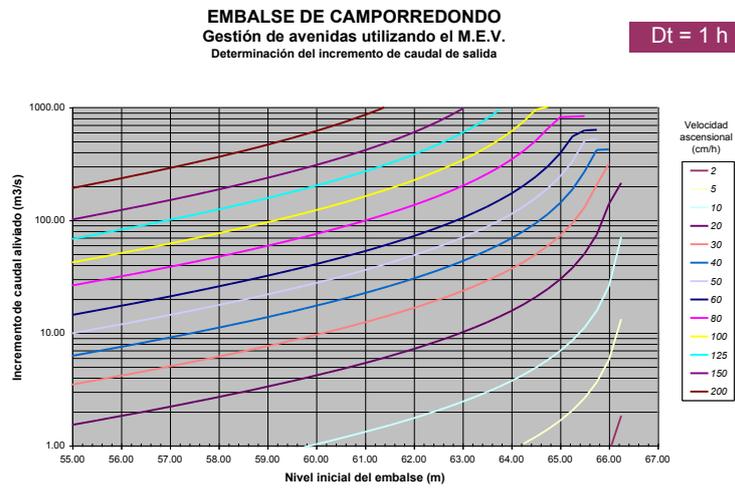


Figura G.6: Ábaco para la determinación de incrementos de caudal aliviado utilizando el MEV en la presa de Camporredondo.

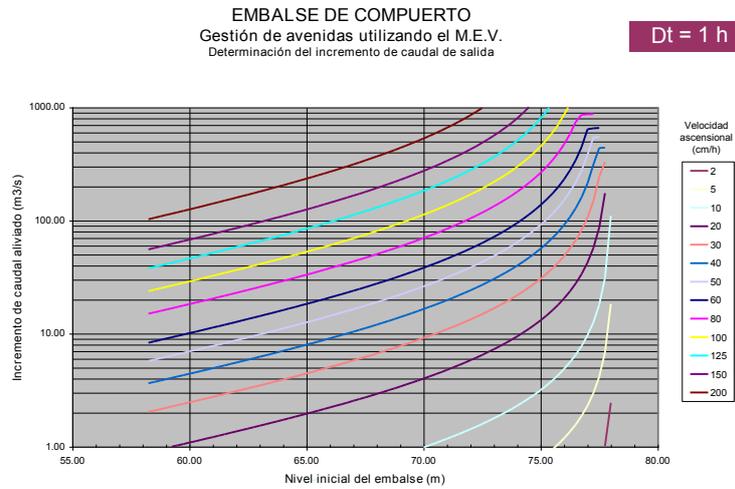


Figura G.7: Ábaco para la determinación de incrementos de caudal aliviado utilizando el MEV en la presa de Compuerto.

G.6. Resumen de resultados

Para poder analizar el gran volumen de datos generados se prepararon varias gráficas. A continuación se muestran cuatro ejemplos del tipo de gráficos que se han analizado, todos ellos de la presa de Camporredondo:

- Cota máxima en función de la cota inicial, para todos los periodos de retorno estudiados y para una determinada combinación de operatividad de los órganos de desagüe (ver figura G.8).
- Caudal máximo vertido en función de la cota inicial, para todos los periodos de retorno estudiados y para una determinada combinación de operatividad de los órganos de desagüe (ver figura G.9).
- Cota máxima en función de la cota inicial, para todas las posibles combinaciones de operatividad de los órganos de desagüe y para un determinado periodo de retorno (ver figura G.10).
- Caudal máximo vertido en función de la cota inicial, para todas las posibles combinaciones de operatividad de los órganos de desagüe y para un determinado periodo de retorno (ver figura G.11).

Por último se incluye también un gráfico resumen de los tiempos de sobrevertido (para la presa de Camporredondo), con la única finalidad de dar un orden de magnitud de los tiempos (figura G.12).

G.7. Resultados a introducir en el modelo

Todos estos resultados se introducen al modelo a través de hojas de cálculo. Cada hoja consiste en una tabla donde cada fila es uno de los casos estudiados

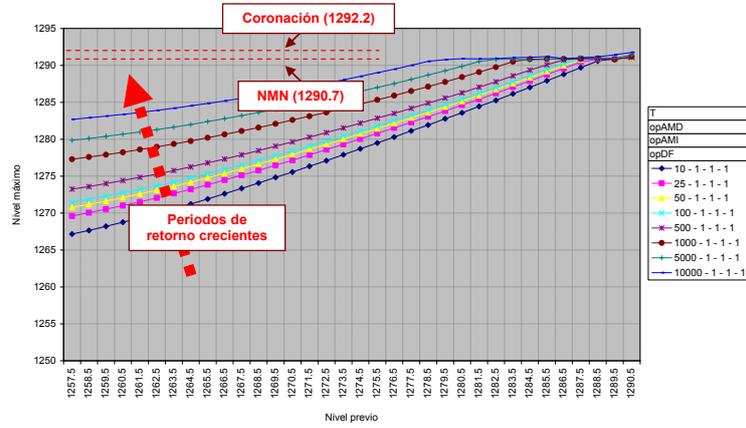


Figura G.8: Cota máxima (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y para todos los órganos de desagüe operativos.

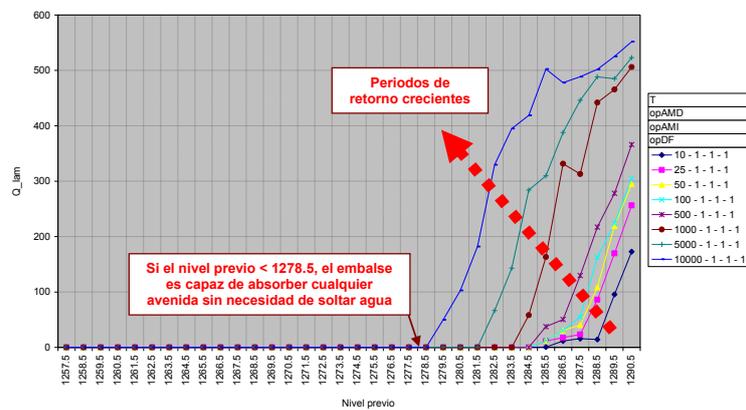


Figura G.9: Caudal máximo vertido (m³/s) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y para todos los órganos de desagüe operativos.

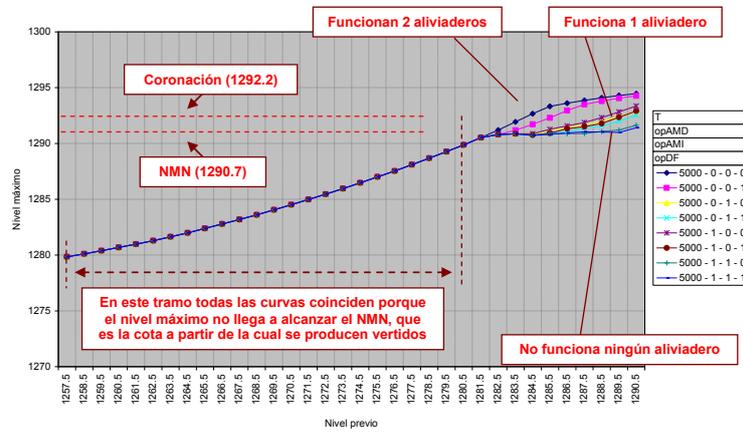


Figura G.10: Cota máxima (m) en función de la cota inicial (m), para todas las posibles combinaciones de operatividad de los órganos de desagüe y para 5000 años de periodo de retorno.

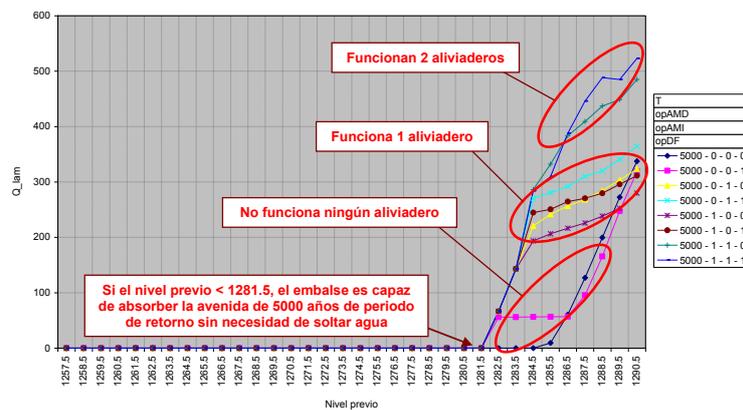


Figura G.11: Caudal máximo vertido (m³/s) en función de la cota inicial (m), para todas las posibles combinaciones de operatividad de los órganos de desagüe y para 5000 años de periodo de retorno.

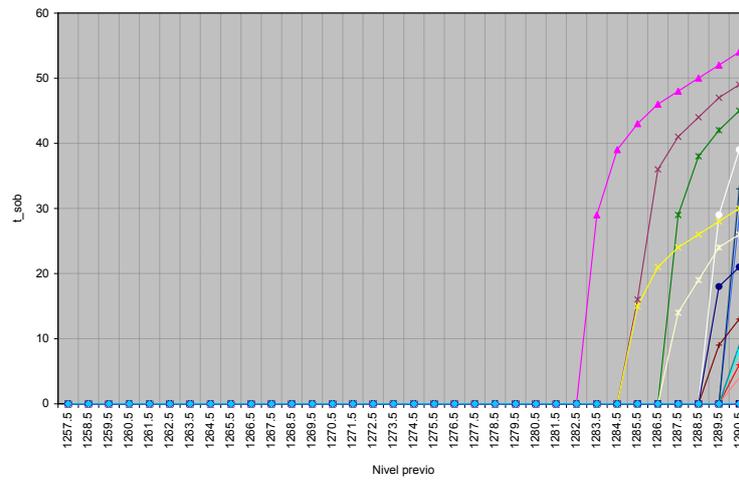


Figura G.12: Tiempo de sobrevertido (h) en función de la cota inicial (m) para todos los casos estudiados.

y cada columna una variable (dato o resultado). Debido a la longitud de estas tablas, no se incluyen en el presente documento.

Apéndice H

Identificación y caracterización de modos de fallo del sistema Carrión

H.1. Definición de modo de fallo

Un modo de fallo es la secuencia particular de eventos que puede dar lugar a un funcionamiento inadecuado del sistema presa-embalse o una parte del mismo. Esta serie de sucesos se asocia a un determinado escenario de sollicitación y tiene una secuencia lógica; la cual consta de un evento inicial desencadenante, una serie de eventos de desarrollo o propagación y culmina con el fallo de la presa.

En principio, se analiza cualquier modo de fallo con potencial para producir un vertido incontrolado de caudales y por tanto con potencial para causar daños de cualquier tipo (económicos, sobre la vida humana...) aunque también se debe considerar cualquier mecanismo que provoque algún tipo de daño (incluso sin necesidad de que se produzca un vertido), por ejemplo uno que origine consecuencias económicas por pérdida de misión. Así mismo, el análisis de los modos de fallo no se ciñe exclusivamente a las estructuras de retención de un embalse, sino que tiene en cuenta cualquier infraestructura incluida en el sistema presa-embalse. Para la identificación de los modos de fallo es necesario realizar una revisión del estado de los componentes del sistema presa-embalse con la finalidad de conocer detalladamente el estado de la cerrada, la estructura de cierre, los órganos de desagüe y tomas, y el vaso de almacenamiento. Esta comprensión global del sistema debe estar basada en la documentación disponible del archivo técnico, las inspecciones de campo realizadas, los datos de auscultación y, si es posible, en la parametrización del comportamiento de la presa.

Teniendo en cuenta la última idea (parametrización del comportamiento), es importante destacar la conveniencia de vincular los modos de fallo identificados con los sistemas de auscultación, porque esta unión permite:

- Identificar los síntomas que permiten controlar la respuesta del sistema y detectar posibles anomalías con tiempo suficiente de reacción.
- Definir las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación para la detección y seguimiento del modo de fallo.

H.2. Los modos de fallo en el análisis de riesgo

Dentro del proceso global del análisis de riesgo, la identificación de modos de fallo es el paso previo a la realización del modelo de riesgo (ver figura H.1). Es un paso crucial y sobre el que descansa la metodología entera ya que si un modo de fallo importante no es capturado en las sesiones de identificación de modos de fallo, el modelo de riesgo no lo capturaría y el riesgo calculado podría estar muy alejado del existente. Dicho de otra manera, la identificación de modos de fallo establece la extensión del análisis de riesgo.

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven afectados por este paso son los que modelan los modos de fallo (ver figura H.2). En el punto en el que se insertan los modos de fallo, el modelo tendrá tantas ramas como modos de fallo.

Normalmente, cada modo de fallo se descompone en varios pasos. En el modelo de riesgo esto se puede reflejar explícitamente asignando un nodo a cada paso. Sin embargo, también es posible aglutinar todos los pasos en un único nodo. Para ello, antes de introducir las probabilidades en el modelo de riesgo se debe realizar un preproceso consistente en multiplicar las probabilidades condicionales de cada uno de los pasos para aglutinarlos en uno solo. La ventaja de proceder así es que se acaba con un modelo de riesgo más compacto, que abstrae el detalle de cómo se desarrolla cada modo de fallo. Las desventajas son que no transmite parte de la información y que es más difícil de actualizar. La figura H.2 muestra un esquema genérico que no representa ninguna presa en concreto, pero en los modelos de riesgo de las presas de Camporredondo y Compuerto se ha desagregado cada paso en el modelo de riesgo.

H.3. Clasificación de los modos de fallo

En el análisis que se incluye a continuación, cada modo de fallo ha sido clasificado según las siguientes categorías:

Grado I: Modos de fallo que claramente se consideren factibles al existir alguna condición o estado sintomático detectado, resultar la serie de eventos probables e implicar consecuencias potenciales importantes.

Grado II: Modos de rotura considerados igualmente factibles, aunque con menores posibilidades de ocurrir o consecuencias reducidas.

Grado III: Modos de fallo para los que la información disponible resulta, a todas luces, insuficiente aunque se estiman factibles y con consecuencias

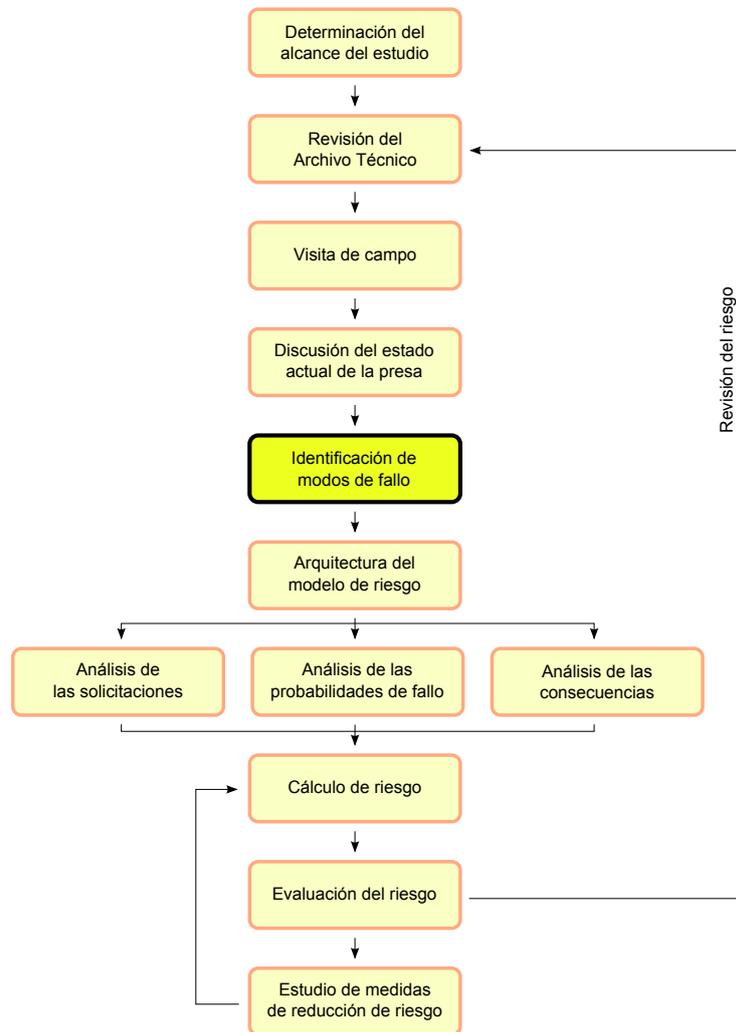


Figura H.1: La identificación de modos de fallo en el proceso general del análisis de riesgo.

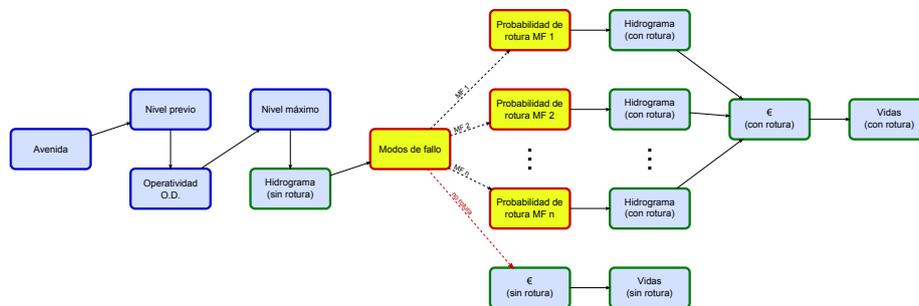


Figura H.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la identificación de modos de fallo (amarillo).

potenciales de magnitud elevada. Requieren una campaña de investigación urgente.

Grado IV: Modos de rotura descartados y cuya aparición no se considera razonable.

A continuación se detallan los modos de fallo identificados en las presas de Camporredondo y Compuerto.

H.4. Modos de fallo de la presa de Camporredondo

A cada uno de los modos de fallos se le ha asignado un código de tres letras. A continuación se detallan todos los modos de fallos identificados para la presa de Camporredondo.

H.4.1. Modo de fallo RCO

Descripción

Rotura de compuerta u operación errónea de la compuerta seguida de una suelta incontrolada de caudales.

Para que esto ocurra es condición previa indispensable que el nivel del embalse esté situado por encima del labio del aliviadero.

Factores a favor:

- Existencia de un informe que dice que la estructura resistente de las compuertas del aliviadero de la margen derecha no cumplen la normativa actual.

Factores en contra:

- Un aliviadero podría soltar unos 300 m³/sen caso de rotura, caudal que, según el Plan de Emergencia de la presa (en redacción) no provocaría daños significativos (ver Tabla A5.1).
- No hay constancia de incidentes pasados.
- La compuerta se opera y mantiene de forma adecuada.

Clasificación

Durante la reunión de identificación de modos de fallo, se clasificó como de grado II, ya que se consideró que el caudal vertido podría provocar daños significativos. Sin embargo, tras la posterior revisión del Plan de Emergencia de la presa, en la que se constató que dicho caudal no provocaría daños significativos, se decidió rebajar el modo de fallo a grado IV-III.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Inspección visual de las compuertas con frecuencia diaria o de varias veces por semana.
- Operación mensual de las compuertas, en vacío, utilizando la red eléctrica general así como la alimentación del grupo electrógeno.
- Operación anual en carga, siempre que se alcance el nivel suficiente para ello.

Necesidades de investigación y ensayos

- Revisión del informe existente en relación a la seguridad estructural de la compuerta.
- Revisión a fondo de la estructura de las compuertas cada 5 años.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

Las Normas de Explotación de la presa deben reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

Medidas de seguridad a medio plazo vinculadas al modo de fallo

- Instalación de un segundo motor en el sistema oleohidráulico de accionamiento de la compuerta, para dotar al sistema de redundancia.
- Mejora de la fiabilidad del suministro eléctrico.
- Posibles mejoras derivadas de la revisión a fondo de las compuertas y de la revisión del informe sobre su seguridad estructural.

Otras observaciones

- En caso de que en el futuro se revise el estudio de afecciones por inundación, deberá volver a considerarse la importancia de este modo de fallo.

Nº de orden	D.O. (km)	Coordenadas X	Coordenadas Y	Término Municipal	Elemento afectado	Cota cauce (m)	Cota de referencia (m)	Cota máxima (m)	Calado máximo sobre cauce (m)	Calado máximo sobre afectación (m)	Caudal máximo (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)	Tiempo de llegada de la onda (h)	Tiempo de cota máxima (h)	Tipo
1	0.03	358.214,19	4751.308,08	Vallia del río Carrón	Caseta del grupo eléctrico de la Central Hidroeléctrica de la presa de Camporredondo	1.221,99	1.252,57	1.225,11	3,12	0,00	320,00	2,64	0 h 14 min	0 h 14 min	No Afección
2	0.23	358.059,55	4751.126,01	Vallia del río Carrón	Línea de A.T. Recepción-Guardo. Pasa de Camporredondo. Microcentrales II, S.A.	1.221,99	1.225,93	1.225,11	3,12	0,00	320,00	2,89	0 h 13 min	0 h 14 min	No Afección
3	0.28	358.076,63	4751.097,24	Vallia del río Carrón	Microcentrales II, S.A.	1.221,99	1.250,03	1.225,11	3,12	0,00	320,00	2,89	0 h 13 min	0 h 14 min	No Afección
4	0.61	357.781,28	4750.979,02	Vallia del río Carrón	Poblado de la presa de Camporredondo	1.222,00	1.236,05	1.224,52	2,52	0,00	313,17	2,43	0 h 4 min	0 h 25 min	No Afección
5	0.69	357.790,72	4750.790,21	Vallia del río Carrón	Caminio Camporredondo-Visumbio	1.222,00	1.226,48	1.224,45	2,45	0,00	312,67	2,74	0 h 4 min	0 h 25 min	No Afección
6	0.71	357.733,29	4750.869,78	Vallia del río Carrón	Puente sobre el río Carrón en Camporredondo	1.222,00	1.225,53	1.224,45	2,45	0,00	312,67	2,74	0 h 4 min	0 h 25 min	No Afección
7	0.85	357.708,46	4750.776,07	Vallia del río Carrón	Comenar aislado	1.222,00	1.223,93	1.224,12	2,13	0,19	312,29	2,60	0 h 4 min	0 h 27 min	Moderada
8	0.87	357.568,85	4750.771,33	Vallia del río Carrón	CAMPORREDONDO DE ALBA	1.222,00	1.238,93	1.224,12	2,13	0,00	312,29	2,60	0 h 4 min	0 h 27 min	No Afección
9	0.87	357.293,78	4750.890,57	Vallia del río Carrón	Línea de A.T. de suministro a Camporredondo. Inercial	1.222,00	1.235,93	1.224,12	2,13	0,00	312,29	2,60	0 h 4 min	0 h 27 min	No Afección
10	0.87	357.054,38	4751.058,98	Vallia del río Carrón	Grupo de 2 nevares de ganado	1.222,00	1.260,00	1.224,12	2,13	0,00	312,29	2,60	0 h 4 min	0 h 27 min	No Afección
11	1.30	357.964,69	4750.523,19	Vallia del río Carrón	Comenar aislado	1.222,00	1.230,13	1.223,91	1,91	0,00	311,78	1,43	0 h 4 min	0 h 28 min	No Afección
12	1.30	358.250,60	4750.484,08	Vallia del río Carrón	Grupo de 3 comenares	1.222,00	1.245,36	1.223,91	1,91	0,00	311,78	1,43	0 h 4 min	0 h 28 min	No Afección
13	1.38	357.891,51	4750.469,24	Vallia del río Carrón	Casa aislada	1.222,00	1.226,26	1.223,91	1,91	0,00	311,78	1,43	0 h 4 min	0 h 28 min	No Afección
14	1.94	357.386,14	4750.397,77	Vallia del río Carrón	Caseta de apero de labranza	1.222,00	1.228,60	1.223,63	1,63	0,00	308,15	1,07	0 h 6 min	0 h 35 min	No Afección
15	1.94	357.033,76	4750.675,58	Vallia del río Carrón	Grupo de 3 comenares	1.222,00	1.237,41	1.223,63	1,63	0,00	308,15	1,07	0 h 6 min	0 h 35 min	No Afección
16	2.31	356.969,95	4750.442,27	Vallia del río Carrón	Canchales P.O. Camporredondo-Cu	1.222,00	1.226,21	1.222,16	0,16	0,00	307,98	0,29	0 h 6 min	0 h 35 min	No Afección
17	2.36	356.891,20	4750.568,34	Vallia del río Carrón	Grupo de 3 casetas de aperos de labranza	1.222,00	1.241,73	1.222,16	0,16	0,00	307,98	0,29	0 h 6 min	0 h 35 min	No Afección
18	2.54	356.722,62	4750.473,28	Vallia del río Carrón	Comenar aislado	1.222,00	1.249,04	1.222,16	0,16	0,00	310,41	0,20	0 h 6 min	0 h 47 min	No Afección
19	5.43	353.726,63	4750.032,35	Vallia del río Carrón	Puente sobre el río Avilao (fluente margen derecha Carrón). Carretera P. 210	1.222,00	1.228,76	1.222,16	0,15	0,00	320,00	0,11	0 h 11 min	1 h 54 min	No Afección
20	6.47	353.276,26	4749.065,45	Vallia del río Carrón	Navo de perrucha de ganado	1.222,00	1.271,79	1.222,15	0,15	0,00	334,68	0,21	0 h 13 min	1 h 54 min	No Afección
21	6.70	352.594,79	4749.456,67	Vallia del río Carrón	Microcentral hidroeléctrica en Otero de Guardo	1.222,00	1.236,84	1.222,15	0,15	0,00	334,68	0,21	0 h 13 min	1 h 54 min	No Afección
22	6.72	352.541,16	4749.256,66	Vallia del río Carrón	OTERO DE GUARDO	1.222,00	1.235,12	1.222,15	0,15	0,00	334,68	0,21	0 h 13 min	1 h 54 min	No Afección
23	6.82	352.702,20	4749.112,89	Vallia del río Carrón	Grupo de casetas de aperos de labranza. Aljarafe de Otero de Guardo, cerca del embalse de Compuerto	1.222,00	1.233,00	1.222,15	0,15	0,00	337,66	0,21	0 h 13 min	1 h 54 min	No Afección
24	7.65	352.133,35	4748.995,91	Vallia del río Carrón	Navo de ganado. Aljarafe de Otero de Guardo	1.222,00	1.248,71	1.222,14	0,14	0,00	341,37	0,25	0 h 14 min	1 h 54 min	No Afección
25	8.76	352.824,68	4746.634,76	Vallia del río Carrón	Caminio a Valcovo	1.222,00	1.227,52	1.222,12	0,12	0,00	348,76	0,17	0 h 17 min	1 h 52 min	No Afección
26	9.76	350.696,92	4747.504,93	Vallia del río Carrón	Salida del Canal de Barand. Vendo al embalse de Compuerto	1.222,00	1.238,97	1.222,12	0,12	0,00	361,65	0,19	0 h 19 min	1 h 48 min	No Afección
27	9.90	350.851,99	4747.196,42	Vallia del río Carrón	Presa de Compuerto	1.222,00	1.222,70	1.222,12	0,12	0,00	361,65	0,19	0 h 19 min	1 h 48 min	No Afección

Figura H.3: Afecciones aguas abajo de la presa de Camporredondo por rotura de compuerta.

H.4.2. Modo de fallo EYD

Deslizamiento de la presa por el aumento de carga hidrostática asociado a una avenida y a la falta de apoyo en estribos debido a la erosión por sobrevertido.

Durante la sesión de identificación de modos de fallo se identificaron los siguientes tres modos de fallo:

- Descalce en el apoyo de cimientos o estribos debido a un sobrevertido.
- Rotura del cuerpo de presa debida a una sobretensión debida a un sobrevertido.
- Inestabilidad global.

Sin embargo, tras realizar las correspondientes investigaciones numéricas, se llegó a la conclusión de que, si la presa tiene suficiente apoyo en los estribos, el efecto arco que se produce hace que no se den sobretensiones ni exista peligro de deslizamiento incluso para las cotas de sobrevertido más altas que se prevén en el estudio hidrológico (ver apéndice G). Una inestabilidad global que incluyese el fallo de los estribos debido a las tensiones transmitidas por la presa queda también descartada por el buen estado de los estribos.

Teniendo en cuenta que según el Informe de Primera Revisión de Seguridad, el hormigón tiene una resistencia a compresión mínima del orden de 10 MPa y una resistencia a tracción de al menos 1 MPa, las siguientes figuras muestran la seguridad de la presa de Camporredondo respecto de las tensiones en caso de sobrevertido.

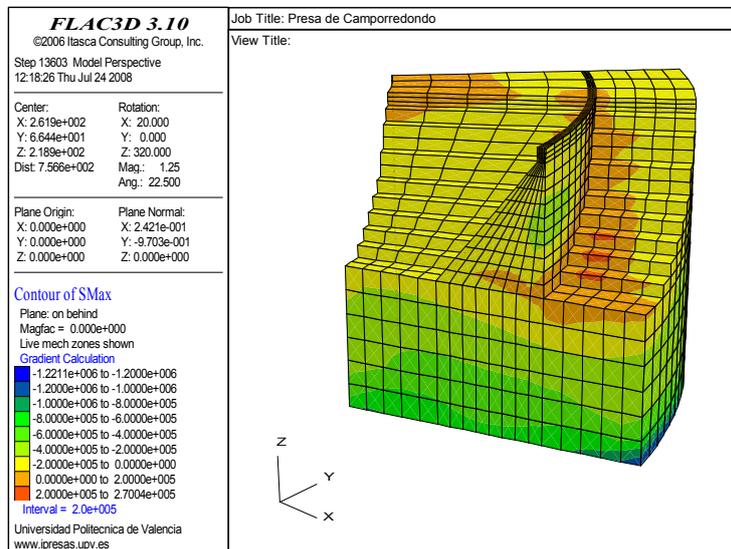


Figura H.4: Vista en sección de las máximas tracciones en la presa de Camporredondo para una cota de embalse de 1294.8 m (sobrevertido de 2.6 m).

Por todo esto se llegó a la conclusión de que la opción más factible es la rotura de la presa por deslizamiento. Para ello, es condición necesaria que la presa tenga

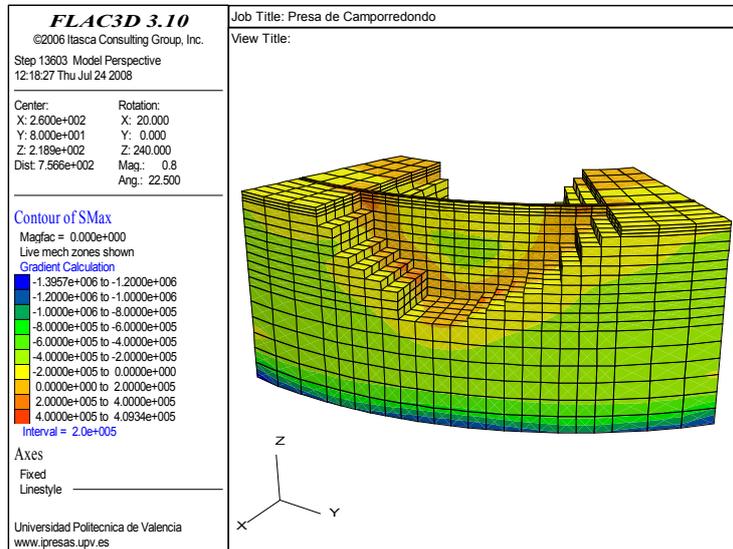


Figura H.5: Vista desde aguas arriba de las máximas tracciones en la presa de Camporredondo para una cota de embalse de 1294.8 m (sobrevvertido de 2.6 m).

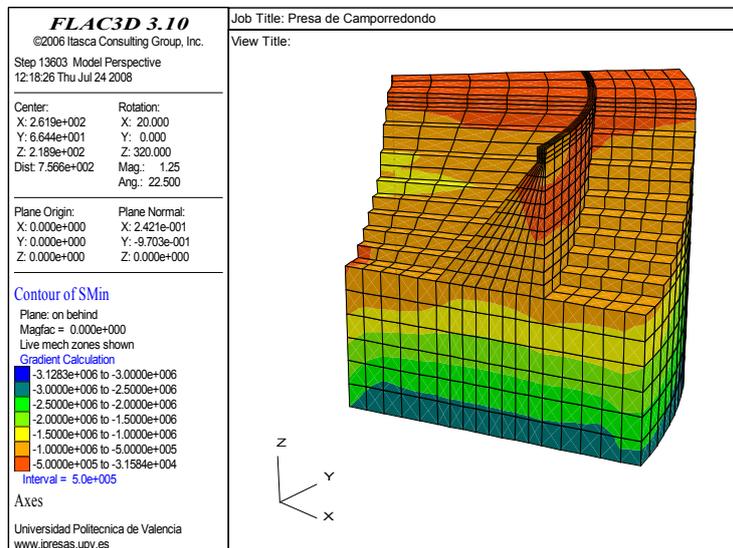


Figura H.6: Vista en sección de las máximas compresiones en la presa de Camporredondo para una cota de embalse de 1294.8 m (sobrevvertido de 2.6 m).

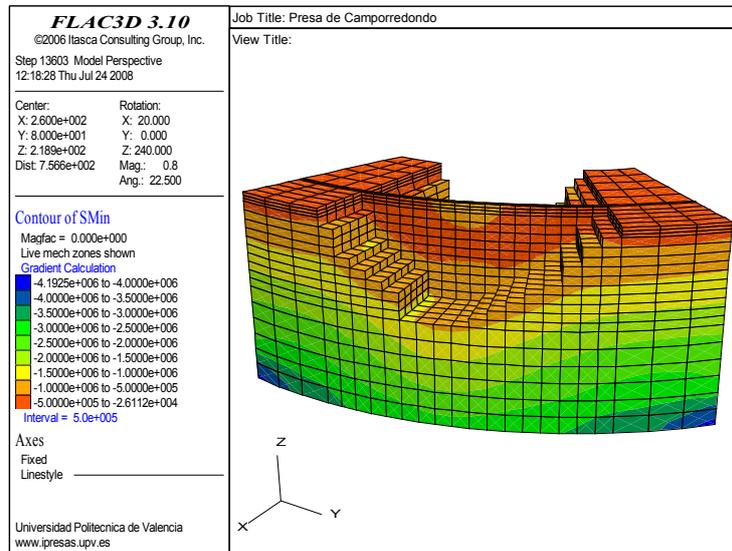


Figura H.7: Vista desde aguas arriba de las máximas compresiones en la presa de Camporredondo para una cota de embalse de 1294.8 m (sobrevvertido de 2.6 m).

un comportamiento bidimensional (pérdida de apoyo en estribos), lo cual se puede dar si se produce una erosión de los estribos durante un sobrevvertido.

A modo de tanteo se calcularon los coeficientes de seguridad frente a deslizamiento para las siguientes hipótesis:

- Comportamiento bidimensional.
- Carga hidrostática durante un sobrevvertido de 2.6 m y carga hidrostática para nivel de embalse en coronación.
- Drenes ineficaces.
- Transmisión total de la carga del embalse a la subpresión en el pie de presa.
- Coeficiente parcial de seguridad para la tangente del ángulo de rozamiento de 1.
- Coeficientes parciales de seguridad para la cohesión de 3 (hipótesis E21 de las Guía Técnicas) y 1.

Los resultados obtenidos fueron:

- Carga coronación:
 - Coeficientes parciales de seguridad de 1: $F_s = 1.37$
 - Coeficientes parciales de seguridad de GT: $F_s = 0.96$
- Carga máxima:
 - Coeficientes parciales de seguridad de 1: $F_s = 1.27$

- Coeficientes parciales de seguridad de GT: $F_s = 0.88$

Estas hipótesis se explorarán de manera más exhaustiva en el análisis para la estimación de las probabilidades de fallo.

A modo de resumen se pueden identificar los siguientes factores a favor:

- Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento por debajo de la unidad para algunos casos muy desfavorables, sobretodo si no se puede contar con toda la cohesión.

Y los factores en contra:

- Buen estado de los estribos.
- Excelente comportamiento de la presa si se estudia de forma tridimensional.
- Alta seguridad hidrológica, es decir, probabilidad muy baja de que ocurra un sobrevertido.

Clasificación

Este modo de fallo se clasifica como de grado II-IV, ya que aunque se incorporará al análisis cuantitativo de riesgo, todo parece indicar que dará probabilidades muy bajas.

Mecanismo de fallo

El mecanismo de fallo tiene dos etapas. En primer lugar se debería producir la erosión de los estribos, lo cual dependerá de la intensidad y duración del sobrevertido. En segundo lugar se produciría el fallo por deslizamiento, que depende de la carga hidrostática.

A continuación se muestra el modo de fallo dentro del diagrama de influencia de la presa, empleando el código de colores del software iPresas.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

Aunque este modo de fallo está ligado a la acción de un sobrevertido, sí conviene monitorizar el buen estado de la presa y los estribos en situación normal:

- Inspección visual de los contactos presa-estribos.
- Seguimiento de los desplazamientos horizontales en coronación.

Necesidades de investigación y ensayos

No.

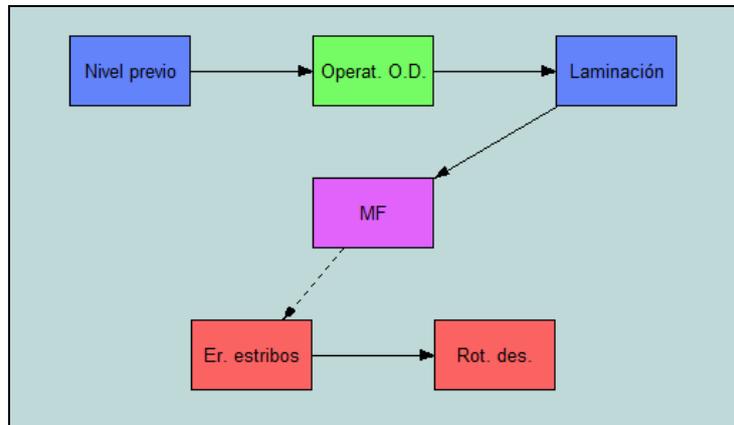


Figura H.8: Diagrama de influencia para el modo de fallo EYD.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

Las Normas de Explotación de la presa deberán reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

Medidas de seguridad a medio plazo vinculadas al modo de fallo

No.

H.4.3. Modo de fallo DVC

Descripción

Descalce de la presa y posterior rotura por inestabilidad debido a un vertido continuado desde alguno de sus aliviaderos.

Factores a favor:

- Es relativamente probable que se pueda producir un vertido continuado durante un tiempo prolongado.
- El aliviadero de la margen izquierda vierte desde gran altura.

Factores en contra:

- Pese a que ya se han producido vertidos, no ha habido incidentes.
- Cimentación de roca sana.
- Del estudio hidráulico del Plan de Emergencia de la presa se desprende que en caso de un vertido continuado de entidad, se produciría un colchón de agua que ayudaría a proteger la cimentación y evitar el descalce.

Clasificación

Durante la reunión de identificación de modos de fallo, se clasificó como de grado III, a falta de comprobar si el colchón de agua que se produciría en caso de un vertido continuado sería suficiente para proteger la cimentación. Una vez comprobado dicho punto se decidió cambiar la clasificación de este modo de fallo a grado IV.

H.4.4. Modo de fallo IFE

Descripción

Inestabilidad de un bloque de la presa debido a la existencia de un plano desfavorable a través del cual existen filtraciones y una presión intersticial elevada.

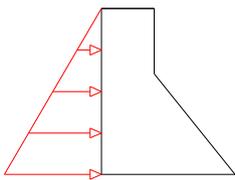
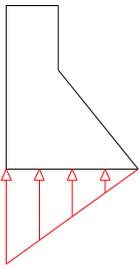
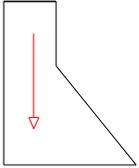
Factores a favor:

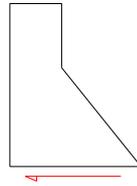
- Hay evidencias de la existencia de dichos planos desfavorables, producidos por numerosas juntas frías durante la construcción.
- Humedades en el paramento de aguas abajo.

Factores en contra:

- Se ha realizado un análisis de estabilidad de un bloque de presa afectado por las condiciones descritas en el modo de fallo. La conclusión es que este modo de fallo es mucho menos factible que otros de los planteados y por lo tanto se deja fuera del análisis. A continuación se resumen los cálculos del análisis.

Se considera un bloque de altura H , sometido a un empuje hidrostático proveniente del embalse, que se enrasa con en el vértice del bloque. Se supone que se ha producido una grieta horizontal a través de la cual discurren filtraciones. La subpresión actuante se supone triangular, lo cual, en general estará del lado de la seguridad. Además se desprecia el peso de la coronación, lo cual nuevamente vuelve a estar del lado de la seguridad. Si se despreciasen también las fuerzas de corte que se producirían en los planos verticales que delimitan el bloque, se puede entonces realizar el cálculo por unidad de longitud. Las fuerzas actuantes son:

• Empuje hidrostático:		$E = \frac{H^2 \cdot \gamma_{agua}}{2}$
• Subpresión:		$S = \frac{H^2 \cdot talud \cdot \gamma_{agua}}{2}$
• Peso:		$P = \frac{H^2 \cdot talud \cdot \gamma_{presa}}{2}$



- Rozamiento en la base: $R_{m\acute{a}x} = \tan \phi \cdot (P - S)$

El coeficiente de seguridad frente a deslizamiento se puede obtener dividiendo la máxima fuerza de rozamiento movilizable en la base por el empuje hidrostático:

$$\frac{R_{m\acute{a}x}}{E} = \frac{\tan \phi \cdot talud \cdot (\gamma_{presa} - \gamma_{agua})}{\gamma_{agua}}$$

Tomando el talud (0.8) y el peso específico (23500 N/m²) correspondientes se llega a:

$$\frac{R_{m\acute{a}x}}{E} = 1,08 \cdot \tan \phi$$

Para el coeficiente de rozamiento, se tiene que (ver por ejemplo ACI-318 11.7.4.3) se podría contar con valores de entre 1 (junta fría) y 1.4 (hormigonado continuo), que en cualquier caso darían un coeficiente de seguridad superior a la unidad. Tomando valores más realistas de la subpresión y teniendo en cuenta el peso de la coronación y las fuerzas de corte laterales se tendría un coeficiente de seguridad muy superior a la unidad, lo cual hace descartar este modo de fallo.

Clasificación

Durante la sesión de identificación de modos de fallo, este modo de fallo se clasificó como de grado III, a falta de realizar los cálculos de estabilidad. Tras efectuarlos se decidió clasificar el modo de fallo como grado IV.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Inspección visual y registro de las humedades del paramento de aguas abajo, controlando que no evolucionen a filtraciones mayores.
- Aforo (diario o semanal) de las filtraciones en el cuerpo de presa, separando las provenientes del cimientto, de las provenientes del cuerpo de presa.

Necesidades de investigación y ensayos

No.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

El Plan de Emergencia define umbrales para activación por presencia de fisuras, humedades o filtraciones. Las Normas de Explotación de la presa deberán reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

H.4.5. Modo de fallo RAD

Descripción

Descalce de la presa debido a vertido incontrolado por la rotura del canal de descarga del aliviadero de la margen derecha.

Factores a favor:

- Se han detectado algunas humedades en el entorno

Factores en contra:

- Buen estado del canal.
- Consecuencias limitadas incluso en caso de fallo.

Clasificación

Este modo de fallo se clasifica como grado IV.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Inspección visual del canal.
- Seguimiento de las humedades en la zona.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

Las Normas de Explotación de la presa deberán reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

H.4.6. Modo de fallo TAI

Descripción

Deterioro del estribo izquierdo debido a un mal funcionamiento del túnel del aliviadero de la margen izquierda.

Factores a favor:

- Si un aliviadero en túnel entra en carga puede producir problemas. Esto es típico de los desagües que se construyen aprovechando el túnel de desvío (no es el caso).
- El estribo por el que discurre es importante para el buen comportamiento estructural de la presa.

Factores en contra:

- Ausencia de incidentes pasados.
- El túnel siempre funciona en lámina libre.

Clasificación

Este modo de fallo se clasifica como grado IV.

H.4.7. Modo de fallo EEC

Descripción

Erosión del relleno de las diaclasas en el estribo derecho y/o el cimientado, produciendo un incremento de las filtraciones, de las deformaciones y finalmente un agrietamiento del cuerpo de presa.

Factores en contra:

- La roca está en muy buen estado.

Clasificación

Este modo de fallo se clasifica como grado IV.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Seguimiento de posibles filtraciones en el entorno.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

Las Normas de Explotación de la presa deberán reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

H.4.8. Modo de fallo CPA

Descripción

Fallo en el contacto entre el cuerpo de presa y la estructura del aliviadero, con entrada de agua y movimiento del bloque cercano.

Factores en contra:

- Ausencia de incidentes pasados.

Clasificación

Este modo de fallo se clasifica como grado IV.

H.5. Modos de fallo de la presa de Compuerto

La identificación de modos de fallo se dividió en dos sesiones. En primer lugar se confeccionó una lista de todos los posibles modos de fallo, describiéndolos con cierto grado de detalle pero sin atender a su mayor o menor probabilidad de ocurrencia. En segunda instancia se clasificaron según su grado, tal y como se detalla más adelante.

Los modos de fallo que se identificaron en la primera sesión fueron los siguientes:

1. Deslizamiento de un bloque por elevadas subpresiones, debidas a la ineficacia del drenaje (colmatación de drenes).
2. Deslizamiento de un bloque por elevadas subpresiones, debidas a una apertura de grieta en el pie de la presa.
3. Inestabilidad de un bloque de la presa debido a la existencia de un plano desfavorable (junta horizontal de construcción) a través del cual existen filtraciones y una presión intersticial elevada.
4. Rotura de compuerta u operación errónea de la compuerta seguida de una suelta incontrolada de caudales sin posibilidad de aviso previo aguas abajo.
5. Deslizamiento aprovechando una superficie débil producida por la filtración y lavado del material de cimentación.
6. Inestabilidad de un bloque debido a la degradación del hormigón producida por las filtraciones.
7. Inestabilidad de un bloque debido a la degradación del hormigón producida la meteorización (ciclos hielo-deshielo) del paramento de aguas abajo.
8. Descalce de la presa y posterior rotura por inestabilidad debido al mal funcionamiento del aliviadero durante un vertido continuado por las deficiencias del trampolín.
9. Descalce de la presa (cimienta y estribos) por sobrevertido por coronación.
10. Rotura de la presa provocada por la erosión del paramento de aguas abajo durante un sobrevertido.
11. Rotura del bloque central de la presa provocada por la erosión del canal de descarga durante un vertido continuado.
12. Rotura por sobrevertido debida al deslizamiento de una ladera del embalse.
13. Inestabilidad de la presa provocada por un deslizamiento en el estribo.
14. Deslizamiento de ladera durante una avenida que inutiliza el desagüe de fondo, haciendo que la presa sea incapaz de laminar la avenida y activando alguno de los anteriores modos de fallo.
15. Rotura de la presa por sobretensiones en el hormigón.

16. Inestabilidad de un bloque debido a la degradación del hormigón producida por las filtraciones a través de las juntas verticales entre bloques.

En la segunda sesión, cada uno de los participantes asignó un grado (o una combinación de dos) a cada modo de fallo, sin conocimiento de las asignaciones de los demás participantes. A continuación se agregaron todos los resultados y se discutieron las asignaciones de cada modo de fallo de tal manera que todos los participantes podían argumentar su asignación y también modificarla a la luz de las discusiones. Finalmente, se llegó a una clasificación de consenso para cada uno de los modos de fallo. La siguiente tabla resume los resultados.

	M ^a José	Javier	Nuria	Esther	Óscar	Inaki	Armando	GRUPO
1	I-II	II	III	III-II	III	II	II	II
2	II	III	III	III-II	II	II	II	II
3	II	III	III	III-II	III-IV	III	III	IV-III
4	I -> I-II	I-II	III-IV	II	II-III	II	III-II -> II	II
5	IV-III	III-II	III-IV	IV	IV-III	IV -> III-IV	IV-III	III-IV
6	III	II -> III	III	IV-III	III-IV	IV	IV	IV-III
7	III-IV	IV	III	IV	III-IV	IV	IV	IV
8	III	IV	II	III	III-IV	II	III-IV	III
9	III	II	III	III	II	II -> III	III	III-II
10	III	I-II	III	IV	II	II -> IV	III-IV -> IV-III	IV-III
11	IV	II -> IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
12	III-IV	III	IV	III	III	IV	III -> IV	IV
13	III-IV	III	IV	III	III	IV	IV-III	IV
14	IV	IV	IV	IV	III	IV	IV	IV
15	III	II -> III	III	IV	III-IV	IV	III	IV-III
16	III -> IV	II -> IV	III -> IV	IV	III-IV	IV	IV	IV

Cuadro H.1: Clasificación de los modos de fallo de la presa de Compuerto.

A continuación se incluye una descripción detallada de todos los modos de fallo identificados, sin incluir aquellos que directamente fueron descartados como de grado IV.

H.5.1. Modo de fallo 1-2

Descripción

Deslizamiento de un bloque partiendo de un mal funcionamiento del sistema de drenaje (colmatación de drenes) y contemplando la posibilidad de una apertura de grieta.

Nota: este modo de fallo es el resultado de integrar los modos de fallo 1 y 2 de las sesiones de identificación de modos de fallo.

Factores a favor:

- Coeficientes de seguridad frente a deslizamiento bajos.
- Altas lecturas piezométricas.
- Tracciones en el pie de presa para algunas combinaciones de carga y subpresión.

Factores en contra:

- No hay indicios de que se haya iniciado un deslizamiento.

Clasificación

Grado II.

Mecanismo de fallo

El mecanismo de fallo tiene tres etapas. En primer lugar se debería producir la colmatación de una cantidad suficiente de drenes, lo cual provocaría un cambio en la ley de subpresiones. En segundo lugar existiría la posibilidad de que se diese o no la apertura de grieta. Por última se produciría el fallo por deslizamiento.

A continuación se muestra el modo de fallo dentro del diagrama de influencia de la presa, empleando el código de colores del software iPresas.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Seguimiento de las subpresiones.
- Seguimiento de las filtraciones.
- Seguimiento de los desplazamientos.

Necesidades de investigación y ensayos

No se han identificado necesidades de investigación adicionales.

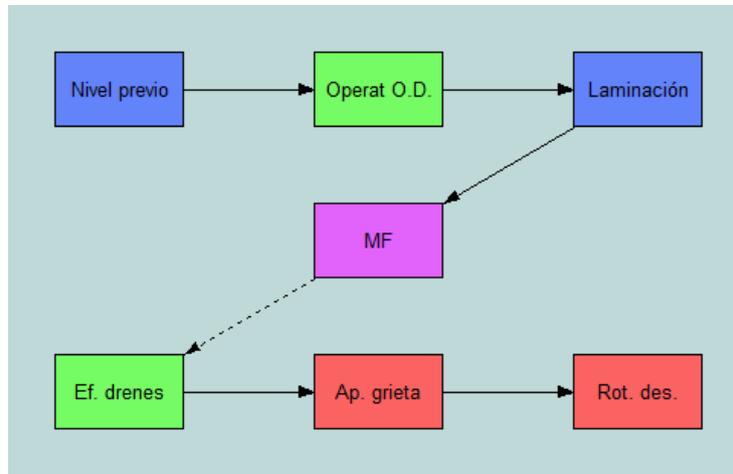


Figura H.9: Diagrama de influencia para el modo de fallo 1-2.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

Las Normas de Explotación de la presa deben reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

Medidas de seguridad a medio plazo vinculadas al modo de fallo

- Reperforación del sistema de drenaje.
- Mejora del sistema de auscultación.

H.5.2. Modo de fallo 3

Descripción

Inestabilidad de un bloque de la presa debido a la existencia de un plano desfavorable (junta horizontal de construcción) a través del cual existen filtraciones y una presión intersticial elevada.

Factores a favor:

- Hay evidencias de la existencia de dichos planos desfavorables, producidos por numerosas juntas frías durante la construcción.
- En el pasado han habido filtraciones apreciables a través del cuerpo de presa.

Factores en contra:

- El cuerpo de presa fue inyectado y no hay filtraciones significativas en la actualidad.

Clasificación

Grado IV.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Control de las filtraciones provenientes del cuerpo de presa.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

Las Normas de Explotación de la presa deben reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

H.5.3. Modo de fallo 4

Descripción

Rotura de compuerta u operación errónea de la compuerta seguida de una suelta incontrolada de caudales sin posibilidad de aviso previo aguas abajo.

Para que esto ocurra es condición previa indispensable que el nivel del embalse esté situado por encima del labio del aliviadero.

Factores a favor:

- Potencial para daños económicos y de pérdida de vidas humanas.

Factores en contra:

- Buen mantenimiento y operación de las compuertas.
- Ausencia de incidentes anteriores.

Tras estudiar todos los modos de fallo de la presa, se ha considerado que este modo de fallo será de una magnitud claramente inferior a la de otros, con lo que inicialmente se dejará fuera del Análisis de Riesgo.

Clasificación

Este modo de fallo fue inicialmente clasificado como grado II y posteriormente ha sido degradado a grado IV-II.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Inspección visual de las compuertas con frecuencia diaria o de varias veces por semana.
- Operación mensual de las compuertas, en vacío, utilizando la red eléctrica general así como la alimentación del grupo electrógeno.
- Operación anual en carga, siempre que se alcance el nivel suficiente para ello.

Necesidades de investigación y ensayos

No se han identificado.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

El Plan de Emergencia de la presa ya contempla la posibilidad de una apertura total o rotura de una compuerta.

Medidas de seguridad a medio plazo vinculadas al modo de fallo

- Mejora de los equipos hidromecánicos y del sistema de alimentación eléctrica.

H.5.4. Modo de fallo 5

Descripción

Deslizamiento aprovechando una superficie débil producida por la filtración y lavado del material de cimentación.

Factores a favor:

- En los sondeos realizados por HCC en 2007 se encontró un material que inicialmente fue identificado como arenas/areniscas de mala calidad, y que había sido degradado por el agua usada durante la excavación del sondeo.

Factores en contra:

- El informe geológico de la primera revisión de la seguridad de la presa, concluye que el material en cuestión son lentejones aislados de arenisca buena calidad.

Clasificación

Grado III-IV.

Mecanismo de fallo

Para que se produjese el fallo sería necesario que los lentejones estuviesen conectados y que el material no estuviese bien cementado, lo cual podría dar pie a que se iniciase un proceso de lavado por filtración.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Control de filtraciones
- Control de subpresiones
- Control visual de la zona aguas abajo de la presa, donde podrían aparecer síntomas de que se estuviese iniciando el modo de fallo.

Necesidades de investigación y ensayos

- Sería conveniente realizar un ensayo geofísico que delimitase las zonas en las que existe arenisca.
- En el caso de que sí hubiese una zona de grandes dimensiones de arenisca, sería conveniente extraer una muestra no degradada de la arenisca para poder caracterizarla.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

Las Normas de Explotación de la presa deben reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

H.5.5. Modo de fallo 6

Descripción

Inestabilidad de un bloque debido a la degradación del hormigón producida por las filtraciones.

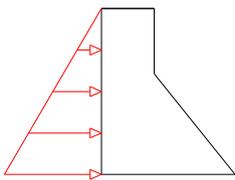
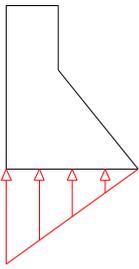
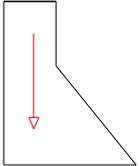
Factores a favor:

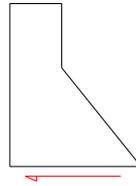
- Hay evidencias de la existencia de dichos planos desfavorables, producidos por numerosas juntas frías durante la construcción.

Factores en contra:

- No se han detectado grandes filtraciones a través del cuerpo de la presa.
- Se ha realizado un análisis de estabilidad de un bloque de presa afectado por las condiciones descritas en el modo de fallo. La conclusión es que este modo de fallo es mucho menos factible que otros de los planteados y por lo tanto se deja fuera del análisis. A continuación se resumen los cálculos del análisis.

Se considera un bloque de altura H , sometido a un empuje hidrostático proveniente del embalse, que se enrasa con en el vértice del bloque. Se supone que se ha producido una grieta horizontal a través de la cual discurren filtraciones. La subpresión actuante se supone triangular, lo cual, en general estará del lado de la seguridad. Además se desprecia el peso de la coronación, lo cual nuevamente vuelve a estar del lado de la seguridad. Si se despreciasen también las fuerzas de corte que se producirían en los planos verticales que delimitan el bloque, se puede entonces realizar el cálculo por unidad de longitud. Las fuerzas actuantes son:

• Empuje hidrostático:		$E = \frac{H^2 \cdot \gamma_{agua}}{2}$
• Subpresión:		$S = \frac{H^2 \cdot talud \cdot \gamma_{agua}}{2}$
• Peso:		$P = \frac{H^2 \cdot talud \cdot \gamma_{presa}}{2}$



- Rozamiento en la base: $R_{m\acute{a}x} = \tan \phi \cdot (P - S)$

El coeficiente de seguridad frente a deslizamiento se puede obtener dividiendo la máxima fuerza de rozamiento movilizable en la base por el empuje hidrostático:

$$\frac{R_{m\acute{a}x}}{E} = \frac{\tan \phi \cdot \text{talud} \cdot (\gamma_{presa} - \gamma_{agua})}{\gamma_{agua}}$$

Tomando el talud (0.74) y el peso específico (23500 N/m²) correspondientes se llega a:

$$\frac{R_{m\acute{a}x}}{E} = 1,00 \cdot \tan \phi$$

Para el coeficiente de rozamiento, se tiene que (ver por ejemplo ACI-318 11.7.4.3) se podría contar con valores de entre 1 (junta fría) y 1.4 (hormigonado continuo), que en cualquier caso darían un coeficiente de seguridad superior a la unidad. Tomando valores más realistas de la subpresión y teniendo en cuenta el peso de la coronación y las fuerzas de corte laterales se tendría un coeficiente de seguridad muy superior a la unidad, lo cual hace descartar este modo de fallo.

Clasificación

Durante la sesión de identificación de modos de fallo, este modo de fallo se clasificó como de grado IV-III, a falta de realizar los cálculos de estabilidad. Tras efectuarlos se decidió clasificar el modo de fallo como grado IV.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

- Inspección visual del paramento de aguas abajo, controlando la posible aparición de humedades.
- Aforo (diario o semanal) de las filtraciones en el cuerpo de presa, separando las provenientes del cimientó, de las provenientes del cuerpo de presa.

Necesidades de investigación y ensayos

No.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

El Plan de Emergencia define umbrales para activación por presencia de fisuras, humedades o filtraciones. Las Normas de Explotación de la presa deberán reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

H.5.6. Modo de fallo 8

Descripción

Descalce de la presa y posterior rotura por inestabilidad debido al mal funcionamiento del aliviadero durante un vertido continuado por las deficiencias del trampolín.

Factores a favor:

- La presa de Compuerto tiene una exigencias hidrológicas altas.

Factores en contra:

- Ausencia de incidentes relacionados hasta la fecha.
- Buen estado del cimiento.
- Para caudales altos, se produciría un colchón de agua que protegería la sección de la presa correspondiente al aliviadero.

Clasificación

Durante la sesión de identificación de modos de fallo se clasificó como de grado III. Tras comprobar que la existencia de un colchón de agua para caudales altos se considera que la probabilidad de rotura de este modo de fallo es muy baja y en cualquier caso inferior a la del modo de fallo 9, con lo cual se clasifica como grado IV.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

No.

Necesidades de investigación y ensayos

No.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

No.

H.5.7. Modo de fallo 9

Descripción

Descalce de la presa (cimiento y estribos) por sobrevertido por coronación.

Factores a favor:

- La presa de Compuerto tiene una exigencias hidrológicas altas.

Factores en contra:

- Buen estado del cimiento.
- Para caudales altos, se produciría un colchón de agua que protegería las secciones centrales de la presa aunque no las correspondientes a estribos.

Se decide limitar este modo de fallo a la rotura por una sección lateral ya que el colchón de agua que se formaría supondría una protección apreciable frente a la socavación en las secciones centrales.

Clasificación

Grado II-IV.

Mecanismo de fallo

Se descompone este modo de fallo en dos pasos:

- Descalce de la presa por sobrevertido (la probabilidad de que esto ocurra dependerá principalmente de la duración e intensidad del sobrevertido).
- Fallo de la presa, dado que el descalce se ha producido.

A continuación se muestra el modo de fallo dentro del diagrama de influencia de la presa, empleando el código de colores del software iPresas.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

Aunque este modo de fallo está ligado a la acción de un sobrevertido, sí conviene monitorizar el buen estado de la presa y los estribos en situación normal:

- Inspección visual de los contactos presa-estribos.
- Seguimiento de los desplazamientos horizontales en coronación.

Necesidades de investigación y ensayos

No.

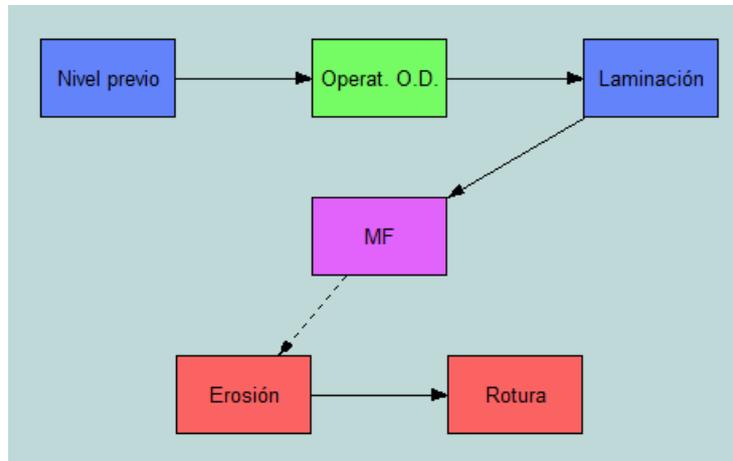


Figura H.10: Diagrama de influencia para el modo de fallo 9.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

Las Normas de Explotación de la presa deberán reflejar las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación aquí identificadas.

Medidas de seguridad a medio plazo vinculadas al modo de fallo

No.

H.5.8. Modo de fallo 10

Descripción

Rotura de la presa provocada por la erosión del paramento de aguas abajo durante un sobrevertido.

Factores a favor:

- Mal estado del paramento aguas abajo.

Factores en contra:

- Ausencia de incidentes relacionados hasta la fecha.
- Se han efectuado unos cálculos de tanteo que muestran que para la presa de Compuerto, una pérdida del 10 % del peso supondría un descenso del coeficiente de seguridad menor al 1 %.

Clasificación

Durante la sesión de identificación de modos de fallo, este modo de fallo se clasificó como de grado IV-III, a falta de realizar cálculos de comprobación. Tras efectuarlos se decidió clasificar el modo de fallo como grado IV.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

No.

Necesidades de investigación y ensayos

No.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

No.

H.5.9. Modo de fallo 15

Descripción

Rotura de la presa por sobretensiones en el hormigón.

Factores a favor:

- Relativa alta probabilidad de que se presenten cargas hidrológicas importantes.

Factores en contra:

- Ausencia de incidentes relacionados hasta la fecha.
- Buen estado de la presa.
- Se ha realizado un estudio de tensiones aplicando las cargas correspondientes al máximo sobrevertido que se considerará en el análisis de riesgos. Los resultados, que se resumen a continuación, muestran que la presa es lo suficientemente segura en ese aspecto como para asignar el grado IV a este modo de fallo.

Del Informe de Primera Revisión de Seguridad de la presa se desprende que la resistencia a compresión mínima es de al menos 8 MPa. Para la resistencia a tracción se puede contar con al menos 0.4 MPa. Las siguientes dos figuras muestran que estos valores no son superados en el caso más desfavorable de sobrevertido máximo.

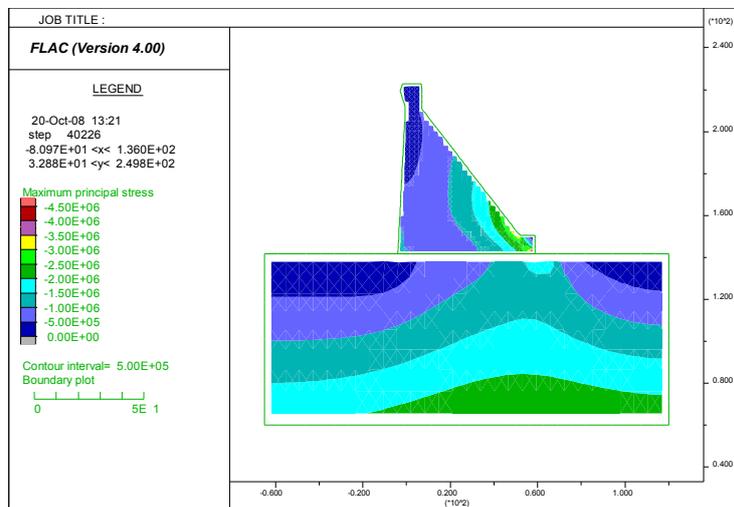


Figura H.11: Máximas compresiones en la presa de Compuerto para el sobrevertido máximo considerado.

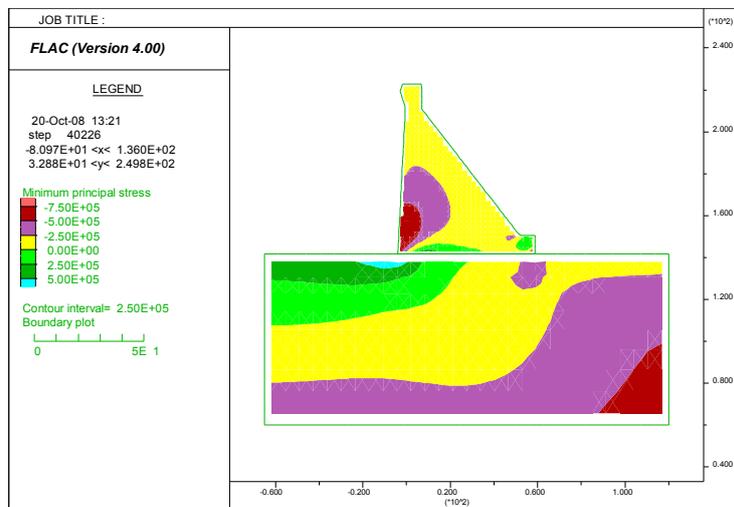


Figura H.12: Máximas tracciones en la presa de Compuerto para el sobrevuerto máximo considerado.

Clasificación

Durante la sesión de identificación de modos de fallo, este modo de fallo se clasificó como de grado III-IV, a falta de realizar los cálculos tensionales. Tras efectuarlos se decidió clasificar el modo de fallo como grado IV.

Necesidades de inspección, vigilancia y auscultación

No.

Necesidades de investigación y ensayos

No.

Repercusiones en Normas de Explotación y Plan de Emergencia

No.

Apéndice I

Estudio de probabilidades de fallo del sistema Carrión

I.1. El estudio de probabilidades de fallo en el análisis de riesgos

El estudio de las probabilidades de fallo es uno de los estudios necesarios para alimentar el modelo de riesgo una vez su arquitectura ha sido definida (figura I.1). De las tres componentes del riesgo (cargas, probabilidad de fallo y consecuencias) trata la segunda. El estudio de probabilidades de fallo es posterior a la identificación de modos de fallo: antes de poder realizar este estudio es necesario haber identificado todos los modos de fallo que se van a incluir en el modelo y haberlos descompuesto en sus mecanismos de fallo.

En el modelo de riesgo, los nodos a los que afecta son los mismos que en el estudio de identificación de modos de fallo, es decir aquellos que indican las probabilidades de cada modo de fallo (figura I.2).

Como ya se indicó en el anterior apéndice, normalmente, cada modo de fallo se descompone en varios pasos. En el modelo de riesgo esto se puede reflejar explícitamente asignando un nodo a cada paso. Sin embargo, también es posible aglutinar todos los pasos en un único nodo. Para ello, antes de introducir las probabilidades en el modelo de riesgo se debe realizar un preproceso consistente en multiplicar las probabilidades condicionales de cada uno de los pasos para aglutinarlos en uno solo. La ventaja de proceder así es que se acaba con un modelo de riesgo más compacto, que abstrae el detalle de cómo se desarrolla cada modo de fallo. Las desventajas son que no transmite parte de la información y que es más difícil de actualizar. La figura I.2 muestra un esquema genérico que no representa ninguna presa en concreto, pero en el modelo de riesgo de las presas de Camporredondo y Compuerto se ha desagregado cada paso en los modelos de riesgo.

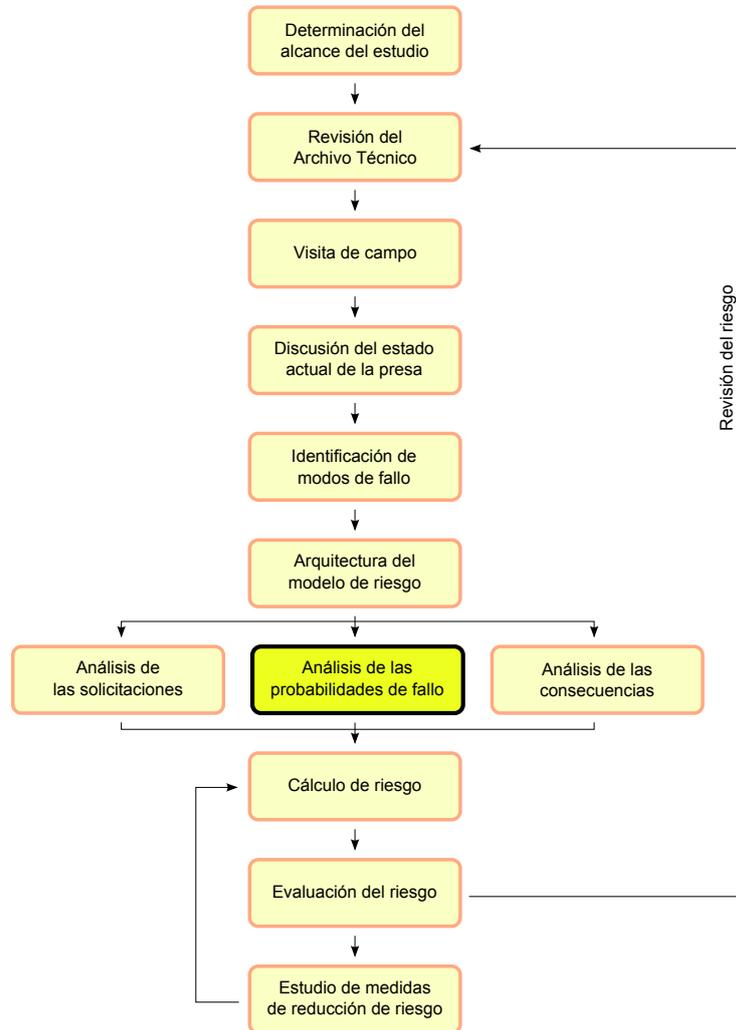


Figura I.1: Ubicación del análisis de las probabilidades de fallo en el proceso general del análisis de riesgo.

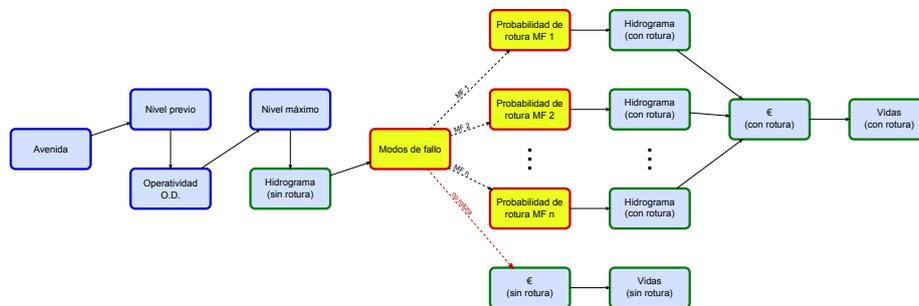


Figura I.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la identificación de modos de fallo (amarillo).

I.2. Objetivo

El presente apéndice detalla cómo se han obtenido las probabilidades de fallo para introducir en el modelo de riesgo. En la presa de Camporredondo se decidió incluir un único modo de fallo mientras que en la presa de Compuerto se incluyeron dos. Adicionalmente, en todos ellos, además de estudiar la probabilidad de fallo en el estado actual (caso base), se estudió la probabilidad de fallo suponiendo que se había ejecutado una medida de reducción de riesgo consistente en la unas pantallas de impermeabilización y drenaje (alternativa drenaje).

A continuación se dedica un apartado a cada uno de los tres modos de fallo.

I.3. Presa de Camporredondo, modo de fallo 1

Como se muestra en la figura I.3, el modo de fallo se descompuso en dos nodos:

- pérdida de sustentación en estribos debida a un sobrevertido
- rotura a deslizamiento

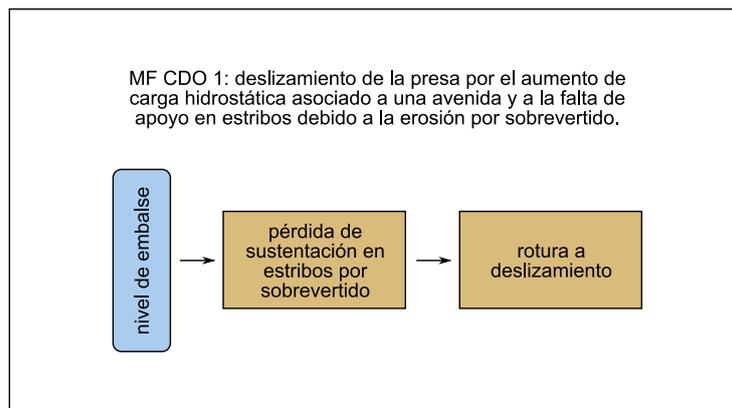


Figura I.3: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CDO 1.

La probabilidad de ocurrencia del primer nodo se estimó mediante juicio de experto. El cuadro I.1 resume el proceso mediante el cual se estimó dicha probabilidad.

Para la estimación del segundo nodo se recurrió a un análisis Monte Carlo. Tras revisar la información geotécnica existente (que se puede consultar en el Informe de Primera Revisión de la Seguridad) y consultando la bibliografía especializada se estimaron las distribuciones de probabilidad de los parámetros geotécnicos como sigue:

- Ángulo de rozamiento: normal truncada con valor mínimo de 20, valor máximo de 50, media de 35 y desviación típica de 3.9.
- Cohesión: lognormal con media de 29.5 y desviación típica de 4.05.

Presa: Camporredondo																
Estimación: Erosión por sobretendido suficiente como para que la presa deje de trabajar tridimensionalmente																
Fecha: 06/08/2008																
Sujeto 1	0.25 m					0.5 m					1 m					F. Pond.
	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	
12 h		10%	30%	70%		20%	40%	75%		30%	50%	80%		0.5		
24 h		25%	50%	75%		30%	55%	80%		40%	70%	90%		0.5		
48 h		50%	80%	90%		60%	90%	100%		70%	95%	100%		0.5		
Sujeto 2	0.25 m					0.5 m					1 m					F. Pond.
	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	
12 h		5%	10%	20%		15%	20%	40%		25%	45%	60%		1		
24 h		10%	20%	35%		20%	50%	60%		30%	60%	70%		1		
48 h		20%	30%	50%		30%	55%	65%		35%	65%	75%		1		
Sujeto 3	0.25 m					0.5 m					1 m					F. Pond.
	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	
12 h		1%	5%	50%		1%	10%	55%		1%	15%	60%		1		
24 h		5%	10%	60%		10%	15%	60%		10%	25%	75%		1		
48 h		10%	20%	75%		10%	30%	80%		10%	50%	90%		1		
Media	0.25 m					0.5 m					1 m					F. Pond.
	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	
12 h		4%	12%	42%		10%	20%	53%		16%	34%	64%				
24 h		11%	22%	53%		18%	37%	64%		24%	48%	76%				
48 h		22%	36%	68%		28%	52%	78%		32%	65%	86%				

Cuadro I.1: Estimaciones mediante juicio de experto para el modo de fallo 1 de Compuerto.

Tras revisar la información de auscultación, para el caso base se estimó un parámetro k para la eficacia del drenaje de 0.8 en el caso base y de 0.3 tras aplicar las medidas de reducción de riesgo.

Teniendo en cuenta la geometría y peso de la presa, se realizó un modelo de sólido rígido que se ejecutó secuencialmente en un análisis de Monte Carlo, ofreciendo los resultados que se muestran en las siguientes figuras.

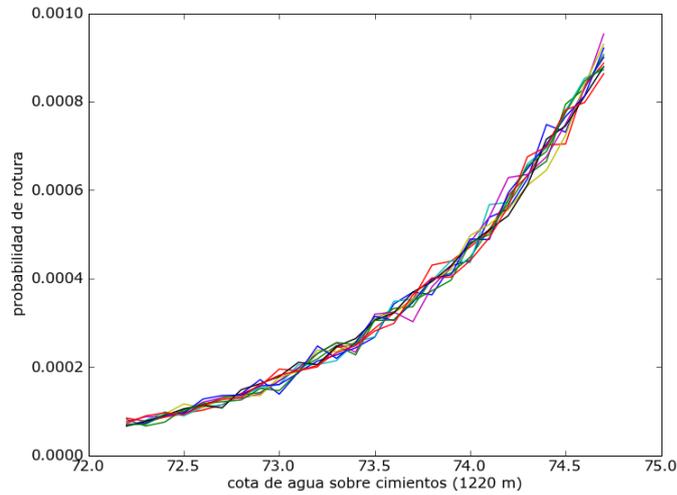


Figura I.4: Resultados del análisis por Monte Carlo de la probabilidad de rotura a deslizamiento en la presa de Camporredondo (caso base).

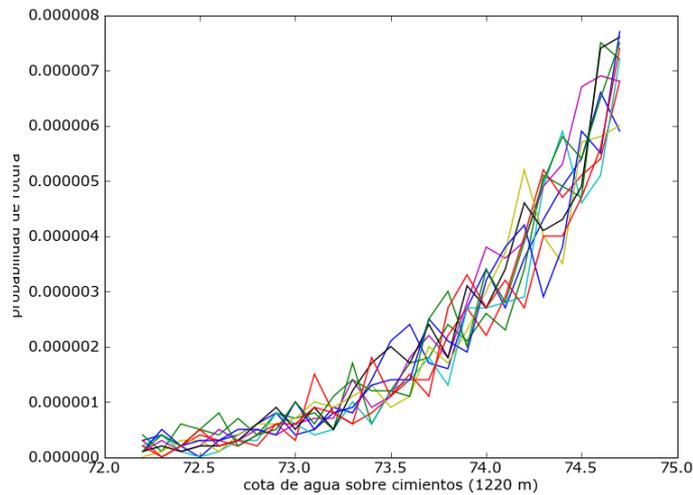


Figura I.5: Resultados del análisis por Monte Carlo de la probabilidad de rotura a deslizamiento en la presa de Camporredondo (alternativa drenaje).

I.4. Presa de Compuerto, modo de fallo 1

Como se muestra en la figura I.6, el modo de fallo se descompuso en dos nodos:

- mal funcionamiento en el sistema de drenaje
- rotura a deslizamiento (incluyendo la posibilidad de una apertura de grieta en el pie de aguas arriba)

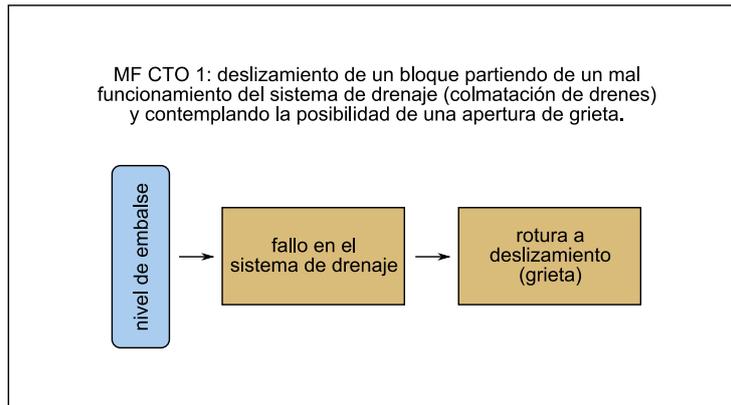


Figura I.6: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CTO 1.

Para la estimación del primer nodo, se contó con varias lecturas de piezometría, por lo que se pudo ajustar una distribución de probabilidad para el caso base, tal como se muestra en el cuadro I.2.

prob	EfDren_CTO
0.023244492	10
0.169328636	30
0.404180834	50
0.319710248	70
0.08353579	90

Cuadro I.2: Distribución de probabilidad de la eficiencia del drenaje (caso base).

Estos valores fueron modificados para la alternativa de reducción de riesgo de forma estimada tal como se muestra en el cuadro I.3.

prob	EfDren_CTO
0.9	30
0.1	50

Cuadro I.3: Distribución de probabilidad de la eficiencia del drenaje (alternativa).

Para la estimación del segundo nodo se recurrió a un análisis en dos fases. En primer lugar se realizó un estudio de los coeficientes de seguridad para varios valores de la eficacia de drenaje y cota de embalse utilizando un modelo que

incluía la posibilidad de apertura de drenaje y posteriormente se realizó un análisis Monte Carlo que ofreció las probabilidades de rotura.

En primer lugar se muestra un ejemplo de uno de los cálculos que se realizó con el modelo de apertura de grieta.

Varios

Aceleración de la gravedad	9.81 m/s ²
Densidad del hormigón	2350 kg/m ³
Peso específico hormigón	23053.50 N/m ³
Densidad del agua	1000 kg/m ³
Peso específico agua	9810 N/m ³
N_sin_fallo	5290
N_fallo_con_equilibrio	1473
N_fallo_sin_equilibrio	1180

Geometría

Cota del pie de aguas arriba de la presa	1145.00 m
Cota del pie de aguas abajo de la presa	1145.00 m
Cota de coronación (sección de cálculo)	1222.70 m
Cota de coronación (empuje hidrostático)	1222.70 m
Cota de galería inferior	1152.00 m
Talud paramento aguas arriba	0.05
Talud paramento aguas abajo	0.73
Pie aguas arriba - coordenada X	0.00 m
Pie aguas arriba - coordenada Y	0.00 m
Pie aguas abajo - coordenada X	60.61 m
Pie aguas abajo - coordenada Y	0.00 m
Anchura total de la base de la presa	60.61 m
Angulo de la base con la horizontal	0.00 °
Proyección horizontal de la base	60.61 m
Area de la sección de cálculo de la presa	2292 m ²
CDG - coordenada X	20.8 m
CDG - coordenada Y	26.19 m

Niveles

Nivel embalse (aguas arriba)	1222.50 m
Nivel pie (aguas abajo)	1145.00 m
Nivel NMN	1221.50 m

Parámetros resistentes

Resistencia a tracción contacto hormigón-cimentación	0.00E+00 N/m ²
Resistencia a compresión del hormigón	1.30E+07 N/m ²
Angulo de rozamiento en el contacto presa - cimiento	50.00 °
Cohesión en el contacto presa - cimiento	7.00E+05 N/m ²

Subpresión

Distancia plano de drenes - eje de la presa	7.72 m
Eje de presa - coordenada X	3.89 m
Distancia pie aguas arriba - plano de drenaje, horiz	11.61 m
Distancia pie aguas arriba - plano drenes, en base, X	11.61 m
Distancia plano de drenaje - pie aguas abajo, horiz	49.00 m
Distancia plano de drenaje - pie aguas abajo, en base	49.00 m
Cota drenes en base	1145.00 m
Altura galería-cimiento, H4	7.00 m
Altura de agua - pie de aguas arriba	77.50 m
Altura de agua por encima del NMN	1.00 m
Coefficiente de subpresión sobre NMN	0.50
Altura de agua de cálculo - pie de aguas arriba, H1	77.00 m
Altura de agua - pie de aguas abajo, H2	0.00 m
K drenes	0.90
(L-X)/(L-T)	3.29
H1-H2	77.00 m
Altura de agua - plano de drenes, H3	77.00 m

Empuje sedimentos

Peso específico sumergido de los sedimentos	8567.07 N/m ³
Cota superior de los sedimentos	1145.00 m
Coefficiente de empuje, Ke	0.42

Empuje sísmico inercial sobre la presa

Aceleración sísmica básica, ab/g	0.06
Coefficiente para ac/g	0
Aceleración sísmica de cálculo, ac/g	0
Coefficiente reductor por desplazamiento admisible, r	1.5
Coefficiente sísmico horizontal, Kh	0.000
Coefficiente sísmico vertical, Kv	0.000
Sentido de la acción sísmica horizontal	1
Sentido de la acción sísmica vertical	-1

Empuje sísmico del embalse sobre la presa

Coefficiente presión adimensional Westergaard, Po	0.875
Aceleración sísmica de cálculo, ac/rg	0.000
Inclinación del paramento aguas arriba	2.8624 °
Longitud de empuje total sobre línea de paramento	77.597 m
Altura de agua por encima de cota superior presa	0.000 m
Longitud de empuje por encima de presa línea de paramento	0.000 m
Empuje correspondiente a altura total de agua, E1	0.00E+00 N/m
Altura del empuje total línea de paramento, d1	31.039 m
M1 E1 x d1	0.00E+00 N*m/m
Empuje correspondiente a altura de agua sobre presa, E2	0.00E+00 N/m
Altura del empuje total línea de paramento, d2	0.000 m
M2 E2 x d2	0.00E+00 N*m/m
Empuje neto, E1-E2	0.00E+00 N/m
Momento neto, M1-M2	0.00E+00 N*m/m
Altura de empuje neto sobre línea de paramento	0.000 m
Altura de empuje neto vertical	0.000 m
Distancia horizontal a origen de punto de empuje neto	0.000 m

Análisis de formación de grieta (sin considerar sismo)

Excentricidad límite [B/6]	10.101 m
Tensión media total [N/B]	3.65E+06 N/m ²
Tensión flexión pura [6M/B ²]	2.78E+07 N/m ²
Tensión máxima	3.15E+07 N/m ²
Tensión mínima	-2.42E+07 N/m ²
Longitud de grieta	45.730 m
Anchura de la base sin grieta	14.876 m
Tensión media efectiva [(N-U)/B]	9.51E+05 N/m ²
Tensión flexión pura efectiva [6M/B ²]	9.51E+05 N/m ²
Tensión máxima efectiva	1.90E+06 N/m ²
Tensión mínima efectiva	6.34E+02 N/m ²
Anchura de la base en compresión	14.876 m

Cálculo de zona comprimida y tensiones con sismo

Cálculos con sismo sobre base no agrietada antes del sismo

Tensión media efectiva [(N-U)/L_not_cracked]	9.51E+05 N/m ²
Tensión flexión pura efectiva [6M/L_not_cracked ²]	9.51E+05 N/m ²
Tensión máxima efectiva	1.90E+06 N/m ²
Tensión mínima efectiva	6.34E+02 N/m ²
Longitud zona comprimida con sismo	14.876 m

Cálculos sobre base comprimida durante sismo (sin cambiar hipótesis de subpresión)

Tensión media efectiva [(N-U)/B]	9.51E+05 N/m ²
Tensión máxima efectiva	1.90E+06 N/m ²
Tensión mínima efectiva	0.00E+00 N/m ²

Análisis del deslizamiento en el contacto presa cimiento

Toda base comprimida? (s/n)	n
Tangente del ángulo de rozamiento	1.192
Resistencia por fricción	1.69E+07 N/m
Longitud de la zona comprimida	14.876 m ² /m
Resistencia por cohesión	1.04E+07 N/m
Resistencia total	2.73E+07 N/m
FS [R/T]	0.93
g* [FS - 1]	-0.07
Función de estado [g* = (R/T) - 1]	-0.07

Resumen resultados

Longitud de cálculo	14.88 m
g*	-0.07
sigma' max	19.39 kg/cm ²
sigma' min	0.01 kg/cm ²
T	45.73 m
FS	0.93

TABLA DE FUERZAS ACTUANTES								
Nombre	Base m	Altura m	Area m ²	Fuerza H N/m	Fuerza V N/m	d(E) m	d(E) fis m	Mc N*m/m
PESO PRESA								
Peso presa					5.28E+07	-9.503	-32.368	-1.71E+09
CARGA HIDROSTÁTICO AGUAS ARRIBA								
Empuje (triangular)	77.50	77.50	3.00E+03	2.95E+07		25.833		7.61E+08
Empuje (rectangular)	0.00	77.50	0.00E+00	0.00E+00		38.750		0.00E+00
Peso (triangular)	3.88	77.50	1.50E+02		1.47E+06	-29.011	-51.876	-7.64E+07
Peso (rectangular)	0.00	0.00	0.00E+00		0.00E+00	0.000	-22.865	0.00E+00
CARGA HIDROSTÁTICO AGUAS ABAJO								
Empuje (triangular)	0.00	0.00	0.00E+00	0.00E+00		0.000		0.00E+00
Peso (triangular)	0.00	0.00	0.00E+00		0.00E+00	30.303	7.438	0.00E+00
SUBPRESIÓN								
Zona 1 (rectangular fisurada)	45.73	77.00	3.52E+03		-3.45E+07	-7.438	-30.303	1.05E+09
Zona 2 (rectangular no fisurada)	0.00	77.00	0.00E+00		0.00E+00	15.427	-7.438	0.00E+00
Zona 3 (triangular no fisurada)	0.00	0.00	0.00E+00		0.00E+00	15.427	-7.438	0.00E+00
Zona 4 (rectangular no fisurada)	14.88	0.00	0.00E+00		0.00E+00	22.865	0.000	0.00E+00
Zona 5 (triangular no fisurada)	14.88	77.00	5.73E+02		-5.62E+06	20.386	-2.479	1.39E+07
EMPUJE SEDIMENTOS								
Empuje (triangular)	0.00	0.00	0.00E+00	0.00E+00		0.000		0.00E+00
Peso (triangular)	0.00	0.00	0.00E+00		0.00E+00	-30.303	-53.168	0.00E+00
EMPUJE SISMICO INERCIAL SOBRE LA PRESA								
Horizontal				0.00E+00		26.190		0.00E+00
Vertical					0.00E+00	-9.503	-32.368	0.00E+00
EMPUJE SISMICO DEL EMBALSE SOBRE LA PRESA								
Horizontal				0.00E+00		0.000		0.00E+00
Vertical					0.00E+00	-30.303	-53.168	0.00E+00
RESULTANTES								
Sin subpresión y sin sismo				2.95E+07	5.43E+07	-18.884		-1.03E+09
Con subpresión y sin sismo				2.95E+07	1.42E+07	2.478		3.51E+07
Con subpresión y con sismo				2.95E+07	1.42E+07	2.478		3.51E+07

Finalmente, en el cuadro I.4 se muestran las probabilidades estimadas de rotura en función del nivel máximo y de la eficiencia del sistema de drenaje.

	EfDren_CTO				
	10	30	50	70	90
1220.1	0	0	0	0	0
1220.3	0	0	0	0	0.00011
1220.5	0	0	0	0	0.08121
1220.7	0	0	0	2E-06	0.17308
1220.9	0	0	0	0	0.26496
1221.1	0	0	0	0	0.35684
1221.3	0	0	0	4E-06	0.44872
1221.5	0	0	0	0	0.5406
1221.7	0	0	0	2.4E-05	0.63248
1221.9	0	0	0	8.4E-05	0.72436
1222.1	0	0	0	1	0.81624
1222.3	0	0	0	1	0.90812
1222.5	0	0	0	1	1
1222.7	0	0	0	1	1
1222.9	0	0	4E-06	1	1
1223.1	0	0	4E-06	1	1
1223.3	0	0	0.00001	1	1
1223.5	0	0	1.8E-05	1	1
1223.7	0	0	6.2E-05	1	1
1223.9	0	0	1	1	1
1224.1	0	0	1	1	1
1224.3	0	0	1	1	1
1224.5	0	0	1	1	1

Cuadro I.4: Probabilidades condicionales de rotura para el modo de fallo 1 de Compuerto.

I.5. Presa de Compuerto, modo de fallo 2

Como se muestra en la figura I.7, el modo de fallo se descompuso en dos nodos:

- descalce por erosión debida a sobrevertido
- rotura a deslizamiento

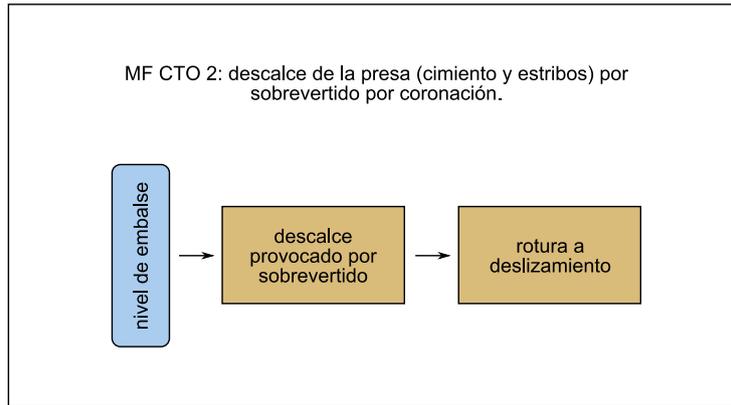


Figura I.7: Desarrollo del mecanismo del modo de fallo MF CTO 2.

La probabilidad de ocurrencia del primer nodo se estimó mediante juicio de experto. El cuadro I.5 resume el proceso mediante el cual se estimó dicha probabilidad.

Presa: Compuerto																
Estimación: Descalce significativo de una sección de la presa próxima a los estribos por sobrevertido.																
Fecha: 06/08/2008																
	0.25 m					0.5 m					1 m					
Sujeto 1	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	F. Pond.
12 h		10%	30%	70%		20%	40%	75%			30%	50%	80%			0.5
24 h		25%	50%	75%		30%	55%	80%			40%	70%	90%			0.5
48 h		50%	80%	90%		60%	90%	100%			70%	95%	100%			0.5
Sujeto 2	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	F. Pond.
12 h		6%	13%	25%		19%	25%	50%			31%	56%	75%			1
24 h		13%	25%	44%		25%	63%	75%			38%	75%	88%			1
48 h		25%	38%	63%		38%	69%	81%			44%	81%	94%			1
Sujeto 3	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	F. Pond.
12 h		1%	5%	50%		1%	15%	60%			5%	20%	60%			1
24 h		5%	10%	60%		10%	15%	60%			10%	30%	75%			1
48 h		10%	25%	75%		10%	40%	90%			10%	60%	90%			1
Media	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	0%	5%	50%	95%	100%	
12 h		5%	13%	44%		12%	24%	59%			21%	41%	70%			
24 h		12%	24%	57%		20%	42%	70%			27%	56%	83%			
48 h		24%	41%	73%		31%	62%	89%			36%	76%	94%			

Notas: 1: Mismas probabilidades que en CDO-EROSIÓN.
2: Ídem pero aumentadas un 25%.

Cuadro I.5: Estimaciones mediante juicio de experto para el modo de fallo 2 de Compuerto.

Para la estimación del segundo nodo se recurrió a un análisis Monte Carlo. Tras revisar la información geotécnica existente (que se puede consultar en el Informe de Primera Revisión de la Seguridad) y consultando la bibliografía especializada se estimaron las distribuciones de probabilidad de los parámetros geotécnicos como sigue:

- Ángulo de rozamiento: normal truncada con valor mínimo de 20, valor máximo de 50, media de 37.5 y desviación típica de 3.8.
- Cohesión: lognormal con media de 35 y desviación típica de 4.5.

Teniendo en cuenta la geometría y peso de la presa, se realizó un modelo de sólido rígido que se ejecutó secuencialmente en un análisis de Monte Carlo, ofreciendo los resultados que se muestran en la siguientes figuras.

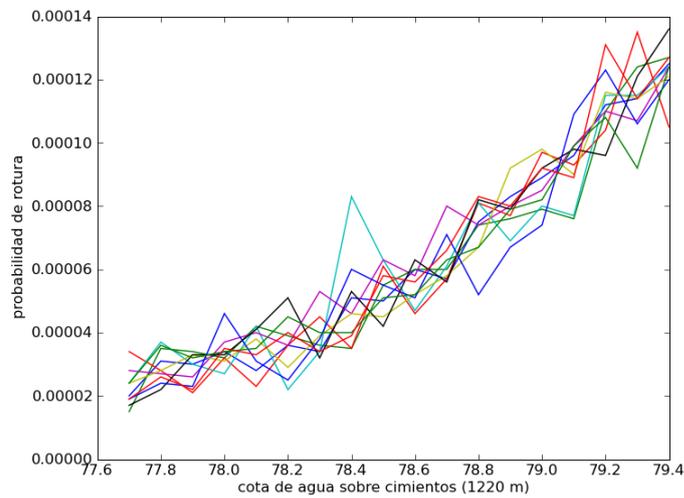


Figura I.8: Resultados del análisis por Monte Carlo de la probabilidad de rotura a deslizamiento en la presa de Compuerto (caso base).

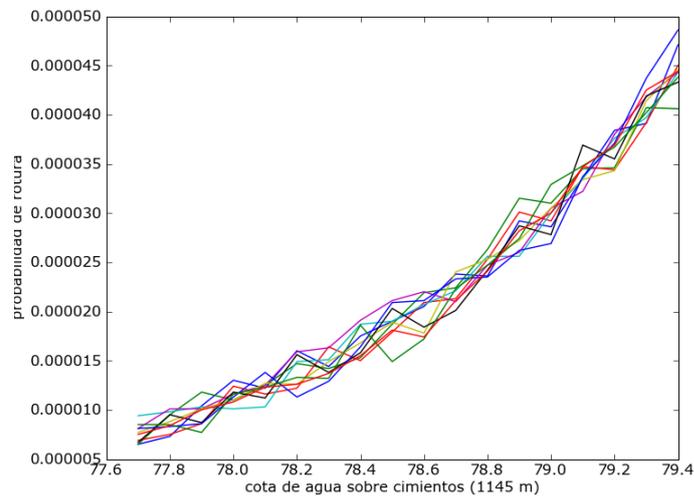


Figura I.9: Resultados del análisis por Monte Carlo de la probabilidad de rotura a deslizamiento en la presa de Camporredondo (alternativa drenaje).

I.6. Resumen de resultados introducidos en el modelo

I.6.1. Camporredondo

Nodo 1:

		HSob_CDO			
		0.1	0.25	0.5	1
TSob_CDO	1	0	0	0	0
	12	0	0.12	0.2	0.34
	24	0	0.22	0.37	0.48
	48	0	0.36	0.52	0.65

Nodo 2:

NMax_CDO	rot_CDO
1292.2	7.17E-05
1292.3	7.66E-05
1292.4	8.98E-05
1292.5	9.87E-05
1292.6	1.13E-04
1292.7	1.23E-04
1292.8	1.35E-04
1292.9	1.53E-04
1293	1.67E-04
1293.1	1.94E-04
1293.2	2.19E-04
1293.3	2.37E-04
1293.4	2.48E-04
1293.5	2.97E-04
1293.6	3.22E-04
1293.7	3.49E-04
1293.8	3.93E-04
1293.9	4.20E-04
1294	4.66E-04
1294.1	5.17E-04
1294.2	5.75E-04
1294.3	6.38E-04
1294.4	6.93E-04
1294.5	7.55E-04
1294.6	8.29E-04
1294.7	8.99E-04

I.6.2. Compuerto, modo de fallo 1

Nodo 1:

prob	EfDren_CTO
0.0232	10
0.1693	30
0.4042	50
0.3197	70
0.0835	90

Nodo 2:

	#x EfDren_CTO				
	10	30	50	70	90
1220.1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1220.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1220.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.081
1220.7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.173
1220.9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.265
1221.1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.357
1221.3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.449
1221.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.541
1221.7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.632
1221.9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.724
1222.1	0.000	0.000	0.000	1.000	0.816
1222.3	0.000	0.000	0.000	1.000	0.908
1222.5	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000
1222.7	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000
1222.9	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000
1223.1	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000
1223.3	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000
1223.5	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000
1223.7	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000
1223.9	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
1224.1	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
1224.3	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
1224.5	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000

I.6.3. Compuerto, modo de fallo 2

Nodo 1:

		HSob_CTO			
		0.1	0.25	0.5	1
TSob_CTO	1	0	0	0	0
	12	0	0.13	0.24	0.405
	24	0	0.24	0.42	0.56
	48	0	0.41	0.615	0.755

Nodo 2:

NMax_CTO	rot_CTO
1222.7	6.95E-05
1222.8	7.91E-05
1222.9	8.37E-05
1223	9.23E-05
1223.1	1.07E-04
1223.2	1.13E-04
1223.3	1.17E-04
1223.4	1.36E-04
1223.5	1.46E-04
1223.6	1.67E-04
1223.7	1.79E-04
1223.8	1.99E-04
1223.9	2.17E-04
1224	2.41E-04
1224.1	2.63E-04
1224.2	2.92E-04
1224.3	3.26E-04
1224.4	3.36E-04

Apéndice J

Estudio de hidrogramas de rotura del sistema Carrión

J.1. La determinación de los hidrogramas de rotura en el análisis de riesgo

Dentro del proceso de análisis de riesgo, la estimación de los hidrogramas de rotura se integra en el análisis de las consecuencias, como se aprecia en la figura J.1. La determinación de los hidrogramas de rotura debidos al fallo de la presa es el primer paso del análisis de consecuencias. Posteriormente, estos hidrogramas son utilizados para la obtención de las curvas de consecuencias (apéndice K).

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven directamente afectados por este paso son los que modelan los hidrogramas de rotura (ver figura J.2).

La manera habitual de trabajar en los modelos de riesgo es caracterizar los hidrogramas de rotura mediante una variable significativa (normalmente el caudal pico). Esto hace que el trabajo a realizar se divida en dos partes:

- Obtención de una curva que relacione el nivel máximo con el caudal pico de rotura para cada modo de fallo. Estas curvas se introducen en el modelo de riesgo (apartado J.2).
- Obtención de hidrogramas completos de rotura (no sólo el caudal pico). Estos hidrogramas de rotura no se introducen directamente en el modelo de riesgo sino que se utilizan para realizar una modelización hidráulica y obtener las curvas de consecuencias frente a caudal pico, que son las que se introducen en el modelo de riesgo (apartado J.3).

APÉNDICE J. ESTUDIO DE HIDROGRAMAS DE ROTURA DEL SISTEMA CARRIÓN540

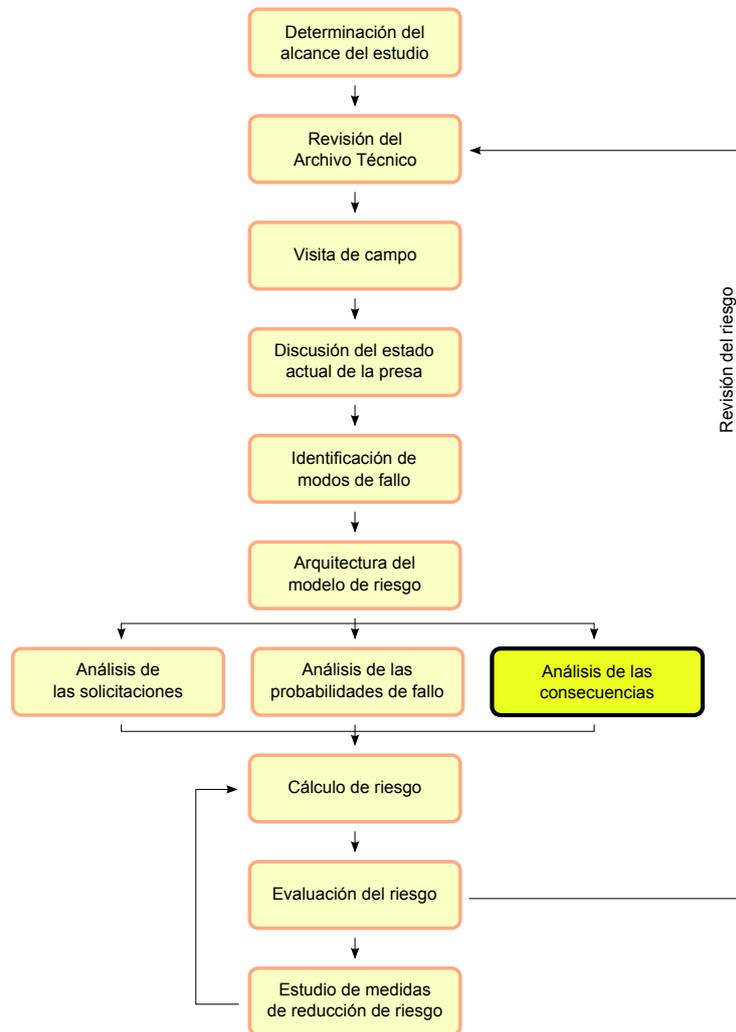


Figura J.1: La determinación de los hidrogramas de rotura en el proceso general del análisis de riesgo.

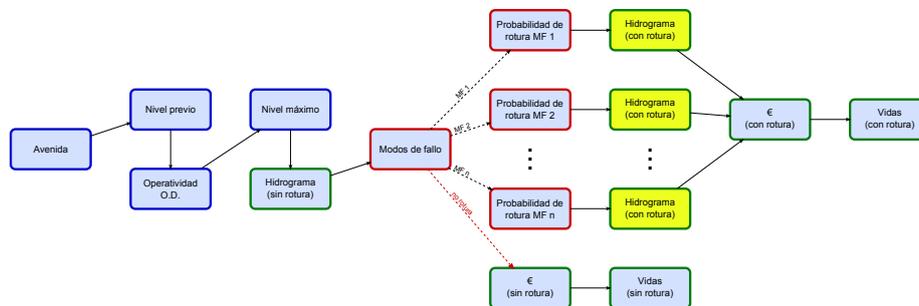


Figura J.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por los hidrogramas de rotura (amarillo).

J.2. Relaciones entre niveles máximos y caudales pico de rotura

Para estimar las curvas NM_{áx}-QR_{ot}, se ha partido de los estudio del Plan de Emergencia, en los que se estima el hidrograma de rotura para embalse lleno y mediante las curvas características de los embalse y la aplicación de relaciones empíricas se ha obtenido una curva para cada modo de fallo, tal como se muestra en la figura J.3.

En el caso de la presa de Camporredondo, sólo hay un modo de fallo y por lo tanto sólo hay una curva. En el caso de la presa de Compuerto, se ha trabajado con dos modos de fallo. Como uno de ellos representa una rotura por la sección central (máxima altura de presa) y el otro por una sección de estribos (menor altura de presa), los hidrogramas de rotura son distintos, dando lugar a curvas distintas.

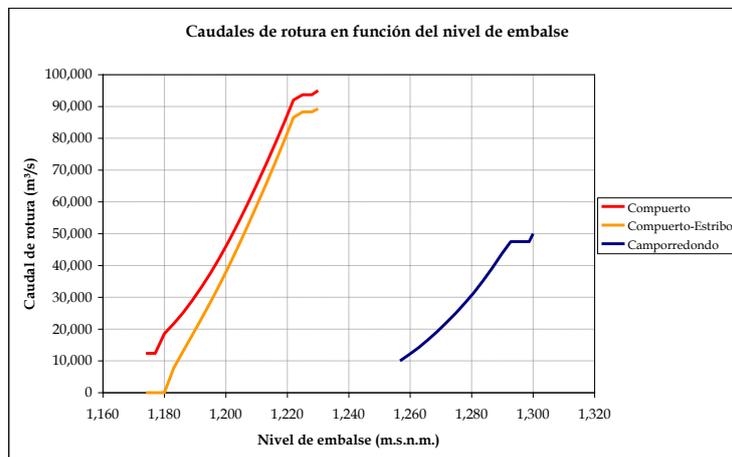


Figura J.3: Caudales de rotura en función del nivel de embalse en las presas de Camporredondo y Compuerto.

J.3. Hidrogramas de rotura

Para los hidrogramas de rotura se ha tomado como base los de los Planes de Emergencia, que se redactaron de forma simultánea al presente análisis. Mediante el uso de la curva NM_{áx}-QR_{ot} arriba expuesta se escala dicho hidrograma para cada caso a estudiar. A continuación se incluyen los hidrogramas de rotura de las presas de Camporredondo (figura J.4) y Compuerto (figura J.5, tal como aparecen en sus respectivos Planes de Emergencia.

APÉNDICE J. ESTUDIO DE HIDROGRAMAS DE ROTURA DEL SISTEMA CARRIÓN542

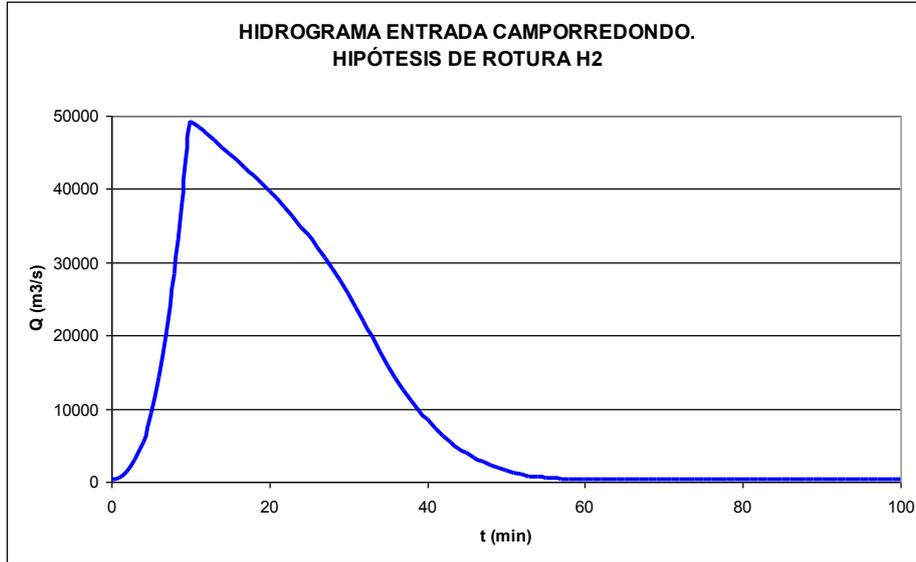


Figura J.4: Hidrograma de rotura de la presa de Camporredondo (hipótesis H2 del Plan de Emergencia).

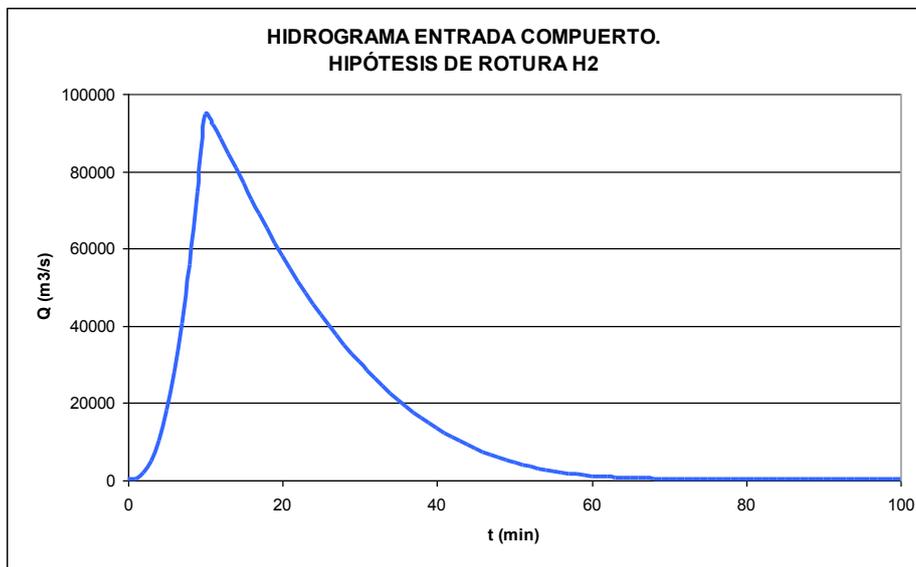


Figura J.5: Hidrograma de rotura de la presa de Compuerto (hipótesis H2 del Plan de Emergencia).

J.4. Datos introducidos en el modelo

Los datos introducidos en el modelo de riesgo para relacionar los niveles máximos en el embalse (msnm) y su caudal pico de rotura (m³/s) asociado se muestran en el cuadro J.1.

Camporredondo		Compuerto central		Compuerto estribos	
NMax CDO	QRot CDO	NMax CTO	QRot CTO	NMax CTO	QRot CTO
1256.7	10010.9	1174	12356	1174	12356
1259.7	12018.4	1177	12356	1177	12356
1262.7	14154	1180	18568.6	1180	18568.6
1265.7	16571.8	1183	21644.7	1183	21644.7
1268.7	19149.5	1186	25056.1	1186	25056.1
1271.7	21944.3	1189	28883.6	1189	28883.6
1274.7	24874.6	1192	33077.2	1192	33077.2
1277.7	28069.4	1195	37576.1	1195	37576.1
1280.7	31443.4	1198	42473	1198	42473
1283.7	35209.8	1201	47722.1	1201	47722.1
1286.7	39217.2	1204	53306.5	1204	53306.5
1289.7	43533.6	1207	59183.6	1207	59183.6
1292.7	47505.1	1210	65314.8	1210	65314.8
1295.7	47505.1	1213	71643	1213	71643
1298.7	47505.1	1216	78189.9	1216	78189.9
1300	50000	1219	84985.4	1219	84985.4
		1222	92029.2	1222	92029.2
		1225	93694.7	1225	93694.7
		1228	93694.7	1228	93694.7
		1230	95000	1230	95000

Cuadro J.1: Datos de caudal de rotura introducidos en los modelos de riesgo de Camporredondo y Compuerto.

APÉNDICE J. ESTUDIO DE HIDROGRAMAS DE ROTURA DEL SISTEMA CARRIÓN544

Apéndice K

Estudio de consecuencias del sistema Carrión

K.1. Introducción

El análisis de consecuencias consta de tres partes: estimación de caudales de rotura, estudio de inundación y estimación de consecuencias. El presente apéndice trata las dos últimas. La situación de este apartado dentro del proceso general del análisis de riesgos se muestra en la figura K.1. Este apartado se realiza tras la definición de la arquitectura del modelo, el análisis de las cargas y el de las probabilidades de fallo, siendo el análisis de consecuencias el paso previo para el cálculo del riesgo. Esto es debido a que el conocimiento de las consecuencias, la probabilidad de las cargas y las probabilidades de fallo permite conocer el riesgo asociado a la infraestructura.

Dentro del modelo de riego, los nodos cuyos resultados dependen de la estimación de consecuencias son los que se muestran en la figura K.2.

En este apéndice se explica como se obtuvieron las relaciones entre el caudal pico (con o sin rotura), obtenidos en el apéndice anterior, con las consecuencias, expresadas en general en términos económicos (€) o en pérdida de vidas. De esta forma, calculando las consecuencias en el caso de rotura y de no rotura se puede obtener el riesgo incremental con las probabilidades de rotura calculados en los pasos anteriores.

K.2. Presa de Camporredondo

El primer paso para la estimación de consecuencias es el cálculo de la inundación. Dicho estudio se realizó simultáneamente al Análisis de Riesgo para la redacción del Plan de Emergencia, de tal manera que sólo fue necesario ampliar dicho estudio, reutilizando los modelos confeccionados. Se calculó las características de la inundación (superficie inundada, tiempos de llegada, calados y

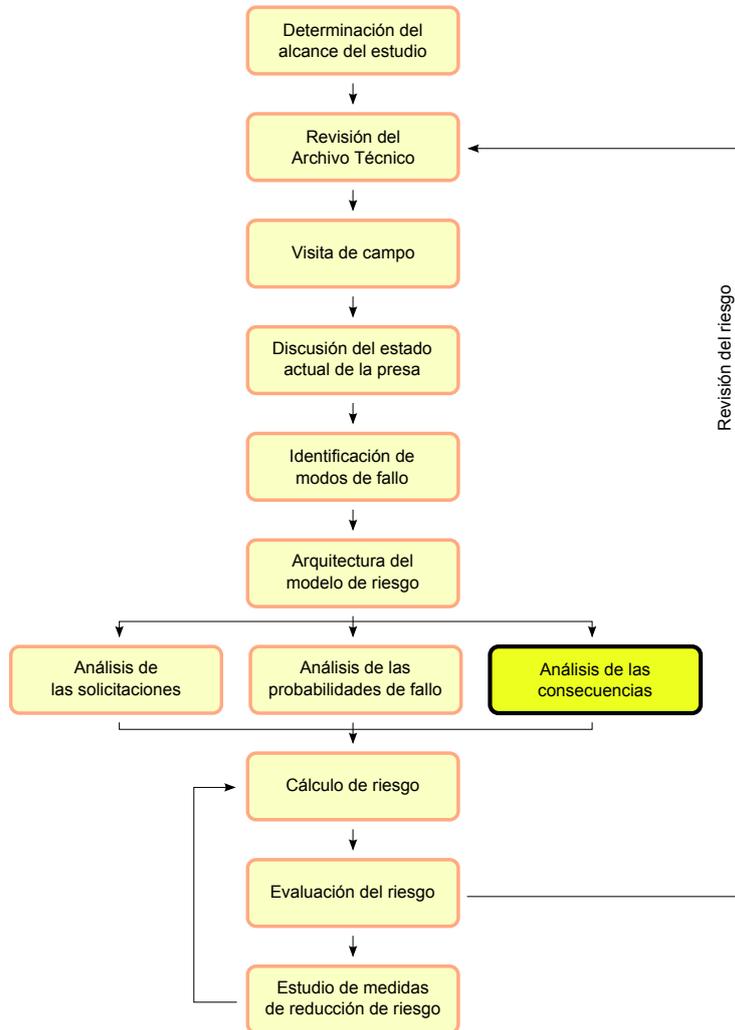


Figura K.1: La estimación de consecuencias en el proceso general del análisis de riesgos.

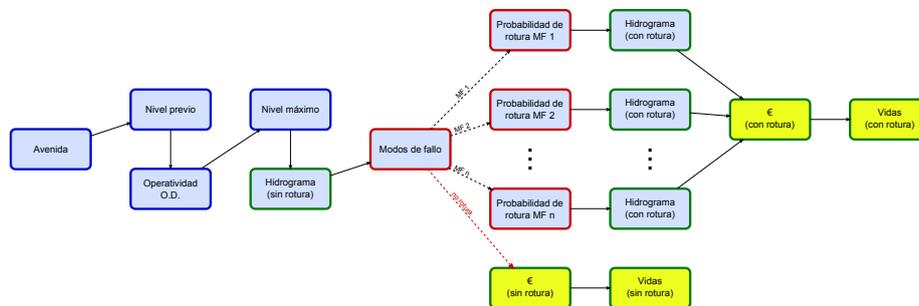


Figura K.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la estimación de consecuencias (amarillo).

velocidades) para varios caudales. Como resumen del estudio se muestra en la siguiente figura la evolución de calados en el cauce.



Figura K.3: Evolución de calados de inundación en la presa de Camporredondo.

Una vez obtenidas las características de la inundación, se estimó las pérdidas de vidas para cada una de las inundaciones. Para ello se empleó el método de Graham, en el que se estima la población en riesgo y después se multiplica por un coeficiente de mortalidad que depende del tiempo de aviso, el entendimiento de la severidad de la inundación por parte de la población y la severidad de la inundación, tal como se muestra en el cuadro K.1.

Para la estimación de la población en riesgo, fue de gran ayuda la identificación de afecciones que se había realizado para el Plan de Emergencia. Este estudio se realizó para la situación actual de la presa, para el periodo de verano (mayor población, debido al turismo) y para el resto del año, ofreciendo resultados mostrados en la figura K.4.

La pérdida de vidas también se estimó suponiendo que el Plan de Emergencia se hubiese implementado ya, de tal manera que las consecuencias se vieron reducidas, tal como se ve en la figura K.5.

Por último se estimaron las consecuencias económicas. Para ello se empleó la metodología del PATRICOVA (Plan de Acción Territorial de la Comunidad Valenciana), en la que se estima un valor de destrucción total para cada zona inundada que después se multiplica por un coeficiente de daños en función de el calado que se alcance en la zona. El PATRICOVA propone una curva de daños genérica que para este estudio se adaptó ligeramente en función del tipo de afección (figura K.6).

También se estimó el coste de reconstrucción de la presa. Con todo esto, la figura K.7 muestra la curva de de pérdidas económicas.

Severidad de la inundación	Tiempo de aviso (minutos)	Entendimiento de la severidad	Tasa para estimar víctimas (fracción de las personas expuestas)	
			Valor sugerido	Rango sugerido
Alta	Sin aviso	No aplica	0.75	0.3-1.00
	15 a 60	Vago	*	
		Preciso		
	Más de 60	Vago		
		Preciso		
Media	Sin aviso	No aplica	0.15	0.03-0.35
	15 a 60	Vago	0.04	0.01-0.08
		Preciso	0.02	0.005-0.04
	Más de 60	Vago	0.03	0.005-0.06
		Preciso	0.01	0.002-0.02
Baja	Sin aviso	No aplica	0.01	0-0.02
	15 a 60	Vago	0.007	0-0.015
		Preciso	0.002	0-0.004
	Más de 60	Vago	0.0003	0-0.0006
		Preciso	0.0002	0-0.0004

* Utilizar los valores de arriba aplicados al número de personas que permanecen en la zona de inundación luego de ser avisadas. No se proporciona una guía para la estimación de ese grupo de personas.

Cuadro K.1: Coeficientes de mortalidad de Graham

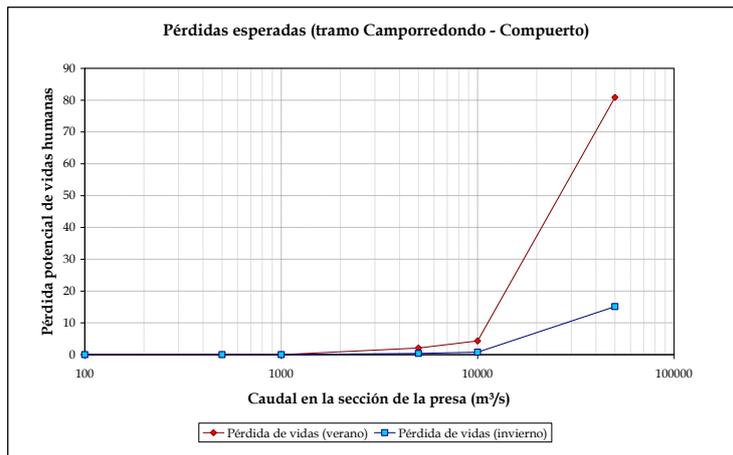


Figura K.4: Estimación de pérdida de vidas humanas en el tramo Camporredondo - Compuerto (sin Plan de Emergencia implantado).

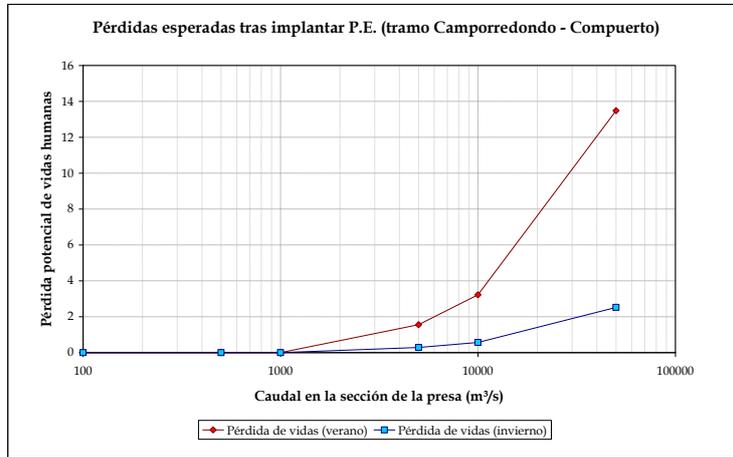


Figura K.5: Estimación de pérdida de vidas humanas en el tramo Camporredondo - Compuerto (con Plan de Emergencia implantado).

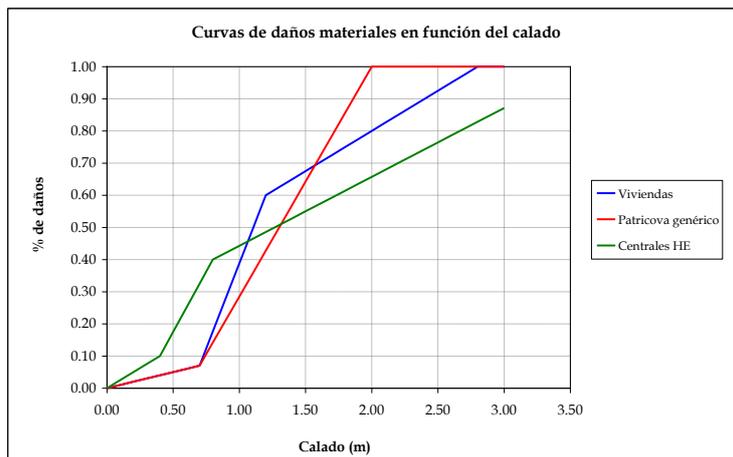


Figura K.6: Curvas de daño empleadas en la estimación de consecuencias.

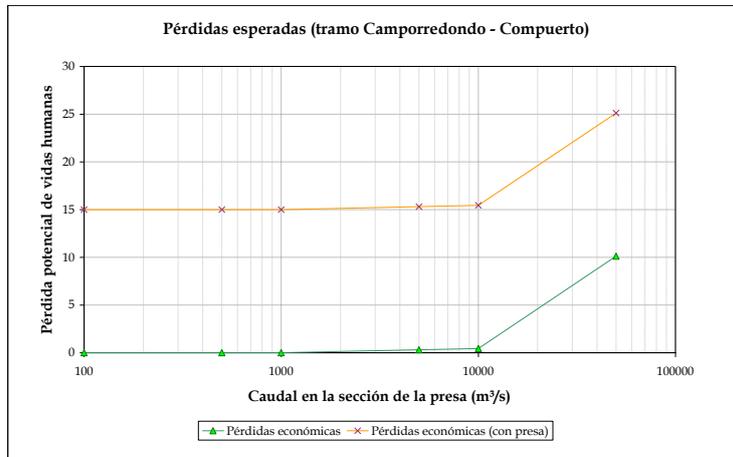


Figura K.7: Estimación de pérdida de vidas humanas en el tramo Camporredondo - Compuerto (con Plan de Emergencia implantado). Estimación de pérdidas económicas en el tramo Camporredondo - Compuerto.

K.3. Presa de Compuerto

El proceso de estimación de consecuencias en la presa de Compuerto fue análogo al de la presa de Camporredondo, se muestran a continuación los mismos resultados que en el punto anterior.

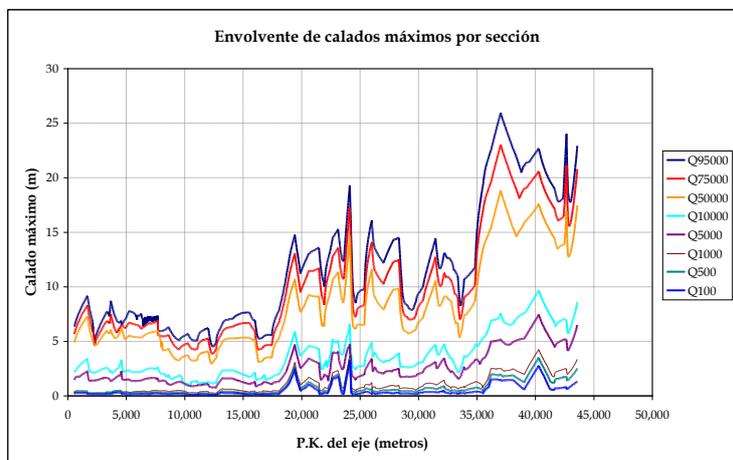


Figura K.8: Evolución de calados máximos de inundación aguas abajo de la presa de Compuerto.

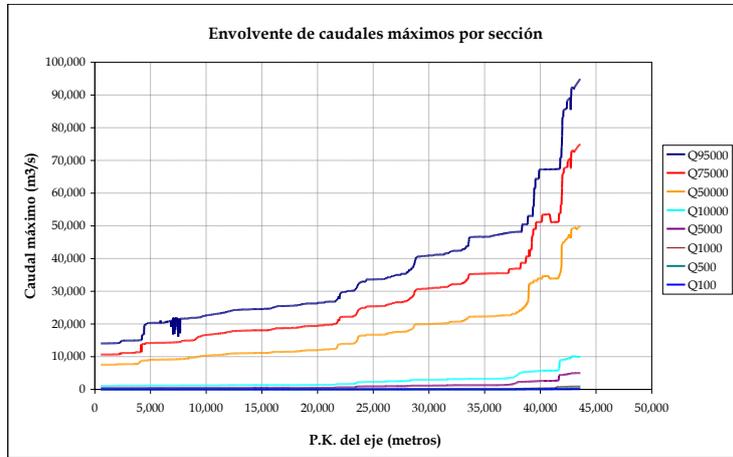


Figura K.9: Envolvente de caudales máximos aguas abajo de la presa de Compuerto.

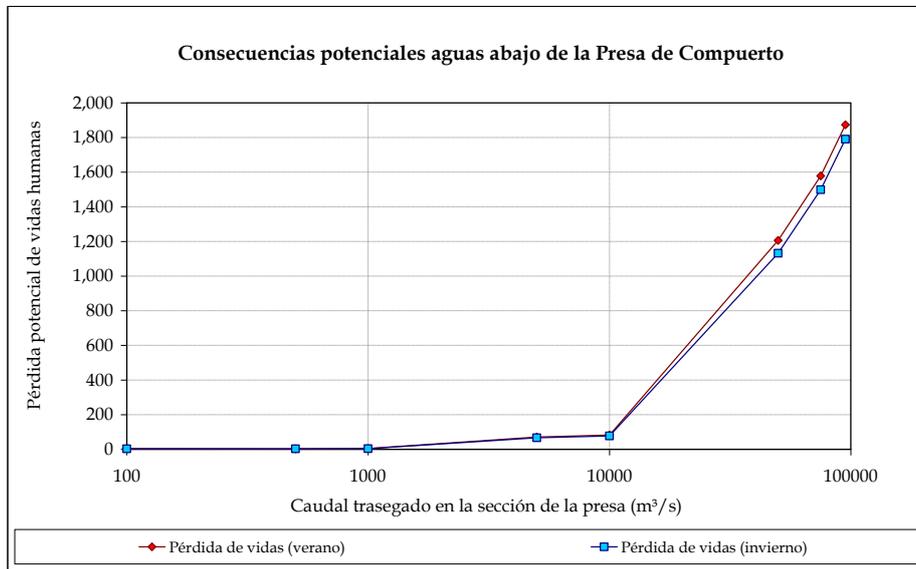


Figura K.10: Estimación de pérdida de vidas humanas aguas abajo de la presa de Compuerto (sin Plan de Emergencia implantado).

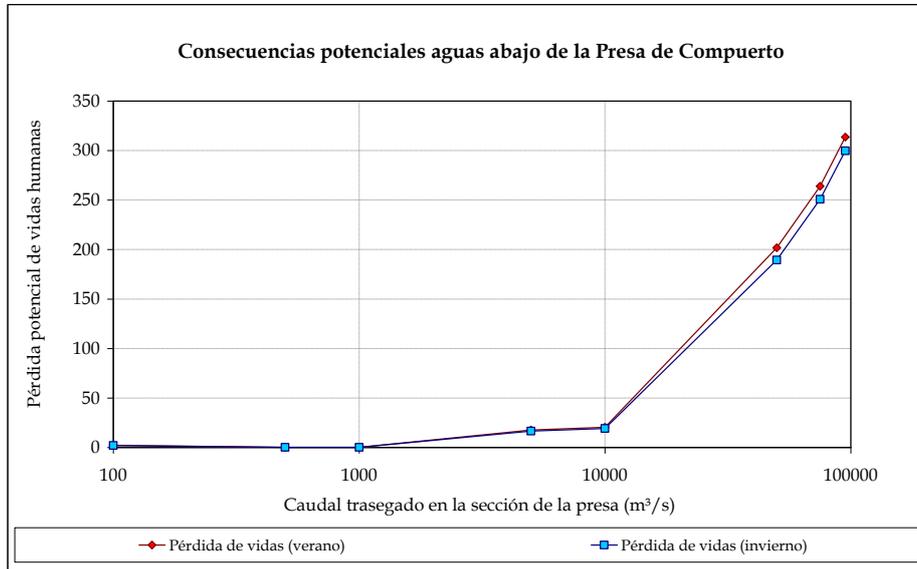


Figura K.11: Estimación de pérdida de vidas humanas aguas abajo de la presa de Compuerto (con Plan de Emergencia implantado).

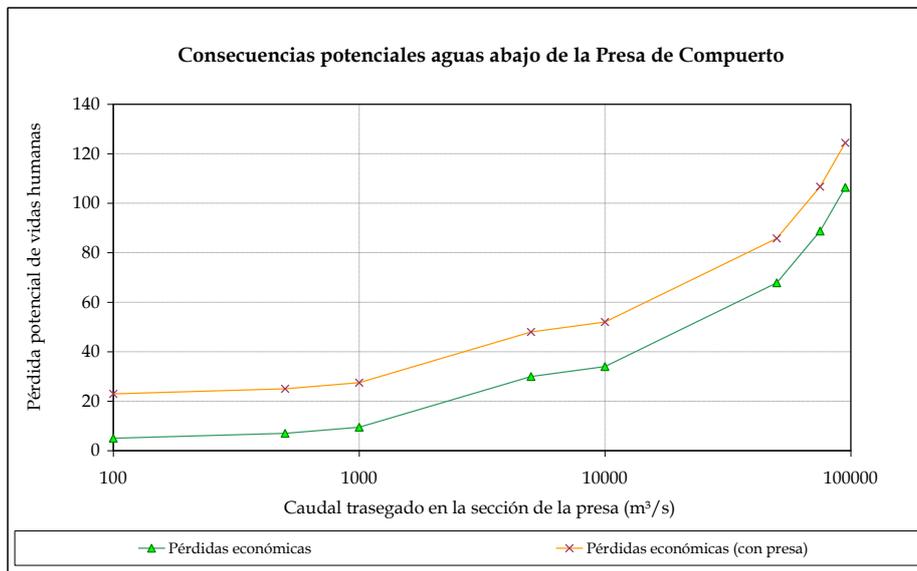


Figura K.12: Estimación de pérdidas económicas aguas abajo de la presa de Compuerto.

Apéndice L

Informe completo del sistema Pisuerga

L.1. Introducción y alcance del estudio

El presente apéndice describe el conjunto de los procesos que se han llevado a cabo para completar el Análisis y Evaluación de Riesgos de las presa de Cervera, Requejada y Aguilar de Campoo, todas en el Sistema de Explotación de Recursos del río Pisuerga (figura L.1). Estas presas fueron seleccionadas junto a las dos presas del sistema Carrión por la Confederación Hidrográfica del Duero (CHD) como caso piloto de aplicación de técnicas de Análisis de Riesgos a la gestión de seguridad de presas. El contenido del presente apéndice se solapa en parte con el presentado en el capítulo 17, ya que aquel es un resumen de éste.

El sistema de tres presas forma una “Y”, con los embalses de Cervera y Requejada en las cabeceras y el de Aguilar de Campoo aguas abajo. Los embalses de Requejada y Aguilar de Campoo se sitúan directamente sobre el río Pisuerga mientras que el embalse de Cervera se encuentra en el río Rivera, a unos 27 km aguas arriba de la presa de Aguilar de Campoo. Los tamaños y aportaciones de cada una de las cuencas se muestran en el cuadro L.1.

Embalse	Área (km ²)	Aportación (hm ³)
Cervera	54	74
Requejada	221	150
Aguilar de Campoo	546	338

Cuadro L.1: Características de las cuencas.

La presa de Cervera es de gravedad con planta curva, sin juntas de contracción, cuya altura sobre cimientos es de 36.50 m, situándose la coronación a la cota 1042.50 m (figura L.2). La longitud de la coronación es de 130 m. El talud de aguas arriba es vertical y el de aguas abajo es de 0.84. El aliviadero es de vertido libre y se ubica sobre el estribo derecho, con el labio de vertido paralelo a la corriente del río. La zona de vertido está formada por un muro de hormigón

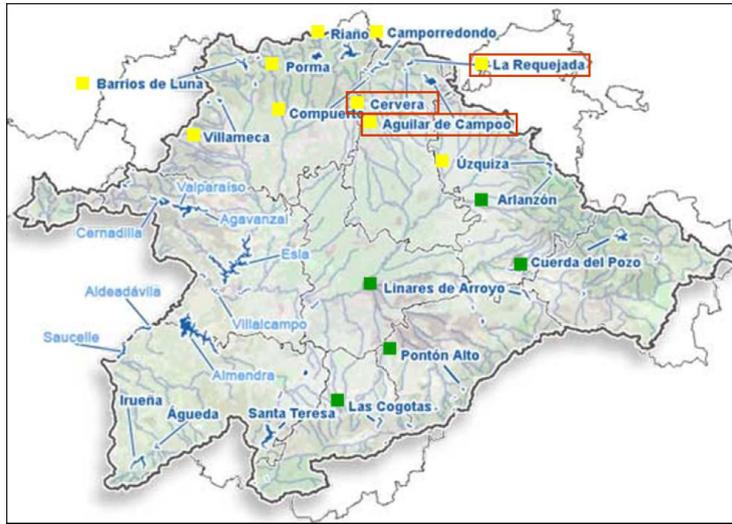


Figura L.1: Ubicación de las presas de Cervera, Requejada y Aguilar de Campoo en la cuenca del Duero.

de 105 m de longitud y 0.50 m de espesor en su coronación. El embalse tiene una capacidad de 10 hm³.



Figura L.2: Vista aérea de la presa de Cervera.

La presa de Requejada es de gravedad con planta curva, con juntas de contracción, cuya altura sobre cimientos es de 57 m, situándose la coronación a la cota 1083.00 m (figura L.3). La longitud de la coronación es de 200 m. El talud de aguas arriba es vertical y el de aguas abajo es de 0.80. La Presa de Requejada posee un aliviadero de superficie situado en prolongación del estribo derecho y en posición frontal respecto de la corriente del río. La zona de vertidos se distribuye en dos vanos cerrados por compuertas Taintor, de dimensiones 14.70×4.00 m². El embalse tiene una capacidad de 66 hm³.



Figura L.3: Vista aérea de la presa de Requejada.

La presa de Aguilar es de gravedad constituida por dos tramos de planta recta con transición circular entre ellos, con juntas de contracción, cuya altura sobre cimientos es de 48 m, situándose la coronación a la cota 943.30 m (figura L.4). La longitud de la coronación es de 500 m. El talud de aguas arriba es de 0.05 y el de aguas abajo es de 0.75. Cuenta con dos diques de cierre de collados (figura L.5). Se trata de dos presas de tierra de núcleo central de mampostería, de planta recta y alturas 7.0 y 10.5 m, respectivamente. En ambos casos, el talud de aguas abajo es 2.0 y el de aguas arriba varía entre 1.5 y 3.0, situándose la coronación a la cota 944.00 m. El aliviadero es de superficie frontal y se encuentra en la margen derecha, en los bloques 26 a 29 de la presa. Consta de tres vanos de 14.00 m de anchura por 4.00 m de altura, con el umbral del labio a la cota 938.00 m. El embalse tiene una capacidad de 247 hm³.

En la semana del 10 al 14 de noviembre de 2008 se presentaron en las oficinas de la Confederación Hidrográfica del Duero (León) los borradores de los Informes de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de las tres presas. Coincidiendo con dicha presentación se celebraron las sesiones de identificación de modos de fallo de las tres presas. Estas sesiones marcaron el inicio del proceso de Análisis de Riesgo.

Entre las 5 sesiones, participó un total de 22 personas. Por parte de la Confederación Hidrográfica de Duero participaron:

- Antonio Garrosa Resina. Jefe de Aplicaciones Industriales.
- Antonio López-Peláez Sandoval. Jefe de Servicio Área Proy. y Obras.
- Antonio Rodríguez de la Torre. Director de explotación de las presas de Riaño y Porma.
- Antonio Sanmartín Nemesio. Encargado de la presa de Aguilar.
- Enrique Calleja de las Heras. Encargado de la presa de Requejada.



Figura L.4: Vista aérea de la presa de Aguilar.



Figura L.5: Vistas de los collados del embalse de Aguilar.

- *Felipe Ibarro Gil*. ITOP encargado de las presas.
- *José Antonio Peláez Fuertes*. Mantenimiento equipos eléctricos.
- *José Ignacio Díaz-Caneja Pando*. Jefe de Área de proyectos y obras. Ex-director de explotación de las presas de Aguilar, Cervera y Compuerto.
- *Liana Ardiles López*. Directora Técnica.
- *Luis Arteaga Castro*. ITOP presa de Porma.
- *Miguel Ángel Fernández Baños*. Jefe de Servicio Área Explotación.
- *Miguel Ángel Méndez Prada*. ITOP presa de Riaño.
- *Pedro Moreno Sánchez*. Director de explotación de las presas de Cervera, Requejada y Aguilar.
- *Roberto Álvarez Gordón*. Director de explotación de las presas de Barrios de Luna, Valdesamario, Selga de Ordás, Villameca, Benamarías, Antoñán.

Como participantes externos:

- *Giorgio Savona*. Euroestudios.

Por parte de la Universidad Politécnica de Valencia y Ofiteco participaron:

- *Armando Serrano Lombillo*.
- *Ignacio Escuder Bueno*.
- *José Rosales Maniglia*.
- *Jürgen Fleitz*.
- *Luis García Kabbabe*.
- *Manuel Gómez de Membrillera Ortuño*.
- *Óscar Pérez Arroyo*.

L.2. Revisión de la información

La revisión de la información disponible, constituye un aspecto fundamental para garantizar la robustez de los trabajos siguientes, y adquiere especial relevancia en presas de cierta antigüedad.

Para la realización de este estudio se revisaron los Archivos Técnicos de ambas presas y se consultó tanto a los actuales ingenieros responsables de la explotación de la presa como a los que lo fueron anteriormente. Este trabajo se hizo de forma simultánea a la redacción del Informe de Primera Revisión de la Seguridad de ambas presas y en él se puede encontrar información detallada sobre dicha revisión.

A partir de la discusión de grupo sobre cada uno de los documentos más relevantes, se pudo poner en valor la información disponible y su utilidad para entender el estado actual de la presa así como para plantear posteriormente todos los modos de fallo que pudieran ser plausibles en el sistema presa-embalse.

L.3. Inspecciones de campo

Las inspecciones de campo se llevaron a cabo de manera conjunta con las de la Primera Revisión de la Seguridad de ambas presas. Se resumen a continuación los resultados de dichas inspecciones.

L.3.1. Presa de Cervera

La inspección de Obra Civil de la presa de Cervera se realizó el 9 de Abril de 2007. En dicha inspección formal participó el personal responsable y encargado de la explotación de la presa (D. Pedro Moreno y D. Felipe Ibarrondo) así como personal de OFITECO (D. Óscar Pérez) con el apoyo de D. Ignacio Escuder y D. Manuel Gómez de Membrillera, contratados por dicha empresa como refuerzo del equipo de análisis de seguridad de presas.

Además, coincidiendo con la inspección geológica, el 18 de Septiembre de 2007, el mismo equipo (con la presencia adicional de D. Armando Serrano Lombillo) mencionado anteriormente realizó una segunda visita a la presa que permitió una mejor observación del paramento de aguas arriba por encontrarse los niveles de embalse más bajos en dicha época del año.

El contenido completo del informe de inspección ilustrado con numerosas fotografías se puede consultar en el Informe de Primera Revisión.

Accesos

La inspección de accesos permitió comprobar el estado que presentan las aceras, la calzada, los pretilos y barandillas, elementos que no presentan deficiencias remarcables.

En cuanto a los caminos de acceso a las instalaciones de la presa, no se han apreciado deficiencias significativas que pudieran imponer un especial peligro en la gestión de emergencias. Puede accederse por carretera desde ambos márgenes y, a pie, por ambos estribos desde el pie de la presa.

Marco geológico

La inspección de detalle del marco geológico se llevó a cabo de manera independiente (la información de detalle se encuentra en el Informe de Primera Revisión). La inspección de Obra Civil sirvió, entre otras cosas, para ubicar los puntos más apropiados para establecer las estaciones geomecánicas incluidas en el mismo.

En cualquier caso, se realizó una inspección preliminar de las laderas, estribos y pie de presa, destacándose la existencia de filtraciones de cierta relevancia a través del diaclasado del estribo izquierdo y todavía de mayor relevancia a través de la roca donde se ubica el aliviadero en el estribo derecho, pudiendo

esta filtración verse favorecida por la existencia de al menos una gran gruta (accesible desde las proximidades al vaso en dicho estribo derecho).

Coronación y paramentos

La presa de Cervera no presenta síntomas de excesivo deterioro en los paramentos, más allá de lo razonable para la climatología del emplazamiento, la propia fecha de construcción y las características estructurales: ausencia de juntas, galería y drenaje, principalmente.

Precisamente la ausencia de galerías no permite contrastar la importancia de las humedades y pequeñas filtraciones detectadas en el pie del paramento de aguas abajo, pudiendo éstas provenir tanto del embalse como de los estribos. Igualmente, la vegetación y humedades en zonas relativamente altas del paramento de aguas abajo podría deberse al agua de lluvia y cierto deterioro superficial superpuesto con filtraciones a través del cuerpo de presa por falta de drenaje en el interior del cuerpo de ésta.

La coronación de la presa muestra también algunos síntomas de deterioro (pequeñas grietas, etc.) con toda probabilidad favorecidos por la no existencia de juntas. Dispone de doble pretil de sección maciza y un espesor tal que le confieren características aparentes de murete estructural.

Cuerpo de presa

La inspección del cuerpo de presa no se puede llevar a cabo más allá de lo descrito en el apartado de paramentos, debido a que la presa es monolítica, de gravedad con planta arqueada, y carece de galerías.

Aliviadero

El aliviadero de superficie consta de una toma de labio dispuesta lateralmente a la directriz de la cerrada, discurriendo posteriormente sobre el propio lecho de la roca en margen derecha confinado por dos muretes laterales, y terminado en forma de cuenco con algunas rocas dispuestas para disipación de energía.

A la ya referida problemática de exceso de filtraciones en dicha ladera cabría añadir las incertidumbres propias del funcionamiento de dicho alivio sobre roca viva en el caso de grandes caudales, si bien no se observan síntomas de deterioro o erosiones evidentes hasta la fecha de la inspección.

Desagües de fondo (derecho e izquierdo) y toma (intermedia)

El estado de conservación de las válvulas y conductos del desagüe de fondo y toma, así como de las estructuras de hormigón circundantes no presenta ninguna anomalía aparente. La funcionalidad de las mismas se analiza con detalle en el Informe de Primera Revisión.

Auscultación

La operatividad de los equipos de auscultación queda recogida en su integridad en el Informe de Primera Revisión junto con las recomendaciones realizadas a partir de dicha visita. En cualquier caso cabe mencionar que el aforador de margen derecha no se encuentra operativo.

Conclusiones y recomendaciones

Los aspectos más relevantes que pueden concluirse tras la realización de dos visitas a la presa y una revisión exhaustiva de todos los aspectos relacionados con la obra civil son:

- La presa en general no presenta deficiencias remarcables de conservación, si bien su monolitismo y ausencia de galerías implican un cierto potencial de mal funcionamiento por un lado y una dificultad en el conocimiento de si éste se estuviera produciendo por otro.
- Las filtraciones son excesivas en ambas márgenes, afectando más a la explotación las de margen derecha. Si bien no implican una amenaza inmediata para la seguridad de la presa, éstas deben ser aforadas y en cualquier caso controladas y reducidas mediante campañas de investigación e inyección. A este respecto, hay que indicar que en la actualidad la CHD está redactando un proyecto de impermeabilización de los estribos.
- Si bien el diagnóstico y recomendaciones sobre el sistema de auscultación y la propia toma de datos se aporta en el Informe de Primera Revisión, cabe destacar la importancia de aforar a la mayor brevedad las filtraciones de margen derecha rehabilitando el medidor inutilizado.

L.3.2. Presa de Requejada

La inspección de Obra Civil de la presa de Requejada se realizó el 10 de Abril de 2007. En dicha inspección formal participó el personal responsable y encargado de la explotación de la presa (D. Pedro Moreno y D. Felipe Ibarrondo) así como personal de OFITECO (D. Óscar Pérez) con el apoyo de D. Ignacio Escuder y D. Manuel Gómez de Membrillera, contratados por dicha empresa como refuerzo del equipo de análisis de seguridad de presas.

Además, coincidiendo con la inspección geológica, el 18 de Septiembre de 2007, el mismo equipo (con la presencia adicional de D. Armando Serrano Lombillo) mencionado anteriormente realizó una segunda visita a la presa que permitió una mejor observación del paramento de aguas arriba por encontrarse los niveles de embalse más bajos en dicha época del año.

El contenido completo del informe de inspección ilustrado con numerosas fotografías se puede consultar en el correspondiente Informe de Primera Revisión.

Accesos

La inspección de accesos permitió comprobar el estado que presentan las aceras, la calzada, los pretiles y barandillas, elementos que no presentan deficiencias remarcables.

En cuanto a los caminos de acceso a las instalaciones de la presa, no se han apreciado deficiencias significativas que pudieran imponer un especial peligro en la gestión de emergencias. Puede accederse por carretera desde la margen izquierda y, a pie, por el estribo derecho desde el pie de la presa.

Marco geológico

La inspección de detalle del marco geológico se llevó a cabo de manera independiente (la información de detalle se encuentra en el Informe de Primera Revisión). La inspección de Obra Civil sirvió, entre otras cosas, para ubicar los puntos más apropiados para establecer las estaciones geomecánicas incluidas en el mismo.

En cualquier caso, se realizó una inspección preliminar de las laderas, estribos y pie de presa, no observándose aspectos que aparentemente puedan comprometer la seguridad de la presa.

Coronación y paramentos

La presa de Requejada no presenta síntomas de excesivo deterioro en los paramentos, más allá de lo razonable para la climatología del emplazamiento, la propia fecha de construcción y las características estructurales: ausencia de galerías de drenaje principalmente.

Precisamente la ausencia de galerías no permite contrastar la importancia de las humedades detectadas en el paramento de aguas abajo. En cualquier caso, parece que éstas son algo más severas en las secciones donde se ubican las tomas.

Cuerpo de presa

La inspección del cuerpo de presa no se puede llevar a cabo más allá de lo descrito en el apartado de paramentos, debido a que la presa carece de galerías más allá de la de acceso a la cámara de válvulas del desagüe de fondo.

Aliviaderos

El aliviadero de superficie consta de dos vanos con compuertas y, tras el hormigón de la obra de toma (en el cual se aprecian deterioros superficiales), discurre sobre roca viva en la margen derecha hasta el pie de presa, confinado por dos muretes laterales.

Desagüe de fondo y tomas

El estado de conservación de las válvulas y conductos del desagüe de fondo y tomas, así como de las estructuras de hormigón circundantes, no presenta ninguna anomalía aparente. La funcionalidad de las mismas se analiza con detalle en el Informe de Primera Revisión.

Auscultación

La operatividad de los equipos de auscultación queda recogida en su integridad en el Informe de Primera Revisión, así como las recomendaciones realizadas por OFITECO a partir de dicha visita.

Conclusiones y recomendaciones

La conclusión más relevante que puede establecerse tras la realización de dos visitas a la presa y una revisión exhaustiva de todos los aspectos relacionados con la obra civil es que ésta no presenta deficiencias que aparentemente puedan comprometer su seguridad, si bien la ausencia de galerías es una fuente de desconocimiento del comportamiento de la presa frente a aspectos relacionados con la filtración y el drenaje, que son muy importantes en presas de la tipología de hormigón de gravedad.

L.3.3. Presa de Aguilar de Campoo

La inspección de Obra Civil de la presa de Aguilar de Campoo se realizó el 11 de Abril de 2007. En dicha inspección formal participó el personal responsable y encargado de la explotación de la presa (D. Pedro Moreno y D. Felipe Ibarrondo) así como personal de OFITECO (D. Óscar Pérez) con el apoyo de D. Ignacio Escuder y D. Manuel Gómez de Membrillera, contratados por dicha empresa como refuerzo del equipo de análisis de seguridad de presas.

Además, coincidiendo con la inspección geológica, el 18 de Septiembre de 2007, el mismo equipo (con la presencia adicional de D. Armando Serrano Lombillo) mencionado anteriormente realizó una segunda visita a la presa que permitió una mejor observación del paramento de aguas arriba por encontrarse los niveles de embalse más bajos en dicha época del año.

El contenido completo del informe de inspección ilustrado con numerosas fotografías se puede consultar en el Informe de Primera Revisión.

Accesos

La inspección de accesos permitió comprobar el estado que presentan las aceras, la calzada, los pretilos y barandillas, elementos que no presentan deficiencias remarcables.

En cuanto a los caminos de acceso a las instalaciones de la presa, no se han apreciado deficiencias significativas que pudieran imponer un especial peligro en la gestión de emergencias. Puede accederse por carretera tanto desde la margen izquierda como desde la margen derecha.

Marco geológico

La inspección de detalle del marco geológico se llevó a cabo de manera independiente (la información de detalle se encuentra en el Informe de Primera Revisión). La inspección de Obra Civil sirvió, entre otras cosas, para ubicar los puntos más apropiados para establecer las estaciones geomecánicas incluidas en el mismo.

En cualquier caso, se realizó una inspección preliminar de las laderas, estribos y pie de presa, no observándose aspectos que aparentemente puedan comprometer la seguridad de la presa.

Por último, se observaron inestabilidades en margen derecha que parecen afectar, exclusivamente, a la carretera de acceso por dicha margen.

Coronación y paramentos

La presa de Aguilar de Campoo no presenta síntomas de excesivo deterioro en coronación y paramentos, más allá de lo razonable para la climatología del emplazamiento, la propia fecha de construcción y sus características estructurales.

Pueden observarse fisuraciones típicas en coronación, probablemente por combinación de fenómenos atmosféricos, ciclos de contracción-dilatación y movimientos relativos entre bloques, así como cierto deterioro superficial en el paramento de aguas abajo incluyendo alguna filtración generalizada por juntas verticales del aliviadero.

Cuerpo de presa

La inspección del cuerpo de presa se llevó a cabo recorriendo las tres galerías de la presa, con especial hincapié en la observación de filtraciones, la intersección de las galerías con los estribos y el aspecto general del hormigón de presa, no habiéndose observado ninguna característica anómala.

Aliviadero

El aliviadero de superficie consta de tres vanos con compuertas discurriendo sobre el propio cuerpo de presa. El reintegro al río se realiza mediante cuenco de resalto.

Si bien el Informe de Primera Revisión presenta toda la información sobre la funcionalidad y pruebas en este aliviadero, con motivo de la inspección de obra

civil pudo apreciarse cierto deterioro superficial del hormigón, particularmente en las juntas tanto verticales como las horizontales de construcción.

Desagüe de fondo y tomas

El estado de conservación de las válvulas y conductos del desagüe de fondo y tomas se encuentra ampliamente desmenuzado en el Informe de Primera Revisión.

Auscultación

La operatividad de los equipos de auscultación queda recogida en su integridad en el Informe de Primera Revisión, así como las recomendaciones realizadas por OFITECO a partir de dicha visita.

Diques de los collados y muro de cierre

El cierre del embalse de Aguilar de Campoo se completa mediante dos diques de collado y un murete, que fueron igualmente objeto de inspección.

El hecho de que estén recubiertos de vegetación y que no dispongan de galería dificultó la inspección de los mismos. En cualquier caso, en el Collado 2 pudo observarse que uno de los pozos de alivio del pie había almacenado agua y se encontraba próximo a un socavón que podría deberse bien a un colapso local por deficiencias de compactación o bien a una problemática más severa de tubificación o erosión interna.

En cualquiera de los casos podría ser sintomático de deficiencias constructivas que puedan comprometer la seguridad de la presa.

Conclusiones y recomendaciones

La conclusión más relevante que pudo establecerse tras la realización de dos visitas a la presa y una revisión exhaustiva de todos los aspectos relacionados con la obra civil es que la estructura principal no presenta deficiencias que aparentemente puedan comprometer su seguridad. Algunos de los aspectos observados, como alteraciones superficiales del hormigón o filtraciones localizadas en algunas juntas del aliviadero superficial requerirán de seguimiento y en su caso de intervención para evitar que puedan comprometer aspectos de durabilidad del hormigón del aliviadero.

Respecto de los diques de los collados 1 y 2 y el muro de cierre cabe mencionar, muy particularmente, el hecho de la existencia de un socavón en la parte inferior del espaldón de aguas abajo en el dique del collado 2 más una cierta acumulación de agua en el pozo de alivio de pie más próximo al socavón. Tanto si se trata de un colapso local por deficiencias puntuales de compactación como si fuera exponente de una problemática más severa de tubificación o erosión

interna, constituye de por sí un indicador de una potencial amenaza a la seguridad de la presa que debe ser cuidadosamente vigilado y en su caso reparado. Se propone una visita de inspección diaria a las estructuras de materiales sueltos.

Cabe también mencionar que la cercanía de la población de Aguilar de Campoo a la presa principal, junto con su capacidad de descarga, implica que las consecuencias constituyen la parte esencial del conjunto del riesgo inherente a la presa.

L.4. Situación actual de la presa

El diagnóstico de la situación actual se realizó de forma simultánea a la Primera Revisión de la Seguridad para las tres presas. Se presentan a continuación un resumen de las principales conclusiones. Estas conclusiones se presentaron y discutieron con el grupo que posteriormente realizó la identificación de modos de fallo.

L.4.1. Presa de Cervera

Situación hidrológica e hidráulica

Se llevó a cabo un nuevo cálculo de avenidas que se contrastó con los anteriormente existentes. El cuadro L.2 resume las principales características de los hidrogramas calculados (ver apéndice M).

Periodo de retorno (años)	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen total (hm ³)
10	103.31	2.04
25	138.74	2.70
50	158.89	3.07
100	171.85	3.30
500	205.4	3.91
1000	290.65	5.47
5000	328.56	6.16
10000	429.63	8.04

Cuadro L.2: Resumen de los hidrogramas de cálculo en Cervera (Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Cervera).

Empleando el mismo modelo de laminación que se ha empleado para la realización de los cálculos de alimentación al modelo de riesgo (ver apéndice O) se realizaron las comprobaciones exigidas por el Reglamento, recomendando la adopción de un resguardo (cota 1038.70 m) respecto del NMN nominal (cota 1041.60 m), con los siguientes matices:

- La restricción del NMN requiere a su vez de un perfecto funcionamiento de la toma y los desagües de fondo, dado que en caso de no funcionar

éstos, se alcanzaría el nivel de coronación con la avenida de 1000 años de período de retorno.

- Por otra parte, si se pudiese considerar como estructural el pretil de 1.10 m y acometer su cierre por margen izquierda, la presa podría verificar su adecuación hidrológica sin restricciones de nivel.

Se calculó el tiempo de vaciado del embalse, obteniendo una estimación de 4 días.

El funcionamiento de los aliviaderos y, en particular, la restitución al cauce en caso de evacuación de caudales ciertamente extraordinarios es, en la mayoría de las presas, muy difícil de prever. Este aspecto resulta tanto más relevante en esta presa en cuanto a que el canal aliviadero superficial se ubica sobre roca viva, así como la estructura de amortiguación, con forma de cuenco, no pudiéndose por tanto estimar su comportamiento a partir de ninguna referencia bibliográfica o cálculo numérico.

Caracterización geotécnica, geológica y sísmica

La presa se encuentra en zona de baja sismicidad, es decir, con valores de aceleración básica horizontal inferiores a 0.04g, de acuerdo con la Norma Sismo-resistente de 2002.

La caracterización geológica y geotécnica se ha llevado a cabo mediante la correspondiente inspección, cuyo informe completo se puede consultar en el Informe de Primera Revisión. Ésta ha incluido, entre otros estudios, la realización de estaciones geomecánicas y las consiguientes clasificaciones RMR de Beniaowski, para definir la calidad del macizo, y DMR de Romana, para caracterizar con más detalle dicha calidad teniendo en cuenta la misión del terreno como cimentación de una gran presa de hormigón.

En resumen, las principales conclusiones de esta caracterización geológica realizada indican que, por una parte, la cimentación se compone de calizas de calidad en el rango de buenas a muy buenas según el índice RMR, y por otra aflora el hecho de que el valor DMR obtenido está por encima de aquellos valores que se consideran suficientes para no prever problemática alguna frente al deslizamiento en el contacto presa-cimentación.

En cualquier caso, se recomienda la caracterización tenso-deformacional y resistente de la cimentación mediante extracción de testigos con sondeos y realización de los correspondientes ensayos.

Situación estructural

El deslizamiento ha sido estudiado sobre un plano supuesto como horizontal de contacto presa-cimentación. Los resultados en términos de coeficientes de seguridad a deslizamiento, para las diferentes combinaciones de carga (Normal, Accidental y Extrema) se adjuntan en el cuadro L.3, donde F_ϕ es el coeficiente de seguridad a deslizamiento respecto del término de fricción y F_c es el Coeficiente de seguridad a deslizamiento respecto del término de cohesión.

Simulación	F_ψ	F_c	F_ψ (GT 2)	F_c (GT 2)
Normal	1.51	5.02	1.5	5
Accidental	1.45	4.85	1.2	4
Extrema	1.47	4.41	1	3

Cuadro L.3: Coeficientes de seguridad a deslizamiento.

Además, se han calculado una serie de tensiones máximas y mínimas en los contactos presa-cimentación. El cuadro L.4 muestra una síntesis de los resultados obtenidos. En él, las distancias positivas son excentricidad medida desde el Centro de Gravedad del contacto presa cimentación hacia aguas arriba y negativas hacia aguas abajo. Las tensiones positivas son de compresión y las negativas de tracción.

Situación	Excentricidad (metros)	Tensión Aguas Abajo (Kp/cm ²)	Tensión Aguas Arriba (Kp/cm ²)
Embalse Vacío	5.13	-1.67	8.67
Normal (NMN)	-5.01	4.98	-0.04
Accidental (NAP)	-5.58	5.26	-0.32
Extrema (NAE)	-5.80	5.37	-0.43

Cuadro L.4: Tensiones máximas y mínimas en el contacto presa-cimentación.

Dados los valores de los coeficientes de seguridad obtenidos así como de las tensiones máxima y mínima (tracciones en el pie de aguas arriba prácticamente nulas en situación normal e inferiores a medio kilopondio por centímetro cuadrado en condiciones accidentales y extremas), considerando un cálculo exclusivamente bi-dimensional, resulta innecesario llevar a cabo un cálculo tridimensional que permitiese cuantificar el efecto de la curvatura en planta de la presa y de su cierto grado de empotramiento en los estribos.

En cualquier caso, se ha confeccionado un modelo numérico bidimensional para comprobar y parametrizar los cálculos tenso-deformacionales y resistentes.

Como ejemplo de los resultados obtenidos mediante modelación bidimensional se aporta, en la figura L.6, la distribución de tensiones verticales a embalse vacío.

En resumen, del conjunto de cálculos estructurales realizados, pueden establecerse una serie de consideraciones de especial relevancia para la presa:

- Las principales incertidumbres respecto de la caracterización tensodeformacional y resistente radican en la no existencia de datos procedentes de ensayos sobre el hormigón ni sondeos en cimentación, habiéndose estimado los parámetros tensodeformacionales a partir de datos característicos de otras presas y la resistencia en el contacto presa cimentación a partir de las caracterizaciones realizadas mediante estaciones geomecánicas. En

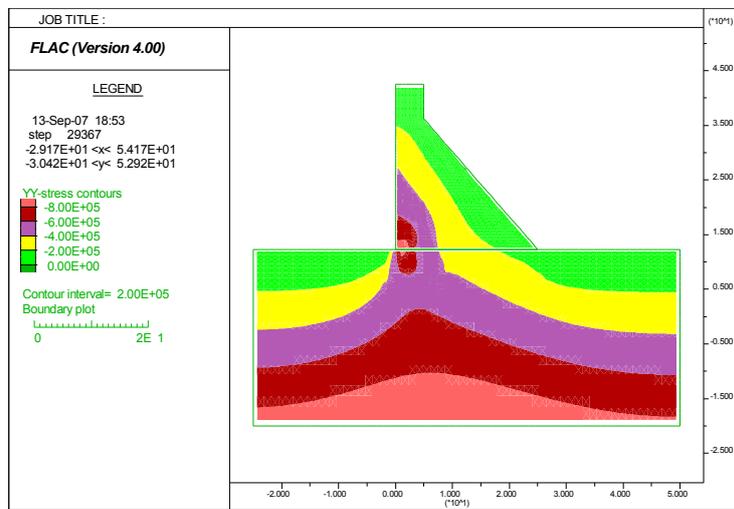


Figura L.6: Tensiones máximas verticales (en Pascales) a embalse vacío.

cualquier caso, se recomienda la caracterización tensodeformacional y resistente de la cimentación mediante extracción de testigos con sondeos y realización de los correspondientes ensayos.

- Asumiendo los condicionantes anteriores, la estabilidad a deslizamiento de la presa está en concordancia con lo dispuesto en la Guía Técnica N°4, pudiéndose afirmar esto sin considerar ningún tipo de comportamiento tridimensional ni de reducción de subpresiones respecto de la ley teórica completa.
- Respecto de las subpresiones, cabe mencionar el aumento progresivo de las mismas detectado por la instrumentación, siendo recomendable reforzar el sistema de seguimiento y estudiar alternativas de control al desarrollo de las mismas.
- Desde el punto de vista tensional, las compresiones máximas son en cualquier caso reducidas, así como las tracciones teóricas en el pie de aguas arriba de la sección tipo analizada.

L.4.2. Presa de Requejada

Situación hidrológica e hidráulica

Se llevó a cabo un nuevo cálculo de avenidas que se contrastó con los anteriormente existentes. El cuadro L.5 resume las principales características de los hidrogramas calculados (ver apéndice M).

Empleando el mismo modelo de laminación que se ha empleado para la realización de los cálculos de alimentación al modelo de riesgo (ver apéndice O) se realizaron las comprobaciones exigidas por el Reglamento, recomendando

Periodo de retorno (años)	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen total (hm ³)
10	323.47	8.39
25	433.17	11.10
50	457.43	11.71
100	490.54	12.53
500	588.82	14.98
1000	829.53	21.03
5000	994.20	23.94
10000	1237.60	31.43

Cuadro L.5: Resumen de los hidrogramas de cálculo en Requejada (Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Requejada).

la adopción de un resguardo (cota 1077.97 m) respecto del NMN de proyecto (cota 1082.50 m), con los siguientes matices:

- Se mantienen las consignas de operación de compuertas de las Normas de Explotación.
- Además del aliviadero, se considera un único conducto del desagüe de fondo como elemento de desagüe.
- La presa está dotada de un pretil de 1.20 m metros de altura que no ha sido considerado a efectos estructurales pero sí a efectos de comprobación de resguardo por oleaje.

Se calculó el tiempo de vaciado del embalse, obteniendo una estimación de 7 días.

El funcionamiento de los aliviaderos y, en particular, la restitución al cauce en caso de evacuación de caudales ciertamente extraordinarios es, en la mayoría de las presas, muy difícil de prever. Este aspecto resulta tanto más relevante en esta presa en cuanto el canal aliviadero superficial se ubica sobre roca viva, no pudiéndose por tanto estimar su comportamiento a partir de ninguna referencia bibliográfica o cálculo numérico.

Caracterización geotécnica, geológica y sísmica

La presa se encuentra en zona de baja sismicidad, es decir, con valores de aceleración básica horizontal inferiores a 0.04g, de acuerdo con la Norma Sismo-resistente de 2002.

La caracterización geológica y geotécnica se ha llevado a cabo mediante la correspondiente inspección, cuyo informe completo se puede consultar en el Informe de Primera Revisión. Ésta ha incluido, entre otros estudios, la realización de estaciones geomecánicas y las consiguientes clasificaciones RMR de Beniaowski, para definir la calidad del macizo, y DMR de Romana, para caracterizar con más detalle dicha calidad teniendo en cuenta la misión del terreno como cimentación de una gran presa de hormigón.

En resumen, las principales conclusiones de esta caracterización geológica realizada indican que, por una parte, la cimentación se compone de conglomerados y cuarcitas de calidad “muy buenas” según el índice RMR, y por otra aflora el hecho de que el valor DMR obtenido está por encima de aquellos valores que se consideran suficientes para no prever problemática alguna frente al deslizamiento en el contacto presa-cimentación.

En cualquier caso, se recomienda la caracterización tensodeformacional y resistente de la cimentación mediante extracción de testigos con sondeos y realización de los correspondientes ensayos.

Situación estructural

El deslizamiento ha sido estudiado sobre un plano supuesto como horizontal de contacto presa-cimentación. Los resultados en términos de coeficientes de seguridad a deslizamiento, para las diferentes combinaciones de carga (Normal, Accidental y Extrema) se adjuntan en el cuadro L.6.

Simulación	F_{ϕ}	F_c	F_{ϕ} (GT 2)	F_c (GT 2)
Normal	1,32	4,4	1.5	5
Accidental	1,31	4,38	1.2	4
Extrema	1,33	3,99	1	3

Cuadro L.6: Coeficientes de seguridad a deslizamiento.

Además, se han calculado una serie de tensiones máximas y mínimas en los contactos presa-cimentación. El cuadro L.7 muestra una síntesis de los resultados obtenidos.

Situación	Excentricidad (metros)	Tensión Aguas Abajo (Kp/cm ²)	Tensión Aguas Arriba (Kp/cm ²)
Embalse Vacío	7,57	-0,15	13,39
Normal (NMN)	-10,43	8,54	-1,45
Accidental (NAP)	-10,52	8,58	-1,49
Extrema (NAE)	-10,94	8,78	-1,69

Cuadro L.7: Tensiones máximas y mínimas en el contacto presa-cimentación

Adicionalmente, se ha confeccionado un modelo numérico bidimensional para comprobar y parametrizar los cálculos tenso-deformacionales y resistentes.

Como ejemplo de los resultados obtenidos mediante modelación bidimensional se aporta, en la figura L.7, el multiplicador de coeficientes de seguridad obtenido para la hipótesis de situación Extrema.

En resumen, del conjunto de cálculos estructurales realizados, pueden establecerse una serie de consideraciones de especial relevancia para la presa:

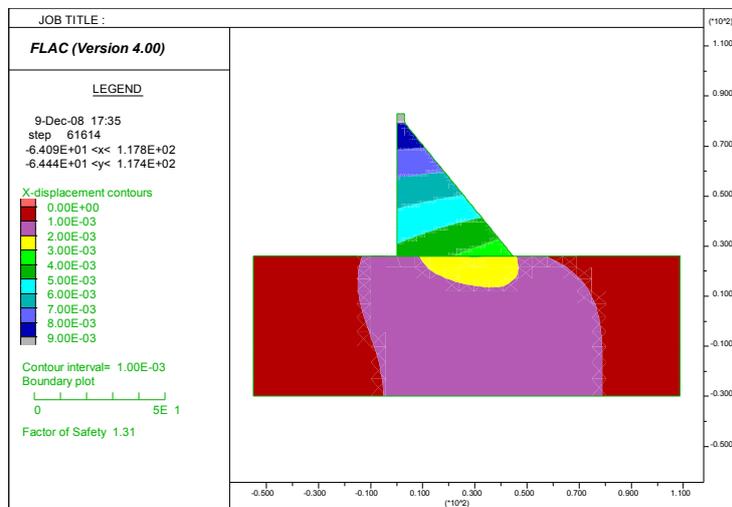


Figura L.7: Multiplicador de los coeficientes de seguridad (1.31) en situación Extrema.

- Las principales incertidumbres respecto de la caracterización tensodeformacional y resistente radican en la no existencia de datos procedentes de ensayos sobre el hormigón ni sondeos en cimentación, habiéndose estimado los parámetros tensodeformacionales a partir de datos característicos de otras presas y la resistencia en el contacto presa cimentación a partir de las caracterizaciones realizadas mediante estaciones geomecánicas.
- Asumiendo los condicionantes anteriores, la estabilidad a deslizamiento de la presa está en concordancia con lo dispuesto en la Guía Técnica N°4 en todas las hipótesis salvo en la combinación Normal a embalse lleno, debido a dos aspectos fundamentales:
 - No se ha podido considerar reducción alguna en las subpresiones.
 - Se ha calculado para el valor “nominal” del NMN, es decir, sin ningún tipo de restricción hidrológica (resguardos adicionales).
- Respecto de las subpresiones, cabe mencionar el aumento progresivo de las mismas detectado por la instrumentación, siendo recomendable llevar a cabo un estudio de las posibilidades de incrementar la impermeabilidad y/o las condiciones de drenaje en la cimentación.
- Desde el punto de vista tensional, las compresiones máximas son en cualquier caso reducidas, así como las tracciones teóricas en el pie de aguas arriba de la sección tipo analizada.

L.4.3. Presa de Aguilar

Situación hidrológica e hidráulica

Se llevó a cabo un nuevo cálculo de avenidas que se contrastó con los anteriormente existentes. El cuadro L.8 resume las principales características de los hidrogramas calculados (ver apéndice M).

Periodo de retorno (años)	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen total (hm ³)
10	280.04	34.592
25	359.65	40.504
50	375.58	42.269
100	427.29	44.781
500	475.13	47.562
1000	813.15	57.486
5000	1044.79	75.055
10000	1108.01	85.23

Figura L.8: Resumen de los hidrogramas de cálculo en Aguilar (Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Aguilar).

Empleando el mismo modelo de laminación que se ha empleado para la realización de los cálculos de alimentación al modelo de riesgo (ver apéndice O) se realizaron las comprobaciones exigidas por el Reglamento, concluyendo que la presa aparentemente no presenta ningún déficit de seguridad hidrológica. Sin embargo, el Informe recomienda una revisión completa de las solicitudes hidrológicas en el sistema Pisuerga en su conjunto.

Se calculó el tiempo de vaciado del embalse, obteniendo una estimación de un mes (32 días).

El funcionamiento de los aliviaderos y, en particular, la restitución al cauce en caso de evacuación de caudales ciertamente extraordinarios es, en la mayoría de las presas, muy difícil de prever.

La geometría del cuenco amortiguador del aliviadero superficial de la presa no se corresponde con ninguno de los tipificados, aunque se podría asimilar a un USBR I con algunas diferencias fundamentales: no tiene bloques de disipación en la entrada al cuenco y el pequeño azud final tiene una altura mayor que en dicho caso.

La influencia de ambas características es difícil de cuantificar salvo mediante modelación física. Para tener una estimación cualitativa se han utilizado unos ábacos empíricos [62]. Estos ábacos de doble entrada requieren de los datos de caudal específico q (m²/s) y de altura de caída H (m) en el cuenco. Para el nivel y descarga previamente justificados en situación de Avenida de Proyecto, estos valores serían 14.95 m²/s y 46.50 m, respectivamente. Según estos ábacos, y teniendo en cuenta el esponjamiento del flujo por aireación, las características hidráulicas serían claramente compatibles con un cuenco USCEu y estarían en el límite de aplicación de un cuenco USBR-II. Consecuentemente, se confirman las incertidumbres expresadas respecto del comportamiento del cuenco de la presa para el desagüe de la avenida de proyecto, en tanto en cuanto el cuenco

existente no dispone de elementos amortiguadores como los de los cuencos identificados como compatibles, si bien es difícil cuantificar el efecto de la sobre-elevación del vertedero de aguas abajo.

Caracterización geotécnica, geológica y sísmica

La presa se encuentra en zona de baja sismicidad, es decir, con valores de aceleración básica horizontal inferiores a 0.04g, de acuerdo con la Norma Sismo-resistente de 2002.

La caracterización geológica y geotécnica se ha llevado a cabo mediante la correspondiente inspección, cuyo informe completo se puede consultar en el Informe de Primera Revisión. Ésta ha incluido, entre otros estudios, la realización de estaciones geomecánicas y las consiguientes clasificaciones RMR de Beniaowski, para definir la calidad del macizo, y DMR de Romana, para caracterizar con más detalle dicha calidad teniendo en cuenta la misión del terreno como cimentación de una gran presa de hormigón.

En resumen, las principales conclusiones de esta caracterización geológica realizada indican que, por una parte, la cimentación se compone de niveles mayoritariamente calizos de calidad “muy buena” a “buena” según el índice RMR, y por otra aflora el hecho de que el valor DMR obtenido está por encima de aquellos valores que se consideran suficientes para no prever problemática alguna frente al deslizamiento en el contacto presa-cimentación.

En cualquier caso, se recomienda la caracterización tenso-deformacional y resistente de la cimentación mediante extracción de testigos con sondeos y realización de los correspondientes ensayos.

Situación estructural

El deslizamiento ha sido estudiado sobre un plano supuesto como horizontal de contacto presa-cimentación. Los resultados en términos de coeficientes de seguridad a deslizamiento, para las diferentes combinaciones de carga (Normal, Accidental y Extrema) se adjuntan en el cuadro L.8.

Simulación	F_{ϕ}	F_c	F_{ϕ} (GT 2)	F_c (GT 2)
Normal	1,55	5,18	1.5	5
Accidental (NAP)	1,54	5,15	1.2	4
Accidental (Drenes Ineficaces)	1,27	4,24	1.2	4
Extrema	1,52	4,56	1	3

Cuadro L.8: Coeficientes de seguridad a deslizamiento.

Además, se han calculado una serie de tensiones máximas y mínimas en los contactos presa-cimentación. El cuadro L.9 muestra una síntesis de los resultados obtenidos.

Situación	Excentricidad (metros)	Tensión Aguas Abajo (Kp/cm ²)	Tensión Aguas Arriba (Kp/cm ²)
Embalse Vacío	5,4	0,764	10,20
Normal	-5,86	7,61	0,259
Accidental (NAP)	-5,97	7,68	0,192
Accidental (Drenes Ineficaces)	-9,77	7,76	-1,68
Extrema	-6,56	8,06	-0,18

Cuadro L.9: Tensiones máximas y mínimas en el contacto presa-cimentación.

A partir de los resultados obtenidos en ambas tablas, pueden extraerse dos conclusiones fundamentales:

- La presa cumple, de forma bastante estricta, con los márgenes de seguridad recomendados en la Guía Técnica N°2.
- La estructura es muy sensible al aumento de subpresiones, y los valores de cálculo adoptados estarían en la frontera de los compatibles con la afirmación anterior. Esto puede extrapolarse también a los valores resistentes estimados.

Consecuentemente con las afirmaciones anteriores, y dados los antecedentes conocidos de la presa y los valores de subpresión medidos fundamentalmente en las denominadas Sección 14 y Sección 19 (bloques 19 y 14, respectivamente), zona ya identificada como problemática en la historia conocida de la presa, no es descartable que el drenaje sea completamente ineficaz o, incluso, que existan estratos especialmente permeables o fisuración responsable de provocar niveles de subpresiones superiores a la subpresión teórica sin reducir. Tampoco es descartable que los parámetros resistentes de cimentación sean inferiores a los deducidos de las estaciones geomecánicas.

Por consiguiente, se ha calculado una segunda sección tipo, representativa de la zona central de la presa, y para la cual han sido igualmente consideradas como fuerzas actuantes el peso propio, el empuje hidrostático sobre el paramento de aguas arriba y la subpresión (completa). Los cuadros L.10 y L.11 resumen los resultados obtenidos:

Simulación	F _φ	F _c	F _φ (GT 2)	F _c (GT 2)
Normal	1,44	4,8	1.5	5

Cuadro L.10: Coeficientes de seguridad a deslizamiento.

Adicionalmente, se ha confeccionado un modelo numérico bidimensional para comprobar y parametrizar los cálculos tenso-deformacionales y resistentes.

Como ejemplo de los resultados obtenidos mediante modelación bidimensional se aporta, en la figura L.9, el multiplicador de coeficientes de seguridad obtenido para la hipótesis de situación Normal.

Situación	Excentricidad (metros)	Tensión Aguas Abajo (Kp/cm ²)	Tensión Aguas Arriba (Kp/cm ²)
Embalse Vacío	5,70	0,62	10,79
Normal (E. Lleno)	-7,19	7,34	-0,43

Cuadro L.11: Tensiones máximas y mínimas en el contacto presa-cimentación.

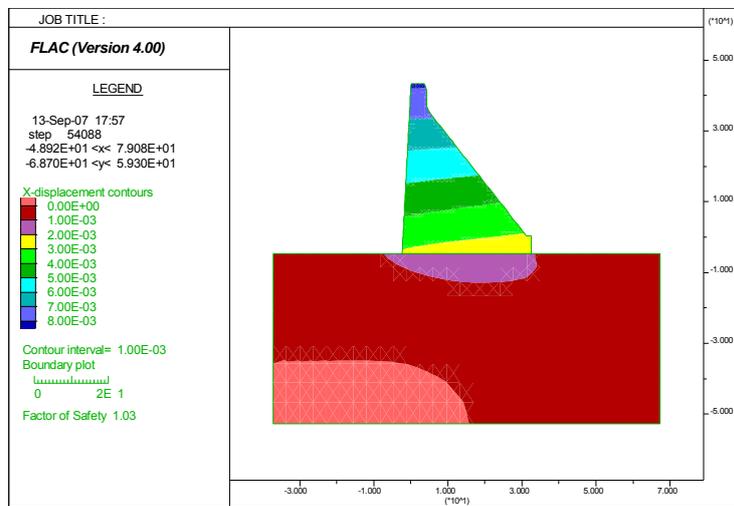


Figura L.9: Factor multiplicador (1.03) de los coeficientes de seguridad de la GT 2, situación Normal.

En resumen, del conjunto de cálculos estructurales realizados, pueden establecerse una serie de consideraciones de especial relevancia para la presa de hormigón:

- Las principales incertidumbres respecto de la caracterización tensodeformacional y resistente radican en la no existencia de datos procedentes de ensayos sobre el hormigón ni sondeos en cimentación, habiéndose estimado los parámetros tensodeformacionales a partir de datos característicos de otras presas y la resistencia en el contacto presa cimentación a partir de las caracterizaciones realizadas mediante estaciones geomecánicas.
- A partir de los resultados obtenidos para la sección típicamente más desfavorable (sección por aliviadero), pueden extraerse dos conclusiones fundamentales:
 - La presa cumple, de forma bastante estricta, con los márgenes de seguridad recomendados en al Guía Técnica N°2.
 - La estructura es muy sensible al aumento de subpresiones, y los valores de cálculo adoptados estarían en la frontera de los compatibles con la afirmación anterior. Esto puede extrapolarse también a los valores resistentes adoptados.
- Como se observa de los resultados del análisis de la sección tipo representativa de la zona históricamente más comprometida (zona central, entre los bloques 14 y 19), pese a disponer de una geometría más favorable que la sección de aliviadero, no llega a cumplir con los requisitos de la Guía Técnica N°2, ni para deslizamiento ni en tensiones, en caso de que no pueda suponerse reducción de las subpresiones.
- Para el caso de que éstas sean incluso superiores a la teórica sin reducir y/o los parámetros resistentes fueran inferiores a los supuestos, aspectos argumentados como no descartables, la situación podría constituir una amenaza para la seguridad de la presa.
- Consecuentemente se recomienda un control exhaustivo de las subpresiones, una investigación de los valores extraordinariamente altos registrados en algunos piezómetros y una investigación de las propiedades del terreno de cimentación junto con potenciales actuaciones de impermeabilización, drenaje y/o consolidación del cimiento.

De la evaluación cualitativa de las restantes estructuras de cierre, puede establecerse que:

- Las dimensiones y tipologías constructivas no presentan aspectos fuera de los rangos comunes en este tipo de estructuras, si bien es necesario llevar a cabo una investigación de las propiedades de todos los materiales involucrados y un estudio cuantitativo de la seguridad del murete de cierre y de ambos collados de materiales sueltos.
- Tras la visita realizada a las tres estructuras mencionadas, pudo observarse con claridad una potencial deficiencia en la estructura más comprometida (de mayor altura). En particular, el Dique del Collado 2 presenta un socavón en el paramento de aguas abajo alineado con un dren de pie que rezuma agua a diferencia del resto de los inspeccionados.

- En principio, esto podría deberse bien a un colapso local por deficiencias de compactación o bien a una problemática más severa de tubificación o erosión interna. Además, la conexión del embalse con el pie de aguas abajo requeriría de fisuración o rotura del murete interior, aspecto que no es descabellado sobre todo en condiciones de falta de soporte lateral del mismo.
- En resumen y, en cualquiera de los mecanismos de fallo esbozados, el socavón y las filtraciones podrían ser sintomáticas de deficiencias constructivas que comprometerían la seguridad del Dique del Collado 2, lo cual refuerza las necesidades de investigación y análisis cuantitativo (tanto de fenómenos erosivos como de estabilidad a cortante) y hace recomendable que se lleve a cabo, de forma inmediata, inspecciones visuales diarias de dichas estructuras complementarias.

L.5. Identificación de los modos de fallo

Tras el análisis de la información disponible, las visitas de campo y las pertinentes discusiones sobre el estado actual de la presa en todo cuanto concierne a su seguridad, se procedió a identificar los potenciales modos de fallo.

Un modo de fallo constituye una secuencia particular de eventos que puede dar lugar a un funcionamiento inadecuado del sistema presa-embalse o una parte del mismo. En principio, se analiza cualquier modo de fallo con potencial para producir un vertido incontrolado de caudales y, por tanto, con potencial para causar daños sobre la vida humana. Así mismo, el análisis de los modos de fallo no se ciñe exclusivamente a las estructuras de retención de un embalse, sino que tiene en cuenta cualquier infraestructura incluida en el sistema presa-embalse.

A continuación se incluye una serie de tablas que contienen todos los modos de fallo identificados en las presas de Cervera, Requejada y Aguilar de Campoo.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
H-1	Hidrológico	Rotura del pretil de coronación con vertido incontrolado de caudales susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.
H-2	Hidrológico	Rotura por sobrevertido.
H-3	Hidrológico	Inestabilidad del estribo derecho ligada a un colapso de las cuevas o cavernas originadas por la karstificación y las filtraciones existentes, dando lugar a una rotura de la presa.
H-4	Hidrológico	Inestabilidad del estribo izquierdo, asociada a las filtraciones y buzamiento del macizo, dando lugar a una rotura de la presa.
H-5	Hidrológico	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido al estado del hormigón, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.
H-6	Hidrológico	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido a una inestabilidad del talud existente al pie del mismo, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.

Cuadro L.12: Modos de fallo en escenario hidrológico identificados en la presa de Cervera.

Tras la discusión en grupo de cada modo de fallo y cada mecanismo y de sus factores a favor y en contra, se decidió que el escenario sísmico suponía una

Modo de fallo	Escenario	Descripción
N-1	Explotación Normal	Inestabilidad por deslizamiento en el contacto presa-cimiento.
N-2	Explotación Normal	Inestabilidad del estribo derecho ligada a un colapso de las cuevas o cavernas originadas por la karstificación y las filtraciones existentes, dando lugar a una rotura de la presa.
N-3	Explotación Normal	Inestabilidad del estribo izquierdo, asociada a las filtraciones y buzamiento del macizo, dando lugar a una rotura de la presa.
N-4	Explotación Normal	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido a una inestabilidad del talud existente al pie del mismo, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.

Cuadro L.13: Modos de fallo en escenario de explotación normal identificados en la presa de Cervera.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
S-1	Sísmico	Inestabilidad por deslizamiento en el contacto presa-cimiento.
S-2	Sísmico	Inestabilidad del estribo derecho ligada a un colapso de las cuevas o cavernas originadas por la karstificación y las filtraciones existentes, dando lugar a una rotura de la presa.
S-3	Sísmico	Inestabilidad del estribo izquierdo, asociada a las filtraciones y buzamiento del macizo, dando lugar a una rotura de la presa.
S-4	Sísmico	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido a una inestabilidad del talud existente al pie del mismo, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.

Cuadro L.14: Modos de fallo en escenario sísmico identificados en la presa de Cervera.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
H-1	Hidrológico	Rotura por sobrevertido en las aletas laterales del cuerpo de presa (inestabilidad por deslizamiento, erosión paramento, descalce en pie y descalce en los estribos)
H-2	Hidrológico	Rotura por inestabilidad debida al diferente funcionamiento estructural en la aleta izquierda y la alineación principal del cuerpo de presa.
H-3	Hidrológico	Rotura por sobrevertido en la sección central de la presa ante un funcionamiento inadecuado de las compuertas del aliviadero.
H-4	Hidrológico	Rotura frágil por inestabilidad del bloque anexo al estribo derecho, debida a un incremento de las subpresiones derivadas de la filtración existente a través de las juntas horizontales.
H-5	Hidrológico	Rotura del pretil de coronación con vertido incontrolado de caudales.
H-6	Hidrológico	Incidente estructural de la toma de la central que dé lugar a un movimiento o inestabilidad del macizo rocoso donde se ubica y con afección a los bloques de presa correspondientes.
H-7	Hidrológico	Suelta incontrolada de caudales, produciendo daños incrementales aguas abajo, debido a una rotura u operación errónea de las compuertas del aliviadero.
H-8	Hidrológico	Sobrevertido provocado por un deslizamiento en las laderas del vaso de embalse.
H-9	Hidrológico	Rotura por erosión y desestabilización del macizo derecho de la presa, iniciado en un rebose o rotura del cajero izquierdo del aliviadero.

Cuadro L.15: Modos de fallo en escenario hidrológico identificados en la presa de Requejada.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
H-1	Hidrológico	Rotura por erosión interna del cuerpo del dique 2 al elevarse la lámina de embalse como consecuencia de la avenida, asumiendo una conexión directa de los conductos de filtración del cuerpo del dique con el nivel de embalse.
H-2	Hidrológico	Rotura por sobrevertido en los diques laterales de materiales sueltos, asumiendo una dominancia física en los mismos frente a la presa principal de gravedad.
H-3	Hidrológico	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19, confluendo la ley de subpresiones en situación ordinaria con un nivel de embalse por encima del NMN.
H-4	Hidrológico	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19, aumentando la ley de subpresiones respecto a la situación ordinaria y con un nivel de embalse por encima del NMN.
H-5	Hidrológico	Rotura u operación errónea de las compuertas que provoque daños incrementales aguas abajo de la presa.
H-6	Hidrológico	Rotura por sobrevertido en el cuerpo de la presa principal, por colapso del pretil en coronación.
H-7	Hidrológico	Rotura brusca del pretil en la coronación de la presa con vertido incontrolado de caudales, susceptibles de producir daños incrementales aguas abajo de la presa.
H-8	Hidrológico	Rotura por inestabilidad en la zona del quiebro de la presa principal, entre los bloques 14 y 16.

Cuadro L.16: Modos de fallo en escenario hidrológico identificados en la presa de Aguilar.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
N-1	Explotación Normal	Rotura por erosión interna en el cuerpo del dique 2.
N-2	Explotación Normal	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19.
N-3	Explotación Normal	Operación errónea de las compuertas que provoque daños incrementales aguas abajo de la presa.

Cuadro L.17: Modos de fallo en escenario de explotación normal identificados en la presa de Aguilar.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
S-1	Sísmico	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19.
S-2	Sísmico	Avería grave o colapso estructural de las compuertas que provoque daños incrementales aguas abajo de la presa.

Cuadro L.18: Modos de fallo en escenario sísmico identificados en la presa de Aguilar.

aportación al riesgo de menor entidad que la de los otros dos escenarios y se decidió también fundir los escenarios hidrológico y normal en uno solo.

A continuación se procedió a clasificar los modos de fallo por grados, donde el grado asignado implica una estimación previa y preliminar por parte del grupo sobre la probabilidad de ocurrencia (I, II, y IV, ordenados de mayor a menor probabilidad) y de la incertidumbre asociada (III cuando gobierna dicha incertidumbre):

Grado I. Modos de fallo que claramente se consideren factibles al existir alguna condición o estado sintomático detectado, resultar la serie de eventos probables e implicar consecuencias potenciales importantes. Estos modos de fallo son críticos y requieren decisiones a corto plazo, bien para recabar más información o directamente para acometer una actuación.

Grado II. Modos de rotura considerados igualmente factibles, aunque con menores posibilidades de ocurrir o consecuencias reducidas.

Grado III. Modos de fallo para los que la información disponible resulta, a todas luces, insuficiente aunque se estiman factibles y con consecuencias potenciales de magnitud elevada. Requieren de más investigación.

Grado IV. Modos de rotura descartados y cuya aparición no se considera razonable.

Los cuadros L.19 (Cervera), L.20 (Requejda) y L.21 (Aguilar) muestran las clasificaciones (promediadas) asignadas por el grupo.

	MODO DE FALLO	GRADO
H-1	Rotura del pretil de coronación con vertido incontrolado de caudales susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.	III
H-2	Rotura por sobrevertido.	IV - III
H-3	Inestabilidad del estribo derecho ligada a un colapso de las cuevas o cavernas originadas por la karstificación y las filtraciones existentes, dando lugar a una rotura de la presa.	III
H-4	Inestabilidad del estribo izquierdo, asociada a las filtraciones y buzamiento del macizo, dando lugar a una rotura de la presa.	III - IV
H-5	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido al estado del hormigón, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.	III - IV
H-6	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido a una inestabilidad del talud existente al pie del mismo, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.	IV

Cuadro L.19: Modos de fallo identificados en la presa de Cervera y su clasificación por grados.

	MODO DE FALLO	GRADO
H-1	Rotura por sobrevertido en las aletas laterales del cuerpo de presa (inestabilidad por deslizamiento, erosión paramento, descalce en pie y descalce en los estribos)	IV - II
H-2	Rotura por inestabilidad debida al diferente funcionamiento estructural en la aleta izquierda y la alineación principal del cuerpo de presa.	IV
H-3	Rotura por sobrevertido en la sección central de la presa ante un funcionamiento inadecuado de las compuertas del aliviadero.	IV
H-4	Rotura frágil por inestabilidad del bloque anexo al estribo derecho, debida a un incremento de las subpresiones derivadas de la filtración existente a través de las juntas horizontales.	IV
H-5	Rotura del pretil de coronación con vertido incontrolado de caudales.	IV - III
H-6	Incidente estructural de la toma de la central que dé lugar a un movimiento o inestabilidad del macizo rocoso donde se ubica y con afección a los bloques de presa correspondientes.	IV
H-7	Suelta incontrolada de caudales, produciendo daños incrementales aguas abajo, debido a una rotura u operación errónea de las compuertas del aliviadero.	II
H-8	Sobrevertido provocado por un deslizamiento en las laderas del vaso de embalse.	IV
H-9	Rotura por erosión y desestabilización del macizo derecho de la presa, iniciado en un rebose o rotura del cajero izquierdo del aliviadero.	IV - III

Cuadro L.20: Modos de fallo identificados en la presa de Requejada y su clasificación por grados.

	MODO DE FALLO	GRADO
H-1	Rotura por erosión interna del cuerpo del dique 2 al elevarse la lámina de embalse como consecuencia de la avenida, asumiendo una conexión directa de los conductos de filtración del cuerpo del dique con el nivel de embalse.	III - II
H-2	Rotura por sobrevertido en los diques laterales de materiales sueltos, asumiendo una dominancia física en los mismos frente a la presa principal de gravedad.	III
H-3	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19, confluyendo la ley de subpresiones en situación ordinaria con un nivel de embalse por encima del NMN.	III - IV
H-4	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19, aumentando la ley de subpresiones respecto a la situación ordinaria y con un nivel de embalse por encima del NMN.	IV
H-5	Rotura u operación errónea de las compuertas que provoque daños incrementales aguas abajo de la presa.	II - III - IV
H-6	Rotura por sobrevertido en el cuerpo de la presa principal, por colapso del pretil en coronación.	IV
H-7	Rotura brusca del pretil en la coronación de la presa con vertido incontrolado de caudales, susceptibles de producir daños incrementales aguas abajo de la presa.	IV
H-8	Rotura por inestabilidad en la zona del quiebro de la presa principal, entre los bloques 14 y 16.	IV

Cuadro L.21: Modos de fallo identificados en la presa de Aguilar y su clasificación por grados.

Como conclusión al trabajo de identificación de modos de fallo y, entendiendo que los modelos de riesgo a elaborar para las presas del sistema Pisuerga deben ser un elemento vivo, pero suficientemente desarrollado para facilitar la toma de decisiones de seguridad sobre la presa en el presente inmediato, se adoptó la decisión de configurar la arquitectura del modelo incorporando únicamente aquellos modos de fallo que se estimó aportarían más riesgo al sistema:

- Presa de Cervera:
 - Modo de fallo por sobrevertido
- Presa de Requejada
 - Modo de fallo por deslizamiento
 - Modo de fallo por sobrevertido
- Presa de Aguilar
 - Modo de fallo por deslizamiento (presa principal)
 - Modo de fallo por sobrevertido (presa principal)
 - Modo de fallo por sobrevertido (collado 1)
 - Modo de fallo por sobrevertido (collado 2)
 - Modo de fallo por erosión interna (collado 2)

Sin embargo, como se detalla en el apéndice Q, al estimar las probabilidades de fallo de los modos de fallo por deslizamiento en las presas de Aguilar y Requejada, se obtuvieron probabilidades de fallo nulas para el rango de cargas esperable y con los parámetros geotécnicos disponibles, con lo que finalmente no fueron incluidos en los correspondientes modelos de riesgo. Esto no supone ningún impedimento para que en el futuro, se puedan incluir estos u otros modos de fallo en los modelos.

L.6. Arquitectura del modelo de riesgo

En la confección de los modelos de riesgo del sistema Pisuerga, se ha seguido una estrategia de dos fases. En primer lugar se han construido modelos de riesgo de cada presa por separado y en segundo lugar se ha construido un modelo conjunto del sistema completo.

La primera fase, permite estudiar cada presa en detalle utilizando todas las herramientas que se emplean habitualmente en los modelos de riesgo y realizando análisis de sensibilidad. Una vez se ha caracterizado el riesgo incremental asociado a la rotura de cada presa, mediante el modelo completo se puede ver la variación en riesgo anual promedio que supone la consideración del sistema completo. Además, este modelo completo queda ya configurado y listo para poder ser empleado en el futuro para la optimización de estrategias conjuntas de operación del sistema de presas para la minimización de su riesgo.

Desde el punto de vista de las presa de aguas arriba (Cervera y Requejada), la simplificación que supone realizar el modelo aislado es que el cómputo de las

consecuencias se interrumpe al llegar a la presa de aguas abajo (Aguilar), tal como ocurre en los estudios de los Planes de Emergencia. Desde el punto de vista de la presa de aguas abajo (Aguilar) la simplificación que conlleva realizar el modelo aislado es que se supone que las presas de aguas arriba (Cervera y Requejada) son irrompibles y se encuentran siempre en su Nivel Máximo Normal (NMN) en el momento de presentarse la avenida. Estas simplificaciones desaparecen en el modelo conjunto.

La estructura del modelo de riesgo desarrollado mediante el programa iPresas¹, vincula los modos de fallo a las solicitaciones gobernadas por el nivel de agua (escenario normal e hidrológico) así como a las consecuencias por rotura de presas, aspectos que junto con las probabilidades asignadas a cada nodo de los modos de fallo se discuten en el siguiente apartado. A continuación se muestran los diagramas de influencia de los diferentes modelos elaborados (Cervera, Requejada, Aguilar y sistema Pisuerga completo). Cada nodo implica la incorporación al modelo de una serie de datos que se comentan en el siguiente apartado.

L.6.1. Modelo de riesgo de la presa de Cervera

El modelo de riesgo de la presa de Cervera incluye un único modo de fallo: fallo de la presa asociado a un sobrevertido. El mecanismo de fallo se ha modelado de forma simplificada mediante un único nodo, empleando una curva que relaciona directamente altura de sobrevertido y probabilidad condicional de rotura.

Introduciendo este modo de fallo en el modelo de riesgo de la presa de Cervera se llega al siguiente diagrama de influencia (figura L.10).

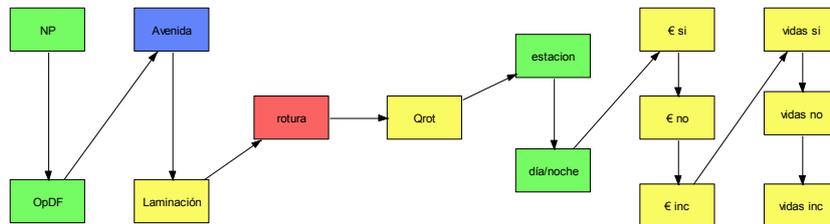


Figura L.10: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Cervera.

L.6.2. Modelo de riesgo de la presa de Requejada

El modelo de riesgo de la presa de Requejada incluye un único modo de fallo: fallo de la presa asociado a un sobrevertido. El mecanismo de fallo se ha modelado de forma simplificada mediante un único nodo, empleando una curva que relaciona directamente altura de sobrevertido y probabilidad condicional de rotura.

¹iPresas es el programa en el cual se han implementado las metodologías desarrolladas en el presente trabajo.

Introduciendo este modo de fallo en el modelo de riesgo de la presa de Requejada se llega al siguiente diagrama de influencia (figura L.11).

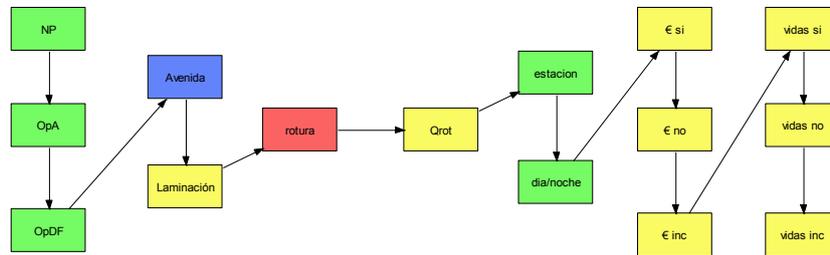


Figura L.11: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Requejada.

L.6.3. Modelo de riesgo de la presa de Aguilar

El modelo de riesgo de la presa de Aguilar incluye cuatro modos de fallo:

- Modo de fallo por sobrevertido (presa principal)
- Modo de fallo por sobrevertido (collado 1)
- Modo de fallo por sobrevertido (collado 2)
- Modo de fallo por erosión interna (collado 2)

Para cada modo de fallo por sobrevertido, el mecanismo de fallo se ha modelado de forma simplificada mediante un único nodo, empleando una curva que relaciona directamente altura de sobrevertido y probabilidad condicional de rotura. Para el modo de fallo por erosión interna, se ha descompuesto el mecanismo de fallo en 6 pasos (incluyendo detección e intervención):

1. Inicio (comienzo de una filtración concentrada).
2. Continuación de la erosión interna (se considera el potencial de las partículas del núcleo para migrar fuera de él).
3. Progresión de la erosión interna (hace referencia al proceso de ampliación del conducto hacia el embalse).
4. Pronta actuación (hace referencia al potencial para actuar respecto de las señales que se puedan observar en el lugar en que se desarrolla el modo de fallo).
5. Mecanismo de brecha (hace referencia a los distintos tipos de formación de brecha que pueden ocurrir como consecuencia de los procesos de erosión interna).
6. Intervención última (hace referencia a los esfuerzos que se pueden emplear para amortiguar los efectos de la brecha, como pueda ser una suelta de caudales una vez que el fallo es inevitable).

Para cada uno de estos pasos, se ha estimado su probabilidad condicional de rotura en función del nivel máximo de agua alcanzado en el embalse. Finalmente se han multiplicado cada una de las probabilidades para llegar a una probabilidad que se ha introducido en un único nodo.

Introduciendo estos modos de fallo en el modelo de riesgo de la presa de Aguilar se llega al siguiente diagrama de influencia (figura L.12).

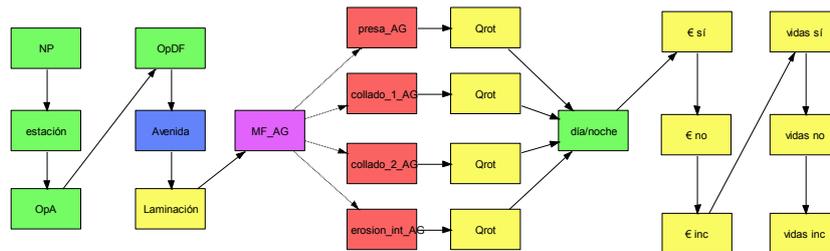


Figura L.12: Arquitectura del modelo de riesgo de la presa de Aguilar.

Como particularidad, se puede comentar que el nodo correspondiente a la estación se ha incluido al principio del modelo para poder hacer una análisis de sensibilidad respecto del impacto de modelar los resguardos estacionales o considerar un único resguardo a lo largo de todo el año. También es destacable que se han considerado caudales de rotura y funciones de daño distintos en función del modo de fallo, ya que las roturas por los diques de collado son fundamentalmente diferentes a la rotura por la presa principal por tres razones:

- Los caudales de rotura son menores por ser estructuras de menor altura.
- Los tiempos de rotura son mayores por ser de materiales sueltos.
- Las funciones de daños son menores porque los collados rompen a un cauce distinto, que se reintegra al cauce principal aguas abajo de Aguilar, evitando así el punto donde más consecuencias se producen.

L.6.4. Modelo de riesgo del sistema Pisuerga

Para modelar el sistema conjunto se debe realizar un modelo que concatene los tres anteriores. Además, se debe configurar de tal manera que la hidrología de las presas de aguas arriba se transmita a la de aguas abajo. Por lo tanto, la avenida es común para las tres presas. La presa de aguas abajo recibirá la avenida que laminen las presas de aguas arriba (teniendo en cuenta el nivel previo y la operatividad de órganos de desagüe de las presas de aguas arriba) más la avenida de la intercuenca. En caso de que alguna de las presas de aguas arriba rompa, la presa de aguas abajo recibirá el hidrograma de rotura.

En cuanto a las consecuencias, se han dividido en tres tramos: las consecuencias que se producen entre la presa de Cervera y la presa de Aguilar, las consecuencias que se producen entre la presa de Requejada y la presa e Aguilar y las consecuencias que se producen aguas abajo de Aguilar. Las consecuencias de los dos primeros tramos sólo se verán afectadas por lo que ocurra en las presa

de Cervera o Requejada, sin embargo, las consecuencias del último tramo se verán afectadas por lo que ocurra en cualquiera de las presas. Esta descomposición de consecuencias por tramos requiere de dos nodos adicionales al final del modelo de riesgo que acumulen las consecuencias de los tres tramos.

Todo esto se captura en el modelo de riesgo del sistema, cuyo diagrama de influencia se muestra a continuación (figura L.13). La arquitectura del modelo de riesgo es la concatenación de las tres arquitecturas anteriores, eliminando los nodos que se repiten por ser comunes (estación, día/noche, avenida). La principal diferencia entre este modelo y los anteriores es que aquí se modelan explícitamente las ramas de no rotura, lo cual es necesario cuando se realizan modelos de varias presas. Además, para reducir el número de ramas y el tiempo de cálculo, se ha realizado una simplificación al eliminar los nodos de operatividad de los desagües de fondo.²

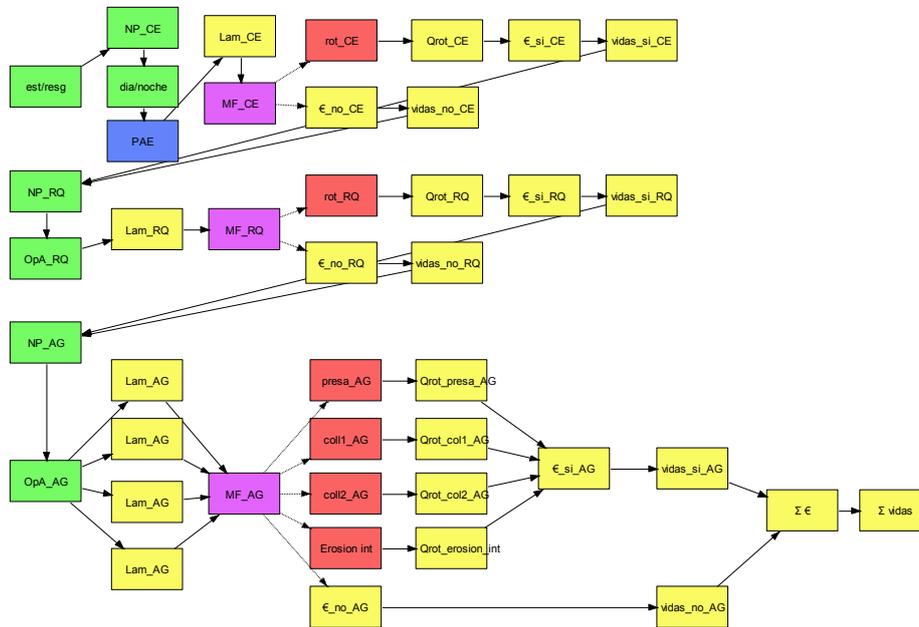


Figura L.13: Arquitectura del modelo de riesgo del sistema Pisuerga completo.

L.7. Solicitaciones, respuesta del sistema y consecuencias

Las solicitaciones, respuesta del sistema y consecuencias se introducen en el modelo de riesgo a través de cada uno de los nodos de los que se compone dicho

²Para realizar esta simplificación se ha supuesto en la laminación del sistema que se tiene un desagüe de fondo con una capacidad igual al producto de la operatividad por la capacidad de este órgano de desagüe en el modelo individual. Los resultados obtenidos al realizar esta simplificación en el modelo individual son muy similares a los originales, ya que estos órganos de desagüe tienen una importancia relativa debido a su baja capacidad en comparación con los caudales laminados por los aliviaderos.

modelo, tal y como se reflejaba en la figura del apartado anterior. En particular, por orden de introducción de datos en los distintos “compartimentos” en que se ha dividido el modelo de riesgo, se ha trabajado en la elaboración de los siguientes datos:

- El nivel previo al que se encuentra el embalse en el momento de darse la avenida (apéndice N).
- La fiabilidad del funcionamiento de las compuertas y válvulas que permiten la salida de agua a través de los aliviaderos y desagües de fondo (apéndice Ñ).
- Las avenidas y sus probabilidades de presentación anual (apéndice M).
- La laminación incluyendo el nivel máximo alcanzado en el embalse y el caudal laminado en cada situación de avenida, funcionamiento de compuertas y nivel previo en el embalse (apéndice O).
- Las probabilidades condicionales de que se produzca cada uno de los fenómenos en que se descomponen los modos de fallo en función del nivel máximo en el embalse y de la magnitud y duración del posible sobrevertido (apéndice Q).
- Los caudales pico resultantes de la rotura de la presa (apéndice R).
- Las consecuencias en términos de pérdidas estimadas de vida y de costes económicos provocados por la inundación. Estas consecuencias se parametrizan para el caso de no rotura, utilizando el caudal pico laminado, y para el caso de rotura, utilizando el caudal pico de rotura (apéndice S).

Los procedimientos, justificación y alcance de todos estos estudios conducentes a la obtención de los datos necesarios para el cálculo posterior del riesgo se encuentran desarrollados los apéndices M a S, que complementan al presente apéndice (Estudio hidrológico, de niveles de embalse, de fiabilidad de compuertas, de laminación, de mecanismos de fallo, de probabilidades de fallo, de hidrogramas de rotura y de consecuencias).

L.8. Cálculo de riesgo para la situación actual

Una vez se concluye la elaboración de todos los datos necesarios para el cálculo del riesgo, y estos quedan incorporados en la arquitectura de modelo elaborado, se procede a la obtención de los valores de probabilidad anual de fallo y de riesgo.

En cualquier caso, cabe mencionar que el riesgo total calculado es exclusivamente el derivado de las consecuencias incrementales por rotura de la presa, es decir, descontando todas aquellas consecuencias que habrían sucedido, para el mismo evento, sin concurrencia de la rotura o fallo de la presa. Dichas consecuencias se estiman, por separado, en términos económicos (siendo las unidades de riesgo anual millones de euros al año) y de pérdida potencial de vidas humanas (siendo las unidades de riesgo anual vidas al año).

Los resultados obtenidos en términos de riesgo y probabilidad anual de rotura en sus valores promedio y para los modelos de cada presa por separado se presentan en el cuadro L.22.

	CERVERA	REQUEJADA	AGUILAR				TOTAL
			Sobrevvertido presa	Sobrevvertido Collado 1	Sobrevvertido Collado 2	Erosión interna	
Prob rotura	3.32E-05	6.56E-04	2.24E-06	3.71E-09	3.71E-09	8.18E-04	8.20E-04
Riesgo M€	2.46E-03	5.05E-02	7.54E-04	1.72E-08	3.55E-08	4.86E-03	5.61E-03
Riesgo vidas	4.94E-03	1.16E-01	3.28E-03	2.26E-11	9.01E-10	2.66E-04	3.55E-03

Cuadro L.22: Probabilidad de fallo y riesgos anuales para los modelos individuales.

Se puede observar que la probabilidad de rotura en las presas de Cervera y Requejada es relativamente alta, especialmente la de la presa de Requejada, que es superior a 10^{-4} . En la presa de Aguilar, la interpretación de resultados es más compleja por la existencia de varios modos de fallo. Lo más significativo es que el modo de fallo que más probabilidad de rotura aporta es el de erosión interna, siendo esta también superior a 10^{-4} . El riesgo que aporta este modo de fallo es comparativamente bajo en relación a su probabilidad de rotura, ya que la rotura por cualquiera de los collados produce pocas consecuencias. También es significativo el poco riesgo que aportan los modos de fallo de sobrevvertido de los diques de collado, ya que se suman probabilidades bajas de ocurrencia con consecuencias bajas.

Además, para comprobar que la simplificación realizada en los desagües de fondo al analizar el modelo del sistema es razonable, se han analizado los modelos individuales con esta simplificación, obteniendo los resultados que se muestran en el cuadro L.23. Como se puede observar, los resultados obtenidos son muy similares a los resultados sin esta simplificación que se muestran en el cuadro L.22.

	CERVERA	REQUEJADA	AGUILAR				TOTAL
			Sobrevvertido presa	Sobrevvertido Collado 1	Sobrevvertido Collado 2	Erosión interna	
Prob rotura	3.30E-05	6.28E-04	2.22E-06	3.66E-09	3.66E-09	8.18E-04	8.20E-04
Riesgo M€	2.45E-03	4.84E-02	7.46E-04	1.69E-08	3.49E-08	4.86E-03	5.61E-03
Riesgo vidas	4.91E-03	1.11E-01	3.25E-03	2.20E-11	8.83E-10	2.66E-04	3.51E-03

Cuadro L.23: Probabilidad de fallo y riesgos anuales para los modelos individuales (simplificados).

Una vez analizadas las presas por separado, se procedió a analizar el sistema completo, arrojando los resultados mostrados en el cuadro L.24.

	CERVERA	REQUEJADA	AGUILAR				TOTAL
			Sobrevvertido presa	Sobrevvertido Collado 1	Sobrevvertido Collado 2	Erosión interna	
Prob rotura	3.30E-05	6.28E-04	8.17E-05	3.85E-05	3.85E-05	7.17E-04	8.76E-04
Riesgo M€	2.63E-03	7.72E-02	2.79E-02	4.37E-05	2.33E-04	4.26E-03	3.24E-02
Riesgo vidas	5.82E-03	2.34E-01	1.17E-01	-3.72E-03	-3.71E-03	-1.11E-04	1.10E-01

Cuadro L.24: Probabilidad de fallo y riesgos anuales para el modelo completo.

Como es lógico, la probabilidad de rotura de las presas de Cervera y Requejada no se ven afectadas por el hecho de haber incluido la presa de Aguilar en el modelo. Por contra, los resultados de riesgo sí se ven afectados, ya que ahora las potenciales consecuencias no paran en la presa de Aguilar si no que continúan aguas abajo.

Por otra parte, la presa de Aguilar sí ve afectada su probabilidad de rotura. En general, el incluir en el análisis las presas de aguas arriba, la probabilidad de rotura de la presa de aguas abajo sufre dos efectos con resultados opuestos. Por un lado, al contemplarse la posibilidad de recibir una avenida de gran tamaño debido a la rotura de la presa de aguas arriba, la probabilidad de rotura aumenta. Por otro lado, al considerar que la presa de aguas arriba normalmente se encontrará por debajo de su NMN, se ofrece una mayor protección frente a avenidas, con lo que la probabilidad de rotura desciende. En este caso, ambos efectos pueden apreciarse simultáneamente analizando las probabilidades de rotura descompuestas por modos de fallo. Por un lado, se ve como el modo de fallo por erosión interna (especialmente sensible a niveles medios-altos con periodos de retorno bajos) baja su probabilidad. Esto se debe a la protección extra que ofrece el que las presas de aguas arriba no estén siempre a su NMN. Por el contrario, los tres modos de fallo por sobrevertido aumentan su probabilidad. Esto se debe a las ramas del árbol de eventos en que alguna de las presas de aguas arriba rompe. En este caso, este efecto es muy marcado porque las presas de aguas arriba tienen probabilidades de rotura altas.

Por último, se puede apreciar un efecto que a primera vista puede ser llamativo: se dan riesgos incrementales negativos en los modos de fallo que rompen por alguno de los collados. Esto es debido a que para las ramas del árbol de eventos en que alguna de las presas de aguas arriba rompe, resulta “beneficioso” que la presa rompa por alguno de sus collados. Es decir, que para avenidas muy grandes (como las producidas por la rotura de Cervera o Requejada), es mayor la pérdida de vidas que se produce si no se rompe la presa que si rompe por alguno de sus collados. Esto es así porque al romperse por los collados, el hidrograma de rotura no pasa por la población de Aguilar de Campoo, que es donde más pérdida de vidas se produce.

El resultado global para la presa de Aguilar es que en lo que respecta a la probabilidad de rotura, unos efectos se compensan con otros, quedando una probabilidad de rotura similar aunque algo superior. En lo que respecta a las consecuencias, estas tienden a ser mayores al ganar más peso el modo de fallo por sobrevertido en la presa principal. Todo esto se puede ver gráficamente en las figuras L.16 y L.17 (siguiente apartado).

L.9. Evaluación de riesgo

Los estándares internacionales utilizados para comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga con criterios de tolerabilidad de dichos riesgos son los siguientes.

Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR)

Los criterios de tolerabilidad se basan en valores de riesgo promedio (como el calculado en el apartado anterior) e implican una primera limitación sobre la probabilidad de fallo anual, independientemente de las consecuencias asociadas, de valor 10^{-4} . Este valor sería el riesgo individual, es decir, el riesgo de una persona con un nivel de exposición completo, y tiene connotaciones muy vinculadas igualmente a la propia imagen y confiabilidad del propietario de la presa. La segunda limitación se establece en términos de riesgo total, debiendo este limitarse a valores inferiores a 10^{-2} y 10^{-3} vidas/año a corto y largo plazo respectivamente.

Las figuras L.14 a L.17 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga en relación con los mencionados criterios. Además, se han graficado los resultados obtenidos mediante los modelos individuales junto con los resultados obtenidos mediante el modelo del sistema completo, para poder analizar así las diferencias.

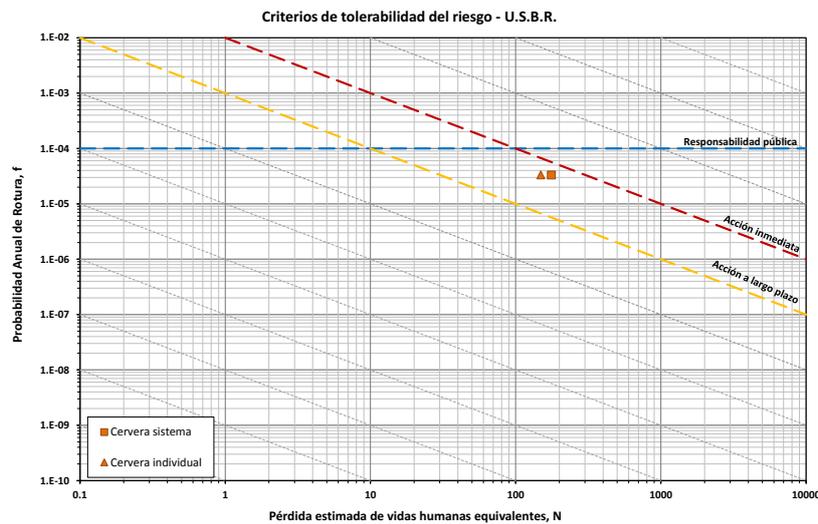


Figura L.14: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Cervera.

Estas figuras corroboran lo adelantado en el apartado anterior respecto de las implicaciones del cálculo como sistema. Las presas de Cervera y Requejada se ven poco afectadas, simplemente aumentando algo sus consecuencias. La presa de Aguilar se ve afectada de forma más compleja, afectando de forma muy diferente a sus distintos modos de fallo. Sin embargo, el resultado final es básicamente una traslación hacia la derecha, causada por el mayor peso adquirido por el modo de fallo de sobrevertido por el cuerpo principal de presa.

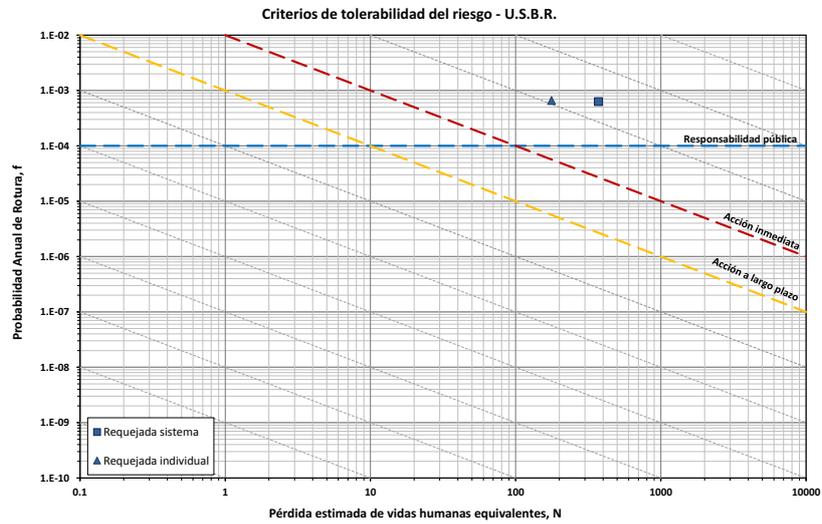


Figura L.15: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Requejada.

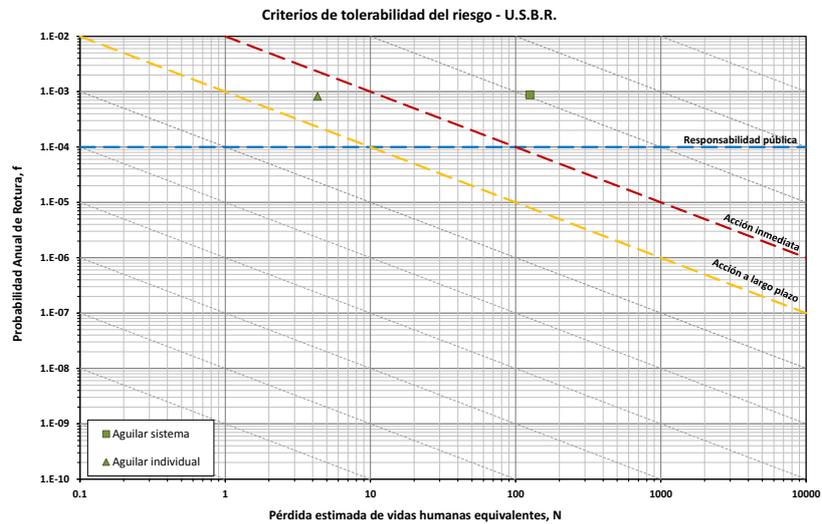


Figura L.16: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Aguilar.

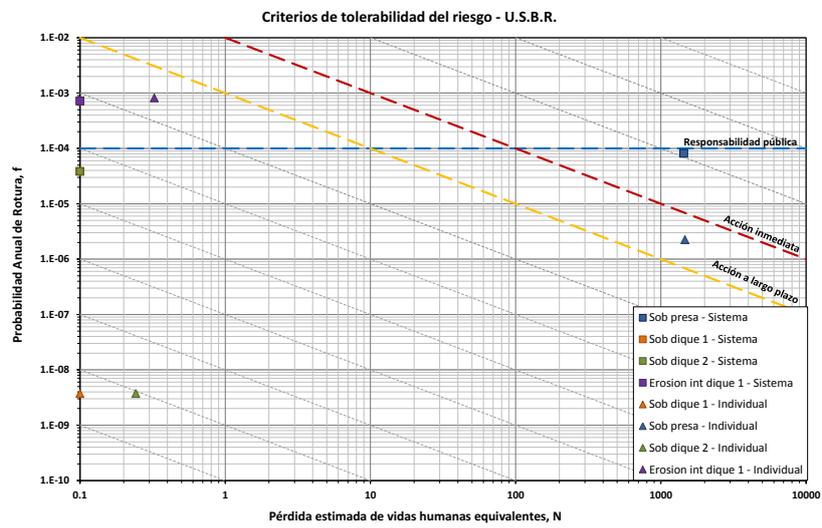


Figura L.17: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Aguilar (descomposición por modos de fallo).

Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD)

Los criterios de tolerabilidad de riesgo adoptados por dicho organismo y que, en la práctica, corresponden con los adoptados para tolerabilidad de riesgos en la mayoría de industrias peligrosas, se basan en la probabilidad acumulada anual de excedencia de cierto valor de las consecuencias (en términos de vidas humanas), en lugar de considerar el riesgo promedio.

Las figuras L.18 a L.20 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga en relación con los mencionados criterios:

Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE)

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha desarrollado una serie de criterios de tolerabilidad de riesgos que incorporan los dos anteriores (USBR y ANCOLD), aportando una limitación adicional a las máximas consecuencias tolerables.

Las figuras L.18 a L.20 permiten comparar los resultados obtenidos para la situación actual de las presas del sistema Pisuerga en relación con los mencionados criterios:

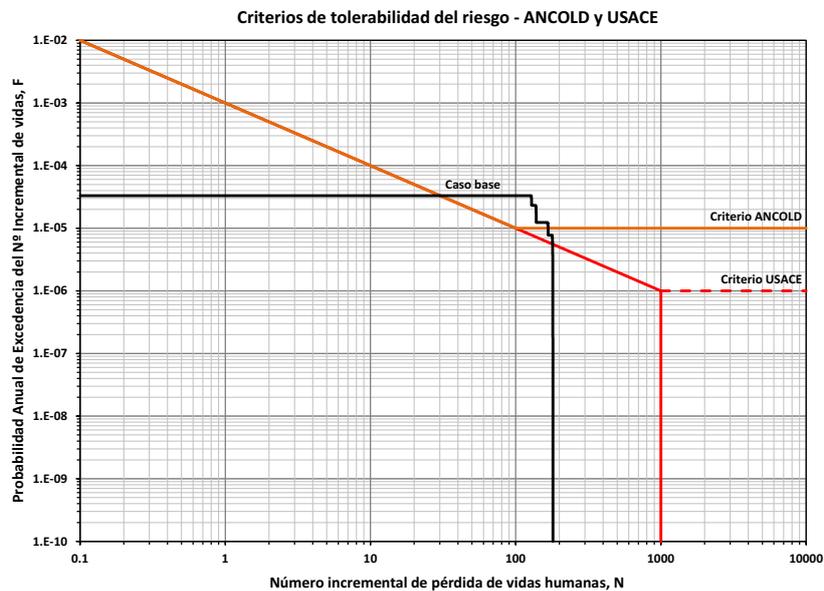


Figura L.18: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Cervera.

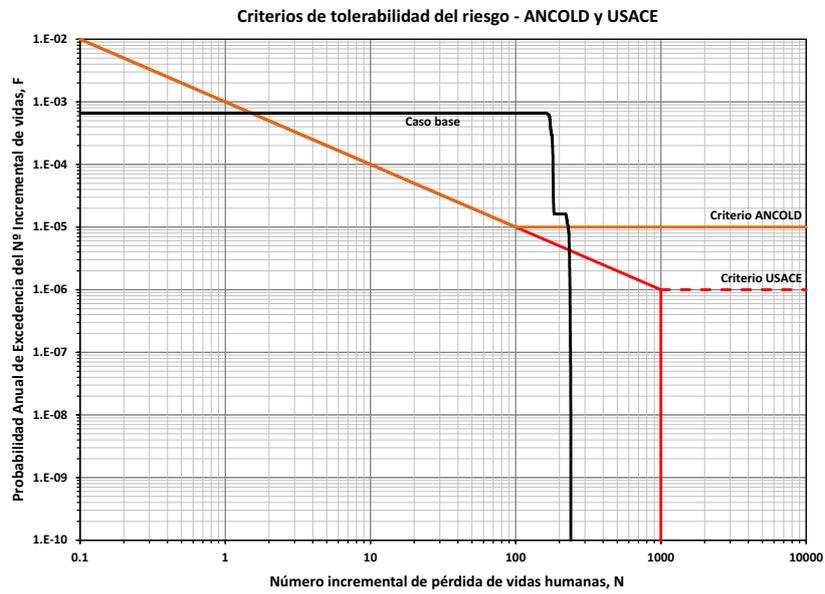


Figura L.19: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Requejada.

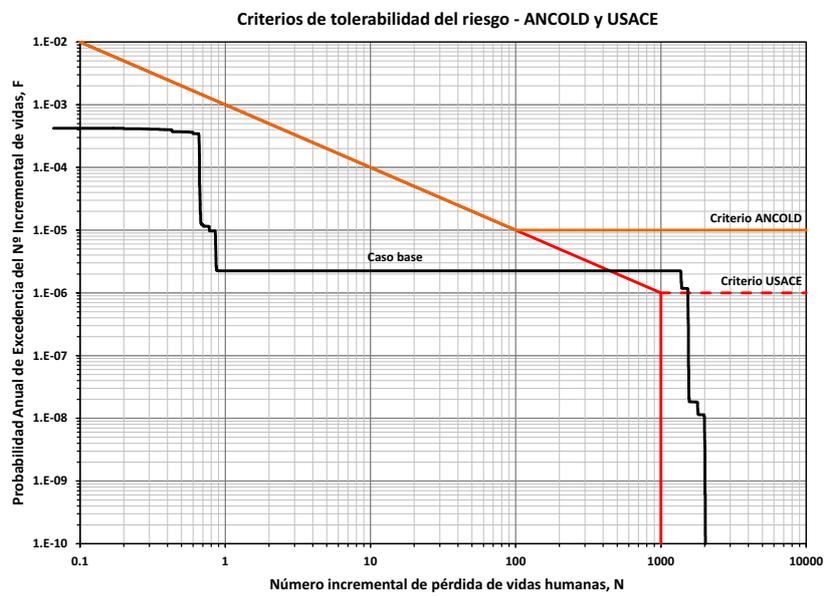


Figura L.20: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE en la presa de Aguilar.

Interpretación

Teniendo en cuenta las limitaciones y condicionantes de los modelos de riesgo elaborados (evaluación simplificada de algunos modos de fallo), cabe en cualquier caso establecer algunas conclusiones iniciales que se derivan de los resultados obtenidos y de su comparación con criterios de tolerabilidad internacionales:

- La comparación del riesgo incremental de la presa de Cervera con los criterios de tolerabilidad existentes indica que su probabilidad de rotura está dentro de los límites establecidos, aunque el riesgo en vidas es algo alto, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo (a largo plazo).
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Requejada con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo.
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Aguilar con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo.
- El estudio detallado de los distintos modos de fallo de la presa Aguilar indica que el único modo de fallo que está aportando probabilidades de rotura excesivas es el de erosión interna. Los dos modos de fallo de sobrevvertido en los collados no están aportando ni probabilidad de rotura ni riesgos significativos. El modo de fallo por sobrevvertido en la presa principal tiene una probabilidad de ocurrencia relativamente baja pero consecuencias incrementales altas (pérdida de vidas >1000), lo cual adelanta que medidas como la implantación del Plan de Emergencia serán muy recomendables (ver siguiente apartado). Esta particular distribución de riesgo hace que sí cumpla uno de los tres criterios (ANCOLD). En el siguiente apartado se discuten las medidas de reducción de riesgo estudiadas.

L.10. Medidas de reducción y control de riesgo

L.10.1. Medidas a evaluar

Además de evaluar el estado actual de las presas Cervera, Requejada y Aguilar, se han evaluado algunas medidas de reducción de riesgo que se habían planteado en el Informe de Primera Revisión de Seguridad de las presas. Estas medidas son las siguientes:

- Presa de Cervera:
 - Implantación del Plan de Emergencia
 - Rehabilitación del pretil para que resista el empuje del agua

- Rehabilitación y mejora del desagüe de fondo izquierdo
- Instalación de compuertas en el aliviadero
- Implantación de los resguardos adicionales propuestos por el Plan de Embalses 2009/2010 de la Confederación Hidrográfica del Duero
- Implantación de los resguardos adicionales propuestos por la Primera Revisión de Seguridad
- Presa de Requejada:
 - Implantación del Plan de Emergencia
 - Rehabilitación del pretil para que resista el empuje del agua
 - Rehabilitación y mejora del desagüe de fondo
 - Implantación de los resguardos adicionales propuestos por el Plan de Embalses 2009/2010 de la Confederación Hidrográfica del Duero
- Presa de Aguilar
 - Implantación del Plan de Emergencia
 - Rehabilitación del dique de collado 1 para evitar el fallo por erosión interna
 - Implantación de los resguardos adicionales propuestos por el Plan de Embalses 2009/2010 de la Confederación Hidrográfica del Duero

Adicionalmente, para cada una de las tres presas, se ha evaluado el impacto de implantar un Plan de Emergencia mejorado que incluya un programa de formación continua a la población para aumentar su efectividad.

Una de las ventajas del Análisis de Riesgos es que permite capturar de forma homogénea el efecto que tienen sobre la seguridad (medido en probabilidad de rotura y riesgo) medidas muy diferentes. Para poder capturar este efecto, se parte del modelo base que se ha presentado en el apartado L.6 y se modifican los nodos que se vean afectados. A continuación se vuelve a calcular el modelo y se comparan los resultados con los del caso base. Así, las medidas evaluadas afectan al modelo de la siguiente forma:

- Los Planes de Emergencia tienen un efecto directo sobre las consecuencias. La existencia de buenos protocolos y sistemas para la alerta y evacuación de la población hace que en caso de producirse una rotura, la pérdida de vidas humanas sea menor. Por lo tanto, los únicos nodos que hay que modificar en el modelo son aquellos que modelan las consecuencias en vidas. El resultado sobre la seguridad de la presa es que se reduce el riesgo en vidas pero no la probabilidad de rotura ni el riesgo económico.
- Los Planes de Emergencia con elevada formación a la población afectan al modelo de riesgo en los mismos nodos que los Planes de Emergencia normales, pero lo hacen en mayor medida.
- La rehabilitación y mejora de órganos de desagüe afecta a la probabilidad de que durante una avenida, se puedan operar los órganos de desagüe. Si esta probabilidad aumenta, la probabilidad de que se alcancen niveles

altos en el embalse disminuye. Es por lo tanto una medida que afecta a las cargas del modelo. Los nodos que es necesario modificar son los de la operatividad de los órganos de desagüe. El resultado de esta medida es una reducción de la probabilidad de excedencia de niveles altos en el embalse que conduce a una reducción de la probabilidad de rotura y del riesgo.

- La implantación de resguardos adicionales en la operación del embalse afecta directamente a la probabilidad de excedencia de niveles previos y también a la manera en que se laminan las avenidas. El efecto es así similar al de la medida anterior: una reducción de la probabilidad de excedencia de niveles altos en el embalse que conduce a una reducción de la probabilidad de rotura y del riesgo.
- Por último, la rehabilitación de los pretiles permite disminuir la probabilidad de fallo por sobrevertido en la presa, ya que si los pretiles resisten el empuje del agua, el sobrevertido producido será menor. Por ello, esta alternativa afecta directamente a los nodos que definen la respuesta del sistema. Además, también afecta a la laminación, ya que el caudal de sobrevertido y el tiempo de sobrevertido son menores.

L.10.2. Indicadores de efectividad y eficiencia

Una vez calculados los modelos de las alternativas de reducción de riesgo, se pueden obtener y estudiar varios indicadores de su eficiencia y efectividad, tal como se muestra en el cuadro L.25.

Los significados de los indicadores de dichas tablas son los siguientes:

- Probabilidad de rotura (año^{-1}): es la probabilidad anual de rotura.
- Riesgo económico (M€/año): es el riesgo económico incremental, es una medida de cuanto le costaría al propietario anualmente “cubrir” el riesgo económico asociado a la posible rotura de su presa.
- Riesgo social (vidas/año): como el anterior pero para la pérdida de vidas humanas en lugar de las pérdidas económicas.
- Reducción de riesgo económico (M€/año): es el beneficio económico resultante de la reducción de riesgo generado por la medida. Resulta de comparar el riesgo económico del caso base con el de la alternativa.
- Coste anualizado de la alternativa (M€/año): es el coste estimado de implementar la alternativa, anualizado repartiéndolo a lo largo de su vida útil.
- Coste económico total (M€/año): resulta de sumar el coste de reducción de riesgo y el coste incremental del riesgo.
- Ratio beneficio/coste: resulta de dividir el beneficio por reducción de riesgo por el coste de la medida.
- ACSLS (M€/vida): del inglés Adjusted Cost per Statistical Life Saved. Es el coste (descontando el beneficio en reducción de riesgo) por cada vida

PRESA DE CERVERA								
	Caso Base	Alt 1 PEP	Alt 2 PEP+PFC	Alt 3 Resg PE	Alt 4 Resg 1 ^{RS}	Alt 5 Mejora pretill	Alt 6 Recup DFI	Alt 7 Comp aliv
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	3.32E-05	3.32E-05	3.32E-05	1.96E-05	1.09E-05	1.07E-07	2.92E-05	2.33E-05
Riesgo económico [M€/año]	2.46E-03	2.46E-03	2.46E-03	1.46E-03	8.09E-04	8.13E-06	2.17E-03	1.73E-03
Riesgo social [vidas/año]	4.94E-03	2.44E-03	1.17E-03	2.97E-03	1.61E-03	1.64E-05	4.35E-03	3.46E-03
Reducción de riesgo económico [M€/año]		0.00E+00	0.00E+00	1.01E-03	1.66E-03	2.46E-03	2.92E-04	7.33E-04
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		4.77E-02	7.18E-02	0.00E+00	0.00E+00	4.73E-03	1.12E-02	2.74E-02
Coste económico total [M€/año]		5.01E-02	7.42E-02	1.46E-03	8.09E-04	4.74E-03	1.34E-02	2.91E-02
Ratio beneficio/coste		0.00%	0.00%	-	-	51.95%	2.60%	2.68%
ACSLs [M€]		19.09	19.07	0.00	0.00	0.46	18.49	17.97
EWACSLs [M€]		19.09	19.07	0.00	0.00	0.46	18.49	17.97
Razón de desproporcionalidad		10.60	10.59	0.00	0.00	0.26	10.27	9.98

PRESA DE REQUEJADA							
	Caso base	Alt 1 PEP	Alt 2 PEP+PFC	Alt 3 Resg PE	Alt 4 Resg 1 ^{RS}	Alt 5 Mejora pretill	Alt 6 Mejora DF
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	6.56E-04	6.56E-04	6.56E-04	3.36E-04	6.30E-05	7.93E-05	5.77E-04
Riesgo económico [M€/año]	5.05E-02	5.05E-02	5.05E-02	2.59E-02	4.85E-03	6.18E-03	4.44E-02
Riesgo social [vidas/año]	1.16E-01	4.26E-02	1.35E-02	5.98E-02	1.16E-02	1.47E-02	1.02E-01
Reducción de riesgo económico [M€/año]		0.00E+00	0.00E+00	2.47E-02	4.57E-02	4.43E-02	6.08E-03
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		8.71E-02	1.31E-01	0.00E+00	0.00E+00	7.94E-03	5.71E-03
Coste económico total [M€/año]		1.38E-01	1.82E-01	2.59E-02	4.85E-03	1.41E-02	5.02E-02
Ratio beneficio/coste		0.00%	0.00%	-	-	558.86%	106.57%
ACSLs [M€]		1.186	1.279	-0.001	-0.005	-0.004	0.000
EWACSLs [M€]		1.186	1.279	-0.003	-0.031	-0.024	0.000
Razón de desproporcionalidad		0.659	0.710	0.000	0.000	0.000	0.000

PRESA DE AGUILAR					
	Caso Base	Alt 1 PEP	Alt 2 PEP+PFC	Alt 3 Resg PE	Alt 4 Reforma dique 1
Probabilidad de rotura [año ⁻¹]	8.20E-04	8.20E-04	8.20E-04	5.58E-04	2.28E-06
Riesgo económico [M€/año]	5.61E-03	5.61E-03	5.61E-03	3.23E-03	7.65E-04
Riesgo social [vidas/año]	3.55E-03	2.17E-03	1.31E-03	6.81E-04	3.33E-03
Reducción de riesgo económico [M€/año]		0.00E+00	0.00E+00	2.38E-03	4.85E-03
Coste anualizado de la alternativa [M€/año]		9.85E-02	1.48E-01	0.00E+00	1.51E-01
Coste económico total [M€/año]		1.04E-01	1.54E-01	3.23E-03	1.51E-01
Ratio beneficio/coste		0.00%	0.00%	-	3.22%
ACSLs [M€]		71.12	66.23	0.00	666.37
EWACSLs [M€]		71.12	66.23	0.00	81.22
Razón de desproporcionalidad		39.51	36.79	0.00	370.21

Cuadro L.25: Indicadores de efectividad y eficiencia para las alternativas de reducción de riesgo de las presas del sistema Pisuerga.

estadística salvada. Cuanto más bajo sea este indicador, más justificada está la medida.

- EWACSLS (M€): del inglés Equity Weighted Adjusted Cost per Statistical Life Saved. Es el ACSLS corregido para dar más importancia a las alternativas que más reducen la probabilidad de fallo cuando ésta se encuentra por encima de 10^{-4} (ver capítulo 18).
- Razón de desproporcionalidad: resulta de dividir el ACSLS por el coste promedio que se acepta en otras industrias.

L.10.3. Reevaluación del riesgo

Además de estos indicadores, también se pueden volver a obtener las gráficas de los criterios de tolerabilidad que se han mostrado en el apartado anterior para cada una de las alternativas de reducción de riesgo. En las siguientes gráficas se incluye también el caso base, para poder así ver más claramente el efecto de cada medida. Adicionalmente, se ha incluido una alternativa que incluye la aplicación de todas las medidas de reducción de riesgo simultáneamente (de los dos tipos de Planes de Emergencia se ha incluido en esta alternativa el de elevada información a la población) y de los dos tipos de resguardos en Requejada y Cervera se ha incluido el propuesto por la Primera Revisión de Seguridad al ser más restrictivo).

Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR)

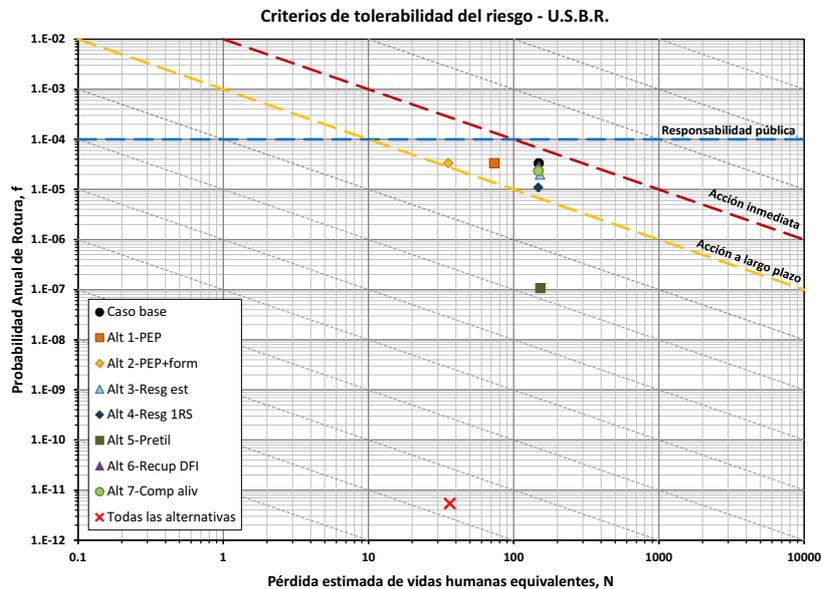


Figura L.21: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Cervera.

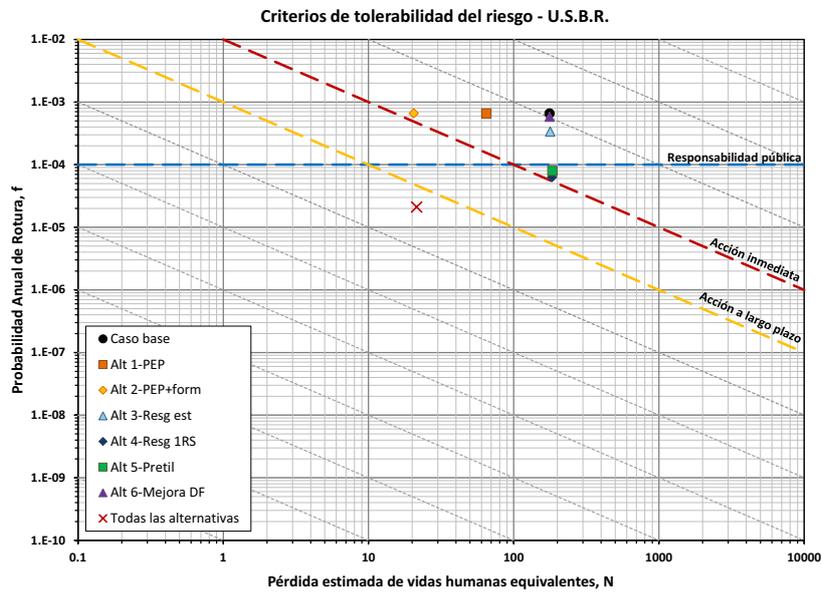


Figura L.22: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Requejada.

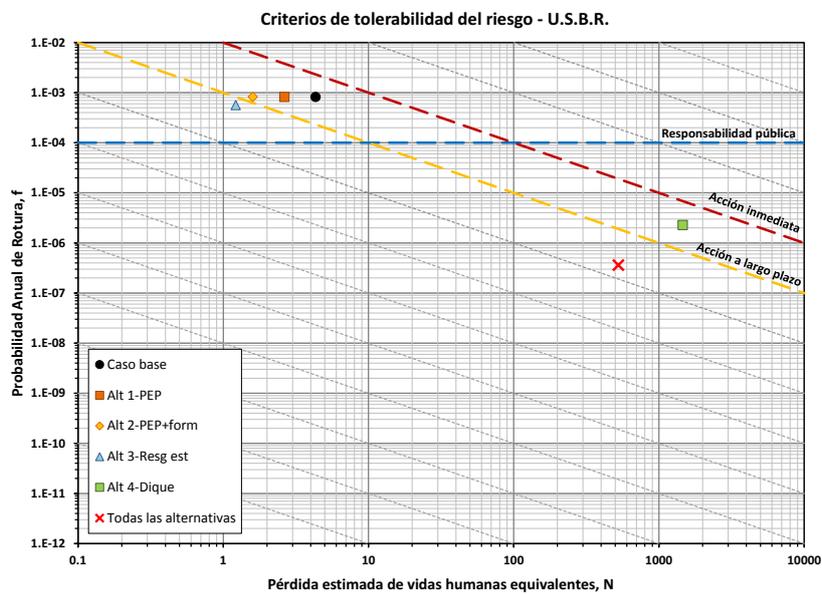


Figura L.23: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USBR para la presa de Aguilar.

Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD) y Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE)

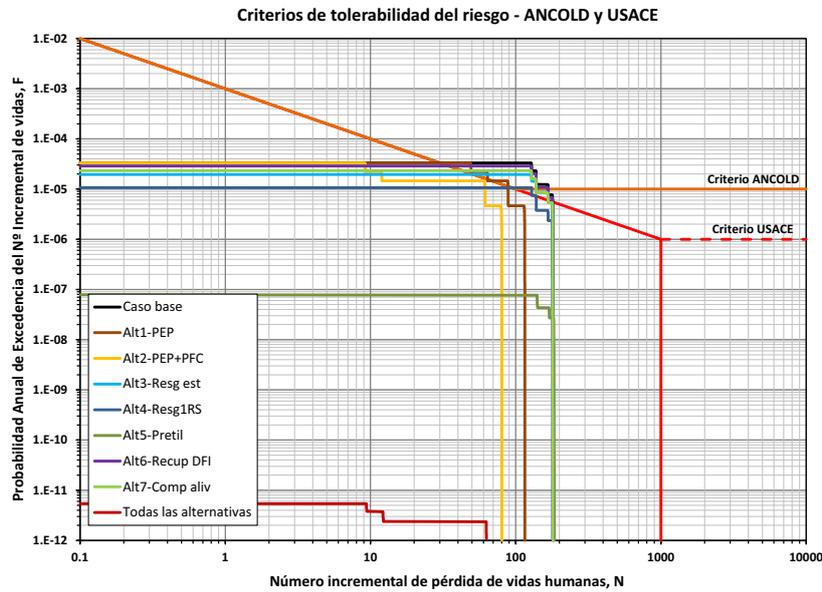


Figura L.24: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Cervera.

L.10.4. Interpretación

Como se puede observar en las tablas y figuras anteriores la implantación de los Planes de Emergencia es una medida efectiva que aunque no modifica las probabilidades de rotura ni el riesgo económico sí que disminuye de forma importante la pérdida de vidas. La implantación de los Planes de Emergencia con elevada información a la población es todavía más efectiva, reduciendo el riesgo en vidas a un 12 % - 37 % del original según el caso.

La implantación de resguardos en las presas de Cervera y Requejada es una medida muy efectiva para reducir la probabilidad de rotura y el riesgo ya que los niveles alcanzados en el embalse son más bajos y también los son las probabilidades de rotura, que dependen de ellos. En total, la probabilidad de rotura y el riesgo disminuyen a un 33 % de los valores del caso base en Cervera y más de un orden de magnitud en Requejada con los resguardos propuestos en la Primera Revisión de Seguridad. En Aguilar, los resguardos propuestos por el Plan de Embalses reducen la probabilidad de rotura.

Las mejoras en los órganos de desagüe, aunque beneficiosas, tienen un efecto menor sobre la probabilidad de rotura y el riesgo que las alternativas anteriores. En la presa de Cervera, estas medidas consisten en la rehabilitación del desagüe de fondo y la implantación de compuertas en el aliviadero, aunque ninguna de

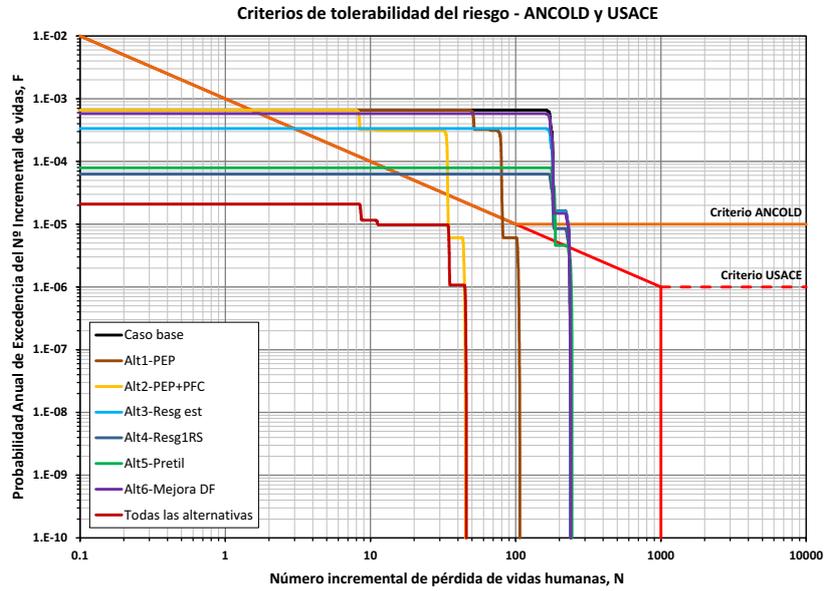


Figura L.25: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Requejada.

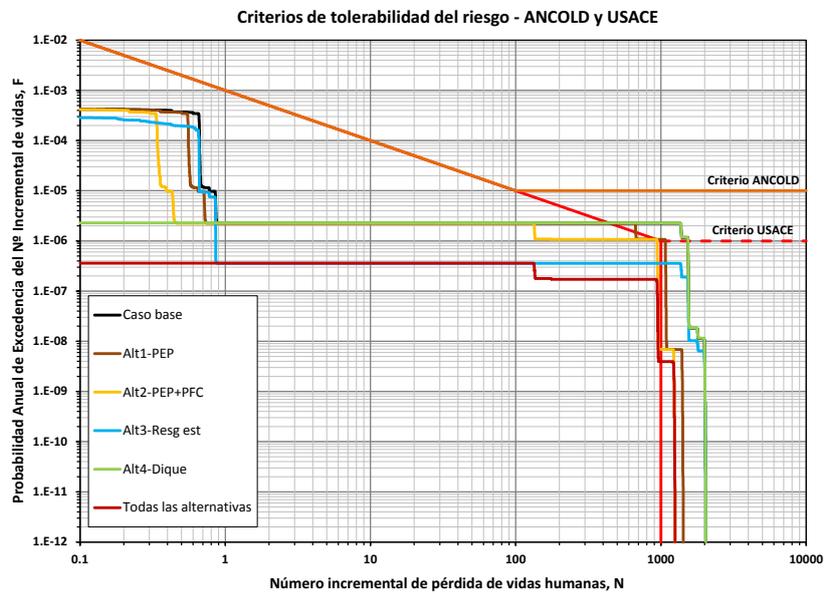


Figura L.26: Evaluación del riesgo según criterios de tolerabilidad del USACE para la presa de Aguilar.

las dos tiene una gran influencia sobre la laminación en avenidas extremas. En Requejada, la alternativa planteada consiste en la rehabilitación del desagüe de fondo, que debido a la baja capacidad de éste órgano de desagüe en comparación con los caudales entrantes durante una avenida, no produce una gran disminución del riesgo.

Por último, la rehabilitación del dique de collado 1 en la presa de Aguilar supone una gran disminución de la probabilidad de rotura, aunque el riesgo en vidas disminuye muy poco por las bajas consecuencias de este modo de fallo. Este hecho provoca un incremento de las vidas medias, desplazando el punto de la gráfica del USBR hacia la derecha.

En cuanto a los criterios de tolerabilidad, en la presa de Cervera, la implantación de los resguardos o del Plan de Emergencia complementado con formación a la población dejaría el riesgo de la presa justo en la frontera de tolerabilidad. La implantación de las dos medidas llevaría el riesgo de la presa por debajo de los límites de tolerabilidad, quedando muy por debajo en el caso en que se implanten todas las alternativas.

La presa de Requejada tiene unos riesgos algo más altos, pero la implantación simultánea de todas las medidas propuestas llevaría el riesgo a una situación tolerable para todos los criterios de tolerabilidad.

En la presa de Aguilar, la implantación de todas las alternativas también produce una situación tolerable en los criterios del USBR y del ANCOLD, aunque no llega a cumplirse el criterio del USACE debido a la alta pérdida de vidas que supondría la rotura de la presa.

Por último, cabe recordar que no se pueden tomar estos criterios como reglas estrictas que ofrezcan de manera unívoca la implementación óptima de medidas de reducción de riesgo, si no que por el contrario, todos estos indicadores deben servir para *informar* el proceso de toma de decisiones, que contemplará otros aspectos además de los aquí reflejados.

L.10.5. Secuencias de reducción de riesgo

Planteamiento

Se ha estudiado la secuencia en la que realizar las alternativas para producir una reducción del riesgo óptima. Para ello, se han seguido cinco criterios diferentes, definiendo de esta forma cinco secuencias diferentes para la implementación de las alternativas³:

- Reducción de la probabilidad de rotura
- Reducción del riesgo económico
- Reducción del riesgo social
- Mejor ACSLS

³Nota: en todos los itinerarios se ha empezado por la implantación de los resguardos que aparecen en el Plan de Embalses, ya que actualmente ya se están aplicando.

- Mejor EWCSLS (ver capítulo 18)

Presa de Cervera

En el cuadro L.26 se encuentran resumidas las secuencias definidas con cada uno de los criterios. Como se puede observar, los criterios de menor riesgo y el de menor probabilidad de fallo han producido la misma secuencia de implantación de alternativas. Además, los criterios de mejor ACSLS y mejor EWACSL también han producido la misma secuencia.

Criterio seguido	Menor ACSLS	Menor EWACSLS	Menor Riesgo vidas	Menor Riesgo euros	Menor prob. de rotura
1º Paso	Alternativa 3 Resg PE				
2º Paso	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil
3º Paso	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS
4º Paso	Alternativa 6 Recup DFI	Alternativa 6 Recup DFI	Alternativa 7 Comp aliv	Alternativa 7 Comp aliv	Alternativa 7 Comp aliv
5º Paso	Alternativa 7 Comp aliv	Alternativa 7 Comp aliv	Alternativa 6 Recup DFI	Alternativa 6 Recup DFI	Alternativa 6 Recup DFI
6º Paso	Alternativa 1 Plan de Emer				
7º Paso	Alternativa 2 PEP + PFC				

Cuadro L.26: Comparación de las secuencias óptimas según cada uno de los criterios.

En las siguientes figuras se muestra cómo varía la probabilidad de rotura (figura L.27), el riesgo económico (figura L.28) y el riesgo social (figura L.29) al ir realizando las diferentes alternativas para las cinco secuencias definidas.

Las siguientes figuras (figuras L.30 a L.32) vuelven a mostrar lo mismo pero en el eje x se representa el coste de implementación (sin incluir los costes anuales recurrentes que pudiera acarrear la medida).

Por último, en la figura L.33 se muestra qué camino se seguiría en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR al implantar las alternativas de cada uno de los itinerarios definidos.

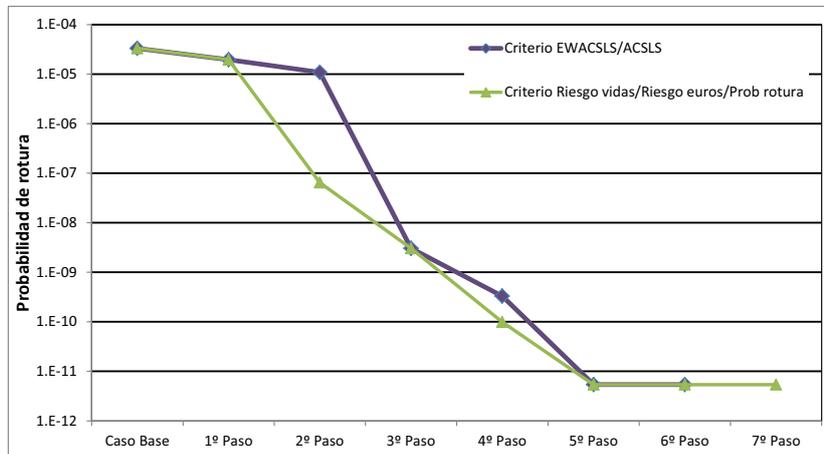


Figura L.27: Disminución de la probabilidad de rotura en las cinco secuencias definidas.

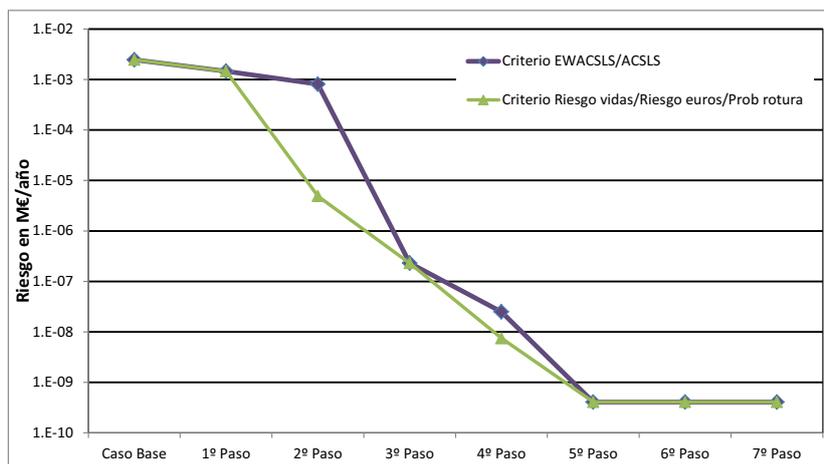


Figura L.28: Disminución del riesgo en euros en las cinco secuencias definidas.

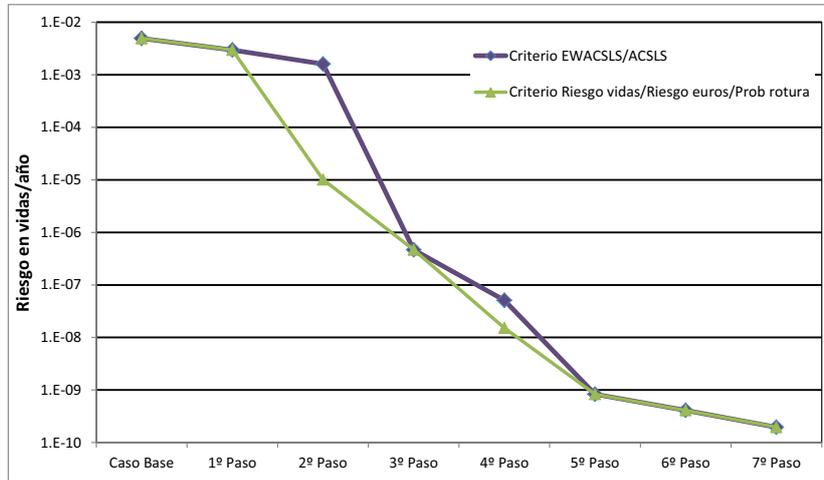


Figura L.29: Disminución del riesgo en vidas en las cinco secuencias definidas.

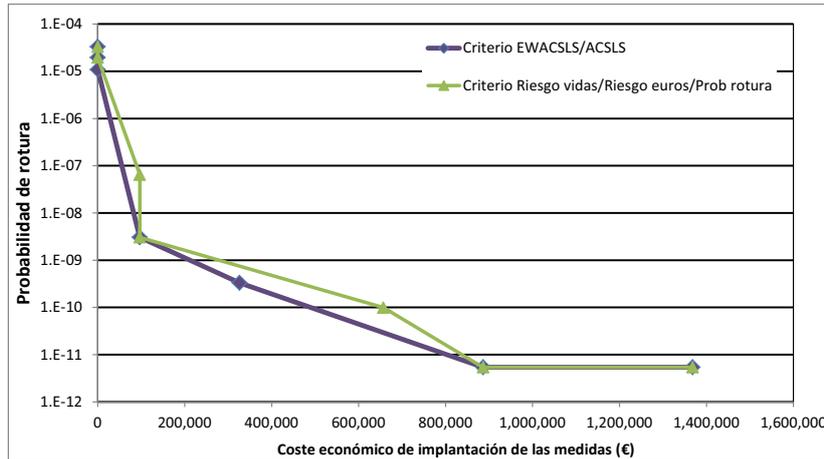


Figura L.30: Reducción de la probabilidad de rotura en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

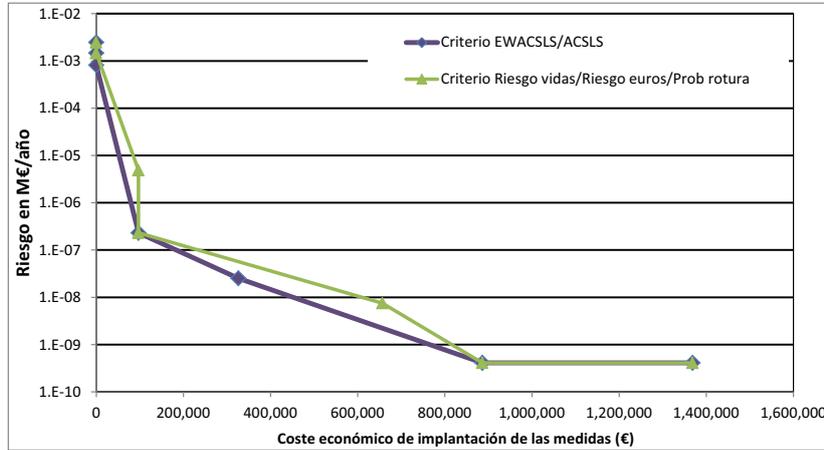


Figura L.31: Reducción del riesgo en euros en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

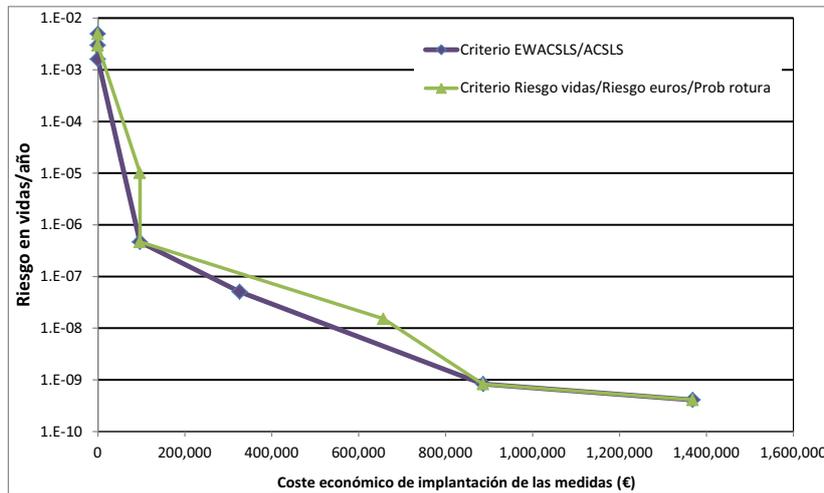


Figura L.32: Reducción del riesgo en vidas en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

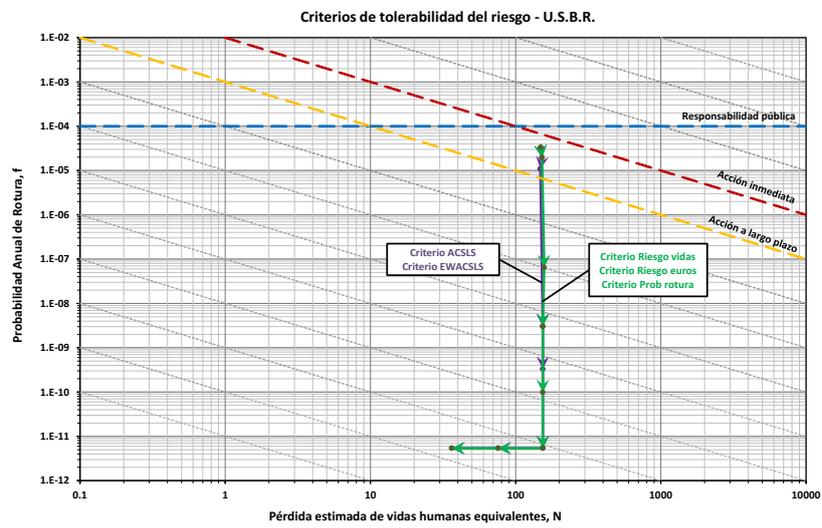


Figura L.33: Camino seguido por los diferentes itinerarios de alternativas definidos en el gráfico de tolerabilidad del USBR.

Presa de Requejada

En el cuadro L.27 se encuentran resumidas las secuencias definidas con cada uno de los criterios. Los criterios de EWACSLs y ACSLS por un lado y los criterios de menor riesgo en euros y menor probabilidad de fallo por otro han producido la misma secuencia de implementación de alternativas.

Criterio seguido	Menor ACSLS	Menor EWACSLs	Menor Riesgo vidas	Menor Riesgo euros	Menor prob. de rotura
1º Paso	Alternativa 3 Resg PE				
2º Paso	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil
3º Paso	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 5 Mejora pretil	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 4 Resg 1RS
4º Paso	Alternativa 6 Mejora DF	Alternativa 6 Mejora DF	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 6 Mejora DF	Alternativa 6 Mejora DF
5º Paso	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 4 Resg 1RS	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 1 Plan de Emer
6º Paso	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 6 Mejora DF	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 2 PEP + PFC

Cuadro L.27: Comparación de las secuencias óptimas según cada uno de los criterios.

En las siguientes figuras se muestra cómo varía la probabilidad de rotura (figura L.34), el riesgo económico (figura L.35) y el riesgo social (figura L.36) al ir realizando las diferentes alternativas para las cinco secuencias definidas.

Las siguientes figuras (figuras L.37 a L.39)vuelven a mostrar lo mismo pero en el eje x se representa el coste de implementación (sin incluir los costes anuales recurrentes que pudiera acarrear la medida).

Por último, en la figura L.40 se muestra qué camino se seguiría en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR al implantar las alternativas de cada uno de los itinerarios definidos.

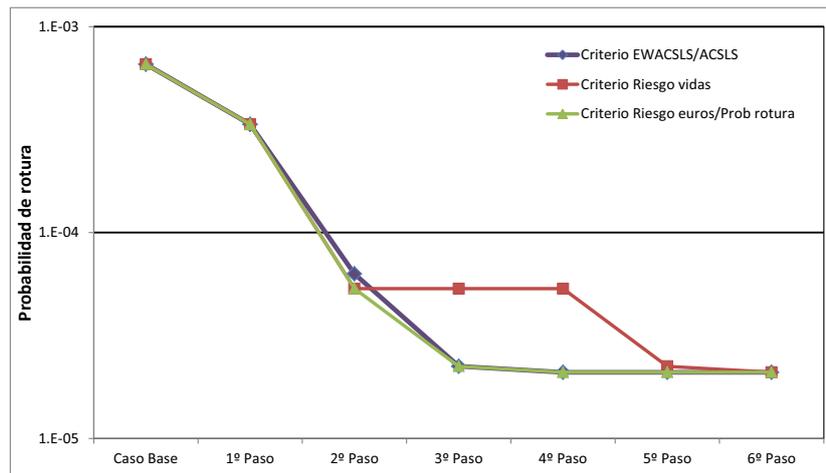


Figura L.34: Disminución de la probabilidad de rotura en las cinco secuencias definidas.

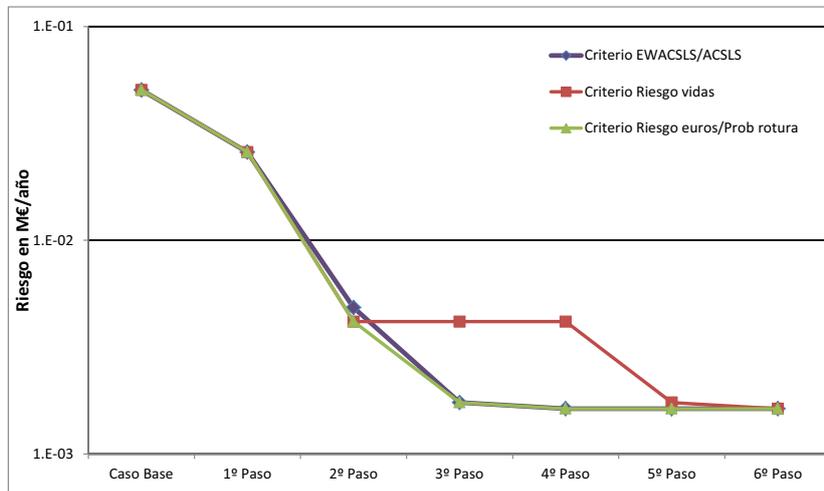


Figura L.35: Disminución del riesgo en euros en las cinco secuencias definidas.

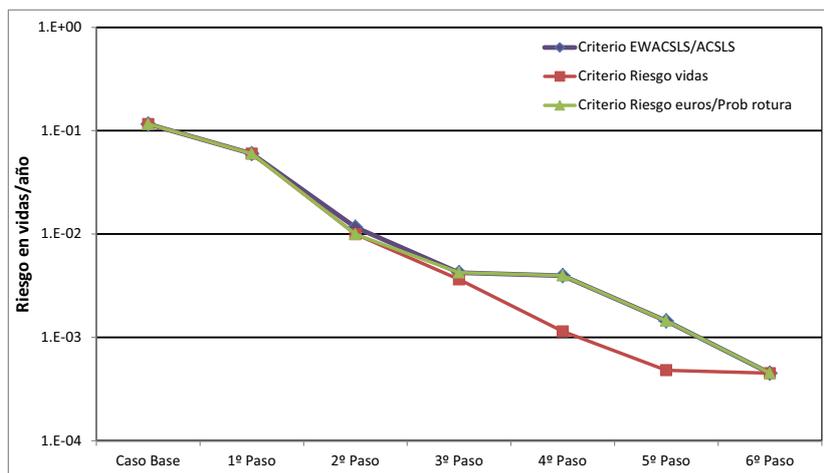


Figura L.36: Disminución del riesgo en vidas en las cinco secuencias definidas.

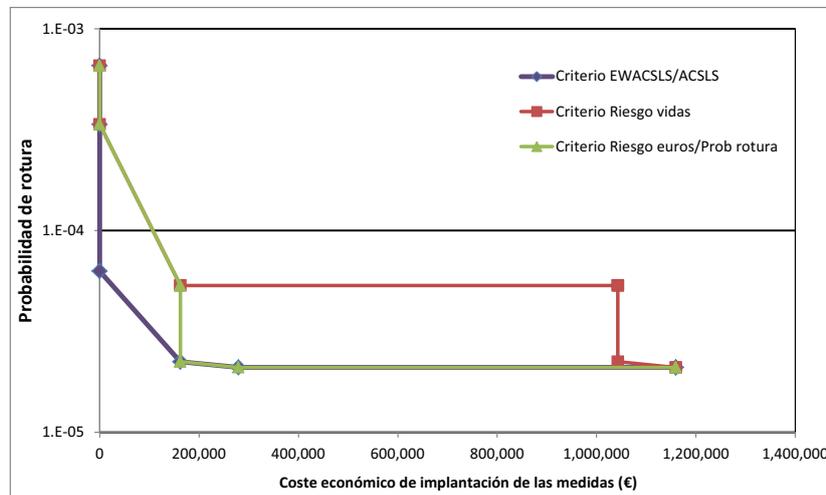


Figura L.37: Reducción de la probabilidad de rotura en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

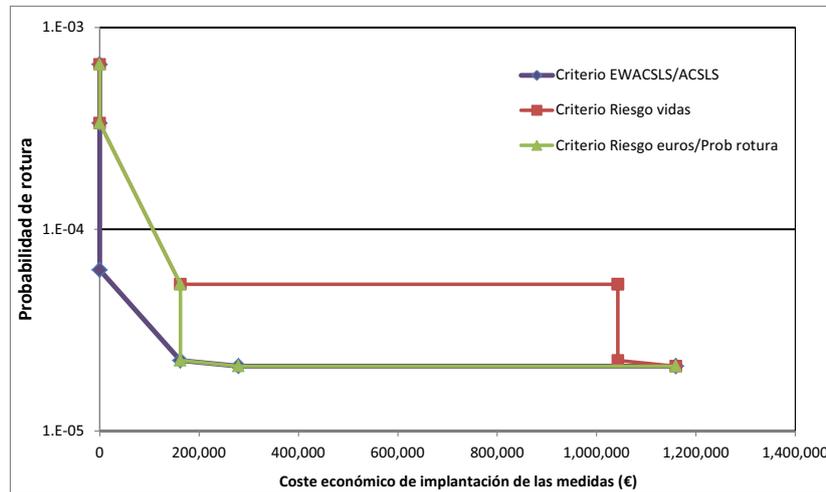


Figura L.38: Reducción del riesgo en euros en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

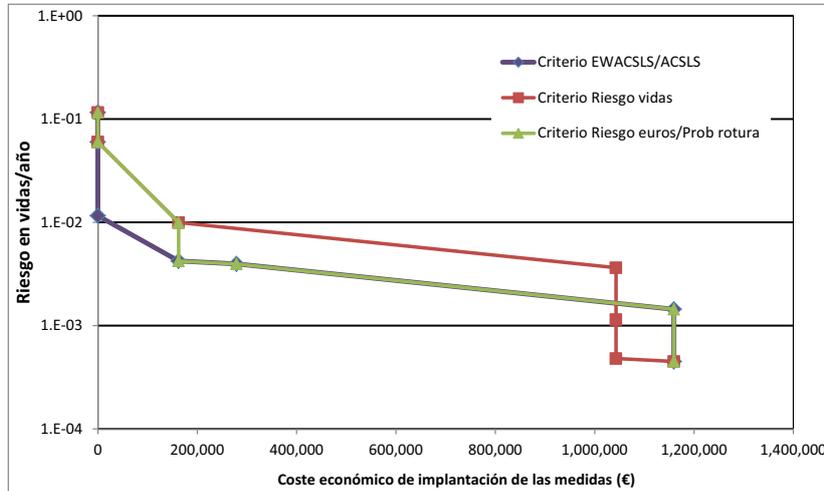


Figura L.39: Reducción del riesgo en vidas en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

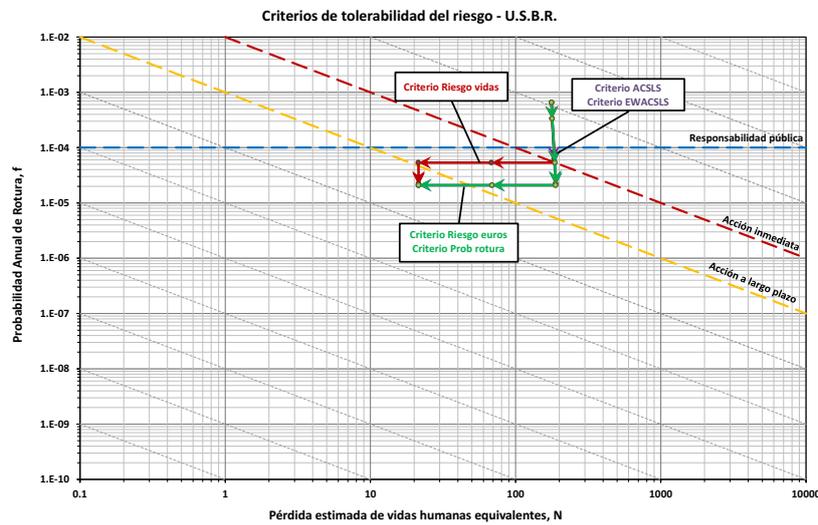


Figura L.40: Camino seguido por los diferentes itinerarios de alternativas definidos en el gráfico de tolerabilidad del USBR.

Presa de Aguilar

En el cuadro L.28 se encuentran resumidas las secuencias definidas con cada uno de los criterios. Los criterios de EWACSLs y ACSLS por un lado y los criterios de menor riesgo y menor probabilidad de fallo por otro han producido la misma secuencia de implementación de alternativas.

Criterio seguido	Menor ACSLS	Menor EWACSLs	Menor Riesgo vidas	Menor Riesgo euros	Menor prob. de rotura
1º Paso	Alternativa 3 Resg PE				
2º Paso	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 4 Dique 1	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 4 Dique 1	Alternativa 4 Dique 1
3º Paso	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 1 Plan de Emer	Alternativa 1 Plan de Emer
4º Paso	Alternativa 4 Dique 1	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 4 Dique 1	Alternativa 2 PEP + PFC	Alternativa 2 PEP + PFC

Cuadro L.28: Comparación de las secuencias óptimas según cada uno de los criterios.

En las siguientes figuras se muestra cómo varía la probabilidad de rotura (figura L.41), el riesgo económico (figura L.42) y el riesgo social (figura L.43) al ir realizando las diferentes alternativas para las cinco secuencias definidas.

Las siguientes figuras (figuras L.44 a L.46) vuelven a mostrar lo mismo pero en el eje x se representa el coste de implementación (sin incluir los costes anuales recurrentes que pudiera acarrear la medida).

Por último, en la figura L.47 se muestra qué camino se seguiría en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR al implantar las alternativas de cada uno de los itinerarios definidos.

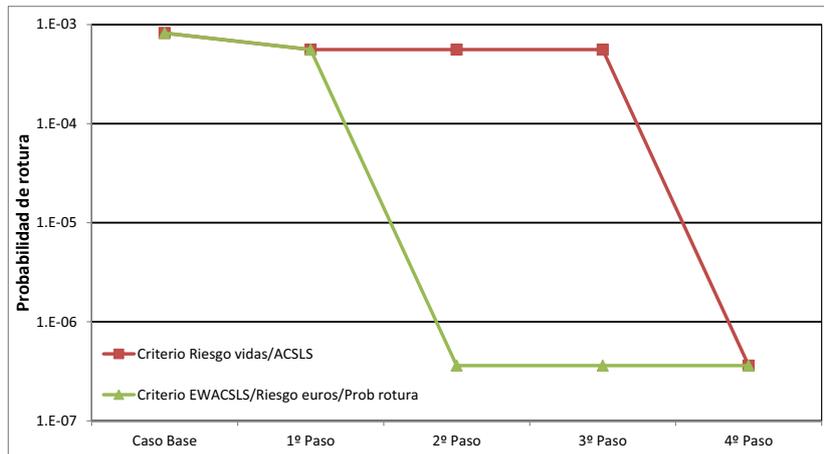


Figura L.41: Disminución de la probabilidad de rotura en las cinco secuencias definidas.

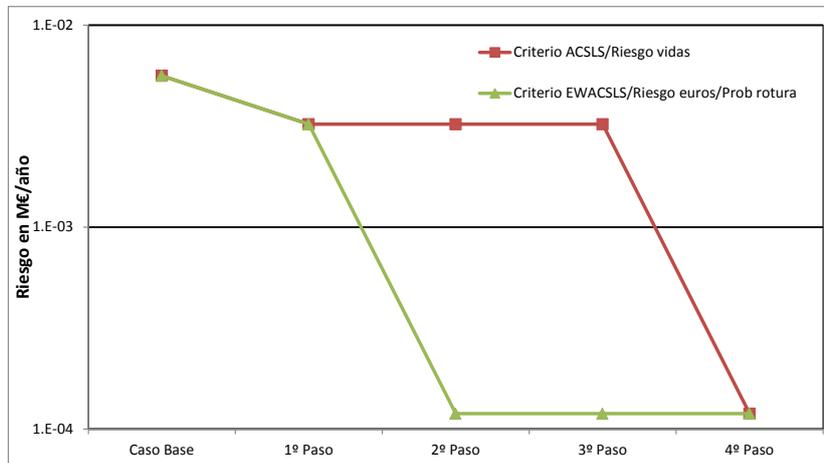


Figura L.42: Disminución del riesgo en euros en las cinco secuencias definidas.

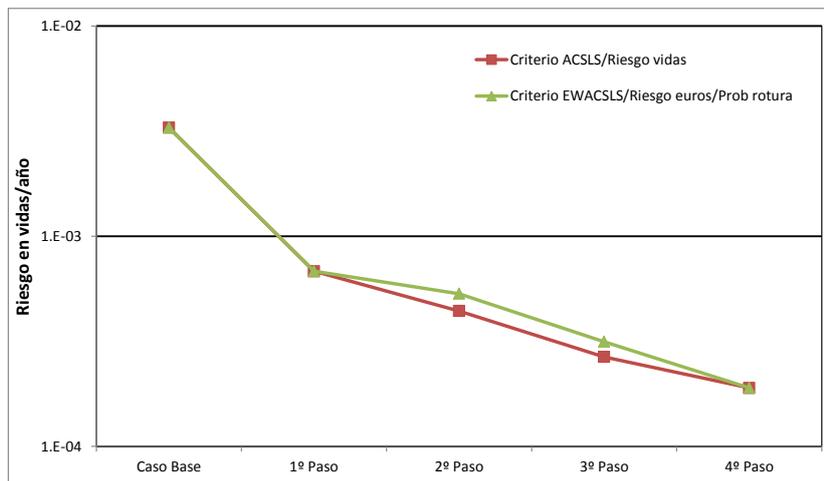


Figura L.43: Disminución del riesgo en vidas en las cinco secuencias definidas.

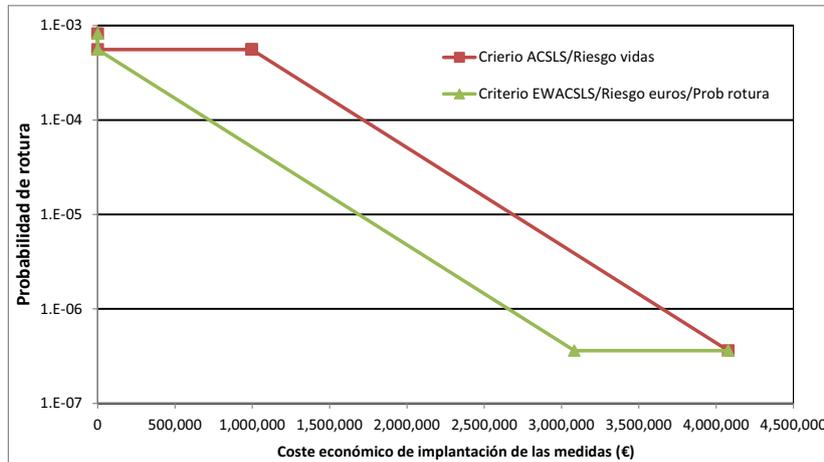


Figura L.44: Reducción de la probabilidad de rotura en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

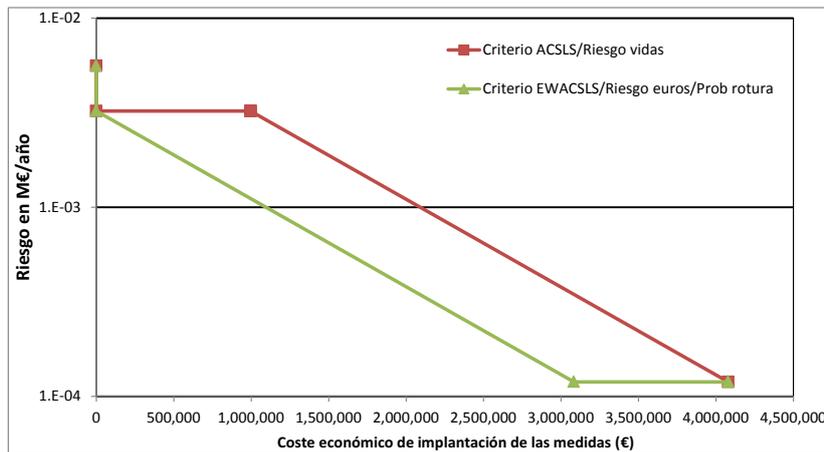


Figura L.45: Reducción del riesgo en euros en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

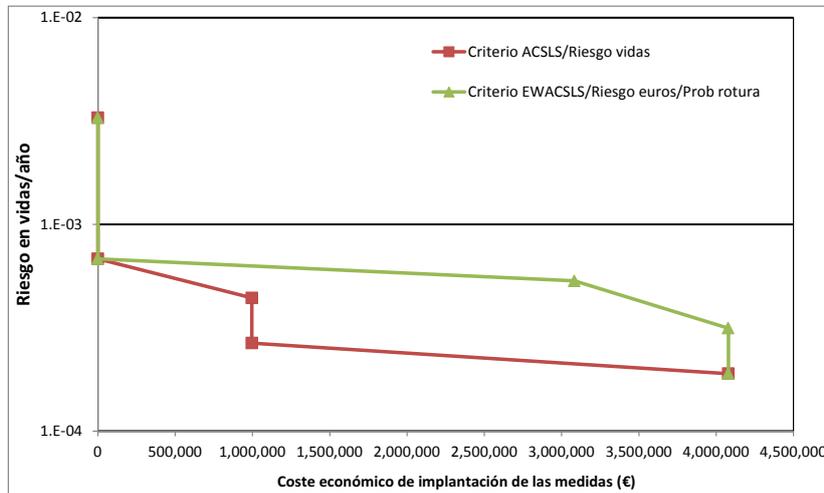


Figura L.46: Reducción del riesgo en vidas en función del coste de implantación de las diferentes alternativas.

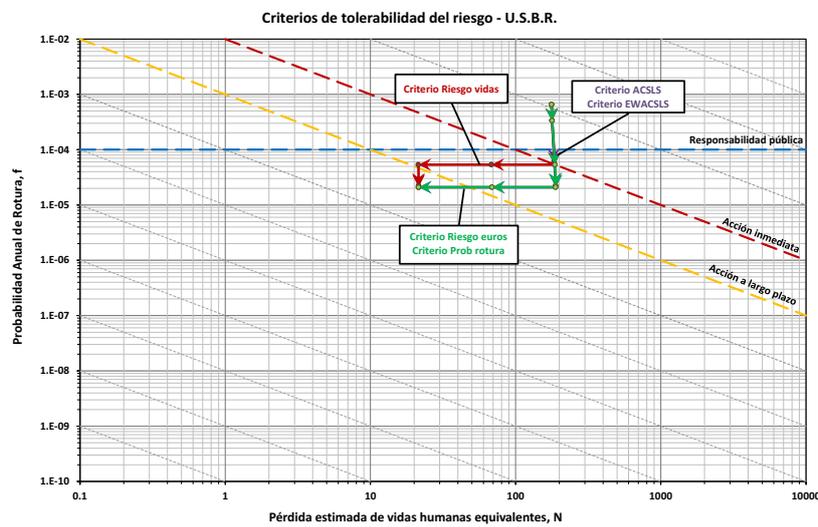


Figura L.47: Camino seguido por los diferentes itinerarios de alternativas definidos en el gráfico de tolerabilidad del USBR.

L.10.6. Evaluación mediante el modelo del sistema completo

Se resumen a continuación algunas de las conclusiones que se han obtenido tras correr las alternativas de reducción de riesgo en el modelo de riesgo del sistema completo. Una de las particularidades es que es posible ver cómo una medida en una presa afecta también a otras presas.

En primer lugar, las figuras L.48 y L.49 muestran el efecto de aplicar el Plan de Emergencia y el Plan de Emergencia complementado con formación a la población en las tres presas simultáneamente. El efecto es similar al visto mediante los modelos individuales.

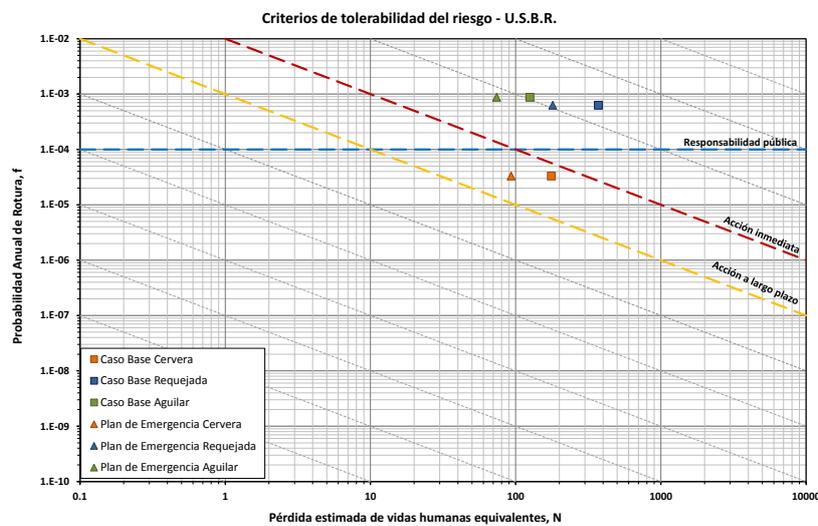


Figura L.48: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los Planes de Emergencia mediante el modelo del sistema completo.

La figura L.50 muestra cómo varía el riesgo en las tres presas al aplicar los resguardos propuestos en el Plan de Embalses. Como se puede observar, las tres presas disminuyen su probabilidad de rotura de forma apreciable.

En la figura L.51 se muestra el efecto en el sistema al aplicar los resguardos de la Primera Revisión de Seguridad sobre Cervera y Requejada. Los efectos sobre las propias presas de Cervera y Requejada son similares a los ya comentados con los modelos individuales pero se observa aquí cómo también afectan beneficiosamente a la presa de Aguilar. El desplazamiento hacia la izquierda es debido a que el modo de fallo por sobrevvertido en el cuerpo principal de presa (el que más consecuencias conlleva) pierde peso frente a la erosión interna.

Por otro lado, la figura L.52 muestra el efecto de reformar los pretiles en Cervera y Requejada de forma simultánea. Estos pretiles disminuyen la probabilidad de rotura en estas dos presas de forma similar a los modelos individuales. Además, cómo en la alternativa anterior, una disminución de la probabilidad de rotura en Cervera y Requejada produce una disminución de las consecuencias medias en Aguilar.

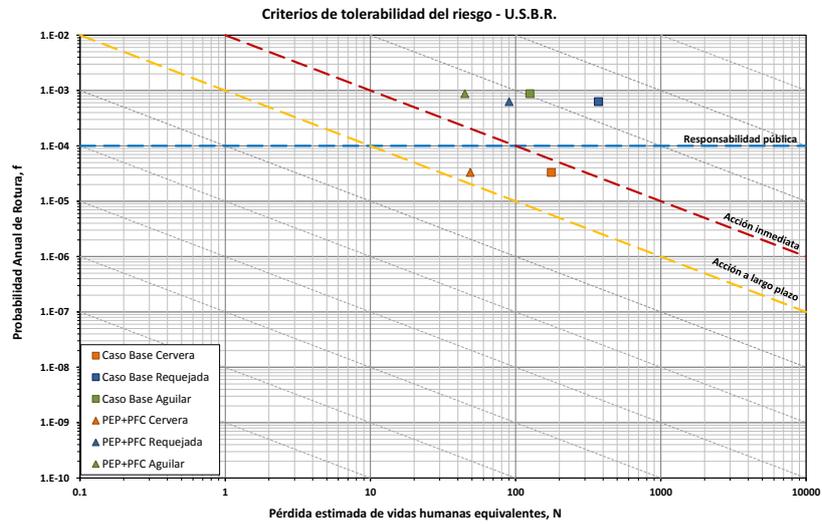


Figura L.49: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los Planes de Emergencia con elevada información mediante el modelo del sistema completo.

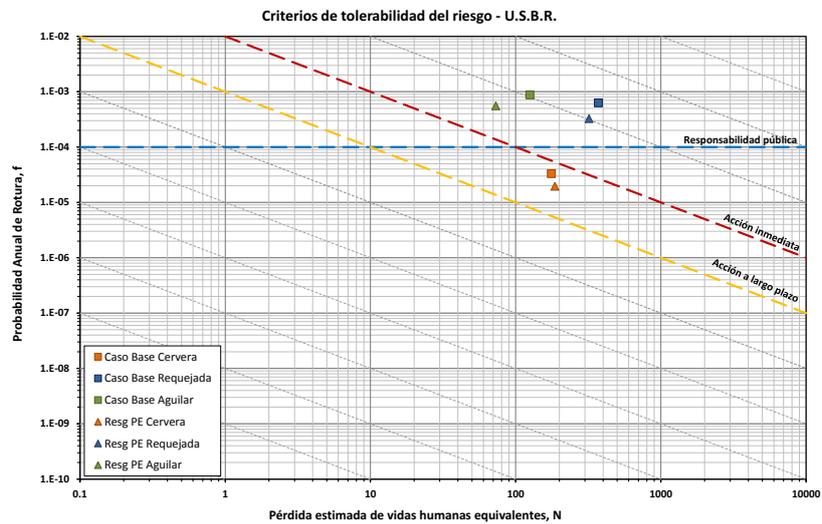


Figura L.50: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los resguardos del Plan de Embalse mediante el modelo del sistema completo.

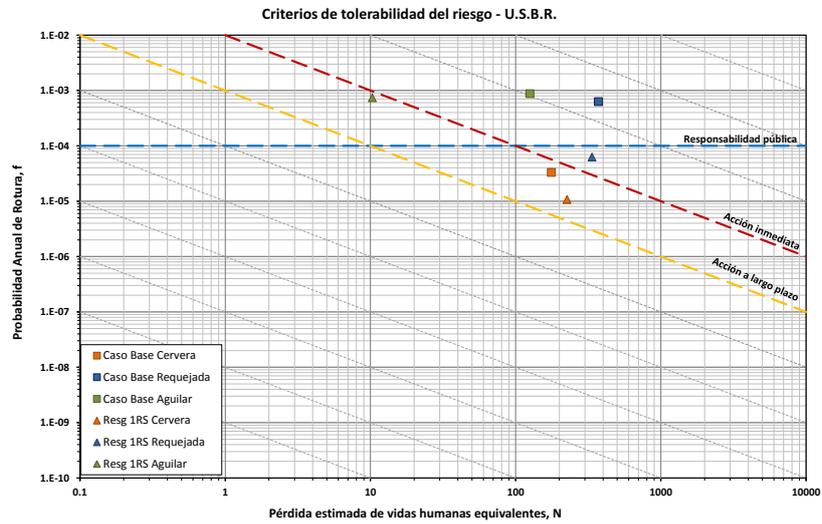


Figura L.51: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los resguardos de la Primera Revisión mediante el modelo del sistema completo.

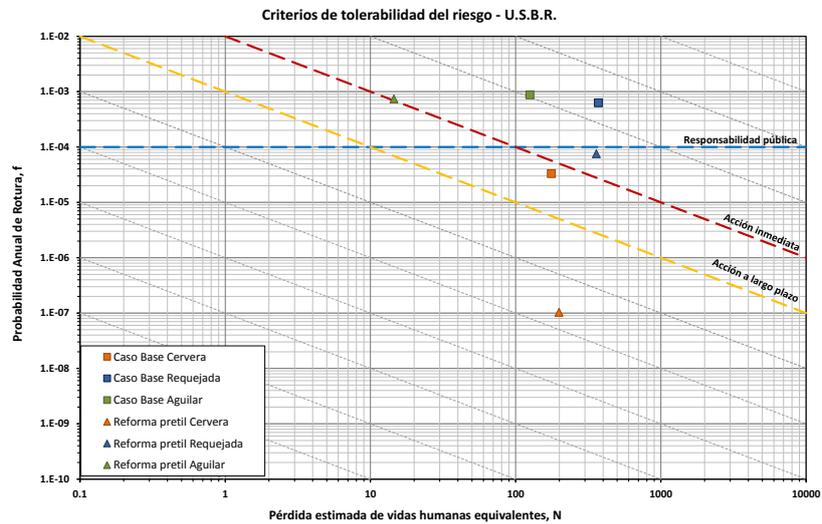


Figura L.52: Evaluación de la reducción de riesgo producida por los pretiles mediante el modelo del sistema completo.

La figura L.53 muestra el efecto de mejorar el dique de collado 1 sobre el riesgo en las tres presas. Esta alternativa solo tiene un efecto importante sobre la presa de Aguilar, disminuyendo su probabilidad de rotura.

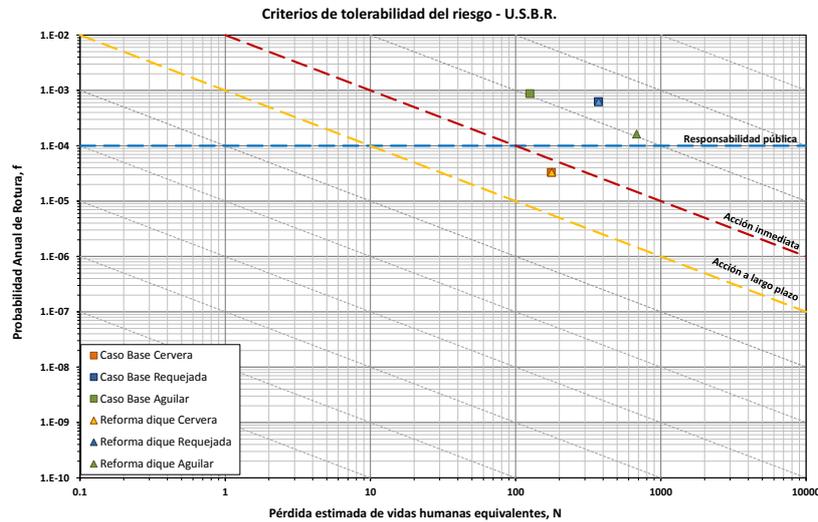


Figura L.53: Evaluación de la reducción de riesgo producida por la rehabilitación del dique de collado de Aguilar mediante el modelo del sistema completo.

En cuanto a las curvas F-N, por el sistema de cálculo empleado (ver capítulo 15), no es posible sacar curvas F-N con vidas incrementales. Sin embargo, sí que es posible sacar curvas F-N con vidas totales. La figura L.54 muestra la curva F-N para el sistema Pisuerga completo. Además, muestra las tres curvas F-N suponiendo que cada una de las tres presas que componen el sistema son irrompibles. El riesgo incremental de cada una de ellas es el área entre la curva de riesgo total y la de la presa irrompible.

Estudiando la figura se puede ver como el riesgo incremental (diferencia de áreas) de Cervera es menor que el de Requejada o Aguilar. Esto concuerda con los resultados agregados presentados anteriormente en el cuadro L.24 donde el riesgo de Cervera ($5,82 \cdot 10^{-3}$ vidas/año) es más de un orden de magnitud menor que el de Requejada ($2,34 \cdot 10^{-1}$ vidas/año) o Aguilar ($1,10 \cdot 10^{-1}$ vidas/año). Otra característica del sistema que se ve reflejada es que para algunos casos, el hecho de que la presa de Aguilar rompa por alguno de sus collados puede ser beneficioso en términos de pérdida de vidas esperada. Esto se manifiesta en que la curva de Aguilar irrompible está en un tramo por encima de la de riesgo total.

Por último, en la figura L.54 no se han dibujado los criterios de tolerabilidad del ANCOLD ni del USACE, ya que estos están formulados para vidas incrementales y estas curvas expresan vidas totales.

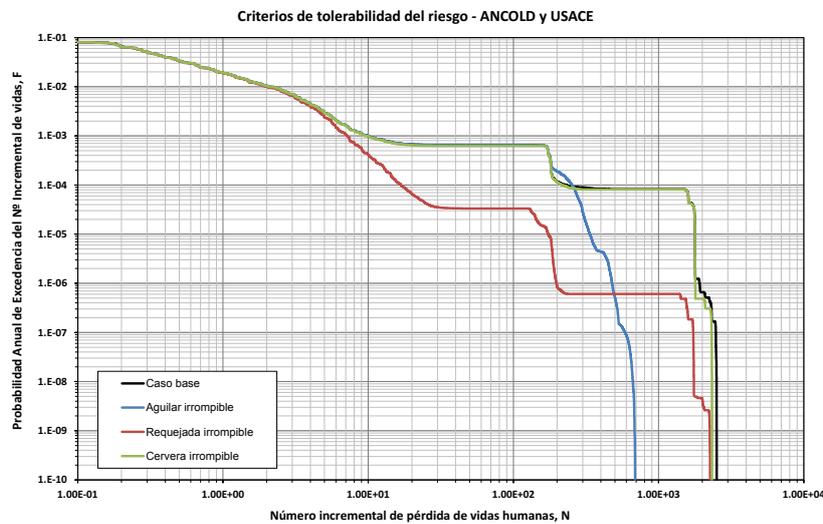


Figura L.54: Curvas F-N del sistema Pisuerga completo.

L.11. Conclusiones

La aplicación por parte de la CHD del análisis de riesgos a las presas del sistema Pisuerga es una iniciativa que arranca en el año 2006. En el momento de redactar las presentes conclusiones el proceso ha recorrido ya un camino considerable. El presente es un caso piloto que pretende servir de modelo para la aplicación del Análisis de Riesgos al resto de presas de la Confederación. De hecho este proceso ya ha arrancado para algunas de las presas.

El proceso desarrollado hasta la fecha ha tenido una serie de efectos beneficiosos derivados de su propia naturaleza y estructura, entre los que cabe destacar los siguientes:

- Participación en un mismo foro de diversos técnicos de la CHD involucrados en varios aspectos relacionados con la seguridad de las presas estudiadas e incluso de anteriores ingenieros encargados de las presas. Esto ha permitido el intercambio y puesta en común de información, de modo que los diversos interlocutores han podido tener acceso a una visión conjunta e integral de la gestión de la seguridad de la presa, mejorando en la comprensión de su propio papel, tanto en relación con los demás agentes implicados como con la propia seguridad de la presa.
- Se ha realizado una recopilación y examen conjunto de toda la información disponible de la presa, información a menudo dispersa y en parte desconocida para muchos de los técnicos que participan de forma activa en la gestión de la seguridad de la presa.
- La realización de visitas de inspección conjuntas por parte del equipo conformado para la realización del trabajo ha permitido igualmente un valioso intercambio de conocimientos técnicos y de seguridad, constituyendo

una herramienta de formación de gran interés por sí misma.

- El diagnóstico conjunto del estado actual de las presas ha permitido establecer una visión común homogénea como punto de partida para el desarrollo del trabajo posterior, al tiempo que ha producido un mejor entendimiento por parte de todos los técnicos del equipo del comportamiento de la presa y de su problemática actual.
- La realización simultánea del Análisis de Riesgo con la Primera Revisión de Seguridad de la presa ha sido beneficiosa para los dos trabajos: el Análisis de Riesgo ha podido emplear información de primera mano que se ha desarrollado para la Revisión de Seguridad, y la Revisión de Seguridad se ha visto enriquecida por las aportaciones del Análisis de Riesgo.

En cuanto a los resultados directos del trabajo realizado, se puede concluir, con el nivel de información disponible y las limitaciones inherentes al estudio realizado, los siguientes aspectos:

- El riesgo del sistema Pisuerga ha quedado caracterizado. Se ha caracterizado tanto el riesgo de cada una de sus presas como las interacciones provenientes de su funcionamiento como sistema.
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Cervera con los criterios de tolerabilidad existentes indica que su probabilidad de rotura está dentro de los límites establecidos, aunque el riesgo en vidas es algo alto, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo (a largo plazo). Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Requejada con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo. Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
- La comparación del riesgo incremental de la presa de Aguilar con los criterios de tolerabilidad existentes indica que tanto su probabilidad de rotura como su riesgo en vidas son altos, estando justificadas medidas encaminadas a reducir dicho riesgo. Las medidas previstas y evaluadas consiguen llevar a la presa a un lugar confortable dentro de los criterios de tolerabilidad internacionales debiéndose en adelante aplicar el principio ALARP (mantener el riesgo tan bajo como sea sensiblemente posible).
- El estudio detallado de los distintos modos de fallo de la presa de Aguilar mediante el modelo individual indica que el modo de fallo que más probabilidades de rotura está aportando es el de erosión interna. Se recomienda por lo tanto que se estudie con más detalle dicho modo de fallo despejando las incertidumbres existentes y que en su caso se acometan acciones para remediarlo. El modo de fallo por sobrevvertido en la presa principal tiene

una probabilidad de ocurrencia relativamente baja pero consecuencias incrementales altas (pérdida de vidas >1000), lo cual hace la implantación de un Plan de Emergencia con alta formación a la población para aumentar su efectividad sea muy recomendable.

- Al considerar el modelo completo del sistema, se observa que las altas probabilidades de rotura (previas a la implementación de las medidas de reducción de riesgo) de las presas de Cervera y Requejada, están a su vez penalizando de forma importante a la presa de Aguilar, haciendo que sus modos de fallo por sobrevertido ganen relevancia. Esto refuerza la conveniencia de llevar a cabo las medidas de reducción de riesgo de esas dos presas (especialmente los resguardos), que además son muy eficientes para reducir el riesgo existente en las presas de Cervera y Requejada.
- Todos estos resultados deben ser interpretados teniendo en cuenta las limitaciones que suponen las simplificaciones introducidas a la hora de evaluar las probabilidades condicionales de rotura de los distintos modos de fallo.
- En resumen, los análisis de riesgo realizados muestran que aunque las presas en su estado actual no cumplen los estándares internacionales de riesgo, la aplicación de las medidas de reducción de riesgo evaluadas conseguiría llevar a las tres presas a zonas tolerables.

En cuanto a los efectos beneficiosos que el trabajo realizado puede tener sobre las actividades habituales de gestión de la seguridad, y de las posibles actuaciones de mejora y uso del modelo como ayuda a dicha gestión, se puede concluir:

- Los resultados obtenidos pueden servir para orientar y definir las futuras actividades de ampliación de información sobre la presa. Una vez realizadas estas, el modelo de riesgo podrá actualizarse.
- El trabajo realizado ha constituido una valiosa aportación a la confección del Informe de Primera Revisión de Seguridad de ambas presas.
- Las futuras revisiones del Plan de Emergencia pueden realizarse a la luz de los resultados obtenidos, de modo que sea posible una interacción en dos sentidos: por un lado los resultados del modelo de riesgo pueden contribuir a formular actuaciones comprendidas en el Plan, y, a su vez, las mejoras que se prevea introducir en el Plan pueden incorporarse al modelo de riesgo, evaluando su eficacia en términos de disminución de las consecuencias y, por, tanto, en términos de riesgo.
- Se ha evaluado la efectividad de implementar unos Planes de Emergencia con una alta formación a la población para aumentar su efectividad. De hecho, en el caso de la presa de Aguilar ha quedado patente la importancia de un Plan de Emergencia efectivo para el cumplimiento de los criterios internacionales de tolerabilidad de riesgo.
- Se han analizado diferentes secuencias de implementación de las medidas de reducción de riesgo optimizadas según distintos criterios. Estas secuencias pueden ser de gran ayuda para gestionar la seguridad de las presas de la Confederación.

Por último cabe mencionar que la herramienta y el trabajo desarrollado junto con la CHD para este caso piloto, adoptan un formato que permite comunicar de forma eficaz el estado actual de la presa, justificar de forma objetiva y defendible las actuaciones que se adopten en términos de eficiencia en la reducción de riesgos, y sirve de apoyo en las decisiones que día a día se toman respecto de la explotación de las presa.

Apéndice M

Estudio hidrológico del sistema Pisuerga

M.1. El estudio hidrológico en el Análisis de Riesgo

El objetivo del presente estudio es la obtención de las solicitaciones hidrológicas sobre la presa. Para ello se obtienen los hidrogramas de entrada al embalse para los distintos periodos de retorno que se vayan a considerar en el modelo. El estudio hidrológico se integra así en el análisis de las cargas, tal como se muestra en la figura M.1.

La figura M.2 muestra cómo los resultados obtenidos en el estudio hidrológico se integran en los nodos de Avenidas, de Nivel máximo y de Hidrograma (sin rotura) dentro del modelo de riesgo genérico. El dato a introducir en el nodo Avenida es simplemente el rango de periodos de retorno considerados en el cálculo de la laminación. Los datos numéricos de los hidrogramas completos (caudales entrantes al embalse en función del tiempo, y para los diferentes periodos de retorno considerados) sirven para definir la laminación del embalse, y ésta alimenta los nodos correspondientes de Nivel máximo e Hidrograma (sin rotura).

M.2. Hidrología del sistema Pisuerga

Este estudio hidrológico del sistema de presas del Pisuerga (Cervera, Requejada y Aguilar) se ha realizado para obtener los hidrogramas de entrada a dichos embalses. Con ello se tiene conocimiento de las cargas hidrológicas a las que está sometido el sistema completo, y se ha podido realizar posteriormente el cálculo de la laminación.

Para realizar un análisis de riesgo son necesarios los hidrogramas (es decir la evolución temporal de los caudales entrantes al embalse para la duración estimada de la avenida) para todos los periodos de retorno considerados en la

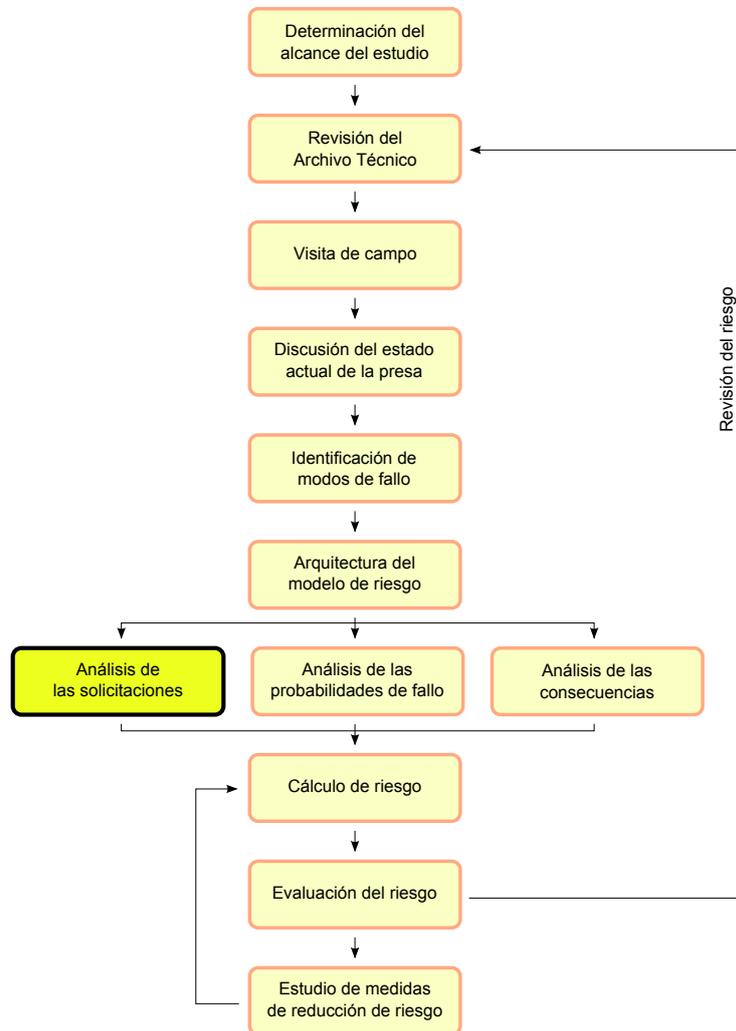


Figura M.1: Ubicación del estudio hidrológico en el proceso general del análisis de riesgo.

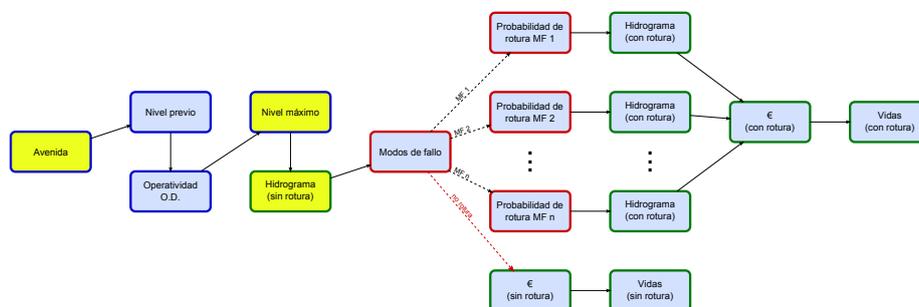


Figura M.2: Nodo Avenidas en el modelo de riesgo.

laminación. Dichos hidrogramas han sido obtenidos en las Primeras Revisiones y Análisis Generales de Seguridad, elaboradas con fecha de diciembre de 2008, que se han realizado simultáneamente al presente estudio. Éstas recogen las metodologías de cálculo y los resultados de los estudios hidrometeorológicos de avenidas entrantes en cada una de las 3 subcuencas en las que se divide la cuenca del Pisuerga (una para cada embalse). Los hidrogramas resultantes son los correspondientes a avenidas de 10, 25 50, 100, 500, 1.000, 5.000 y 10.000 años de periodo de retorno.

Por tratarse de un sistema de presas en Y (con Cervera y Requejada en cabecera), las aportaciones hidrológicas totales al embalse de Aguilar son la suma de las producidas por las precipitaciones sobre la intercuenca de dicho embalse y los caudales vertidos por las otras dos presas.

En el modelo de riesgo individual de la presa de Aguilar, se han asumido unas condiciones estándar en las presas de Cervera y Requejada (nivel previo igual al NMN y todos los órganos de desagüe operativos) para obtener las salidas de dichas presas. Estas aportaciones se han sumado a las aportaciones de la intercuenca, obteniendo unos hidrogramas independientes de las presas de aguas arriba y dependientes únicamente del periodo de retorno del evento hidrológico. Esta hidrología se muestra en el apartado M.2.6.

En el modelo de riesgo del sistema completo, se modela específicamente la hidrología entrante al embalse de Aguilar en función de las distintas combinaciones de eventos en las presas de Cervera y Requejada. De esta manera, la hidrología a introducir en el modelo de riesgo completo es únicamente la debida a la intercuenca, siendo el propio modelo el encargado de combinarla con los caudales salientes de las presas de Cervera y Requejada. Esta hidrología se muestra en el apartado M.2.5.

M.2.1. Descripción del modelo conceptual de cuenca

Para abordar la simulación de la transformación lluvia-escorrentía, en el mencionado estudio se utilizó el modelo conceptual pseudo-distribuido HEC-HMS, versión 2.3.1, desarrollado por el U.S.Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center.

La cuenca se conceptualizó mediante los siguientes elementos: 3 subcuencas (una por cada embalse), 3 tramos de propagación, 3 nudos de confluencia de flujo y 1 sumidero o desagüe. La figura M.3 siguiente muestra el esquema adoptado.

Los modelos utilizados en HEC-HMS para simular las distintas fases del proceso lluvia-escorrentía en la cuenca fueron los siguientes:

- Producción de escorrentía: USDA Soil Conservation Service. Se basa en la determinación del número de curva, necesario para el cálculo de caudales de referencia. Éste coeficiente depende del suelo de la cuenca, de la cubierta vegetal, tipo y forma de cultivo, así como del tipo hidrológico del suelo. Para el caso de la cuenca del embalse de Cervera se adoptó como número de curva $CN = 82$.

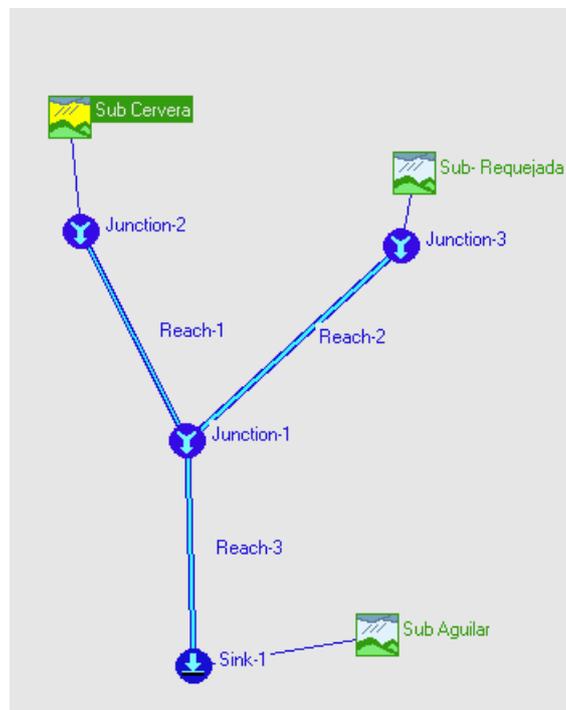


Figura M.3: Conceptualización del sistema hidrológico en HEC-HMS.

- Transformación lluvia neta-escorrentía: hidrograma unitario de Clark. Su formulación requiere de tres parámetros: el tiempo de concentración de la cuenca, un coeficiente de almacenamiento, y las isocronas de la cuenca (líneas que indican puntos de la cuenca con un mismo tiempo de concentración). Los valores del parámetro k de Muskingum se ajustaron entre 0.7 y 4.0 horas.

M.2.2. Descripción del modelo meteorológico y obtención de los hietogramas de diseño.

Las precipitaciones máximas diarias están calculadas por medio de la aplicación MAXPLU el cual, a partir de los valores medios de la máxima precipitación diaria anual y los coeficientes de variación de las series de precipitaciones máximas diarias regionalizadas, permite obtener las estimas de la precipitación diaria correspondientes a diferentes periodos de retorno para unos puntos determinados cuyas coordenadas se conocen. El software MAXPLU estima la precipitación diaria máxima correspondiente a diferentes periodos de retorno, partiendo del valor de su media y su coeficiente de variación, asumiendo una distribución SQRT-ET max. Los valores de la precipitación diaria (P_d) para distintos períodos de retorno y para cada intercuenca se resumen en el cuadro M.1.

La curva Intensidad-Duración-Frecuencia empleada es la propuesta en la *Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial*, basada en un trabajo del profesor Témez,

	Periodo de retorno (años)							
	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500	T=1.000	T=5.000	T=10.000
Cervera	80	95	103	108	121	153	167	204
Requejada	80	95	103	108	121	153	168	221
Aguilar	60	72	75	81	85	91	125	154

Cuadro M.1: Valores de lluvia diaria (mm) para las distintas cuencas del sistema Pisuerga.

y la distribución temporal de la lluvia se ha llevado a cabo según el método de los bloques alternos, sabiendo que la duración de las tormentas es de 24 horas (con discretización temporal de una hora) y cada tormenta se considera simultánea en toda la extensión de la cuenca.

M.2.3. Hidrología de entrada a Cervera

En el Anejo nº5-*Información hidrológica complementaria y determinación de avenidas de la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Cervera* se obtuvieron los hidrogramas de diseño recogidos en la figura M.4 siguiente. Del mismo modo, en el cuadro M.2 se incluyen las características esenciales de la cuenca así como los valores de caudal punta y volumen obtenidos para los períodos de retorno simulados.

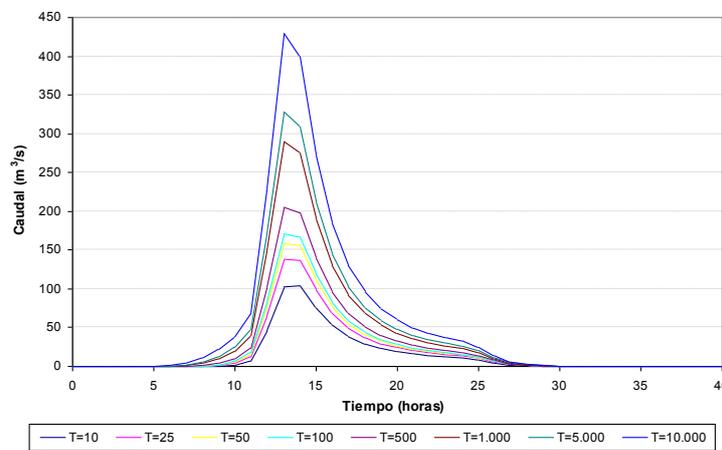


Figura M.4: Hidrogramas de entrada al embalse de Cervera para distintos períodos de retorno.

Extrapolación de hidrogramas

Para un mejor conocimiento de las cargas del sistema que han servido más adelante para la estimación de probabilidades de rotura así como para el análisis

Periodo de retorno (años)	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen total (hm ³)
10	103.31	2.04
25	138.74	2.70
50	158.89	3.07
100	171.85	3.30
500	205.4	3.91
1000	290.65	5.47
5000	328.56	6.16
10000	429.63	8.04

Cuadro M.2: Resumen de los hidrogramas de cálculo en Cervera (Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Cervera).

de consecuencias, se ha decidido calcular los hidrogramas de entrada al embalse de Cervera para periodos de retorno superiores a 10.000 años. En particular, se han obtenido los hidrogramas correspondientes a las avenidas de 20.000, 50.000 y 100.000 años de periodo de retorno. Para ello se ha partido de los datos hidrológicos existentes y que se han repasado en el punto anterior.

Tras estudiar los hidrogramas resultantes anteriores, y en particular de la relación entre caudales pico y periodos de retorno de las avenidas, se ha concluido que dicha relación se puede ajustar mediante una función de distribución tipo GEV. Los parámetros de la función aplicados a los datos son los que siguen:

- Parámetro de escala: $\mu = 82,816$.
- Parámetro de posición: $\alpha = 10,752$.
- Parámetro de forma: $k = -0,224$.

Conociendo esta relación, se han obtenido los valores de caudales pico de las nuevas avenidas que se querían estudiar: las de 20.000, 50.000 y 100.000 años de periodo de retorno. En la figura M.5 siguiente se representan los datos de caudales pico de avenidas frente a sus periodos de retorno, la función de distribución GEV a la que se ajustan dichos datos, así como los valores de caudales pico de las nuevas avenidas.

Los valores de los caudales pico de las avenidas de partida (las recogidas en la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Cervera), así como los de las avenidas obtenidas en este estudio por extrapolación (T=20.000, T=50.000 y T=100.000 años) se muestran en el cuadro M.3:

Periodo de retorno (años)	Qp (m ³ /s)
10	103.31
25	138.74
50	158.89
100	171.65
500	205.40
1000	290.65

Periodo de retorno (años)	Qp (m ³ /s)
5000	328.56
10000	429.63
20000	476.64
50000	577.41
100000	668.64

Cuadro M.3: Periodos de retorno de los caudales pico del embalse de Cervera.

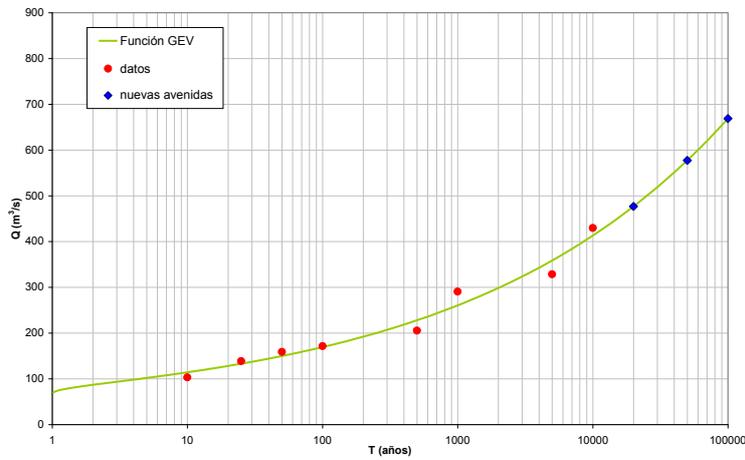


Figura M.5: Datos de caudales pico de partida, función de ajuste GEV y datos de caudales pico de las nuevas avenidas para el embalse de Cervera.

Para obtener los hidrogramas completos correspondientes a los estos periodos de retorno se ha extrapolado el hidrograma de partida de mayor periodo de retorno (es decir, el de $T=10.000$ años) tomando como razón de extrapolación el cociente $Q_p-T/Q_p-10.000$, donde Q_p-T es el caudal pico correspondiente al periodo de retorno T buscado, y $Q_p-10.000$ es el caudal pico correspondiente a 10.000 años.

En la figura M.6 se representan los hidrogramas de entrada recogidos en la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Cervera (periodos de retorno de 10 a 10.000 años), así como los obtenidos en este apéndice por extrapolación de los anteriores (periodos de retorno de 20.000, 50.000 y 100.000 años).

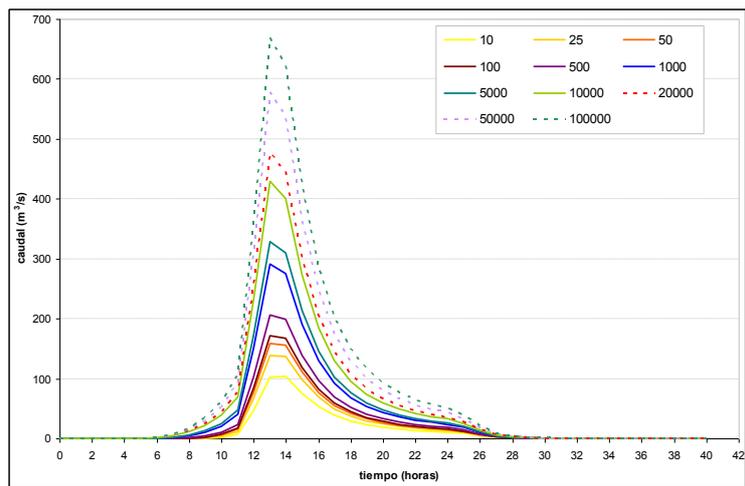


Figura M.6: Hidrogramas de entrada al embalse de Cervera con avenidas extrapoladas.

Tabla de valores numéricos

El cuadro M.4 muestra los hidrogramas de entrada al embalse de Cervera. Estos hidrogramas se emplearon tanto para el modelo individual de la presa de Cervera como para el modelo del sistema completo.

tiempo (h)	PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA (ANOS)										
	10	25	50	100	500	1000	5000	10000	20000	50000	100000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	1	1	2	2
7	0	0	0	0	0	1	2	5	5	6	7
8	0	0	0	0	1	4	6	11	13	15	18
9	0	1	1	2	4	10	13	22	24	29	34
10	1	4	5	7	10	20	25	38	43	52	60
11	7	12	15	17	23	40	48	70	77	94	109
12	46	66	77	84	102	150	172	230	256	310	359
13	102	139	159	172	205	291	329	430	477	577	669
14	103	137	156	167	198	275	309	400	443	537	622
15	75	98	111	118	139	190	213	272	302	366	424
16	53	69	77	82	96	130	145	184	204	248	287
17	39	50	55	59	69	92	102	129	144	174	201
18	29	37	42	44	51	68	76	95	106	128	149
19	23	29	33	35	40	53	59	74	82	99	115
20	19	24	27	28	33	43	48	60	66	80	93
21	16	20	22	23	27	36	39	49	55	66	77
22	14	17	19	20	23	30	34	42	47	56	65
23	12	15	17	18	20	27	29	37	41	49	57
24	11	13	15	16	18	24	26	33	36	44	51
25	8	10	11	12	14	18	20	25	28	34	39
26	5	6	6	7	8	10	11	14	15	18	21
27	2	2	3	3	3	4	5	6	7	8	9
28	1	1	1	1	1	2	2	3	3	4	4
29	0	0	1	1	1	1	1	1	1	2	2
30	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
33	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Cuadro M.4: Valores numéricos de los hidrogramas de entrada al embalse de Cervera.

M.2.4. Hidrología de entrada a Requejada

En el Anejo nº5-*Información hidrológica complementaria y determinación de avenidas de la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Requejada* se obtuvieron los hidrogramas de diseño recogidos en la figura M.7 siguiente. Del mismo modo, en el cuadro M.5 se incluyen las características esenciales de la cuenca así como los valores de caudal punta y volumen obtenidos para los períodos de retorno simulados.

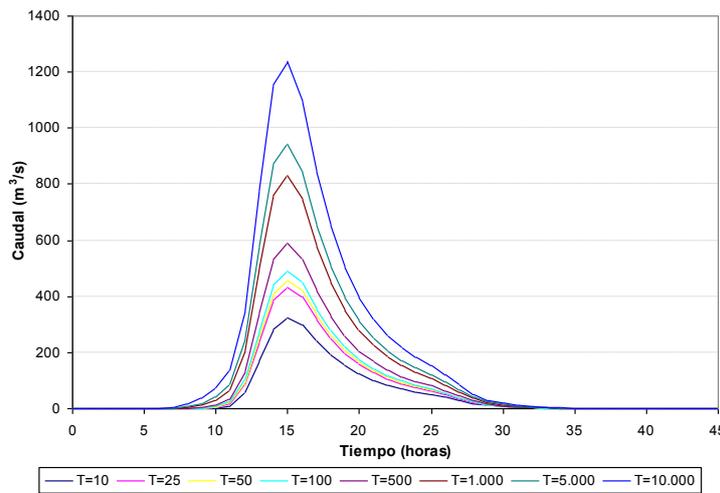


Figura M.7: Hidrogramas de entrada al embalse de Requejada para distintos períodos de retorno.

Período de retorno (años)	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen total (hm ³)
10	323.47	8.39
25	433.17	11.10
50	457.43	11.71
100	490.54	12.53
500	588.82	14.98
1000	829.53	21.03
5000	994.20	23.94
10000	1237.60	31.43

Cuadro M.5: Resumen de los hidrogramas de cálculo en Requejada (Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Requejada).

Extrapolación de hidrogramas

Para un mejor conocimiento de las cargas del sistema que han servido más adelante para la estimación de probabilidades de rotura así como para el análisis de consecuencias, se ha decidido calcular los hidrogramas de entrada al embalse

de Requejada para periodos de retorno superiores a 10.000 años. En particular, se han obtenido los hidrogramas correspondientes a las avenidas de 20.000, 50.000 y 100.000 años de periodo de retorno. Para ello se ha partido de los datos hidrológicos existentes y que se han repasado en el punto anterior.

Tras estudiar los hidrogramas resultantes anteriores, y en particular de la relación entre caudales pico y periodos de retorno de las avenidas, se ha concluido que dicha relación se puede ajustar mediante una función de distribución tipo GEV. Los parámetros de la función aplicados a los datos son los que siguen:

- Parámetro de escala: $\mu = 286,818$.
- Parámetro de posición: $\alpha = 22,837$.
- Parámetro de forma: $k = -0,266$.

Conociendo esta relación, se han obtenido los valores de caudales pico de las nuevas avenidas que se querían estudiar: las de 20.000, 50.000 y 100.000 años de periodo de retorno. En la figura M.8 siguiente se representan los datos de caudales pico de avenidas frente a sus periodos de retorno, la función de distribución GEV a la que se ajustan dichos datos, así como los valores de caudales pico de las nuevas avenidas.

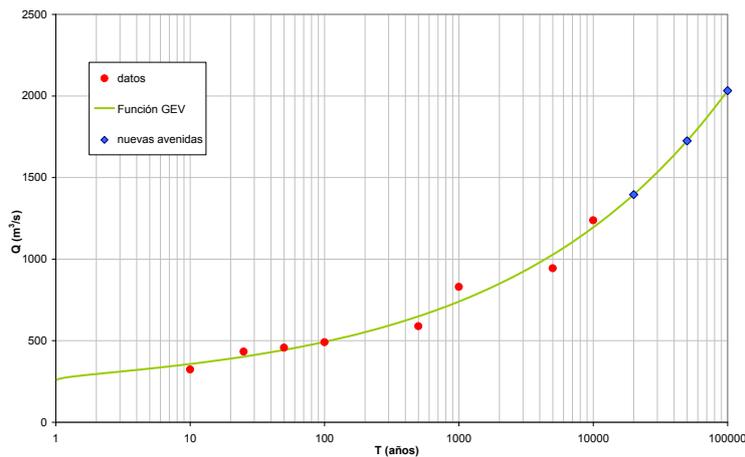


Figura M.8: Datos de caudales pico de partida, función de ajuste GEV y datos de caudales pico de las nuevas avenidas para el embalse de Requejada.

Los valores de los caudales pico de las avenidas de partida (las recogidas en la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Requejada), así como los de las avenidas obtenidas en este estudio por extrapolación (T=20.000, T=50.000 y T=100.000 años) se muestran en el cuadro M.6:

Para obtener los hidrogramas completos correspondientes a los estos periodos de retorno se ha extrapolado el hidrograma de partida de mayor periodo de retorno (es decir, el de T=10.000 años) tomando como razón de extrapolación el cociente $Qp-T/Qp-10.000$, donde $Qp-T$ es el caudal pico correspondiente al periodo de retorno T buscado, y $Qp-10.000$ es el caudal pico correspondiente a 10.000 años.

Periodo de retorno (años)	Qp (m ³ /s)	Periodo de retorno (años)	Qp (m ³ /s)
10	323.47	5000	944.20
25	433.17	10000	1237.60
50	457.43	20000	1395.11
100	490.54	50000	1724.34
500	588.82	100000	2032.40
1000	829.53		

Cuadro M.6: Periodos de retorno de los caudales pico del embalse de Requejada.

En la figura M.9 se representan los hidrogramas de entrada recogidos en la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Requejada (periodos de retorno de 10 a 10.000 años), así como los obtenidos en este apéndice por extrapolación de los anteriores (periodos de retorno de 20.000, 50.000 y 100.000 años).

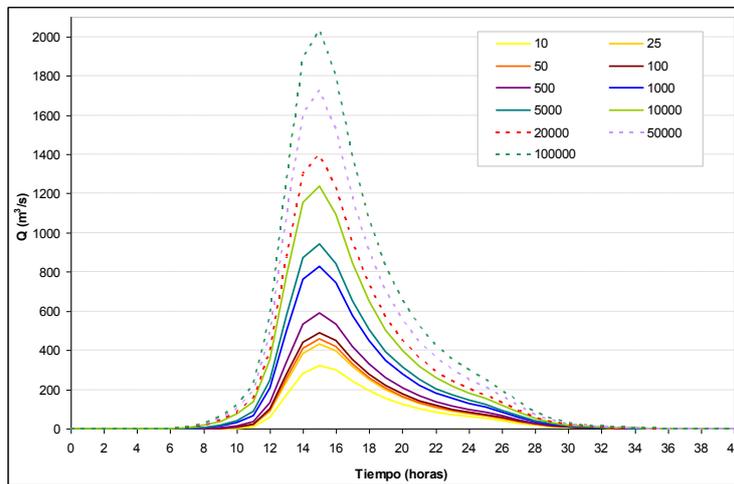


Figura M.9: Hidrogramas de entrada al embalse de Requejada con avenidas extrapoladas.

Tabla de valores numéricos

El cuadro M.7 muestra los hidrogramas de entrada al embalse de Requejada. Estos hidrogramas se emplearon tanto para el modelo individual de la presa de Requejada como para el modelo del sistema completo.

tiempo (h)	PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA (AÑOS)										
	10	25	50	100	500	1000	5000	10000	20000	50000	100000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	2
7	0	0	0	0	0	1	1	5	6	7	9
8	0	0	0	0	1	4	6	16	18	23	27
9	0	1	1	2	4	13	18	37	42	52	61
10	2	5	6	8	13	31	42	73	82	102	120
11	9	18	20	24	35	68	86	136	153	189	223
12	57	86	93	103	132	209	248	350	395	488	575
13	171	239	254	275	339	499	576	778	877	1084	1278
14	283	385	408	439	532	761	871	1153	1300	1607	1894
15	323	433	457	491	589	830	944	1238	1395	1724	2032
16	300	397	418	447	533	742	841	1094	1233	1524	1797
17	241	316	332	354	420	579	654	845	952	1177	1387
18	192	249	261	278	328	449	506	650	733	906	1068
19	153	197	206	219	258	350	394	504	568	702	827
20	123	157	165	175	205	277	311	396	447	552	651
21	100	128	134	142	165	222	249	317	357	441	520
22	83	105	110	117	136	182	204	258	291	360	424
23	70	89	93	98	114	152	170	215	242	299	352
24	60	76	79	84	97	129	144	182	205	253	298
25	51	64	67	71	82	109	121	153	172	212	250
26	40	50	52	55	64	85	95	119	134	166	195
27	28	35	37	39	45	59	66	83	93	115	136
28	18	22	23	24	28	37	41	52	59	72	85
29	11	13	14	15	17	22	25	31	35	43	51
30	6	8	8	9	10	14	15	19	21	26	31
31	4	5	5	5	6	8	9	12	13	16	19
32	2	3	3	3	4	5	6	7	8	10	11
33	1	2	2	2	2	3	3	4	5	6	7
34	1	1	1	1	1	2	2	3	3	3	4
35	0	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2
36	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
41	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
44	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Cuadro M.7: Valores numéricos de los hidrogramas de entrada al embalse de Requejada.

M.2.5. Hidrología de entrada a Aguilar (intercuenca)

En el Anejo nº5-*Información hidrológica complementaria y determinación de avenidas de la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Requejada* se obtuvieron los hidrogramas de recogidos en la figura M.10.

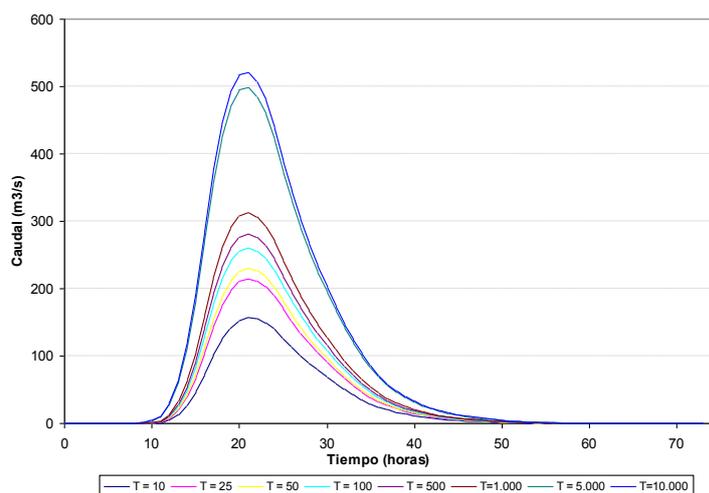


Figura M.10: Hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar para distintos periodos de retorno, sin considerar los desagües de Cervera y Requejada.

Extrapolación de hidrogramas

Para un mejor conocimiento de las cargas del sistema que han servido más adelante para la estimación de probabilidades de rotura así como para el análisis de consecuencias, se ha decidido calcular los hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar para periodos de retorno superiores a 10.000 años. En particular, se han obtenido los hidrogramas correspondientes a las avenidas de 20.000, 50.000 y 100.000 años de periodo de retorno. Para ello se ha partido de los datos hidrológicos existentes y que se han repasado en el punto anterior.

Tras estudiar los hidrogramas resultantes anteriores, y en particular de la relación entre caudales pico y periodos de retorno de las avenidas, se ha concluido que dicha relación se puede ajustar mediante una función de distribución tipo GEV. Los parámetros de la función aplicados a los datos son los que siguen:

- Parámetro de escala: $\mu = 155,639$.
- Parámetro de posición: $\alpha = 8,573$.
- Parámetro de forma: $k = -0,283$.

Conociendo esta relación, se han obtenido los valores de caudales pico de las nuevas avenidas que se querían estudiar: las de 20.000, 50.000 y 100.000 años de periodo de retorno. En la figura M.11 siguiente se representan los datos de

caudales pico de avenidas frente a sus periodos de retorno, la función de distribución GEV a la que se ajustan dichos datos, así como los valores de caudales pico de las nuevas avenidas.

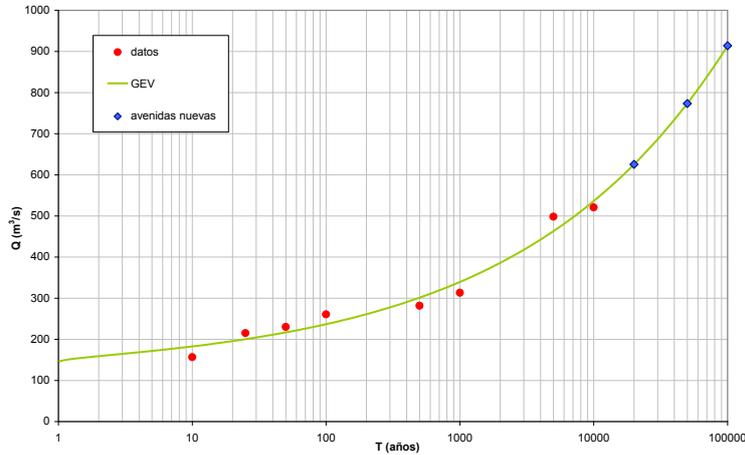


Figura M.11: Datos de caudales pico de partida, función de ajuste GEV y datos de caudales pico de las nuevas avenidas para el embalse de Aguilar.

Los valores de los caudales pico de las avenidas de partida (las recogidas en la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Aguilar), así como los de las avenidas obtenidas en este estudio por extrapolación (T=20.000, T=50.000 y T=100.000 años) se muestran en el cuadro M.8:

Periodo de retorno (años)	Qp (m³/s)
10	156.62
25	215
50	230.1
100	260.77
500	281.53
1000	313.08

Periodo de retorno (años)	Qp (m³/s)
5000	498.23
10000	520.79
20000	625.26
50000	773.33
100000	913.83

Cuadro M.8: Periodos de retorno de los caudales pico del embalse de Aguilar.

Para obtener los hidrogramas completos correspondientes a los estos periodos de retorno se ha extrapolado el hidrograma de partida de mayor periodo de retorno (es decir, el de T=10.000 años) tomando como razón de extrapolación el cociente $Q_p-T/Q_p-10.000$, donde Q_p-T es el caudal pico correspondiente al periodo de retorno T buscado, y $Q_p-10.000$ es el caudal pico correspondiente a 10.000 años. En la figura M.12 se representan los hidrogramas de entrada recogidos en la Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Aguilar (periodos de retorno de 10 a 10.000 años), así como los obtenidos en este apéndice por extrapolación de los anteriores (periodos de retorno de 20.000, 50.000 y 100.000 años).

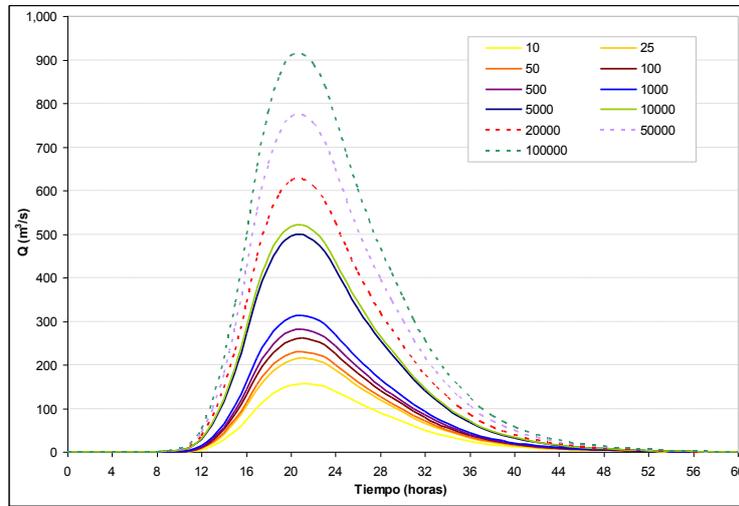


Figura M.12: Hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar con avenidas extrapoladas, sin considerar los desagües de Cervera y Requejada.

Tabla de valores numéricos

El cuadro M.9 muestra los hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar. Estos hidrogramas se emplearon para el modelo de riesgo del sistema completo.

tiempo (h)	PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA (AÑOS)										
	10	25	50	100	500	1000	5000	10000	20000	50000	100000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
9	0	0	0	0	0	0	1	2	2	2	3
10	0	0	0	1	1	1	4	4	5	6	7
11	0	1	1	2	2	3	9	10	12	15	18
12	4	7	8	10	11	13	28	30	35	43	52
13	13	20	22	26	29	34	63	67	80	98	118
14	27	40	44	51	56	64	115	122	145	178	213
15	47	69	74	86	94	107	185	195	232	284	342
16	74	105	114	131	143	161	271	285	339	416	500
17	101	143	154	176	192	215	356	374	445	546	656
18	125	174	187	214	232	260	425	445	529	650	781
19	142	197	211	241	260	291	470	492	586	719	864
20	152	210	226	256	277	309	495	518	616	756	908
21	157	215	230	261	282	313	498	521	620	760	914
22	155	212	227	256	276	307	485	506	602	739	888
23	150	203	217	245	264	292	459	479	570	699	840
24	139	188	201	226	243	269	420	438	522	640	769
25	126	169	180	203	218	241	373	390	464	569	684
26	113	151	161	180	194	214	330	344	409	502	603
27	101	134	143	160	172	189	291	303	361	443	532
28	89	119	126	141	151	167	256	266	317	389	467
29	79	104	111	124	133	147	224	233	278	341	410
30	69	91	96	108	116	127	194	202	241	295	355
31	59	78	83	93	99	109	166	173	206	253	304
32	50	66	70	79	84	93	141	147	175	214	257
33	42	56	59	66	71	78	119	123	147	180	217
34	35	47	50	55	59	65	99	103	123	151	181
35	29	39	41	46	49	54	82	85	102	125	150
36	24	32	34	38	40	45	68	70	84	103	124
37	20	26	28	31	33	37	56	58	69	85	102
38	16	22	23	26	27	30	46	48	57	70	84
39	14	18	19	21	23	25	38	40	47	58	69
40	11	15	16	18	19	21	31	33	39	48	57
41	9	12	13	15	16	17	26	27	32	40	48
42	8	10	11	12	13	14	22	22	27	33	39
43	6	8	9	10	11	12	18	18	22	27	32
44	5	7	7	8	9	10	15	15	18	22	27
45	4	6	6	7	7	8	12	13	15	18	22
46	4	5	5	6	6	7	10	11	13	15	19
47	3	4	4	5	5	6	9	9	11	13	16
48	3	3	4	4	4	5	7	7	9	11	13
49	2	3	3	3	3	4	6	6	7	9	11
50	2	2	2	3	3	3	5	5	6	7	9
51	1	2	2	2	2	2	4	4	5	6	7
52	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	5
53	1	1	1	1	1	1	2	2	3	3	4
54	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	3
55	0	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2
56	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
57	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
58	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
61	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
62	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
63	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
64	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
65	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
66	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
67	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
68	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
69	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
73	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Cuadro M.9: Valores numéricos de los hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar (intercuenca).

M.2.6. Hidrología de entrada a Aguilar para el modelo individual de riesgo

El modelo de riesgo de la presa de Aguilar estudiada individualmente requiere conocer las laminaciones de las presas situadas aguas arriba (Cervera y Requejada) para saber las aportaciones que llegan a su embalse. Así, para conocer dichas aportaciones totales se han realizado las laminaciones de los embalses de Cervera y Requejada, para avenidas de periodo de retorno entre 10 y 100.000 años. Con ello, los hidrogramas de entrada finales al embalse de Aguilar para el modelo de riesgo individual se han calculado como suma de los hidrogramas de entrada naturales (recogidos en el punto M.2.5) y de las mencionadas laminaciones.

Para el cálculo de las laminaciones de los embalses de Cervera y Requejada se ha contado con sus hidrologías correspondientes (apartados M.2.3 y M.2.4 respectivamente), teniendo en cuenta las consignas de explotación y considerando que se parte de sus NMN y que todos los órganos de desagüe funcionan correctamente. Los hidrogramas de salida se representan en la figura M.13 (presa de Cervera) y la figura M.14 (presa de Requejada).

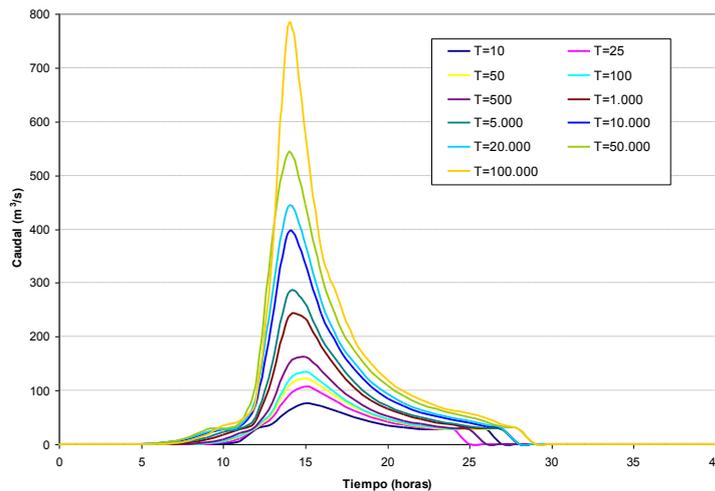


Figura M.13: Caudales de salida laminados por la presa de Cervera, para distintas avenidas.

Se ha considerado que los hidrogramas de salida de las presas de Cervera y Requejada son iguales que los de entrada al embalse de Aguilar, pero desplazados una hora en el tiempo. Esto es así ya que la distancia entre las presas de cabecera y la de aguas abajo es relativamente corta. Esta hipótesis queda del lado de la seguridad. Así pues, los hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar resultantes para periodos de retorno entre 10 y 100.000 años son los que se representan en la figura M.15 siguiente, y que se han utilizado en el modelo de riesgo individual de la presa de Aguilar.

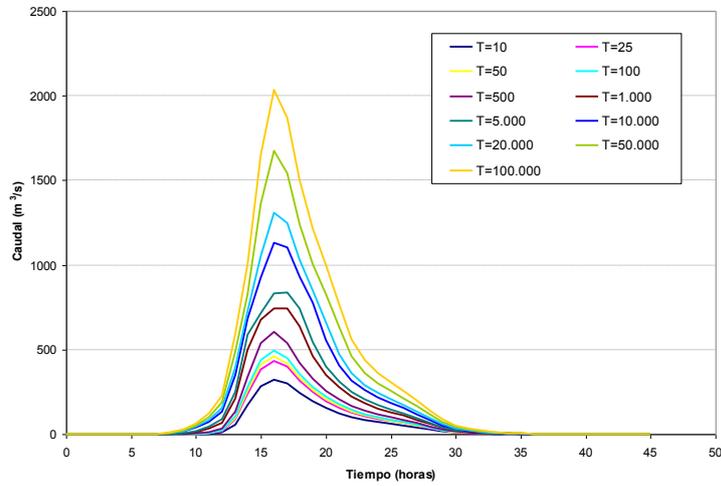


Figura M.14: Caudales de salida laminados por la presa de Requejada, para distintas avenidas.

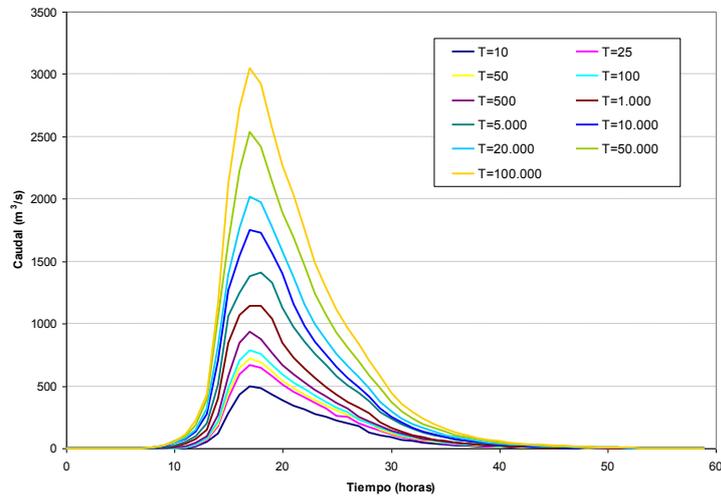


Figura M.15: Hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar, considerando las laminaciones de Cervera y Requejada (avenidas de T=10 a T=100.000 años).

Tabla de valores numéricos

El cuadro M.10 muestra los hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar, considerando las laminaciones que se producen en las presas de cabecera (Cervera y Requejada). Estos hidrogramas son los empleados para el modelo individual de la presa de Aguilar.

tiempo (h)	PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA (AÑOS)										
	10	25	50	100	500	1000	5000	10000	20000	50000	100000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	1	1	2	0
8	0	0	0	0	0	1	2	6	7	8	4
9	0	0	0	0	1	4	8	18	20	24	19
10	0	1	2	3	5	14	22	41	47	57	53
11	2	5	7	10	15	34	50	76	83	96	114
12	12	23	28	33	45	72	98	135	152	185	219
13	50	67	72	81	97	145	199	276	316	396	427
14	122	176	194	216	266	400	515	706	822	1051	1165
15	280	398	436	480	582	844	1057	1269	1398	1655	2124
16	432	597	645	704	842	1067	1248	1544	1763	2223	2727
17	496	671	719	783	932	1139	1382	1748	2017	2538	3050
18	485	648	692	753	874	1141	1412	1730	1973	2416	2918
19	433	575	612	667	763	1036	1329	1565	1771	2135	2564
20	385	509	541	592	669	849	1127	1400	1581	1892	2272
21	344	453	481	527	592	729	968	1157	1373	1693	2032
22	309	405	429	471	525	638	854	982	1150	1459	1751
23	278	362	384	421	467	561	758	855	994	1237	1484
24	250	322	341	374	413	492	667	748	868	1068	1280
25	224	258	301	329	362	428	581	649	754	925	1109
26	200	254	267	292	319	374	507	565	656	805	966
27	179	198	237	231	254	326	442	489	569	697	837
28	129	169	206	197	216	279	378	414	481	588	705
29	107	140	148	163	178	206	290	316	371	484	578
30	86	113	120	132	144	164	235	254	299	368	442
31	70	91	97	107	116	131	191	204	241	296	356
32	57	74	79	88	95	106	156	166	196	241	289
33	46	61	64	72	77	86	128	135	160	196	236
34	38	50	53	59	63	70	105	110	131	160	193
35	31	40	43	48	51	57	85	89	106	130	157
36	25	33	35	39	42	46	70	73	87	106	128
37	20	27	28	32	34	38	57	59	70	86	104
38	17	22	23	26	28	31	47	49	58	71	85
39	14	18	19	21	23	25	38	40	48	58	70
40	11	15	16	18	19	21	32	33	39	48	58
41	9	12	13	15	16	17	26	27	32	40	48
42	8	10	11	12	13	14	22	22	27	33	39
43	6	8	9	10	11	12	18	18	22	27	32
44	5	7	7	8	9	10	15	15	18	22	27
45	4	6	6	7	7	8	12	13	15	18	22
46	4	5	5	6	6	7	10	11	13	15	19
47	3	4	4	5	5	6	9	9	11	13	16
48	3	3	4	4	4	5	7	7	9	11	13
49	2	3	3	3	3	4	6	6	7	9	11
50	2	2	2	3	3	3	5	5	6	7	9
51	1	2	2	2	2	2	4	4	5	6	7
52	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	5
53	1	1	1	1	1	1	2	2	3	3	4
54	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	3
55	0	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2
56	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
57	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
58	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
61	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
62	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
63	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
64	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
65	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
66	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
67	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
68	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
69	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
71	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
73	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Cuadro M.10: Valores numéricos de los hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar, considerando las laminaciones de Cervera y Requejada.

Apéndice N

Estudio de niveles de embalse del sistema Pisuerga

N.1. El estudio de niveles de embalse en el Análisis de Riesgo

El estudio de niveles previos forma parte del análisis de las cargas, tal como se muestra en la figura N.1.

En el modelo de riesgo, el estudio de niveles previos es un dato previo que se utiliza para el cálculo del nivel máximo alcanzado en el embalse tras la llegada de la avenida y por lo tanto debe incluirse un nodo con esta información antes de los nodos que dan los resultados de la laminación (ver figura N.2). En este nodo se caracteriza la probabilidad de encontrarse en un determinado nivel previo cuando llega la avenida.

Por lo tanto, el objetivo del estudio de niveles previos es determinar la relación entre probabilidad y niveles en el embalse. Esta relación se puede incluir en el modelo mediante una curva de probabilidad de excedencia de niveles en el embalse, dejando que el modelo discretice automáticamente dicha curva en varias ramas y calcule la probabilidad de cada rama a partir de la relación de probabilidad de excedencia. También puede incluirse mediante una probabilidad de ocurrencia de los niveles de embalse previamente discretizados.

La curva de probabilidad de excedencia de niveles de embalse puede obtenerse ajustando una curva empírica al registro de niveles históricos. Para ello es necesario contar con un registro suficientemente largo y representativo de la situación de explotación actual. Cuando esto no sea posible o cuando se desee evaluar alguna posible situación futura (por ejemplo, una restricción de niveles de explotación) se debe recurrir a la simulación.

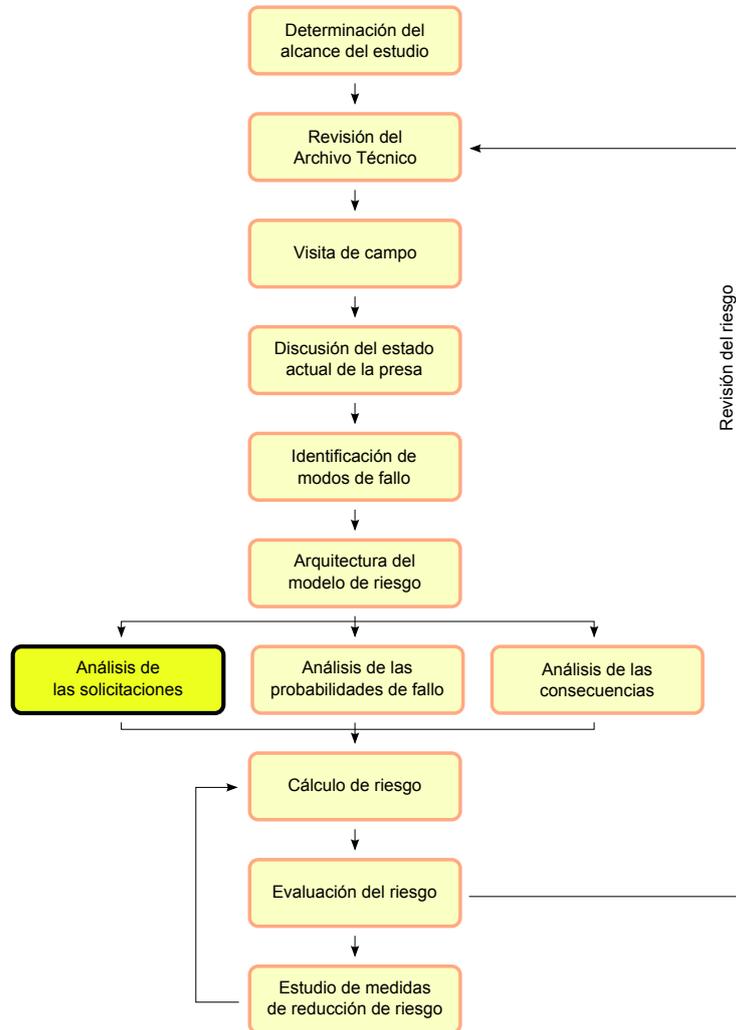


Figura N.1: Ubicación del estudio de niveles previos en el proceso general del análisis de riesgo.

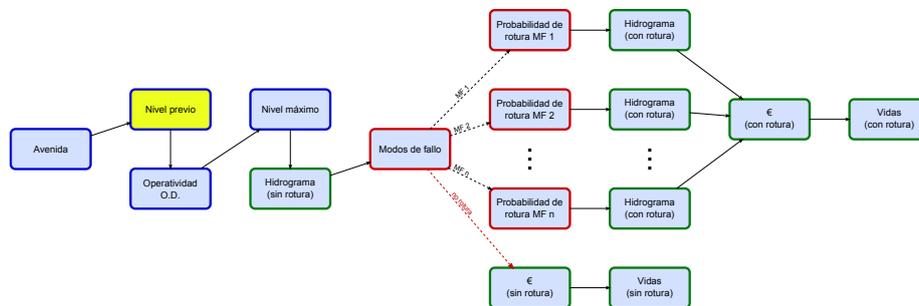


Figura N.2: Nodo del modelo de riesgo afectado por los niveles previos de embalse (amarillo).

N.2. Estudio de los niveles del embalse de Cervera

Para el estudio de los niveles en el embalse de Cervera se han utilizado los datos de explotación, contenidos en el Documento XYZT de la presa elaborado por la empresa consultora OFITECO. En este documento están recogidos los registros históricos de volúmenes almacenados en el embalse desde el día 1 de octubre de 1958 hasta el día 30 de septiembre de 2008. De su estudio se observa que durante el periodo de tiempo entre los años 1962 y 1970 hay una cierta cantidad de días de los que no se tienen registros, y que llega al 2.2 % del total de datos de los que se disponen. Así pues se ha decidido no incluir el periodo entre los años 1958 y 1970 para el estudio de niveles previos. Además, en el periodo estudiado tomado como válido, no se dispone de datos entre el 06/10/83 y el 20/11/83; esto representa el 0.33 % del total de datos recogidos.

Para obtener los datos de cotas en el embalse a partir del registro de volúmenes se ha empleado la curva característica del embalse (volumen vs nivel).

Una vez obtenidas dichas cotas, se han observado 177 registros en los que se supera el NMN de la presa (fijado en 1041,60 msnm) que van desde el nivel 1041,61 hasta el nivel 1041,90 msnm. Para separar del registro histórico la explotación normal del embalse y la gestión de avenidas, se ha truncado la serie de datos en su Nivel Máximo Normal (1041,60 msnm). La figura A2.3 muestra la serie de niveles históricos resultante para el embalse de Cervera.

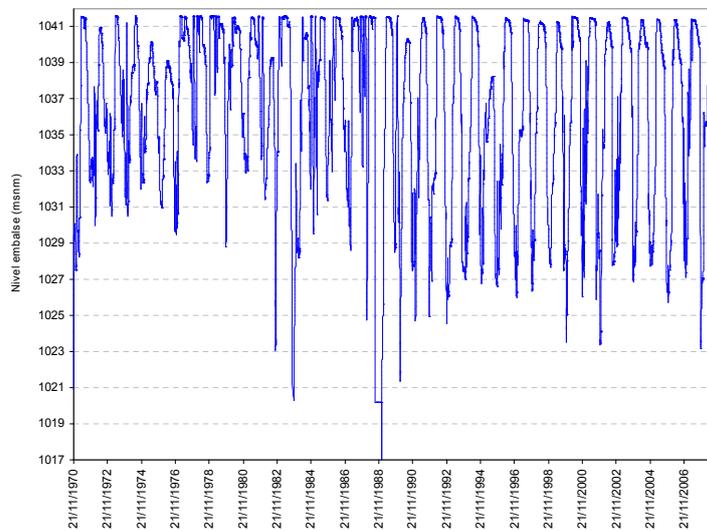


Figura N.3: Histórico de niveles del embalse de Cervera.

Como se observa, el rango de niveles históricos registrados está contenido entre las cotas 1017.07 y 1041.60 msnm. A partir de todos estos datos se ha ajustado una curva de probabilidad de excedencia de niveles en el embalse (figura N.4) distinguiendo entre verano e invierno para ajustarse a las mismas divisiones temporales que posteriormente se realizan en la estimación de consecuencias.

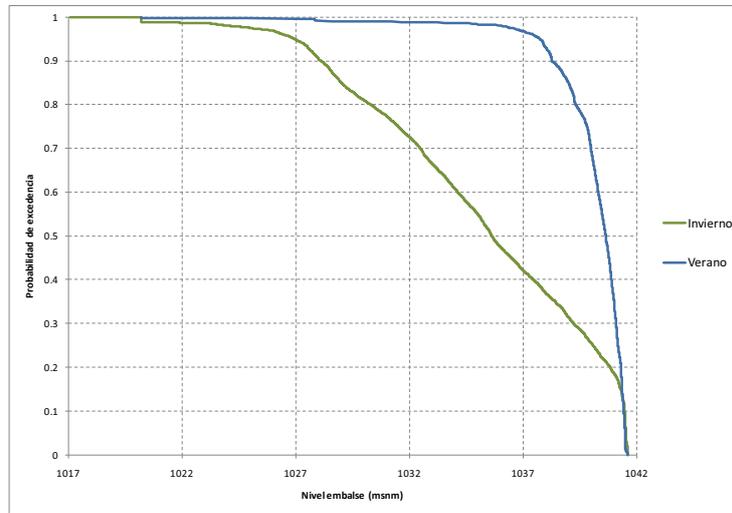


Figura N.4: Probabilidad de excedencia de nivel del embalse de Cervera.

N.3. Estudio de los niveles del embalse de Requejada

Como en el caso anterior, para el estudio de los niveles en el embalse de Requejada se han utilizado los datos de explotación, contenidos en el Documento XYZT de la presa elaborado por la empresa consultora OFITECO. En este documento están recogidos los registros históricos de volúmenes almacenados en el embalse desde el día 1 de octubre de 1958 hasta el día 31 de agosto de 2008. De su estudio se observa que no existen datos recogidos de volúmenes en el embalse desde el 09/10/62 al 14/12/62, lo cual supone un 0.34 % del total de datos de los que se disponen. Así, estos días no han sido considerados en el cálculo de probabilidades de excedencia de niveles.

Para obtener los datos de cotas en el embalse a partir del registro de volúmenes se ha empleado la curva característica del embalse (volumen vs nivel). La figura N.55 muestra la serie de niveles históricos resultante para el embalse de Requejada.

Como se observa, el rango de niveles históricos registrados está contenido entre las cotas 1035.50 y 1082.04. A partir de todos estos datos se ha ajustado una curva de probabilidad de excedencia de niveles en el embalse (figura N.6) distinguiendo también entre verano e invierno.

N.4. Estudio de los niveles del embalse de Aguilar

Como en los casos anteriores, para el estudio de los niveles en el embalse de Aguilar se han utilizado los datos de explotación, contenidos en el Documento XYZT de la presa elaborado por la empresa consultora OFITECO con fecha de

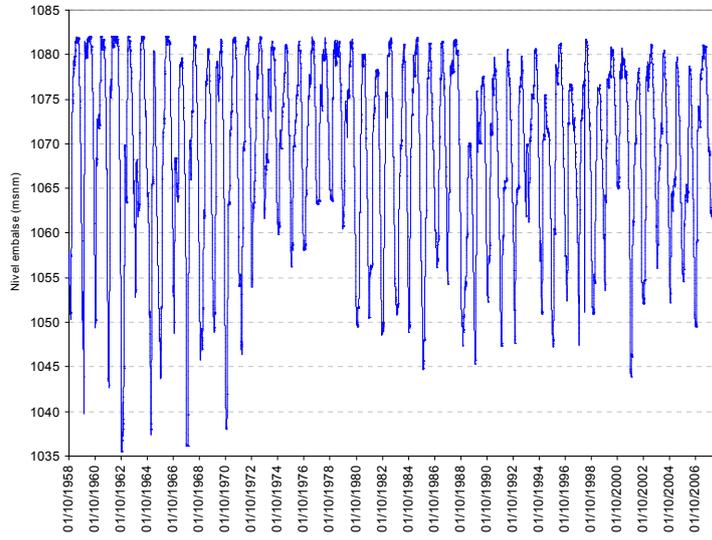


Figura N.5: Histórico de niveles del embalse de Requejada.

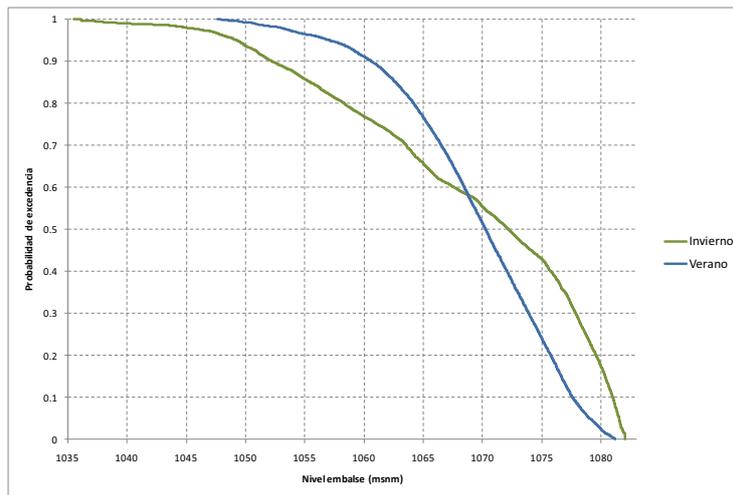


Figura N.6: Probabilidad de excedencia de nivel del embalse de Requejada.

diciembre de 2008. En este documento están recogidos los registros históricos de volúmenes almacenados en el embalse desde el día 1 de enero de 1963.

En el Documento XYZT de la presa de Aguilar se recoge también el plan de puesta en carga de la misma. Según el mencionado archivo, el embalse alcanzó su NMN con fecha 22 de mayo de 1969. El periodo de tiempo anterior corresponde al embalsado y al seguimiento del comportamiento de la presa (filtraciones, desplazamientos, etc.) y por lo tanto no se corresponde con una explotación normal del embalse. Así pues, para no considerar los registros del periodo anterior a su primer llenado, en la obtención de probabilidades de excedencia de niveles se ha considerado únicamente los posteriores al 22 de mayo de 1969.

Para obtener los datos de cotas en el embalse se ha partido de estos volúmenes y se han interpolado los valores de la curva característica del embalse (volúmenes vs niveles). La figura N.7 muestra la serie de niveles históricos resultante para el embalse de Aguilar.

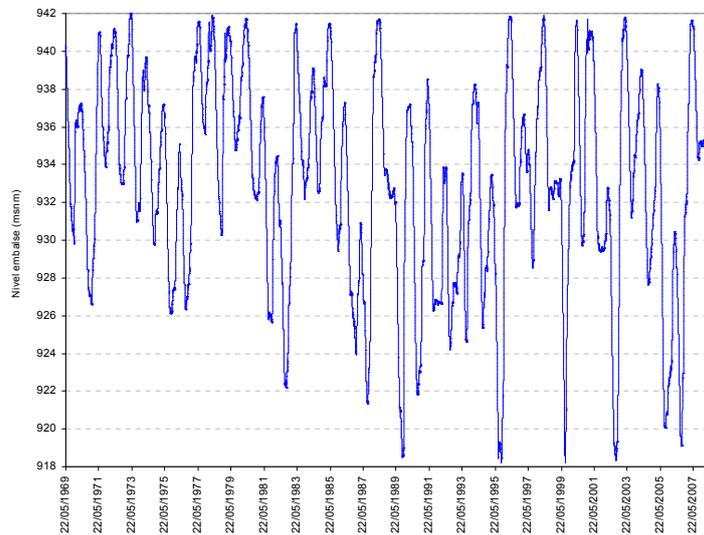


Figura N.7: Histórico de niveles del embalse de Aguilar.

Como se observa, el rango de niveles históricos registrados está contenido entre las cotas 918.21 y 942.00. A partir de todos estos datos se ha ajustado una curva de probabilidad de excedencia de niveles en el embalse (figura N.8) distinguiendo también entre verano e invierno.

N.5. Datos introducidos en el modelo

Como complemento a este estudio, se muestra a continuación el formato de los archivos correspondiente al nodo de Nivel previo que se han introducido en los distintos modelos de riesgo.

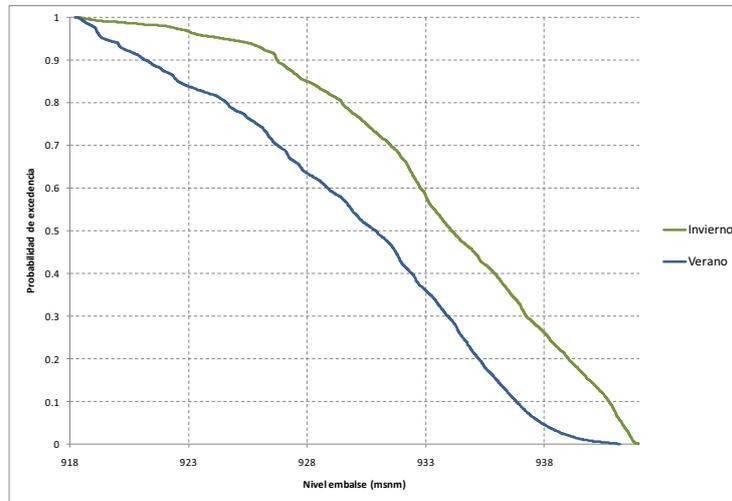


Figura N.8: Probabilidad de excedencia de nivel del embalse de Aguilar.

Los datos constan en un nodo discreto que asocia directamente probabilidades a cada nivel previo considerado (y no probabilidades de excedencia); la forma de introducirlos para cada presa es la que sigue:

- Se parte de la serie histórica de niveles y se ordena por niveles crecientes.
- A cada nivel se le asocia una probabilidad de excedencia PE.
- Se discretiza el rango de niveles posibles según los criterios mencionados en el punto N.5.2 siguiente.
- Se extraen los niveles medios de cada intervalo resultante.
- Cada nivel tendrá asociada como probabilidad la diferencia entre las PE correspondientes a los niveles extremos del intervalo en el que se encuentre.

N.5.1. Problemática

Considerar el rango completo de niveles previos de cada presa y discretizarlo en intervalos constantes aumenta mucho el número de ramas a calcular en el modelo, y hace impracticable su estudio. Para simplificar el modelo se ha decidido dividir o discretizar dicho rango en intervalos variables de forma que capten mejor el riesgo sin aumentar desproporcionadamente el tiempo y el volumen de cálculo.

Como se describe en el apéndice P, los modos de fallo identificados para las 3 presas del sistema Pisuerga (y por lo tanto sus probabilidades de rotura) dependen directamente del nivel de agua máximo alcanzado en cada embalse, con lo que hay niveles máximos para los que no se produce la rotura. Por lo tanto existen niveles previos en cada presa con los que, en la situación más desfavorable,

no se alcanzan los niveles en el embalse que puedan producir una cierta probabilidad de rotura. No ha sido necesario discretizar el rango de dichos niveles ya que no tienen efecto en el riesgo resultante.

Así pues, se ha decidido discretizar los niveles de tal forma que:

- Se adopte un único intervalo inicial que englobe al rango de niveles previos con los que no se obtienen probabilidades de fallo.
- Se discretice el rango de niveles previos que puedan producir rotura, en unos ciertos intervalos diferentes para cada presa.

N.5.2. Discretizaciones adoptadas

Con lo visto se ha conseguido densificar los niveles previos, utilizados en los cálculos posteriores, que pueden producir rotura y que por lo tanto pueden producir la rotura de la presa, obteniendo así resultados de riesgo más precisos.

En el cuadro N.1 se recogen los intervalos iniciales de niveles con los que no se obtienen probabilidades de fallo, los intervalos de niveles con los que sí se obtienen probabilidades, y las discretizaciones de estos últimos, adoptados para cada una de las 3 presas del sistema y en función de la estación.

Presa	Estación	Intervalo inicial	Niveles con los que se obtienen probabilidades de rotura	Discretización de niveles que pueden producir rotura
Cervera	Invierno	1017 - 1031.4	1031.4 - 1041.6	Cada 2 m
	Verano	1020.2 - 1031.4		
Requejada	Invierno	1035.5 - 1066.2	1066.2 - 1082.04	Cada 2.5 m
	Verano	1047.63 - 1066.2	1066.2 - 1081.2	
Aguilar	Invierno	918.21 - 937.5	937.5 - 942.3	Cada 1.2 m
	Verano	918.21 - 937.5		

Cuadro N.1: Rangos de niveles previos adoptados para las tres presas del Pisuerga.

En las figuras N.9 a N.14 se representan las probabilidades de excedencia de niveles previos (curva azul), los intervalos en los que se ha discretizado (en trazo rojo discontinuo) y los niveles medios de cada intervalo que sirven de entrada en el nodo de Laminación (puntos verdes).

En las figuras N.15, N.16 y N.17 se exponen los archivos resultantes relativos a las probabilidades de niveles previos considerados en las presa de Cervera, Requejada y Aguilar, respectivamente, en cada modelo individual. Los datos se han introducido en un archivo de texto que, para cada estación, consta de:

- Una columna correspondiente a la discretización de niveles previos (que corresponden con los puntos verdes medios de los intervalos anteriores).
- Una columna, separada de la anterior, correspondiente a los valores de las probabilidades promedio asociadas a cada nivel previo.

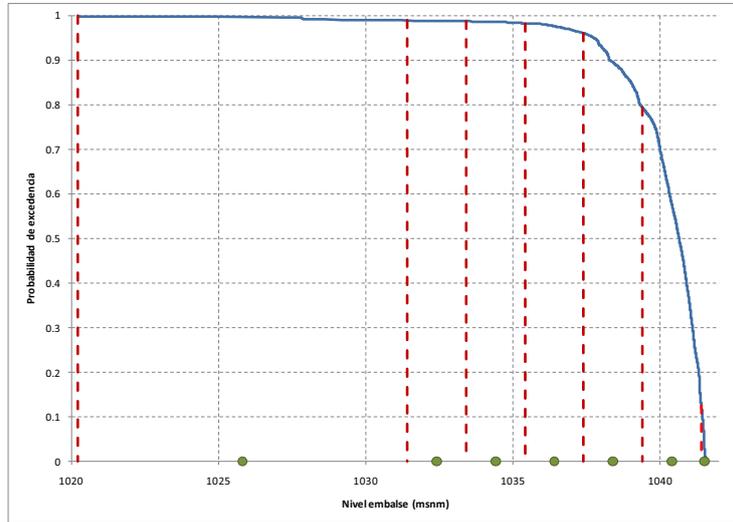


Figura N.9: Discretización de los niveles previos para la presa de Cervera (verano).

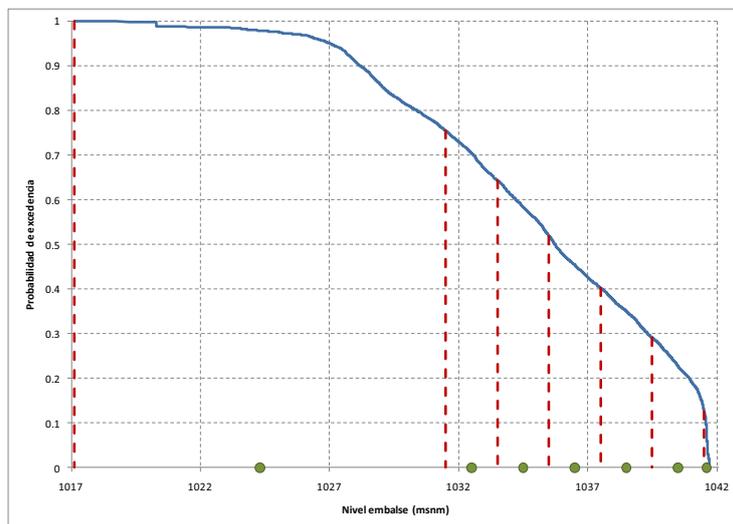


Figura N.10: Discretización de los niveles previos para la presa de Cervera (invierno).

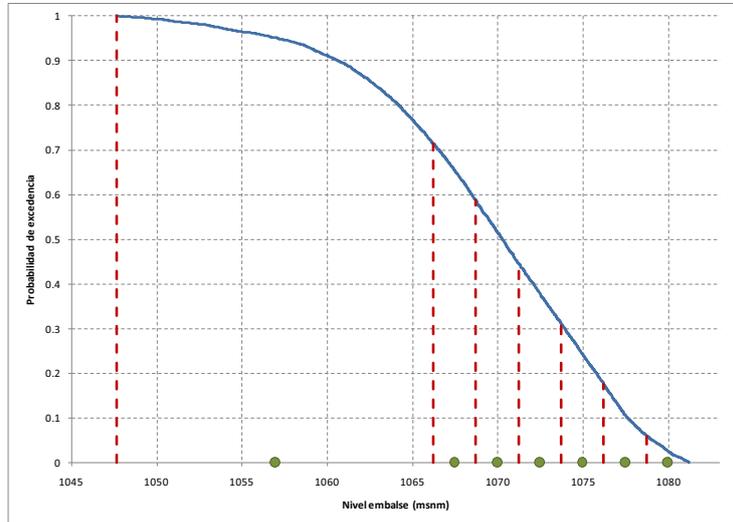


Figura N.11: Discretización de los niveles previos para la presa de Requejada (verano).

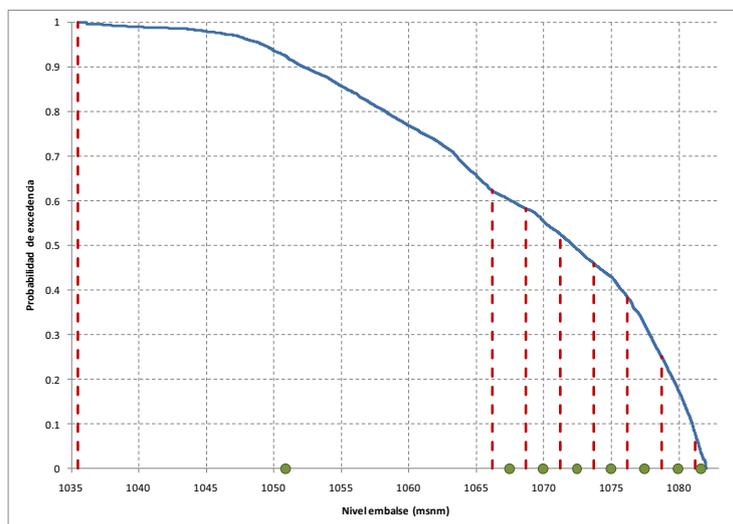


Figura N.12: Discretización de los niveles previos para la presa de Requejada (invierno).

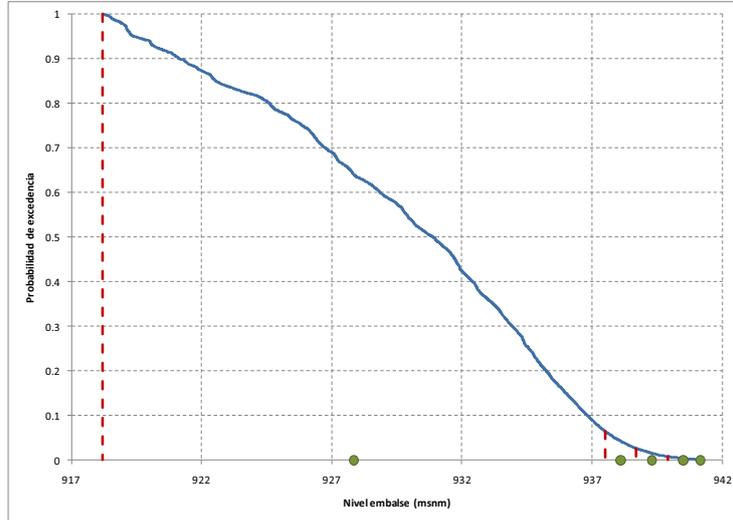


Figura N.13: Discretización de los niveles previos para la presa de Aguilar (verano).

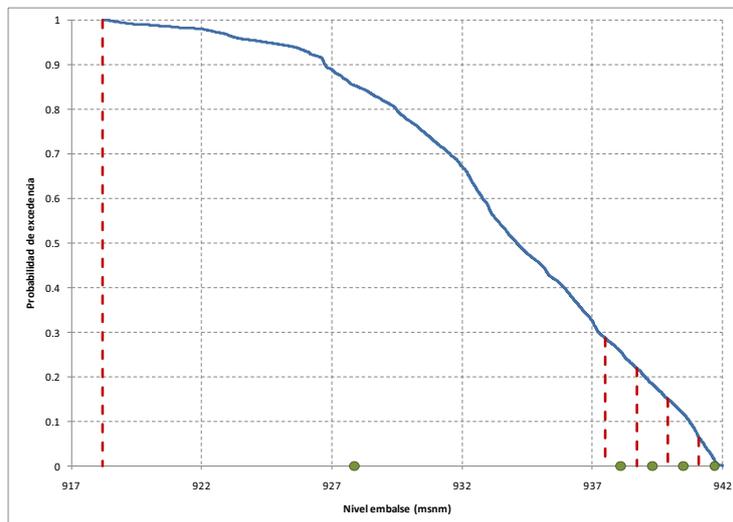
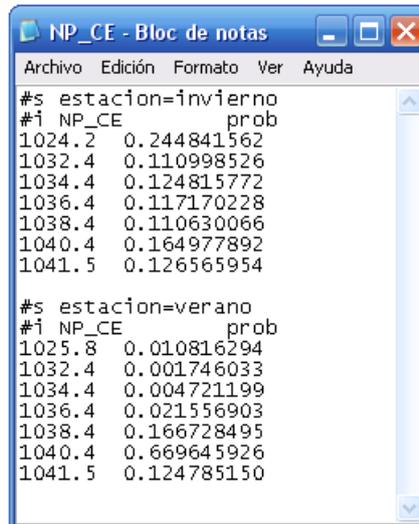


Figura N.14: Discretización de los niveles previos para la presa de Aguilar (invierno).



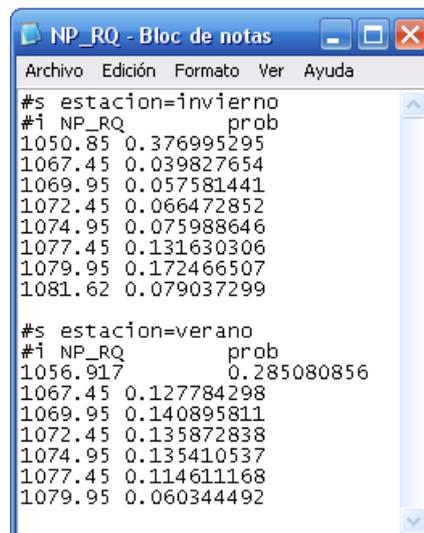
```

NP_CE - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
#s estacion=invierno
#i NP_CE      prob
1024.2  0.244841562
1032.4  0.110998526
1034.4  0.124815772
1036.4  0.117170228
1038.4  0.110630066
1040.4  0.164977892
1041.5  0.126565954

#s estacion=verano
#i NP_CE      prob
1025.8  0.010816294
1032.4  0.001746033
1034.4  0.004721199
1036.4  0.021556903
1038.4  0.166728495
1040.4  0.669645926
1041.5  0.124785150

```

Figura N.15: Archivo de texto de probabilidades de niveles previos en la presa de Cervera.



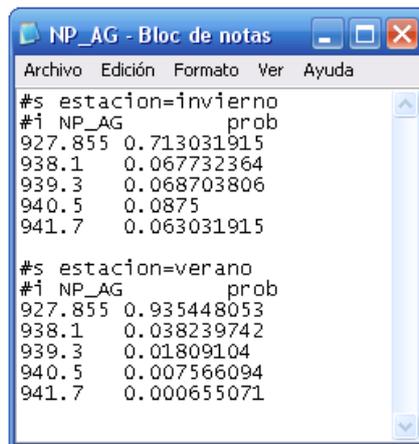
```

NP_RQ - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
#s estacion=invierno
#i NP_RQ      prob
1050.85 0.376995295
1067.45 0.039827654
1069.95 0.057581441
1072.45 0.066472852
1074.95 0.075988646
1077.45 0.131630306
1079.95 0.172466507
1081.62 0.079037299

#s estacion=verano
#i NP_RQ      prob
1056.917 0.285080856
1067.45 0.127784298
1069.95 0.140895811
1072.45 0.135872838
1074.95 0.135410537
1077.45 0.114611168
1079.95 0.060344492

```

Figura N.16: Archivo de texto de probabilidades de niveles previos en la presa de Requejada, para el modelo de la presa individual.



```

NP_AG - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
#s estacion=invierno
#i NP_AG      prob
927.855 0.713031915
938.1   0.067732364
939.3   0.068703806
940.5   0.0875
941.7   0.063031915

#s estacion=verano
#i NP_AG      prob
927.855 0.935448053
938.1   0.038239742
939.3   0.01809104
940.5   0.007566094
941.7   0.000655071
    
```

Figura N.17: Archivo de texto de probabilidades de niveles previos en la presa de Aguilar, para el modelo de la presa individual.

Apéndice Ñ

Estudio de fiabilidad de órganos de desagüe del sistema Pisuerga

Ñ.1. La fiabilidad de los órganos de desagüe en el análisis de riesgo

A pesar de que tradicionalmente la fiabilidad de los órganos de desagüe ha sido un aspecto difícil de integrar dentro del conjunto de la seguridad de una presa, mediante el análisis de riesgo, este apartado queda perfectamente integrado en el modelo de riesgo y su impacto sobre la seguridad es cuantificable.

Dentro del proceso global del análisis de riesgo, la determinación de la fiabilidad de los órganos de desagüe forma parte de los estudios necesarios para alimentar el modelo de riesgo, más concretamente para alimentar la parte correspondiente a las cargas, tal como se muestra en la figura Ñ.1.

La figura Ñ.2 muestra el nodo del modelo de riesgo que incluye la información sobre la fiabilidad de los órganos de desagüe. En el modelo genérico que se muestra en la figura, es un único nodo el que incluye dicha información, aunque en un caso real de una presa con varios órganos de desagüe, es habitual que se incluya al menos un nodo para cada órgano de desagüe.

El resultado de los nodos de operatividad de compuertas debe aparecer antes de los nodos que incluyen los resultados de la laminación (en la figura Ñ.2, los nodos de nivel máximo e hidrograma sin rotura, apéndice O) ya que ésta depende de qué órganos se pueden utilizar para gestionar la avenida. Por lo tanto, la información que deben incluir estos nodos es la probabilidad de que cada órgano de desagüe se pueda utilizar para dicho fin, es decir que en el momento en que se presente una avenida cada órgano pueda o no ser utilizado. Esta operatividad se ha considerado de tal manera que cada órgano (cada vano de un aliviadero, cada tubo de un desagüe) puede funcionar completamente

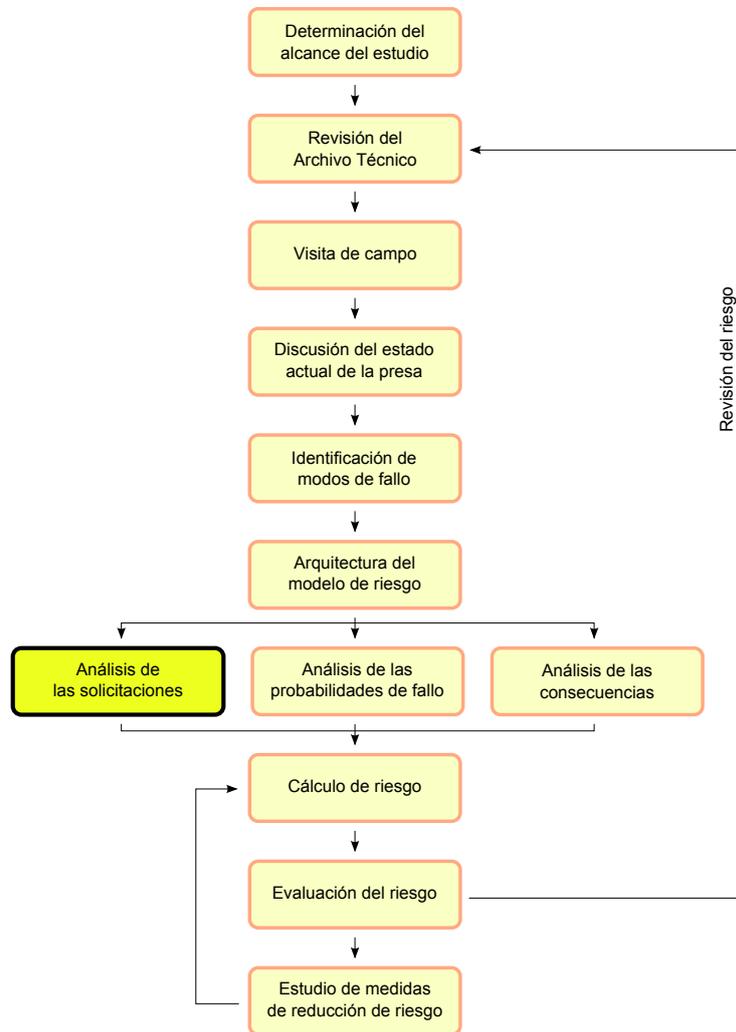


Figura Ñ.1: Ubicación de la fiabilidad de los órganos de desagüe en el proceso general del análisis de riesgo.

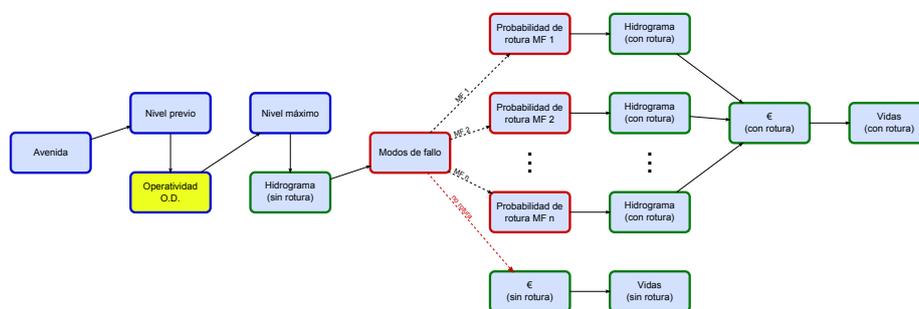


Figura Ñ.2: Nodo del modelo de riesgo afectado por la fiabilidad de los órganos de desagüe (amarillo).

o no funcionar en absoluto. En principio, también se podría hacer un estudio que contemplase escenarios intermedios de funcionamiento parcial aunque las mejoras en cuanto a precisión de resultados son en general pequeñas y no suele compensar el incremento de complejidad y trabajo.

No se debe confundir la fiabilidad de los órganos de desagüe con la posibilidad de que sufran un colapso o apertura repentina que provoque una avenida artificial aguas abajo. Este aspecto también debe ser analizado, pero no como un componente de las cargas del sistema sino como un posible modo de fallo (apéndices P y Q). Resumiendo, este apartado no trata la posibilidad de que las compuertas se abran involuntariamente sino la posibilidad de que no se abran cuando sí se necesitan.

Ñ.2. Estimación de la fiabilidad

Como ya se ha explicado, el objetivo que se persigue es estimar la probabilidad de que en el momento en que se presente una avenida y se necesite que un determinado órgano de desagüe alivie un cierto caudal, éste efectivamente lo alivie. El análisis de las causas que pueden llevar a que esto no ocurra no se puede limitar al fallo mecánico ya que la experiencia demuestra que los fallos pueden ocurrir por muy variadas razones. Por lo tanto, si se analiza el sistema completo, existen varias razones por las cuales se podría producir el fallo:

- Error humano (ya sea porque no se identifica la necesidad de abrir una compuerta, porque la orden no se transmite, porque la persona encargada de operar una compuerta comete un error...).
- Falta de acceso a la cámara de maniobras (por ejemplo por nieve).
- Fallo mecánico (rotura de una pieza, trabazón...).
- Fallo en la obra civil (que pudiera inutilizar el desagüe).
- Fallo eléctrico (ya sea en el suministro como en los componentes de la propia compuerta).
- Obturación del órgano (por ejemplo por troncos).
- Fallo en el *software* que controla la compuerta (en caso de existir).
- Otros.

En cuanto al nivel de detalle del análisis se puede clasificar en tres categorías:

Somero. Tras discutir todas las posibles causas de fallo, se estima una única probabilidad que englobe todas ellas.

Intermedio. Se realiza un árbol de fallo de alto nivel que desagregue las posibles causas de fallo, pero sin llegar al despiece de los componentes mecánicos del sistema. Se estiman las probabilidades desagregadas y se calcula la probabilidad global de fallo mediante el árbol de fallo.

Detallado. Se realiza un árbol de fallo lo más completo posible, modelando los distintos componentes mecánicos, del suministro eléctrico, del la cadena

de órdenes... Se estiman las probabilidades desagregadas y se calcula la probabilidad global de fallo mediante el árbol de fallo.

En el presente estudio, el nivel de detalle empleado ha sido somero, ya que la probabilidad de fallo se ha estimado de forma directa para cada órgano de desagüe a partir de su conocimiento. A continuación se justifican las fiabilidades estimadas para los órganos de cada una de las tres presas analizadas.

Ñ.3. Fiabilidad de los órganos de desagüe de la presa de Cervera

Ñ.3.1. Descripción

A efectos de la laminación, se han considerado el aliviadero de superficie y el desagüe de fondo de la presa de Cervera. Además de estos dos órganos de desagüe, la presa cuenta con otros órganos menores que no han sido tenidos en cuenta en la laminación, por lo que no es necesario estimar su fiabilidad.

Aliviadero de superficie

Se trata de un aliviadero de labio fijo (vertido libre) emplazado junto al estribo derecho. La zona de vertido está formada por un muro de hormigón de 105 metros de longitud y 0.5 metros de espesor en su coronación, con un labio a la cota 1.041,60 y cuyo perfil no se ajusta a ningún modelo hidráulico convencional. Este aliviadero no tiene órganos de control, por lo que siempre está operativo y no es necesario estimar su fiabilidad. En la figura Ñ.3 se muestra una fotografía de este aliviadero.

Desagüe de fondo derecho

Se trata de un desagüe de fondo en túnel. Su regulación se realiza mediante una válvula Buerau accionada oleo-eléctricamente. La capacidad máxima de este desagüe es de 27.6 m³/s.

Para la construcción de este conducto se aprovechó la segunda galería de desvío del río. Esta galería, de características idénticas a la del desagüe de fondo derecho, discurre con su eje paralelo a ella en el estribo izquierdo de la cerrada, más exterior respecto al cauce, y tiene su solera a la misma cota (1.011,05).

La galería está protegida y regularizada interiormente con hormigón en masa y carece de rejilla o dispositivo de ataguiado en su embocadura; su longitud total es de 121,00 metros y su sección es de 4,56 metros cuadrados, finalizando en la cámara de válvulas. En este punto la sección cambia de forma abrupta a una circular de 800 mm de diámetro, cuyo eje se encuentra a la cota 1.012,00. La cámara es de parecidas características que la del desagüe de fondo derecho, aunque con dimensiones más reducidas. Del mismo modo que aquélla, está



Figura Ñ.3: Vista desde aguas arriba del labio del aliviadero de la presa de Cervera.

excavada en roca, y se accede a ella por el camino de la margen izquierda que conduce a pie de presa.

La restitución de las aguas al cauce se efectúa mediante un canal cuya solera se encuentra a la cota 1.011,06, que vierte directamente al cauce, de manera análoga a la ya descrita en el desagüe de fondo derecho.

Las figuras Ñ.4 a Ñ.6 muestran algunas imágenes del desagüe de fondo y sus órganos de control.

Ñ.3.2. Estimación de la fiabilidad

Aliviadero de superficie

Teniendo en cuenta que el aliviadero es de labio fijo, sin compuertas, se ha estimado su fiabilidad en un 100 %



Figura Ñ.4: Válvula de regulación de desagüe de fondo de la presa de Cervera.



Figura Ñ.5: Grupo oleohidráulico y cuadro de maniobra del desagüe de fondo de la presa de Cervera.



Figura Ñ.6: Salida de agua al cauce del desagüe de fondo de la presa de Cervera.

Desagüe de fondo

La fiabilidad del desagüe de fondo se ha estimado en un 75 %, que entra dentro del rango de valores frecuentes para este tipo de elementos en condiciones normales. De esta forma, los datos introducidos en el modelo en el nodo de operatividad del desagüe de fondo se muestran en el cuadro Ñ.1.

OpDF	prob
1	0.75
0	0.25

Cuadro Ñ.1: Probabilidades introducidas en el nodo de operatividad del desagüe de fondo de la presa de Cervera.

Ñ.4. Fiabilidad de los órganos de desagüe de la presa de Requejada

Ñ.4.1. Descripción

A efectos de la laminación, se han considerado el aliviadero de superficie y el desagüe de fondo de la presa de Requejada. Además de estos dos órganos de desagüe, la presa cuenta con otros órganos menores que no han sido tenidos en cuenta en la laminación, por lo que no es necesario estimar su fiabilidad.

Aliviadero de superficie

Se encuentra situado en la prolongación del estribo derecho y en posición frontal respecto de la corriente del río. La zona de vertidos, con una longitud de 33,5 metros, se distribuye en dos vanos de 15 metros de anchura cerrados por sendas compuertas Taintor, separados por una pila de 3,50 metros de ancho.

El perfil del labio es del tipo Creager y está dimensionado para una lámina de vertido de 4,00 metros. La cota del umbral del labio es la 1.078,50. El canal de descarga, que se conduce por la ladera con su solera en la roca viva, está defendido en ambas márgenes por sendos muros de mampostería. Su ancho es variable, con una media de 33,5 metros, y finaliza en el cauce sin necesidad de cuenco amortiguador. En la figura Ñ.7 se aprecia la localización de este aliviadero en la presa.

Los dos vanos del aliviadero de superficie se cierran con sendas compuertas de segmento Taintor de 14,70 m de luz y 4,00 m de altura (desnivel entre las generatrices superior e inferior en posición de compuerta abatida). En la figura Ñ.8 se muestra una imagen de estas compuertas.

La cámara en la que están ubicados los dos grupos oleohidráulicos de accionamiento de las compuertas del aliviadero se encuentra situada junto al muro



Figura Ñ.7: Vista desde aguas abajo de la presa de Requejada vertiendo por el aliviadero.



Figura Ñ.8: Compuertas Taintor de la presa de Requejada desde aguas arriba.

de la margen derecha del canal de descarga, en las proximidades de la coronación. Los citados grupos oleohidráulicos se encuentran interconectados entre sí, de modo que se puede ejecutar la maniobra de una compuerta con el mecanismo de la contigua. En la figura Ñ.9 se muestra una imagen de estos grupos oleohidráulicos. Estos sistemas permiten, asimismo, la maniobra del mecanismo manualmente.



Figura Ñ.9: Grupos oleohidráulicos de accionamiento de las compuertas del aliviadero de la presa de Requejada.

Desagüe de fondo

El desagüe de fondo de la presa de Requejada consta de dos conductos de hormigón armado de sección rectangular, que atraviesan el macizo de la presa perpendicularmente al paramento de aguas arriba, por la zona central. La pendiente es del 2% y la cota media de su solera la 1.035,50.

Las dimensiones de las conducciones son variables a lo largo de su traza, siendo en la zona de la cámara de mecanismos de un ancho de 1,15 metros y una altura de 1,75 metros.

Los conductos, con una separación entre ejes de 3,00 metros, tienen una longitud de 38,64 m. Estos conductos, proyectados para funcionar en presión, tienen sus embocaduras abocinadas y protegidas por sendas rejillas metálicas. La carga de agua correspondiente al NMN es de 47 m.

La amortiguación de la energía del caudal desaguado se realiza mediante el vertido al colchón de agua creado en el cuenco amortiguador natural existente con solera hormigonada, en la zona central de la zarpa de la presa.

Las figuras Ñ.10 y Ñ.11 muestran algunas imágenes del desagüe de fondo y sus órganos de control.



Figura Ñ.10: Desagüe por el conducto izquierdo del desagüe de fondo de la presa de Requejada.



Figura Ñ.11: Cámara de válvulas del desagüe de fondo de la presa de Requejada.

Ñ.4.2. Estimación de la fiabilidad

Aliviadero de superficie

Tras tener en cuenta el estado y la operación del aliviadero, la fiabilidad de cada compuerta del aliviadero ha sido estimada en un 75 %, que es un valor dentro del rango de valores frecuentes para este tipo de elementos. Para introducir estos datos en el modelo de riesgo se ha utilizado una distribución binomial utilizando esta fiabilidad individual para obtener la probabilidad de que no funcione ninguna compuerta, de que funcione una sola y de que funcionen ambas. El uso de la distribución binomial implica que los fallos de cada compuerta son independientes. Los datos introducidos en el modelo se muestran en el cuadro Ñ.2.

OpAliv	prob
2	0.5625
1	0.375
0	0.2625

Cuadro Ñ.2: Probabilidades introducidas en el nodo de operatividad del aliviadero de la presa de Requejada.

Desagüe de fondo

La fiabilidad del desagüe de fondo se ha estimado en un 75 %, que entra dentro del rango de valores frecuentes para este tipo de elementos en condiciones normales. De esta forma, los datos introducidos en el modelo en el nodo de operatividad del desagüe de fondo se muestran en el cuadro Ñ.3.

OpDF	prob
1	0.75
0	0.25

Cuadro Ñ.3: Probabilidades introducidas en el nodo de operatividad del desagüe de fondo de la presa de Requejada.

Ñ.5. Fiabilidad de los órganos de desagüe de la presa de Aguilar de Campoo

Ñ.5.1. Descripción

A efectos de la laminación, se han considerado el aliviadero de superficie y el desagüe de fondo de la presa de Aguilar de Campoo. Además de estos dos órganos de desagüe, la presa cuenta con otros órganos menores que no han sido tenidos en cuenta en la laminación, por lo que no es necesario estimar su fiabilidad.

Aliviadero de superficie

El aliviadero de superficie de la presa de Aguilar de Campoo está construido de hormigón, formado por tres vanos de 14,00 metros de anchura cerrados por compuertas de sector, tipo Taintor, instaladas en el año 2004, y separados por pilas de 4,00 metros de anchura, donde se han instalado las cámaras de maniobra. Está situado en la margen derecha de la cerrada, entre los bloques 26 y 29 de la presa, dimensionado para una lámina de agua de 4,00 metros y calculado para un vertido máximo de 630,66 metros cúbicos por segundo.

El perfil de su labio es de tipo Creager, encontrándose su umbral a la cota 938,00 msnm. Tras las obras de instalación de las nuevas compuertas en 2004, el labio se recreció 8 cm en la zona de apoyo de las nuevas ataguías, con lo que realmente el umbral del vertedero estaría a la cota 938,08 msnm. Tiene una longitud total de vertido de 42,00 metros, desarrollándose su planta en recta, y de él caen las aguas al canal de descarga, que se desarrolla apoyado sobre el paramento de aguas abajo de la presa. En la figura Ñ.12 se muestra la localización de este aliviadero en la presa.



Figura Ñ.12: Vista desde aguas abajo de la presa de Aguilar de Campoo vertiendo por el aliviadero.

El canal de descarga, de 50,00 metros de ancho, inicia su recorrido en el umbral del aliviadero, siguiendo el perfil Creager, para enlazar con la rampa de 75H/100V que constituye el paramento de aguas abajo de la presa, donde se desarrolla en una longitud de 50,00 metros, hasta un tramo de perfil parabólico que entrega las aguas a un cuenco amortiguador que, con una longitud de 25,00 metros, tiene una anchura de 50,00 metros y está limitado por una contrapresa que tiene su umbral a la cota 897,50.

Este canal de descarga, en todo su desarrollo, se encuentra protegido, en ambos márgenes, por sendos muros de acompañamiento de hormigón de 1,50 metros de anchura en su coronación y 7,00 metros de altura.

Los tres vanos del aliviadero de superficie se cierran con compuertas de segmento TAINTOR de 13,97 m de luz y 4,379 m de altura (desnivel entre las generatrices superior e inferior en posición de compuerta abatida). En la figura Ñ.13 se muestra una imagen de estas compuertas.



Figura Ñ.13: Compuertas Taintor de la presa de Aguilar de Campoo desde aguas arriba.

Además, también en 2004, se instalaron en los cajeros de entrada de cada uno de los vanos unas guías a cada lado para la colocación de las ataguías, que se encuentran almacenadas junto a la caseta del grupo electrógeno, en el estribo derecho, junto a un pescadurmiente. Este sistema permite trabajar en seco en el lado de aguas arriba de las compuertas.

Las compuertas disponen de pasarelas para facilitar su mantenimiento, a las que se accede por puertas laterales desde las cámaras de accionamiento.

Se dispone de dos cámaras de accionamiento de las compuertas, ubicadas en el interior de las dos pilas centrales del aliviadero. En la pila central derecha se ubica la cámara desde la que se acciona la compuerta Taintor derecha, mientras que en la pila central izquierda se ubica la cámara desde la que se acciona tanto la compuerta Taintor central como la compuerta Taintor izquierda.

Cada compuerta, para su accionamiento, en su correspondiente cámara, dispone de un grupo óleo-hidráulico con dos motores eléctricos que se maniobra desde un cuadro ubicado en el hastial de aguas arriba, instalados en el año 2004. En la figura Ñ.14 se muestra una imagen de los grupos de accionamiento.

Además, la maniobra de cada mecanismo se puede realizar manualmente a través de un sistema instalado en el año 2008, al que se le puede acoplar un motor de gasolina existente para facilitar el accionamiento.

Desagüe de fondo

El desagüe de fondo está formado por dos conductos rectangulares de altura variable, con un valor mínimo de 1.500 mm y anchura constante de 1.000 mm.



Figura Ñ.14: Grupos oleohidráulicos de accionamiento de las compuertas del aliviadero de la presa de Aguilar de Campoo.

Los dos conductos están separados 2,990 metros entre sí que, partiendo del embalse, bajo el vano izquierdo del aliviadero de superficie, atraviesan el cuerpo de presa para aparecer por el paramento de aguas abajo, en el canal de descarga del aliviadero, bajo su pila central izquierda, por donde vierten los caudales al cuenco amortiguador.

Cada uno de los conductos está dotado de una embocadura metálica tipo Weisbach, emplazada en el paramento de aguas arriba de la presa, sin estar dotado de rejilla alguna que proteja al dispositivo y a sus mecanismos de cierre del daño que la entrada de cuerpos gruesos pudieran ocasionarles.

Ambos conductos, una vez en el interior del dique, se desarrollan paralelos, embutidos en él, para llegar a la cámara de maniobra donde se han instalado sus correspondientes válvulas, tanto de cierre como de regulación, todas ellas de tipo Bureau.

Los conductos, a la salida de la cámara, continúan por dos túneles de desagüe, de 31,50 metros de longitud con sección rectangular, que iniciando su recorrido con una altura de 1,70 metros, finaliza con la de 2,20 metros.

La cota de la solera en embocadura es la 902,05 y a la salida la 901,40.

La cámara de maniobra de las válvulas tiene una anchura de 6,00 metros y una longitud de 5,45 metros, con una altura total de 7,80 metros, estando dispuesta en dos plantas: en la superior se encuentran los dispositivos de maniobra y en la inferior las válvulas y conducciones. Se accede a ella desde el entramado de inspección y drenaje.

Los dispositivos de cierre del desagüe de fondo de la presa de Aguilar de Campoo de Campoo constan de dos válvulas en serie en cada uno de sus dos conductos. La función de las válvulas situadas aguas arriba es únicamente de seguridad, y solo se utilizan en caso de avería de las de aguas abajo. Las maniobras siempre se realizan cuando la correspondiente compuerta de aguas abajo está completamente cerrada y la cámara intermedia llena de agua. Estas compuertas solo admiten maniobras totales, es decir, apertura total o cierre total. Las compuertas de aguas abajo sí permiten maniobras de apertura parcial para regulación, aunque siempre es recomendable utilizar los dispositivos de *by-pass* para estas funciones si los caudales que hay que desaguar son compatibles con su capacidad. En cada compuerta existe un indicador de posición que señala el grado de apertura.

Tanto las válvulas de aguas arriba como las de aguas abajo son de compuerta tipo Bureau, de 1.000 mm de anchura por 1.500 mm de altura. Estas válvulas son las que se instalaron originalmente, y están formadas de una sola pieza, en fundición, con nervios y refuerzos para darles la debida resistencia y están provistas de bandas de deslizamiento. La maniobra de las compuertas se efectúa electro-óleo-hidráulica o manualmente y disponen de los necesarios mecanismos de aireación por ventosa de doble efecto y *by-pass*. La figura Ñ.15 muestra una imagen de estas válvulas.



Figura Ñ.15: Válvulas Bureau de regulación del desagüe de fondo de la presa de Aguilar de Campoo.

Ñ.5.2. Estimación de la fiabilidad

Aliviadero de superficie

Tras tener en cuenta el estado y la operación del aliviadero, la fiabilidad de cada compuerta del aliviadero ha sido estimada en un 90 %, que es un valor dentro del rango de valores frecuentes para este tipo de elementos. Para introducir estos datos en el modelo de riesgo se ha utilizado una distribución binomial utilizando esta fiabilidad individual para obtener la probabilidad de que no funcione ninguna compuerta, de que funcione una sola, de que funcionen dos y de que funcionen todas. El uso de la distribución binomial implica que los fallos de cada compuerta son independientes. Los datos introducidos en el modelo se muestran en el cuadro Ñ.4.

OpAliv	prob
3	0.729
2	0.243
1	0.021
0	0.001

Cuadro Ñ.4: Probabilidades introducidas en el nodo de operatividad del aliviadero de la presa de Aguilar de Campoo.

Desagüe de fondo

La fiabilidad del desagüe de fondo se ha estimado en un 75 %, que entra dentro del rango de valores frecuentes para este tipo de elementos en condiciones normales. De esta forma, los datos introducidos en el modelo en el nodo de operatividad del desagüe de fondo se muestran en el cuadro Ñ.5.

OpDF	prob
1	0.75
0	0.25

Cuadro Ñ.5: Probabilidades introducidas en el nodo de operatividad del desagüe de fondo de la presa de Aguilar de Campoo.

Apéndice O

Estudio de laminación del sistema Pisuerga

O.1. La laminación en el Análisis de Riesgo

Dentro del proceso de análisis de riesgo, el cálculo de la laminación se integra en el análisis de las cargas y en el análisis de las consecuencias, como se aprecia en la figura O.1.

El principal papel de la laminación es obtener los niveles máximos alcanzados tras una avenida (cargas), pero los resultados nos servirán también para definir las consecuencias aguas abajo del embalse por el trasiego de caudales. Así, se puede considerar también que la laminación (y en particular los resultados que se obtienen referentes a los caudales evacuados) forma parte de los datos de entrada en el análisis de las consecuencias.

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven directamente afectados por este paso son los que calculan el nivel máximo alcanzado en el embalse y el hidrograma de salida sin rotura (ver figura A4.2).

Los dos nodos *Nivel máximo* e *Hidrograma (sin rotura)* se obtienen directamente del estudio de laminación. Para cada posible combinación de nivel previo, avenida entrante y operatividad de compuertas habrá que obtener estas variables. En función de los modos de fallo a estudiar, en algunos casos además del nivel máximo será necesario calcular algunas otras variables como pueda ser el tiempo de sobrevertido. En cuanto al hidrograma de salida, éste se suele caracterizar por su caudal pico, aunque en función de las características particulares de cada presa, se podría caracterizar por otra u otras variables.

Para realizar los estudios de laminación es necesario contar con la curva característica del embalse (que relaciona cota y volumen) y con las curvas de gasto de los órganos de desagüe considerados en la laminación. De la misma forma, se requerirá conocer las consignas de laminación recogidas en las Normas de Explotación y/o en los Planes de Emergencia de la presa, y que fijan las pautas de actuación en situaciones de explotación normal o de avenida.

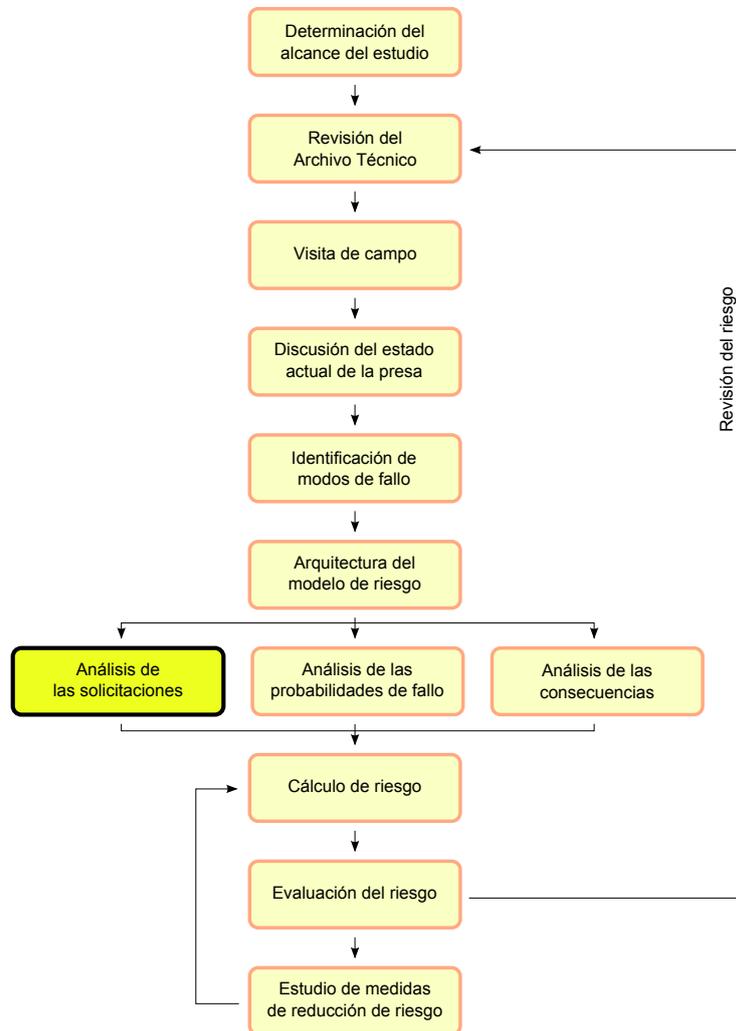


Figura O.1: La identificación de la laminación en el proceso general del análisis de riesgo.

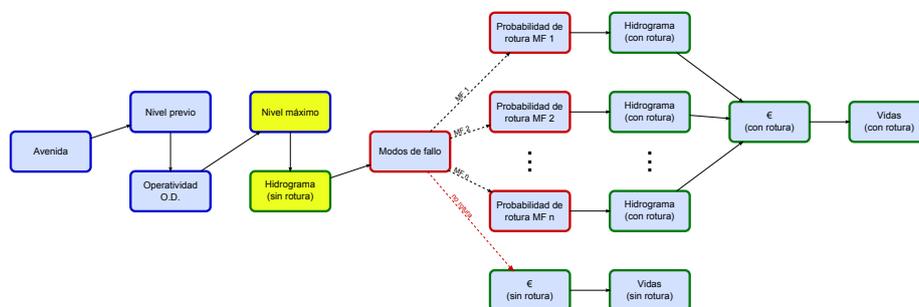


Figura O.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la laminación.

O.2. Estudio del sistema Pisuerga

El estudio de laminación que se presenta aquí tiene por objeto la obtención de las variables necesarias para elaborar el modelo de riesgo de las 3 presas que componen el sistema Pisuerga: Cervera, Requejada y Aguilar. Su configuración en Y es la causa de las dependencias que se establecen entre ellas. Así, los desagües de cualquier presa de cabecera (Cervera o Requejada) han de sumarse a las solicitaciones hidrológicas naturales que llegan al embalse de Aguilar. De la misma forma, la consideración o no de la rotura de una de esas presas incidirá significativamente en los caudales entrantes al embalse de Aguilar.

Así pues, ha sido necesario realizar cuatro cálculos de laminación distintos:

- Laminación de la presa de Cervera individualmente.
- Laminación de la presa de Requejada individualmente.
- Laminación de la presa de Aguilar individualmente, considerando que no rompen las presas aguas arriba y que parten de sus NMN.
- Laminación del sistema completo Pisuerga, considerando todas las interacciones entre las 3 presas que lo conforman.

Los tres primeros cálculos se emplean para los modelos individuales de riesgo de cada presa. El cuarto cálculo se emplea para el modelo de riesgo del sistema completo.

En lo que sigue, se repasan los datos utilizados así como los resultados que se han obtenido para las distintas consideraciones mencionadas:

- En el punto O.5 se repasan los relativos al sistema de presas independientes.
- En el punto O.6 se estudian los datos y resultados del sistema de presas interdependientes.

O.3. Resultados a obtener

Este estudio de laminación se ha realizado en aras de determinar las variables hidrológicas necesarias en el análisis de riesgo de cada presa del sistema Pisuerga por separado, así como en el análisis del sistema completo e interdependiente. Las variables que se busca obtener del estudio de laminación son:

- Cota máxima alcanzada en el embalse tras una avenida, NMax.
- Caudal máximo vertido, por sobrevertido y a través de los órganos de desagüe, QLam.
- Altura del sobrevertido, si se produce, HSob.

En general, la cota máxima alcanzada en el embalse juega un papel importante en el análisis de riesgo en tanto que la probabilidad de rotura de la presa es una probabilidad condicionada a la carga hidrostática sobre la presa, y por lo tanto dependerá directamente de dicha cota máxima. En el caso de que se

produzca sobrevertido se determina su altura, que es la altura máxima que alcanzaría el agua por encima de la cota de coronación. En los modelos de riesgo realizado se han incluido modos de fallo asociados al sobrevertido (que se han hecho depender de HSob) y a la erosión interna (que se han hecho depender de NMax).

El caudal máximo vertido (sobrevertido + órganos de desagüe) es necesario para la determinación de los daños producidos por la avenida en caso de que la presa no rompa. Este dato es utilizado para el cálculo de los daños o consecuencias incrementales. Para dicho cálculo, además de los daños en caso de no rotura, se deben estimar los daños en caso de rotura. Para ello es necesario calcular el caudal máximo de rotura, que se trata en el apéndice R.

O.4. Combinaciones a estudiar

El estudio de la laminación de las presas del sistema Pisuerga arroja el valor de las variables descritas anteriormente para cada posible combinación de:

- nivel previo
- avenida entrante de periodo de retorno T
- y operatividad de compuertas de los órganos de desagüe utilizados en la laminación.

Para realizar los estudios de laminación es necesario contar con la curva característica del embalse (que relaciona cota y volumen) y con las curvas de gasto de los órganos de desagüe (aliviadero de superficie y desagüe de fondo). De la misma forma, se requerirá conocer las consignas de laminación recogidas en las Normas de Explotación y/o en los Planes de Emergencia de la presa, y que fijan las pautas de actuación en situaciones de explotación normal o de avenida.

En el caso del sistema completo Pisuerga con interdependencias entre las presas, es necesario también considerar los casos de:

- rotura de la presa de Cervera
- rotura de la presa de Requejada

Se pasa a continuación a revisar la información disponible contenida en los Archivos Técnicos de las presas, y en su caso a plantear los estudios realizados para completar dicha información.

O.5. Sistema de presas individuales

O.5.1. Datos necesarios

Hidrogramas de entrada al embalse

Los hidrogramas de entrada a los embalses de las 3 presas se extraen del apéndice de Hidrología del presente estudio. Así, en las siguientes figuras se presentan los hidrogramas correspondientes a 10, 25, 50, 100, 500, 1.000, 5.000, 10.000, 20.000, 50.000 y 100.000 años de periodo de retorno de entrada a los embalses de Cervera, Requejada y Aguilar respectivamente.

Como ya se ha mencionado en el apéndice M, la siguiente hidrología de entrada al embalse de Aguilar tiene en cuenta tanto las aportaciones naturales que le llegan de la subcuenca del embalse como las que le llegan de las laminaciones de las presas de Cervera y Requejada.

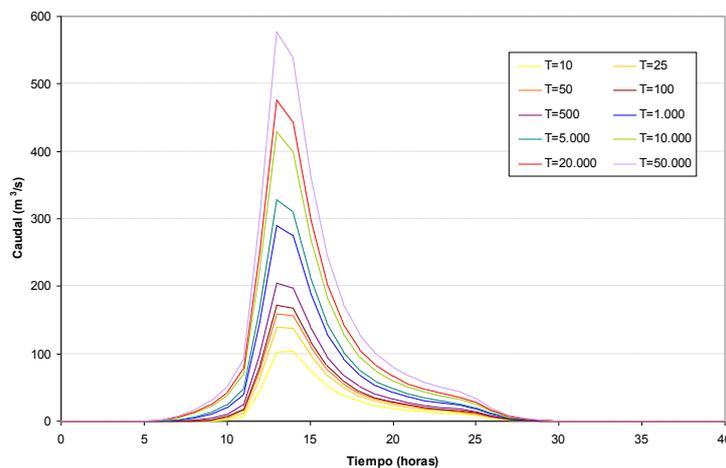


Figura O.3: Hidrogramas de entrada al embalse de Cervera para distintos periodos de retorno.

Niveles previos

Del estudio de niveles de los embalses de Cervera, Requejada y Aguilar (apéndice N) se han extraído los niveles previos considerados en la laminación de estas presas; no así las probabilidades asociadas, que son utilizadas en el nodo de *Niveles previos* del modelo de riesgo.

Como se indica en el apéndice N de Niveles de embalse, los niveles previos para los que se han calculado las laminaciones se han tomado de forma que recojan lo mejor posible el riesgo del modelo. Así, en el cuadro O.1 se presentan los niveles previos considerados en las laminaciones de las 3 presas, divididos por la estación del año (invierno o verano) y que están definidos en el apéndice N.

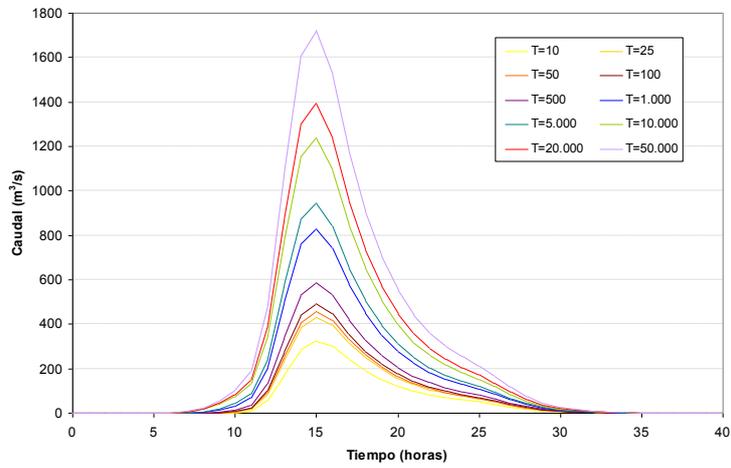


Figura O.4: Hidrogramas de entrada al embalse de Requejada para distintos periodos de retorno.

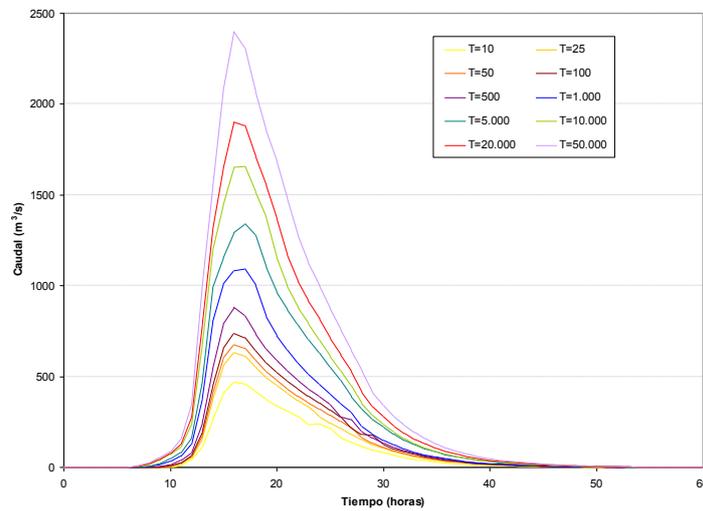


Figura O.5: Hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar para distintos periodos de retorno, considerando los desagües de Cervera y Requejada.

	PRESA		
	Cervera	Requejada	Aguilar
Invierno	1024.2	1050.85	927.855
	1032.4	1067.45	938.1
	1034.4	1069.95	939.3
	1036.4	1072.45	940.5
	1038.4	1074.95	941.7
	1040.4	1077.45	
	1041.5	1079.95	
		1081.62	
Verano	1025.8	1056.917	927.855
	1032.4	1067.45	938.1
	1034.4	1069.95	939.3
	1036.4	1072.45	940.5
	1038.4	1074.95	941.7
	1040.4	1077.45	
	1041.5	1079.95	

Cuadro O.1: Discretización de niveles previos considerados en la laminación de las presas de Cervera, Requejada y Aguilar.

Curvas características de embalse

De los datos recogidos en los Archivos Técnicos de las presas se han extraído sus curvas características, que representan la relación que se establece entre los niveles alcanzados en el embalse, la superficie de agua en el mismo y los volúmenes de agua embalsados (nivel-volumen). Éstas se representan en las figuras siguientes.

Curvas de gasto de los órganos de desagüe

Las curvas de gasto de los diferentes órganos de desagüe de las presas de Cervera, Requejada y Aguilar considerados en la laminación son los que se recogen en los Documentos XYZT de las mismas. Éstas responden a las formulaciones hidráulicas de vertido en presión, bajo compuerta y libre. En concreto, los órganos de desagüe con los que se ha trabajado para las distintas presas son los siguientes:

- Cervera: 1 desagüe de fondo y un aliviadero de superficie no controlado.
- Requejada: 1 desagüe de fondo y un aliviadero de superficie controlado de dos vanos.
- Aguilar: 1 desagüe de fondo y un aliviadero de superficie controlado de tres vanos.

Los cuadros O.2, O.3 y O.4 recogen los valores de los caudales máximos desagüados por los distintos órganos de desagüe de las presas de Cervera, Requejada y Aguilar respectivamente, en función de la cota de agua en los embalses. De la

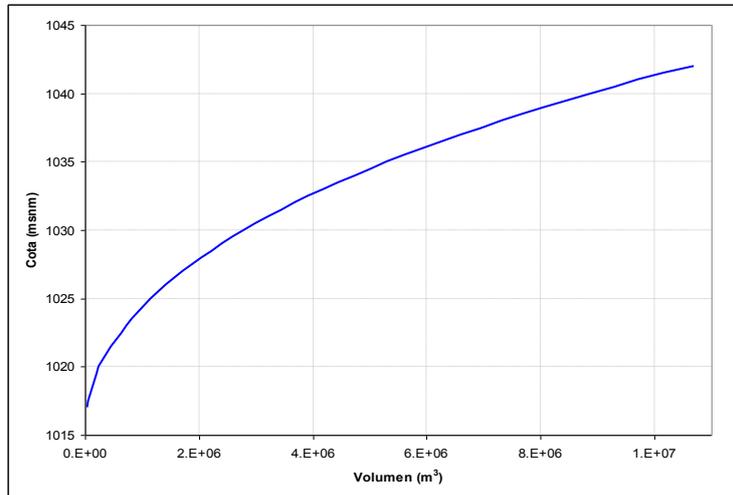


Figura O.6: Curva característica del embalse de Cervera.

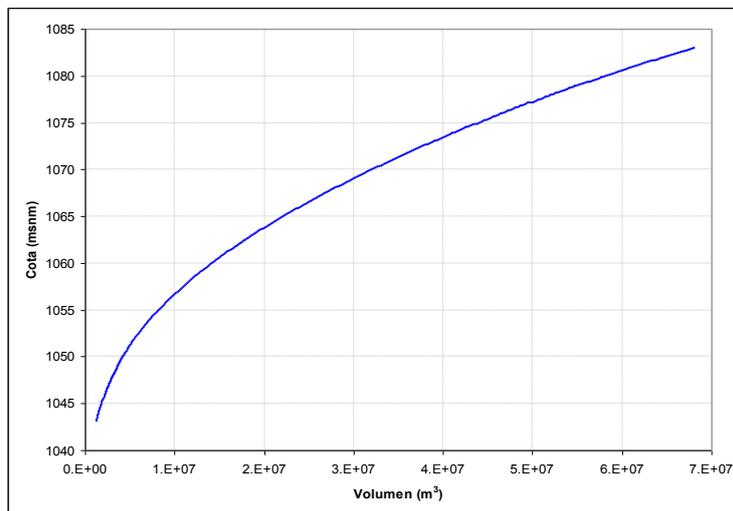


Figura O.7: Curva característica del embalse de Requejada.

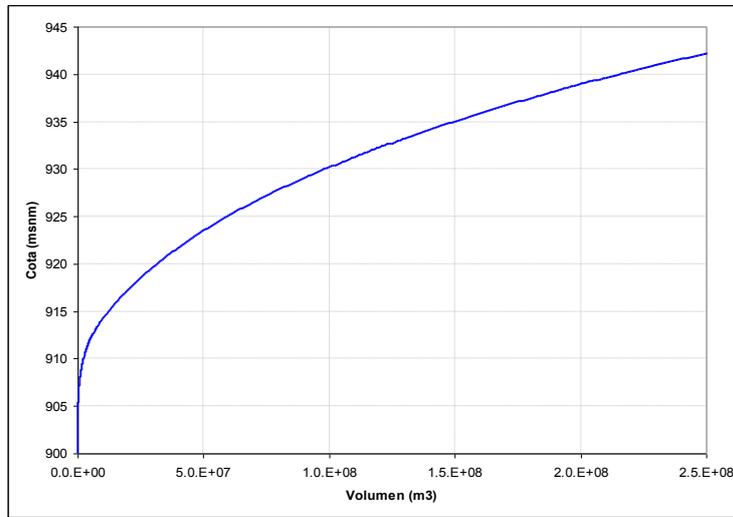


Figura O.8: Curva característica del embalse de Aguilar.

figura O.9 a la O.14 se presentan las curvas de gasto resultantes, para los aliviaderos de superficie y para los desagües de fondo considerados en la laminación de avenidas.

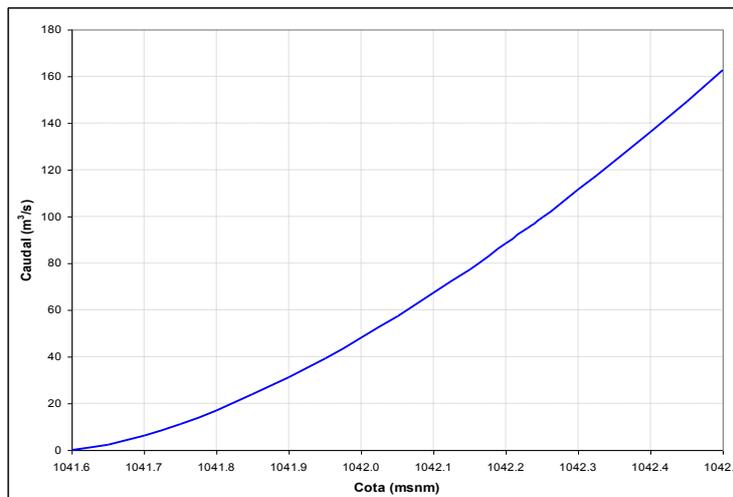


Figura O.9: Curva de gasto máximo del aliviadero de superficie de la presa de Cervera.

Consignas de operación de compuertas

Las consignas de operación de las compuertas de los órganos de desagüe de cada una de las presas vienen definidas en sus Normas de Explotación. A continuación se resumen las indicaciones más importantes que han servido para

Cota (msnm)	Q Aliviadero (m ³ /s)	Q Desag fondo derecho (m ³ /s)
1010.00	0.00	0.00
1015.00	0.00	8.77
1020.00	0.00	14.32
1025.00	0.00	18.26
1030.00	0.00	21.48
1035.00	0.00	24.29
1040.00	0.00	26.80
1041.60	0.00	27.55
1041.65	2.12	27.57
1041.70	5.99	27.60
1041.75	11.01	27.62
1041.80	16.96	27.64
1041.85	23.71	27.67
1041.90	31.18	27.69
1041.95	39.30	27.71
1042.00	48.03	27.74
1042.05	57.32	27.76
1042.10	67.15	27.78
1042.15	77.50	27.81
1042.20	88.32	27.83
1042.23	95.04	27.84
1042.25	99.61	27.85
1042.30	111.36	27.88
1042.35	123.53	27.90
1042.40	136.12	27.92
1042.45	149.12	27.94
1042.50	162.51	27.97

Cuadro O.2: Valores de caudales máximos desaguados por el aliviadero de superficie y el desagüe de fondo derecho de la presa de Cervera.

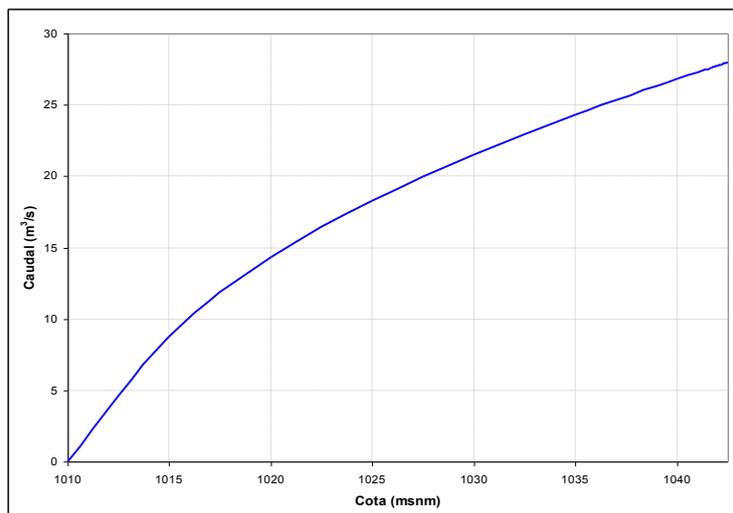


Figura O.10: Curva de gasto máxima del desagüe de fondo derecho de la presa de Cervera.

Cota (msnm)	Q Aliviadero 1 vano (m ³ /s)	Q Aliviadero 2 vanos (m ³ /s)	Q Desag fondo (m ³ /s)
1035.50	0	0	0
1037.50	0	0	9.08
1040.00	0	0	16.30
1045.00	0	0	25.14
1050.00	0	0	31.60
1055.00	0	0	36.94
1060.00	0	0	41.61
1065.00	0	0	45.80
1070.00	0	0	49.64
1075.00	0	0	53.20
1078.00	0	0	55.23
1078.50	0	0	55.56
1079.00	9.47	18.94	55.88
1079.50	27.74	55.49	56.21
1080.00	52.36	104.71	56.54
1080.50	82.30	164.60	56.86
1081.00	116.93	233.86	57.18
1081.50	155.78	311.57	57.50
1082.00	198.54	397.08	57.82
1082.50	244.96	489.92	58.13
1083.00	266.69	533.38	58.45

Cuadro O.3: Valores de caudales máximos desaguados por el aliviadero de superficie y el desagüe de fondo derecho de la presa de Requejada.

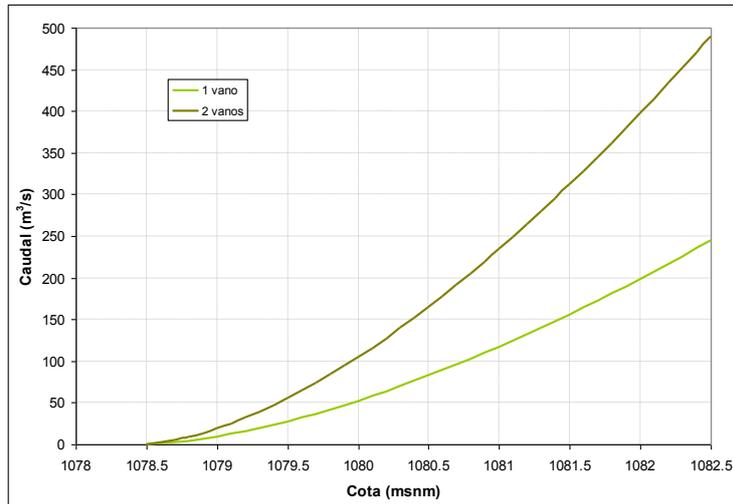


Figura O.11: Curva de gasto máxima del aliviadero de superficie de la presa de Requejada.

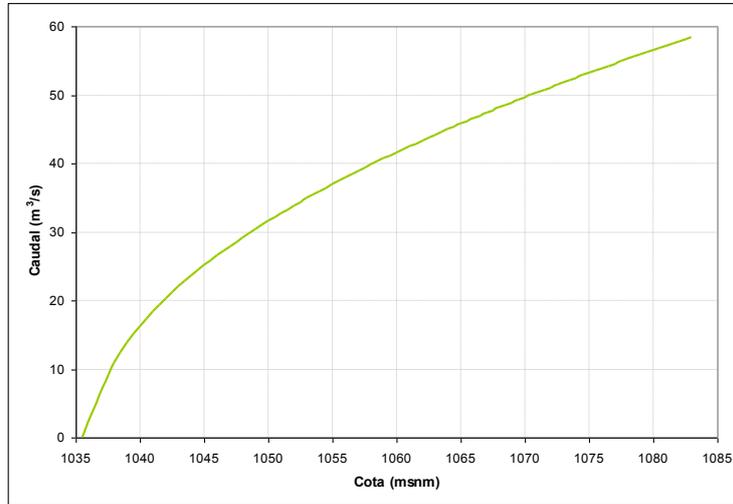


Figura O.12: Curva de gasto máxima del desagüe de fondo derecho de la presa de Requejada.

Cota (msnm)	Q Aliviadero 1 vano (m³/s)	Q Aliviadero 2 vanos (m³/s)	Q Aliviadero 3 vanos (m³/s)	Q Desag fondo (m³/s)
902	0	0	0	0
905	0	0	0	12.01
910	0	0	0	21.56
915	0	0	0	28.03
920	0	0	0	33.26
925	0	0	0	37.77
930	0	0	0	41.8
935	0	0	0	45.48
938	0	0	0	47.54
938.5	9.62	19.24	28.86	47.54
939	27.26	54.52	81.78	48.21
939.5	51.07	102.14	153.21	48.21
940	80.81	161.62	242.43	48.87
940.5	115.81	231.62	347.43	48.87
941	155.82	311.64	467.47	49.53
941.5	200.62	401.24	601.86	49.53
942	250.00	500.00	750.01	50.17
942.5	248.96	497.93	746.89	50.17
943	276.11	552.22	828.33	51.19
943.5	290.97	581.95	872.92	51.19

Cuadro O.4: Valores de caudales máximos desaguados por el aliviadero de superficie y el desagüe de fondo derecho de la presa de Aguilar.

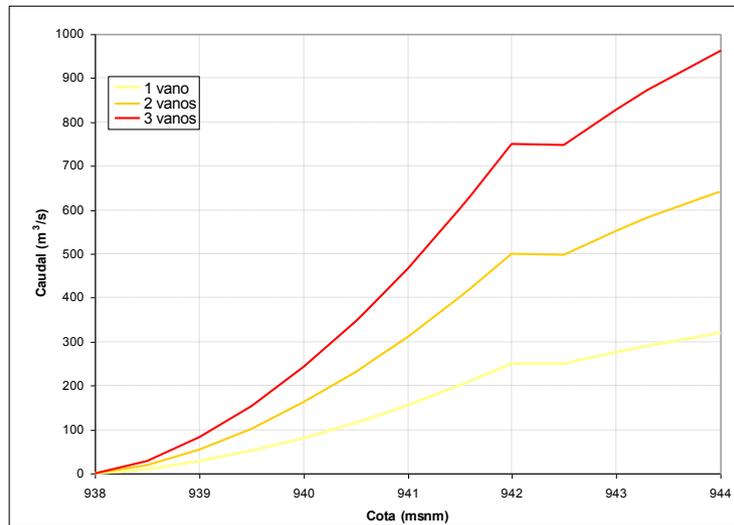


Figura O.13: Curva de gasto máxima del aliviadero de superficie de la presa de Aguilar.

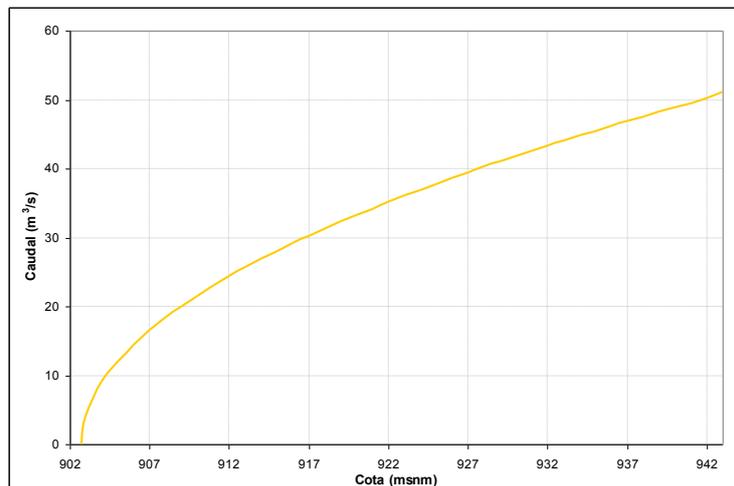


Figura O.14: Curva de gasto máxima del desagüe de fondo derecho de la presa de Aguilar.

definir las laminaciones.

Cervera. En lo relativo al aliviadero de superficie no existen consignas de operación puesto que no existen compuertas de regulación.

Para los desagües de fondo se ha fijado como norma que permanezcan cerrados hasta que se alcance el NMN de la presa. En el momento en que se alcanza, se abren al máximo las compuertas de regulación siempre que no se supere con ello el máximo caudal entrante de la avenida registrado hasta dicho momento.

Requejada Según el Anejo nº5 de la Primera Revisión y Análisis de la Seguridad de la Presa y el Embalse de Requejada (OFITECO, 2008), las consignas de operación en las que se han basado las laminaciones de este estudio se resumen en el cuadro O.5.

Nivel del embalse (msnm)	Caudal de entrada (m³/s)	Caudal máximo de salida (m³/s)
Hasta 1081,00		80
Entre 1081,00 y 1081,50	Hasta 125	80
	Más de 125	100
Entre 1081,50 y 1082,00	Hasta 150	80
	Más de 150	125
Entre 1082,00 y 1082,50	Hasta 175	80
	Más de 175	150
Por encima de 1082,50		Q entrada o 175 m³/s

Cuadro O.5: Resumen de las consignas de laminación de la presa de Requejada.

Aguilar Las consignas de operación de compuertas en Aguilar para una situación de avenida se recogen en las Normas de Explotación de la presa y son las que siguen:

- El caudal a desaguar se fijará añadiendo al caudal desaguado en cada instante el incremento de caudal dado por unos ábacos, en función del aumento de nivel en el embalse en el último intervalo de tiempo, y de la cota a que se encuentra el embalse en el momento de efectuar el cálculo. Dicho caudal es el necesario para ajustar el caudal vertido al caudal medio que entró en el intervalo de tiempo anterior.
- El vertido finaliza cuando se ha recuperado el resguardo estacional establecido en las Normas de Explotación tras el transcurso de una riada.
- Si el caudal de entrada es inferior a 30 m³/s se considera, en todo caso, finalizada la avenida.
- La apertura de válvulas se producirá cuando el nivel del embalse supere el resguardo estacional (ver cuadro O.6)

Para simplificar el modelo de riesgo utilizado, y para que el tiempo y el volumen de cálculo no sean inabordables, se ha decidido fijar un único nivel a partir del cual se operan las compuertas (mencionado como nivel estacional).

Para validar esta simplificación se ha realizado un análisis de sensibilidad del modelo de riesgo comparando los resultados de riesgo para la presa

Periodo	Resguardo mínimo (hm ³)	Cota de embalse máxima	Volumen de embalse máximo (hm ³)
1 de Octubre a 31 de Diciembre	59,7	938,00	187,5
1 de Enero a 29 de Febrero ⁽¹⁾	47,2 – 32,2	938,90 – 939,94	200 - 215
1 de Marzo a 31 de Mayo ⁽¹⁾	32,2 – 13,2	939,94 – 941,18	215 - 234
1 de Junio a 31 de Julio ⁽²⁾	13,2 - 0	941,18 – 942,00	234 – 247,2
1 de Agosto a 31 de Agosto ⁽²⁾	32,2 – 13,2	939,94 – 941,18	215 - 234
1 de Septiembre a 30 de Septiembre ⁽²⁾	47,2 – 32,2	938,90 – 939,94	200 - 215

Cuadro O.6: Resguardos estacionales en función del momento del año considerado.

de Aguilar individualmente considerando por un lado la laminación con los distintos resguardos estacionales recogidos en el cuadro O.6 anterior, y por otro lado fijando el nivel estacional en el máximo de los propuestos (cota 942,00). Los resultados de dicho análisis se recogen en el cuadro O.7.

	Prot	Riesgo (€)	Riesgo (vidas)
Con Resguardos Estacionales	7.72E-04	5.06E-03	3.05E-03
Sin Resguardos Estacionales	8.42E-04	5.80E-03	3.92E-03

Cuadro O.7: Comparativa de resultados de riesgo considerando los distintos resguardos estacionales de las Normas de Explotación de Aguilar, y sin considerarlos.

Operatividad de los órganos de desagüe

En este punto se considera la posibilidad de que las compuertas reguladoras de los órganos de desagüe de las presas funcionen en el momento de accionarlas o no. Para ello, se considera el funcionamiento de:

- Cervera: 1 desagüe de fondo siempre operativo.
- Requejada: 1 desagüe de fondo siempre operativo y de 0 a 2 compuertas del aliviadero.
- Aguilar: 1 desagüe de fondo siempre operativo y de 0 a 3 compuertas del aliviadero.

0.5.2. Cálculo de la laminación

Con todos estos datos, se llevó a cabo el cálculo de laminación para cada una de las combinaciones de parámetros requeridas. El cálculo se realiza mediante balance de volúmenes realizado a lo largo de una discretización temporal, tal como se resume en la figura O.15.

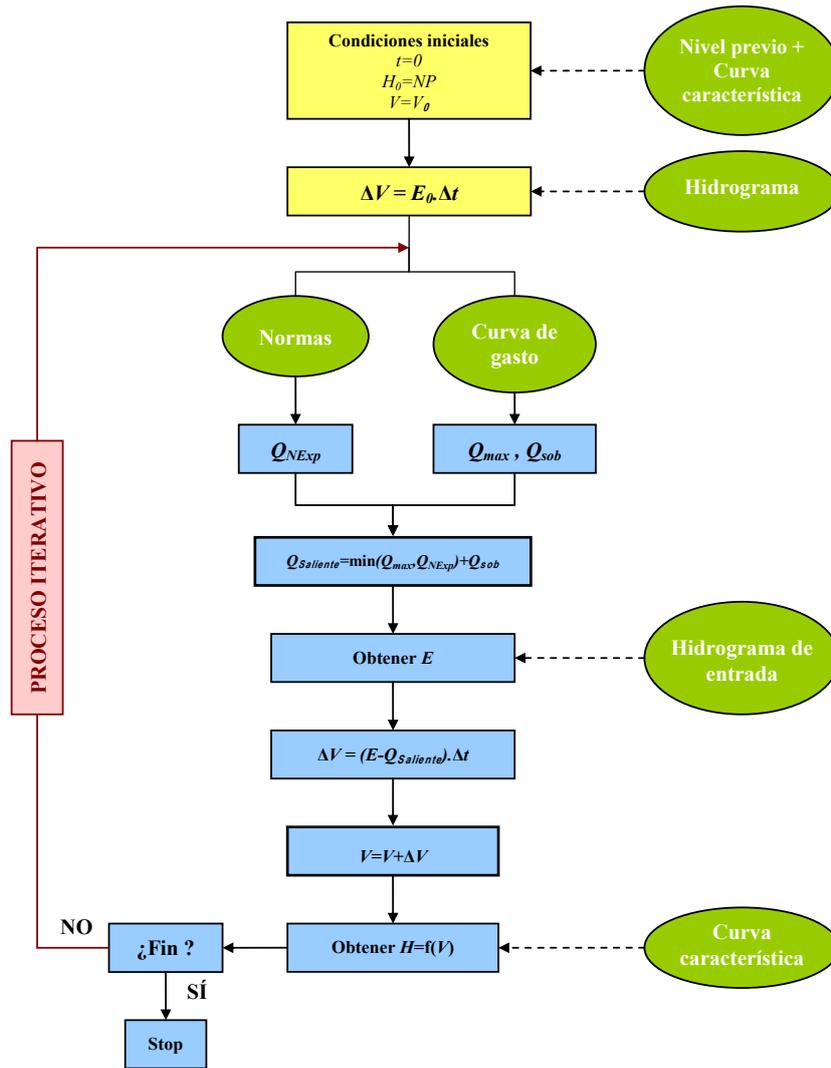


Figura O.15: Diagrama general de cálculo de laminación.

O.5.3. Resumen de resultados

Para analizar y validar el gran volumen de resultados que ofrece el cálculo de la laminación, se han utilizado varios tipos de gráficas. Se muestran a continuación algunos ejemplos de las gráficas empleadas:

- Cota máxima en función de la cota inicial, para todos los periodos de retorno considerados y para una determinada operatividad de los órganos de desagüe (figuras O.16, O.19, O.20, O.25 y O.26).
- Caudal máximo vertido en función de la cota inicial, para todos los periodos de retorno considerados y para una determinada operatividad de los órganos de desagüe (figuras O.17, O.21, O.22, O.27 y O.28).
- Altura máxima de sobrevertido, para todos los periodos de retorno considerados y para una determinada operatividad de los órganos de desagüe (figuras O.18, O.23, O.24, O.29 y O.30).

Cervera

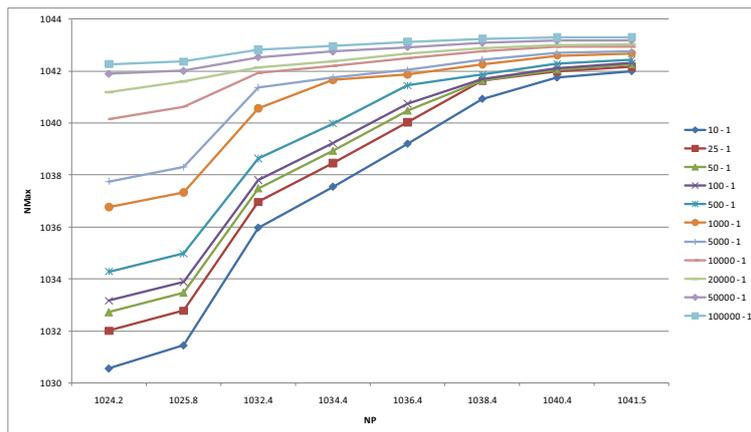


Figura O.16: Cota máxima (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) con el desagüe de fondo operativo, en la presa de Cervera.

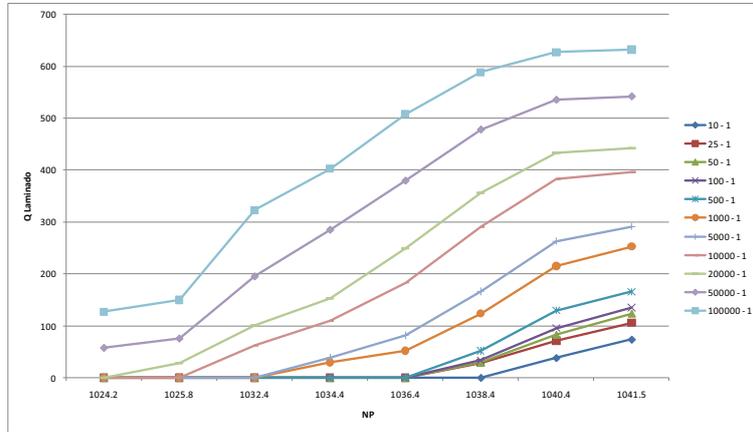


Figura O.17: Caudales máximos desaguados (m³/s) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) con el desagüe de fondo operativo, en la presa de Cervera.

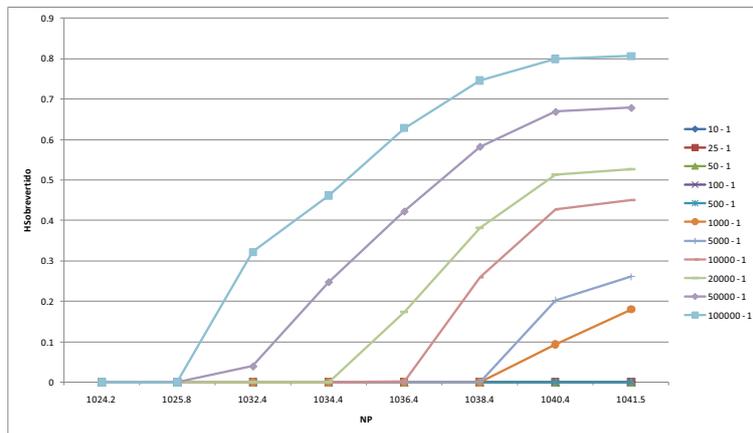


Figura O.18: Altura máxima de sobrevellido (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) con el desagüe de fondo operativo, en la presa de Cervera.

Requejada

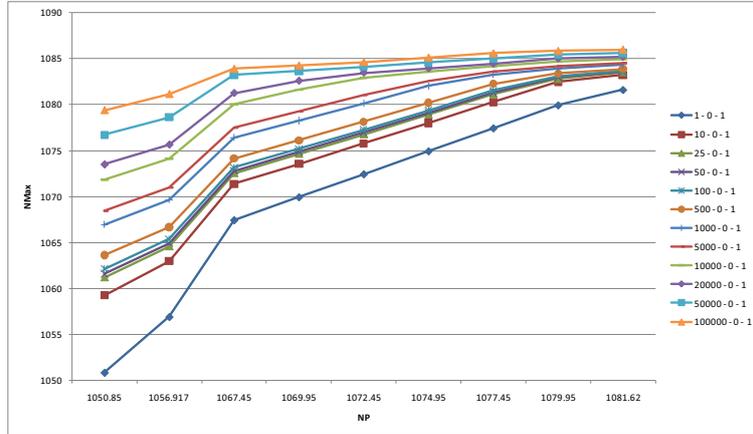


Figura O.19: Cota máxima (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que ningún vano del aliviadero de superficie está operativo, en la presa de Requejada.

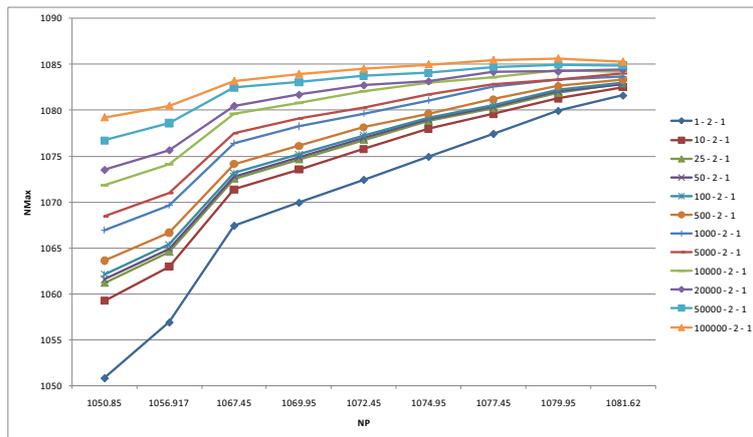


Figura O.20: Cota máxima (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que están operativos los dos vanos del aliviadero de superficie, en la presa de Requejada.

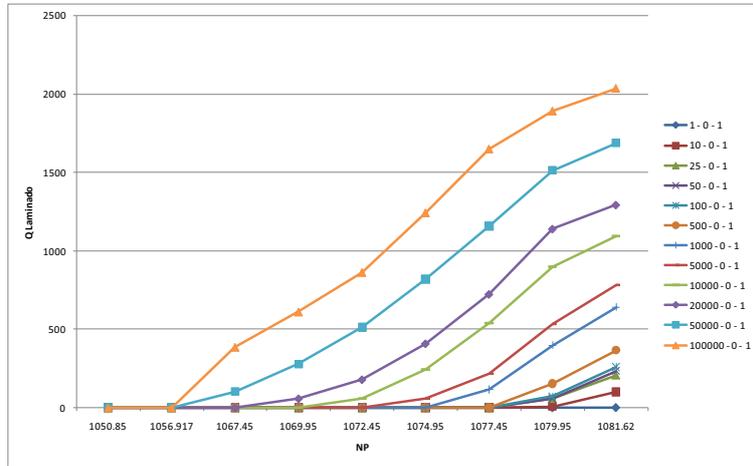


Figura O.21: Caudales máximos desaguados (m³/s) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que ningún vano del aliviadero de superficie está operativo, en la presa de Requejada.

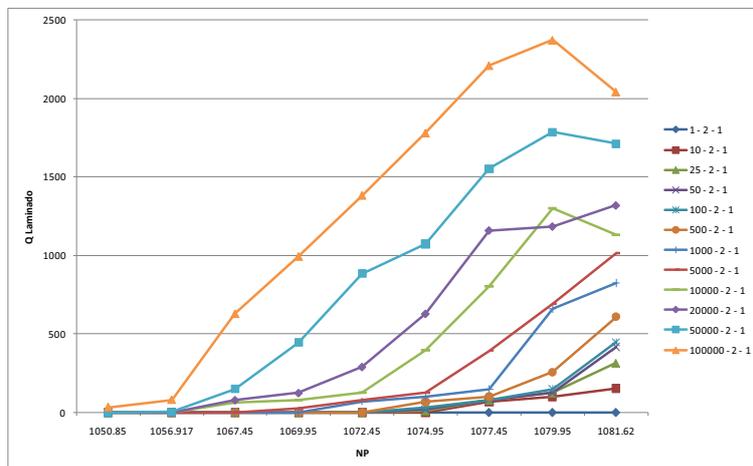


Figura O.22: Caudales máximos desaguados (m³/s) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que están operativos los dos vanos del aliviadero de superficie, en la presa de Requejada.

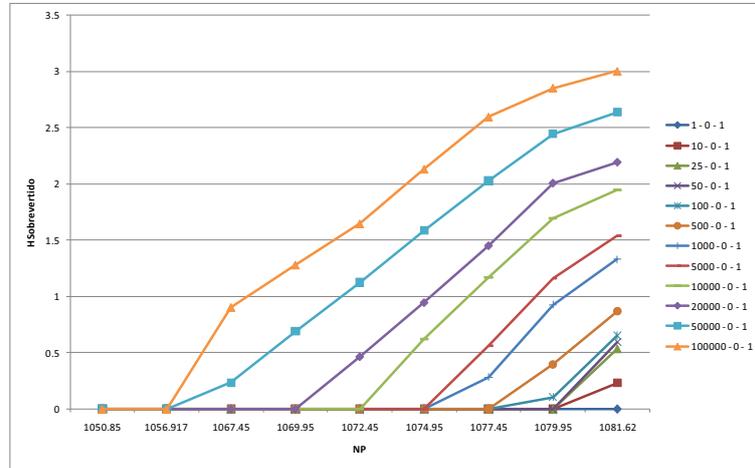


Figura O.23: Altura máxima de sobrevuerto (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que ningún vano del aliviadero de superficie está operativo, en la presa de Requejada.

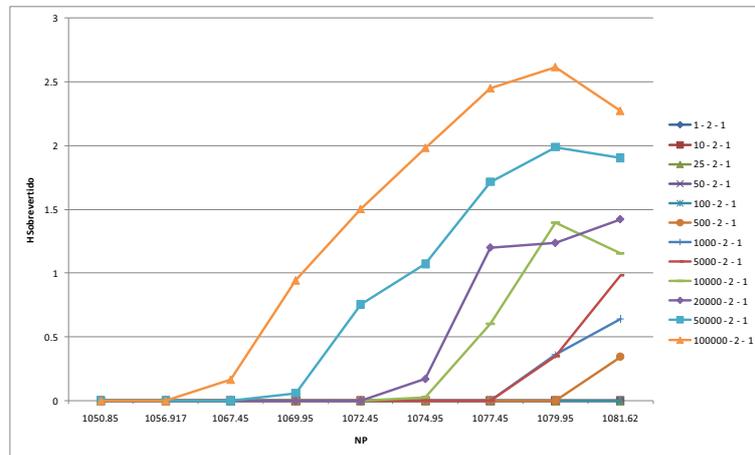


Figura O.24: Altura máxima de sobrevuerto (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que están operativos los dos vanos del aliviadero de superficie, en la presa de Requejada.

Aguilar

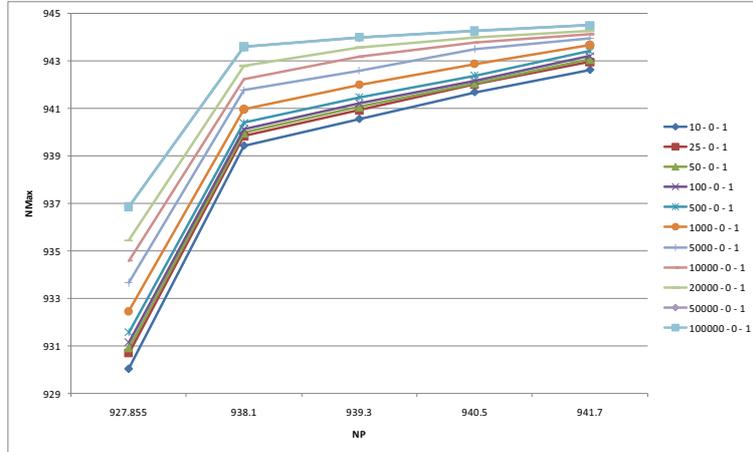


Figura O.25: Cota máxima (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que ningún vano del aliviadero de superficie está operativo, en la presa de Aguilar.

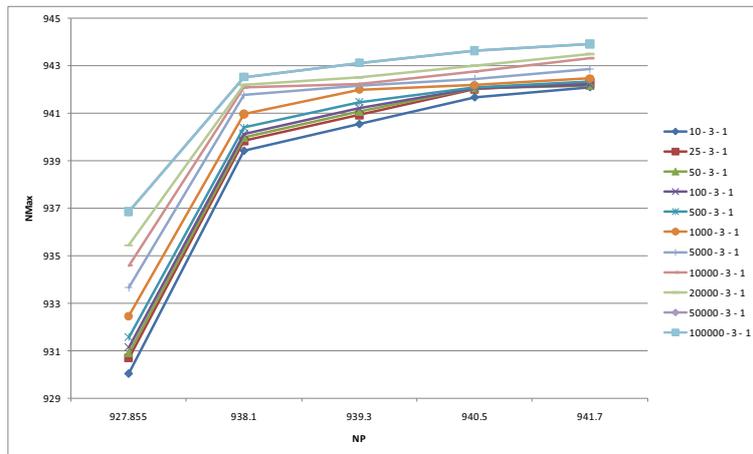


Figura O.26: Cota máxima (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que están operativos los tres vanos del aliviadero de superficie, en la presa de Aguilar.

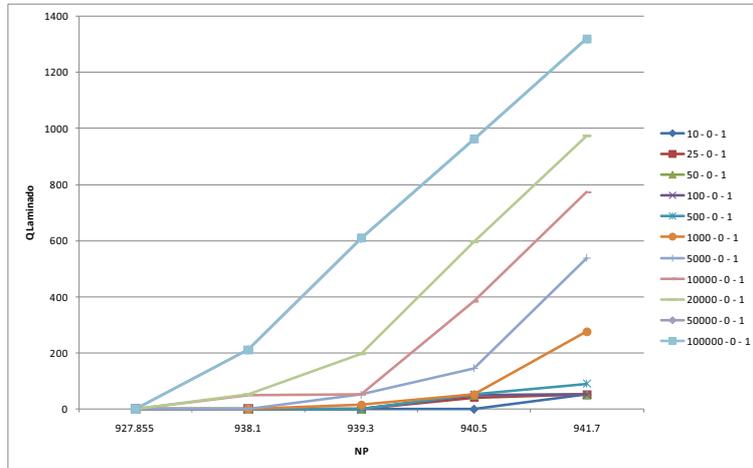


Figura O.27: Caudales máximos desaguados (m³/s) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que ningún vano del aliviadero de superficie está operativo, en la presa de Aguilar.

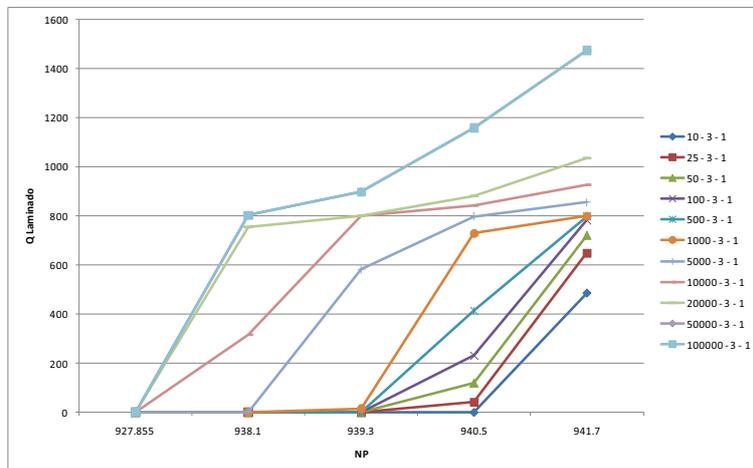


Figura O.28: Caudales máximos desaguados (m³/s) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que están operativos los tres vanos del aliviadero de superficie, en la presa de Aguilar.

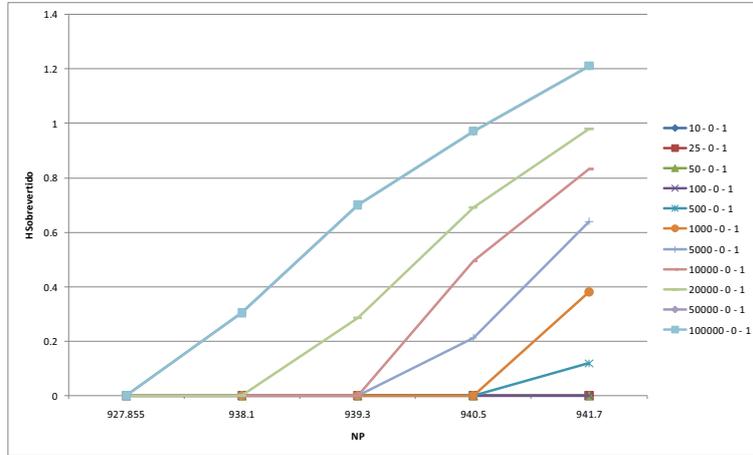


Figura O.29: Altura máxima de sobreventido (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que ningún vano del aliviadero de superficie está operativo, en la presa de Aguilar.

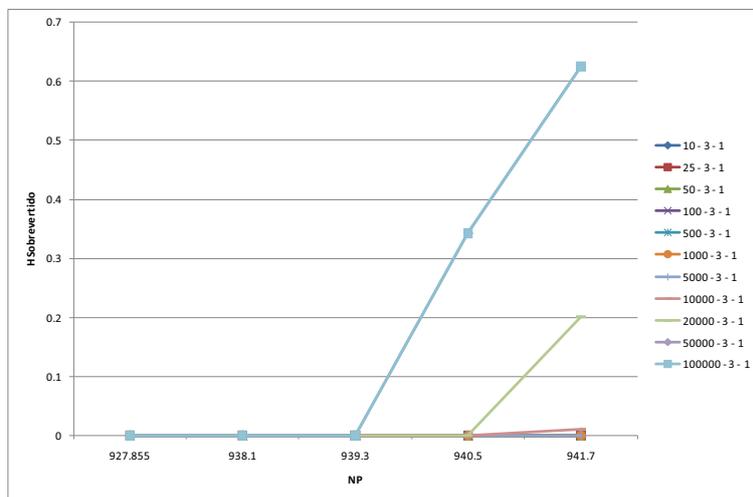


Figura O.30: Altura máxima de sobreventido (m) en función de la cota inicial (m), para todos los periodos de retorno estudiados (años) y considerando que están operativos los tres vanos del aliviadero de superficie, en la presa de Aguilar.

O.5.4. Introducción en el modelo

En el modelo de riesgo utilizado en el software iPresas, estos resultados se integran en el nodo de *Laminación* a través de tablas. Para cada probabilidad anual de excedencia (PAE), y para cada combinación de nivel previo (NP) y operatividad de compuertas de aliviaderos (OpA), se indican los valores de nivel máximo alcanzado (NMax), de los caudales máximos desaguados (QLam), y la altura de sobrevertido (HSob).

Las unidades de las diferentes variables recogidas en las tablas son las que siguen:

- Periodo (T): años
- Probabilidad anual de excedencia (PAE): años⁻¹
- Nivel previo (NP): m
- Operatividad del aliviadero (OpA): adimensional
- Nivel máximo (NMax): m
- Caudal máximo laminado (QLam): m³/s
- Altura de sobrevertido (HSob): m

O.6. Sistema de presas interdependientes

O.6.1. Datos necesarios

Hidrogramas de entrada al embalse

Los hidrogramas de entrada a los embalses de las 3 presas se extraen del apéndice M. Para las presas de Cervera y Requejada los hidrogramas utilizados coinciden con los vistos en el apartado O.5.1 y que se recogen en la figuras O.3 y O.4.

Como ya se ha mencionado en el apéndice M, la hidrología de entrada al embalse de Aguilar es la debida únicamente a las aportaciones naturales sobre la subcuenca de su embalse. Es el propio modelo de laminación del sistema Pisuerga completo donde se tienen en cuenta las aportaciones de las presas de cabecera debidas a su laminación o, en su caso, a su rotura.

A continuación se presenta en la figura O.31 los hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar debidos únicamente a las aportaciones naturales en su subcuenca.

Niveles previos

Los niveles previos considerados en las laminaciones, así como sus rangos y discretizaciones, son los mismos que los mostrados en el apartado O.5.1 anterior

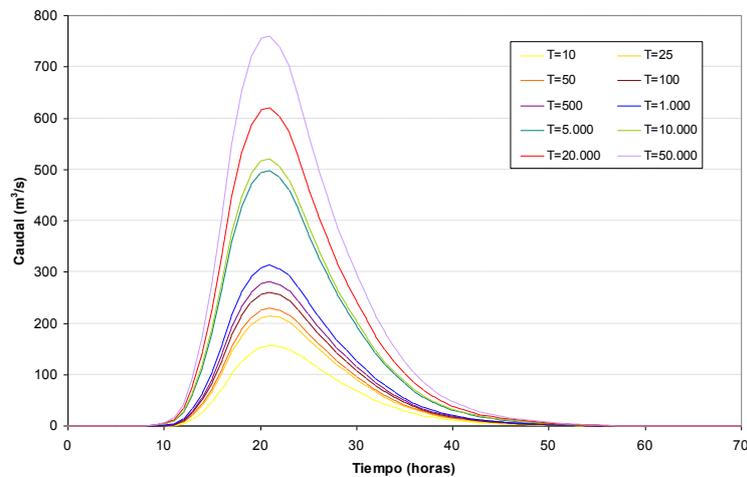


Figura O.31: Hidrogramas de entrada al embalse de Aguilar para distintos periodos de retorno, sin considerar los desagües de Cervera y Requejada.

para los modelos independientes de presas.

Curvas características del embalse

Las curvas características de los 3 embalses del sistema Pisuerga utilizadas en el modelo de riesgo completo son las mismas que las mostradas en el apartado O.5.1 de este apéndice.

Curvas de gasto de los órganos de desagüe

En este punto se utilizan los mismos datos que en el punto O.5.1 sobre las curvas de gasto de los distintos órganos de desagüe de las 3 presas consideradas.

Consignas de operación de compuertas

Las consignas de operación de compuertas en las presas del sistema Pisuerga son idénticas a las del modelo de riesgo con presas individuales e indicadas en el punto O.5.1.

Operatividad de los órganos de desagüe

Como se ha indicado en el punto O.5.1, por simplificación se ha considerado que los desagües de fondo de las 3 presas están siempre operativos. Por lo tanto, las únicas operatividades que se han tenido en cuenta son las relativas a los aliviaderos de superficie de la presa de Aguilar (3 compuertas) y de Requejada (2 compuertas).

Rotura de las presas aguas arriba

Como ya se ha indicado en el punto O.2, para el cálculo de la laminación de las presas del Pisuerga en su conjunto (es decir, teniendo en cuenta las interacciones entre ellas), se ha debido considerar la posibilidad de rotura de las dos presas situadas aguas arriba: Cervera y Requejada.

Este factor influye en las aportaciones a la presa de Aguilar (situada aguas abajo), a la que se le introducirá los hidrogramas de rotura de las presas de cabecera en caso de rotura.

O.6.2. Cálculo de la laminación

Con todos estos datos, se llevó a cabo el cálculo de laminación para cada una de las combinaciones de parámetros requeridas. El cálculo se realiza mediante balance de volúmenes realizado a lo largo de una discretización temporal, tal como se resume en la figura O.15.

O.6.3. Introducción en el modelo

Como antes, en el modelo de riesgo utilizado en el software iPresas estos resultados se integran en el nodo de *Laminación* a través de tablas. Para cada probabilidad anual de excedencia (PAE), y para cada combinación de nivel previo en cada presa (NP_CE, NP_RQ y NP_AG) y operatividades de compuertas de aliviaderos de Requejada y Aguilar (Op_RQ y OpA_AG), se indican los valores de nivel máximo alcanzado en cada presa (NMax_CE, NMax_RQ y NMax_AG), de los caudales máximos desaguados (QLam_CE, QLam_RQ y QLam_AG), la altura de sobrevertido (HSob_CE, HSob_RQ y HSob_AG), y la rotura o no de las presas de cabecera (rot_CE y rot_RQ). Para el caso de la presa de Aguilar, además, se indica el nivel del resguardo estacional aplicado (ResgEst).

Las unidades de las diferentes variables recogidas en las tablas son las que siguen:

- Periodo (T): años
- Probabilidad anual de excedencia (PAE): años⁻¹
- Nivel previo (NP): m
- Operatividad del aliviadero (OpA): adimensional
- Nivel máximo (NMax): m
- Caudal máximo laminado (QLam): m³/s
- Altura de sobrevertido (HSob): m

Apéndice P

Identificación y caracterización de modos de fallo del sistema Pisuerga

P.1. Definición de modo de fallo

Un modo de fallo es la secuencia particular de eventos que puede dar lugar a un funcionamiento inadecuado del sistema presa - embalse o una parte del mismo. Esta serie de sucesos se asocia a un determinado escenario de sollicitación y tiene una secuencia lógica; la cual consta de un evento inicial desencadenante, una serie de eventos de desarrollo o propagación y culmina con el fallo de la presa.

En principio, se analiza cualquier modo de fallo con potencial para producir un vertido incontrolado de caudales y por tanto con potencial para causar daños de cualquier tipo (económicos, sobre la vida humana...) aunque también se debe considerar cualquier mecanismo que provoque algún tipo de daño (incluso sin necesidad de que se produzca un vertido), por ejemplo uno que origine consecuencias económicas por pérdida de misión. Así mismo, el análisis de los modos de fallo no se ciñe exclusivamente a las estructuras de retención de un embalse, sino que tiene en cuenta cualquier infraestructura incluida en el sistema presa-embalse. Para la identificación de los modos de fallo es necesario realizar una revisión del estado de los componentes del sistema presa-embalse con la finalidad de conocer detalladamente el estado de la cerrada, la estructura de cierre, los órganos de desagüe y tomas, y el vaso de almacenamiento. Esta comprensión global del sistema debe estar basada en la documentación disponible del archivo técnico, las inspecciones de campo realizadas, los datos de auscultación y, si es posible, en la parametrización del comportamiento de la presa.

Teniendo en cuenta la última idea (parametrización del comportamiento), es importante destacar la conveniencia de vincular los modos de fallo identificados con los sistemas de auscultación, porque esta unión permite:

- Identificar los síntomas que permiten controlar la respuesta del sistema y detectar posibles anomalías con tiempo suficiente de reacción.
- Definir las necesidades de inspección, vigilancia y auscultación para la detección y seguimiento del modo de fallo.

P.2. Los modos de fallo en el análisis de riesgo

Dentro del proceso global del análisis de riesgo, la identificación de modos de fallo es el paso previo a la realización del modelo de riesgo (ver figura P.1). Es un paso muy importante ya que si un modo de fallo importante no fuera capturado en las sesiones de identificación de modos de fallo, el modelo de riesgo no lo capturaría y el riesgo calculado podría estar muy alejado del existente. Dicho de otra manera, la identificación de modos de fallo establece la robustez del análisis de riesgo.

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven afectados por este paso son los que modelan los modos de fallo (ver figura P.2). En el punto en el que se insertan los modos de fallo, el modelo tendrá tantas ramas como modos de fallo.

Normalmente, cada modo de fallo se descompondrá en varios pasos. En el modelo de riesgo esto se puede reflejar explícitamente asignando un nodo a cada paso. Sin embargo, también es posible aglutinar todos los pasos en un único nodo. Para ello, antes de introducir las probabilidades en el modelo de riesgo se debe realizar un preproceso consistente en multiplicar las probabilidades condicionales de cada uno de los pasos para aglutinarlos en uno solo. La ventaja de proceder así es que se acaba con un modelo de riesgo más compacto, que abstrae el detalle de cómo se desarrolla cada modo de fallo. Las desventajas son que no transmite parte de la información y que es más difícil de actualizar. La figura P.2 muestra un esquema genérico que no representa ninguna presa en concreto, pero en los modelos de riesgo de las presas del Pisuerga se ha desagregado cada paso.

P.3. Identificación de modos de fallo

En la semana del 10 al 14 de noviembre de 2008 se celebraron en las oficinas de la Confederación Hidrográfica del Duero (León) las sesiones de identificación de modos de fallo de las tres presas del sistema Pisuerga. Tras el análisis de la información disponible, las visitas de campo y las pertinentes discusiones sobre el estado actual de las presas en todo cuanto concierne a su seguridad, se procedió a identificar los potenciales modos de fallo.

Entre las 5 sesiones, participó un total de 22 personas. Por parte de la Confederación Hidrográfica de Duero participaron:

- *Antonio Garrosa Resina*. Jefe de Aplicaciones Industriales.
- *Antonio López-Peláez Sandoval*. Jefe de Servicio Área Proy. y Obras.

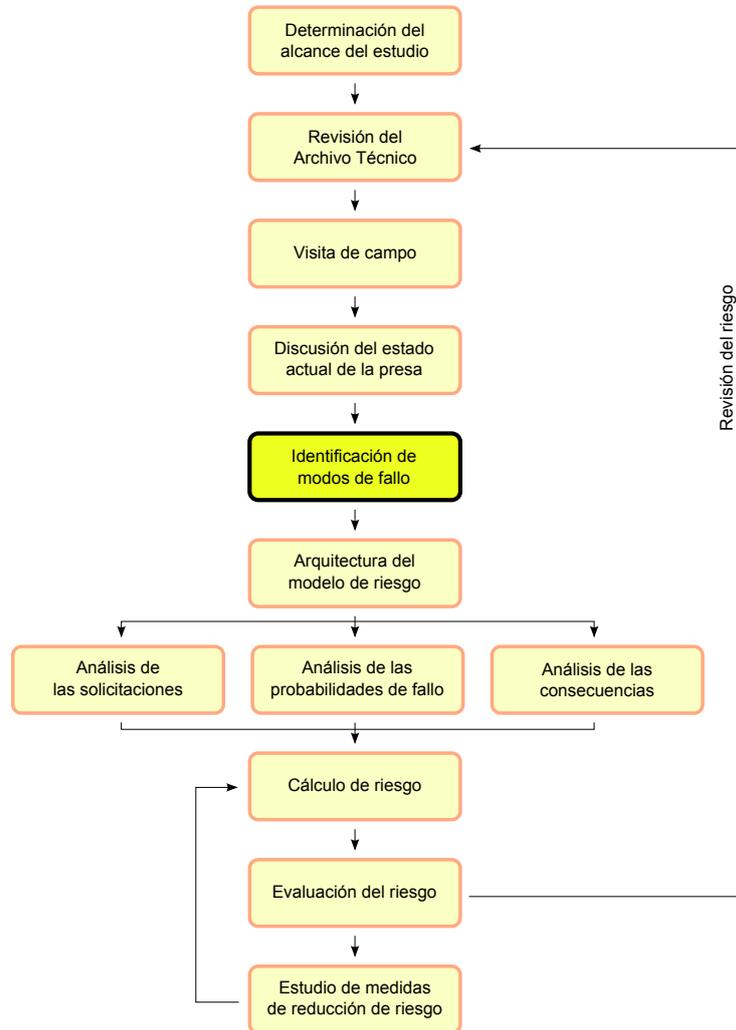


Figura P.1: La identificación de modos de fallo en el proceso general del análisis de riesgo.

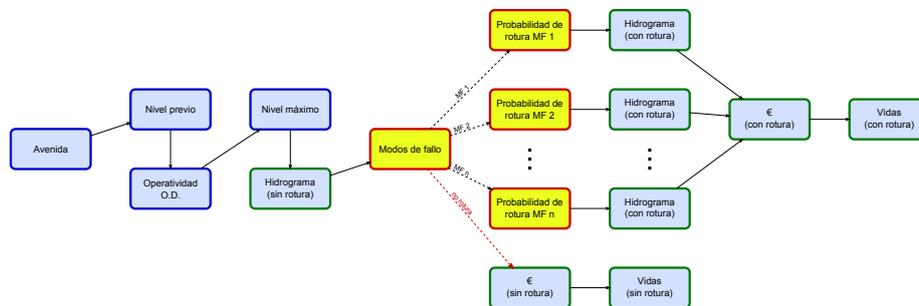


Figura P.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la identificación de modos de fallo (amarillo).

- *Antonio Rodríguez de la Torre*. Director de explotación de las presas de Riaño y Porma.
- *Antonio Sanmartín Nemesio*. Encargado de la presa de Aguilar.
- *Enrique Calleja de las Heras*. Encargado de la presa de Requejada.
- *Felipe Ibarro Gil*. ITOP encargado de las presas.
- *José Antonio Peláez Fuertes*. Mantenimiento equipos eléctricos.
- *José Ignacio Díaz-Caneja Pando*. Jefe de Área de proyectos y obras. Ex-director de explotación de las presas de Aguilar, Cervera y Compuerto.
- *Liana Ardiles López*. Directora Técnica.
- *Luis Arteaga Castro*. ITOP presa de Porma.
- *Miguel Ángel Fernández Baños*. Jefe de Servicio Área Explotación.
- *Miguel Ángel Méndez Prada*. ITOP presa de Riaño.
- *Pedro Moreno Sánchez*. Director de explotación de las presas de Cervera, Requejada y Aguilar.
- *Roberto Álvarez Gordón*. Director de explotación de las presas de Barrios de Luna, Valdesamario, Selga de Ordás, Villameca, Benamarías, Antoñán.

Como participantes externos:

- *Giorgio Savona*. Euroestudios.

Por parte de la Universidad Politécnica de Valencia y Ofiteco participaron:

- *Armando Serrano Lombillo*.
- *Ignacio Escuder Bueno*.
- *José Rosales Maniglia*.
- *Jürgen Fleitz*.
- *Luis García Kabbabe*.
- *Manuel Gómez de Membrillera Ortuño*.
- *Óscar Pérez Arroyo*.

A continuación se presentan, para cada presa, los modos de fallo que se identificaron en dichas sesiones, distinguiendo entre escenario hidrológico, de explotación normal, y sísmico.

P.3.1. Presa de Cervera

Se recogen en el cuadro P.1 los 6 modos de fallo en escenario hidrológico que se identificaron en la sesión de trabajo grupal para la presa de Cervera. Asimismo, en los cuadros P.2 y P.3 se muestran los modos de fallo en escenario de explotación normal y sísmico respectivamente.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
H-1	Hidrológico	Rotura del pretil de coronación con vertido incontrolado de caudales susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.
H-2	Hidrológico	Rotura por sobrevertido.
H-3	Hidrológico	Inestabilidad del estribo derecho ligada a un colapso de las cuevas o cavernas originadas por la karstificación y las filtraciones existentes, dando lugar a una rotura de la presa.
H-4	Hidrológico	Inestabilidad del estribo izquierdo, asociada a las filtraciones y buzamiento del macizo, dando lugar a una rotura de la presa.
H-5	Hidrológico	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido al estado del hormigón, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.
H-6	Hidrológico	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido a una inestabilidad del talud existente al pie del mismo, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.

Cuadro P.1: Modos de fallo en escenario hidrológico identificados en la presa de Cervera.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
N-1	Explotación Normal	Inestabilidad por deslizamiento en el contacto presa-cimiento.
N-2	Explotación Normal	Inestabilidad del estribo derecho ligada a un colapso de las cuevas o cavernas originadas por la karstificación y las filtraciones existentes, dando lugar a una rotura de la presa.
N-3	Explotación Normal	Inestabilidad del estribo izquierdo, asociada a las filtraciones y buzamiento del macizo, dando lugar a una rotura de la presa.
N-4	Explotación Normal	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido a una inestabilidad del talud existente al pie del mismo, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.

Cuadro P.2: Modos de fallo en escenario de explotación normal identificados en la presa de Cervera.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
S-1	Sísmico	Inestabilidad por deslizamiento en el contacto presa-cimiento.
S-2	Sísmico	Inestabilidad del estribo derecho ligada a un colapso de las cuevas o cavernas originadas por la karstificación y las filtraciones existentes, dando lugar a una rotura de la presa.
S-3	Sísmico	Inestabilidad del estribo izquierdo, asociada a las filtraciones y buzamiento del macizo, dando lugar a una rotura de la presa.
S-4	Sísmico	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido a una inestabilidad del talud existente al pie del mismo, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.

Cuadro P.3: Modos de fallo en escenario sísmico identificados en la presa de Cervera.

P.3.2. Presa de Requejada

Se recogen en el cuadro P.4 los 9 modos de fallo en escenario hidrológico que se identificaron en la sesión de trabajo grupal para la presa de Requejada.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
H-1	Hidrológico	Rotura por sobrevertido en las aletas laterales del cuerpo de presa (inestabilidad por deslizamiento, erosión paramento, descalce en pie y descalce en los estribos)
H-2	Hidrológico	Rotura por inestabilidad debida al diferente funcionamiento estructural en la aleta izquierda y la alineación principal del cuerpo de presa.
H-3	Hidrológico	Rotura por sobrevertido en la sección central de la presa ante un funcionamiento inadecuado de las compuertas del aliviadero.
H-4	Hidrológico	Rotura frágil por inestabilidad del bloque anexo al estribo derecho, debida a un incremento de las subpresiones derivadas de la filtración existente a través de las juntas horizontales.
H-5	Hidrológico	Rotura del pretil de coronación con vertido incontrolado de caudales.
H-6	Hidrológico	Incidente estructural de la toma de la central que dé lugar a un movimiento o inestabilidad del macizo rocoso donde se ubica y con afección a los bloques de presa correspondientes.
H-7	Hidrológico	Suelta incontrolada de caudales, produciendo daños incrementales aguas abajo, debido a una rotura u operación errónea de las compuertas del aliviadero.
H-8	Hidrológico	Sobrevertido provocado por un deslizamiento en las laderas del vaso de embalse.
H-9	Hidrológico	Rotura por erosión y desestabilización del macizo derecho de la presa, iniciado en un rebose o rotura del cajero izquierdo del aliviadero.

Cuadro P.4: Modos de fallo en escenario hidrológico identificados en la presa de Requejada.

En la sesión de identificación de modos de fallo se describieron más detalladamente los factores a favor y en contra de la ocurrencia del modo de fallo H-3 y que se incluyen a continuación.

- Factores a favor de su ocurrencia:
 - Con pequeños caudales pueden producirse daños importantes aguas abajo.
 - El suministro eléctrico en la actualidad es muy deficiente.
 - El accionamiento oleohidráulico se encuentra en muy malas condiciones.
 - Existe una corrosión importante de los componentes de la compuerta.
 - Los montantes y diagonales no cumplen las condiciones de seguridad frente a pandeo.
 - La estructura no resistiría un vertido por encima.
- Factores en contra de su ocurrencia:
 - Al tratarse de una compuerta radial, una rotura de los cilindros o colapso tendería a cerrar el vano.
 - Hay dos grupos oleohidráulicos y pueden intercambiarse indistintamente.

- En las pruebas realizadas se logra maniobrar las compuertas.

P.3.3. Presa de Aguilar

Se recogen en el cuadro P.5 los 8 modos de fallo en escenario hidrológico que se identificaron en la sesión de trabajo grupal para la presa de Aguilar. Asimismo, en los cuadros P.6 y P.7 se muestran los modos de fallo en escenario de explotación normal y sísmico respectivamente.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
H-1	Hidrológico	Rotura por erosión interna del cuerpo del dique 2 al elevarse la lámina de embalse como consecuencia de la avenida, asumiendo una conexión directa de los conductos de filtración del cuerpo del dique con el nivel de embalse.
H-2	Hidrológico	Rotura por sobrevertido en los diques laterales de materiales sueltos, asumiendo una dominancia física en los mismos frente a la presa principal de gravedad.
H-3	Hidrológico	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19, confluyendo la ley de subpresiones en situación ordinaria con un nivel de embalse por encima del NMN.
H-4	Hidrológico	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19, aumentando la ley de subpresiones respecto a la situación ordinaria y con un nivel de embalse por encima del NMN.
H-5	Hidrológico	Rotura u operación errónea de las compuertas que provoque daños incrementales aguas abajo de la presa.
H-6	Hidrológico	Rotura por sobrevertido en el cuerpo de la presa principal, por colapso del pretil en coronación.
H-7	Hidrológico	Rotura brusca del pretil en la coronación de la presa con vertido incontrolado de caudales, susceptibles de producir daños incrementales aguas abajo de la presa.
H-8	Hidrológico	Rotura por inestabilidad en la zona del quiebro de la presa principal, entre los bloques 14 y 16.

Cuadro P.5: Modos de fallo en escenario hidrológico identificados en la presa de Aguilar.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
N-1	Explotación Normal	Rotura por erosión interna en el cuerpo del dique 2.
N-2	Explotación Normal	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19.
N-3	Explotación Normal	Operación errónea de las compuertas que provoque daños incrementales aguas abajo de la presa.

Cuadro P.6: Modos de fallo en escenario de explotación normal identificados en la presa de Aguilar.

En la sesión de identificación de modos de fallo se describieron más detalladamente los factores a favor y en contra de la ocurrencia del modo de fallo H-3 y que se incluyen a continuación.

- Factores a favor de su ocurrencia:
 - Las subpresiones existentes son elevadas y se registran en cuatro piezómetros.
 - Existe incertidumbre en las condiciones exactas del cimiento en esa zona.

Modo de fallo	Escenario	Descripción
S-1	Sísmico	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19.
S-2	Sísmico	Avería grave o colapso estructural de las compuertas que provoque daños incrementales aguas abajo de la presa.

Cuadro P.7: Modos de fallo en escenario sísmico identificados en la presa de Aguilar.

- Los cálculos realizados han tomado los parámetros resistentes correspondientes a otro emplazamiento de la presa.
 - Las ternas de juntas que pueden alertar de un movimiento del bloque están colocadas a la altura de las juntas cortas.
 - No ha existido un seguimiento sistemático de la auscultación desde la construcción de la presa, y hay incertidumbre por la poca cantidad de datos disponibles.
 - El plano de contacto con el cimiento en estos bloques tiene una ligera inclinación hacia aguas abajo.
- Factores en contra de su ocurrencia:
- Aun empleando los parámetros de otro emplazamiento, los coeficientes de seguridad obtenidos son superiores a la unidad y están penalizados por los coeficientes parciales recomendados por la normativa española.
 - La persistencia en el tiempo de la sollicitación es reducida.
 - Los movimientos de las ternas de juntas en los últimos años no son significativos, ni existe ningún otro indicador que muestre la existencia de movimientos destacables.
 - No se han detectado asientos diferenciales entre bloques de la presa.
 - Los registros del péndulo, en el sentido transversal, aportan valores razonables para la tipología y altura de presa.

P.4. Clasificación de los modos de fallo

Una vez identificados, se discutió la ocurrencia de cada modo de fallo y se clasificaron según las siguientes categorías:

Grado I. Modos de fallo que claramente se consideren factibles al existir alguna condición o estado sintomático detectado, resultar la serie de eventos probables e implicar consecuencias potenciales importantes. Estos modos de fallo son críticos y requieren decisiones a corto plazo, bien para recabar más información o directamente para acometer una actuación.

Grado II. Modos de rotura considerados igualmente factibles, aunque con menores posibilidades de ocurrir o consecuencias reducidas.

Grado III. Modos de fallo para los que la información disponible resulta, a todas luces, insuficiente aunque se estiman factibles y con consecuencias potenciales de magnitud elevada. Requieren de más investigación.

Grado IV. Modos de rotura descartados y cuya aparición no se considera razonable.

En las sesiones de trabajo se determinó que el escenario con mayor probabilidad de rotura era el escenario Hidrológico (frente a los escenarios de Explotación Normal y Sísmico) Por lo tanto en lo que sigue se recogen las clasificaciones de los modos de fallo correspondientes al escenario Hidrológico.

En las tablas siguientes se muestran los grados de cada modo de fallo Hidrológico para las presas de Cervera, Requejada y Aguilar, obtenidos por juicio de experto en las sesiones de trabajo de los días 10 a 14 de noviembre de 2008.

P.4.1. Presa de Cervera

El cuadro P.8 recoge los modos de fallo en escenario hidrológico de la presa de Cervera y sus grados, tomados como promedio de los grados votados en las sesiones conjuntas.

	MODO DE FALLO	GRADO
H-1	Rotura del pretil de coronación con vertido incontrolado de caudales susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.	III
H-2	Rotura por sobrevertido.	IV - III
H-3	Inestabilidad del estribo derecho ligada a un colapso de las cuevas o cavernas originadas por la karstificación y las filtraciones existentes, dando lugar a una rotura de la presa.	III
H-4	Inestabilidad del estribo izquierdo, asociada a las filtraciones y buzamiento del macizo, dando lugar a una rotura de la presa.	III - IV
H-5	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido al estado del hormigón, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.	III - IV
H-6	Rotura del cajero izquierdo del canal del aliviadero lateral debido a una inestabilidad del talud existente al pie del mismo, con un vertido súbito e incontrolado de caudales, susceptibles de provocar daños incrementales aguas abajo.	IV

Cuadro P.8: Modos de fallo identificados en la presa de Cervera y su clasificación por grados.

P.4.2. Presa de Requejada

El cuadro P.9 recoge los modos de fallo en escenario hidrológico de la presa de Requejada y sus grados, tomados como promedio de los grados votados en las sesiones conjuntas.

	MODO DE FALLO	GRADO
H-1	Rotura por sobrevertido en las aletas laterales del cuerpo de presa (inestabilidad por deslizamiento, erosión paramento, descalce en pie y descalce en los estribos)	IV - II
H-2	Rotura por inestabilidad debida al diferente funcionamiento estructural en la aleta izquierda y la alineación principal del cuerpo de presa.	IV
H-3	Rotura por sobrevertido en la sección central de la presa ante un funcionamiento inadecuado de las compuertas del aliviadero.	IV
H-4	Rotura frágil por inestabilidad del bloque anexo al estribo derecho, debida a un incremento de las subpresiones derivadas de la filtración existente a través de las juntas horizontales.	IV
H-5	Rotura del pretil de coronación con vertido incontrolado de caudales.	IV - III
H-6	Incidente estructural de la toma de la central que dé lugar a un movimiento o inestabilidad del macizo rocoso donde se ubica y con afección a los bloques de presa correspondientes.	IV
H-7	Suelta incontrolada de caudales, produciendo daños incrementales aguas abajo, debido a una rotura u operación errónea de las compuertas del aliviadero.	II
H-8	Sobrevertido provocado por un deslizamiento en las laderas del vaso de embalse.	IV
H-9	Rotura por erosión y desestabilización del macizo derecho de la presa, iniciado en un rebose o rotura del cajero izquierdo del aliviadero.	IV - III

Cuadro P.9: Modos de fallo identificados en la presa de Requejada y su clasificación por grados.

P.4.3. Presa de Aguilar

El cuadro P.10 recoge los modos de fallo en escenario hidrológico de la presa de Aguilar y sus grados, tomados como promedio de los grados votados en las sesiones conjuntas.

	MODO DE FALLO	GRADO
H-1	Rotura por erosión interna del cuerpo del dique 2 al elevarse la lámina de embalse como consecuencia de la avenida, asumiendo una conexión directa de los conductos de filtración del cuerpo del dique con el nivel de embalse.	III - II
H-2	Rotura por sobrevertido en los diques laterales de materiales sueltos, asumiendo una dominancia física en los mismos frente a la presa principal de gravedad.	III
H-3	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19, confluyendo la ley de subpresiones en situación ordinaria con un nivel de embalse por encima del NMN.	III - IV
H-4	Rotura por inestabilidad de los bloques 17 a 19, aumentando la ley de subpresiones respecto a la situación ordinaria y con un nivel de embalse por encima del NMN.	IV
H-5	Rotura u operación errónea de las compuertas que provoque daños incrementales aguas abajo de la presa.	II - III - IV
H-6	Rotura por sobrevertido en el cuerpo de la presa principal, por colapso del pretil en coronación.	IV
H-7	Rotura brusca del pretil en la coronación de la presa con vertido incontrolado de caudales, susceptibles de producir daños incrementales aguas abajo de la presa.	IV
H-8	Rotura por inestabilidad en la zona del quiebro de la presa principal, entre los bloques 14 y 16.	IV

Cuadro P.10: Modos de fallo identificados en la presa de Aguilar y su clasificación por grados.

P.5. Modos de fallo seleccionados para la inclusión en el modelo de riesgo

Teniendo en cuenta toda la información aquí presentada y tras algunos cálculos preliminares, se decidió que los modos de fallo que más riesgo aportarían y por lo tanto que debían ser incluidos en los modelos de riesgo son:

- Presa de Cervera:
 - Modo de fallo por sobrevertido
- Presa de Requejada
 - Modo de fallo por deslizamiento
 - Modo de fallo por sobrevertido
- Presa de Aguilar
 - Modo de fallo por deslizamiento (presa principal)
 - Modo de fallo por sobrevertido (presa principal)
 - Modo de fallo por sobrevertido (collado 1)
 - Modo de fallo por sobrevertido (collado 2)
 - Modo de fallo por erosión interna (collado 2)

Sin embargo, como se detalla en el siguiente apéndice, al estimar las probabilidades de fallo de los modos de fallo por deslizamiento en las presas de Aguilar y Requejada, se obtuvieron probabilidades de fallo nulas para el rango de cargas esperable y con los parámetros geotécnicos disponibles, con lo que finalmente no fueron incluidos en los correspondientes modelos de riesgo.

Apéndice Q

Estudio de probabilidades de fallo del sistema Pisuerga

Q.1. El estudio de probabilidades de fallo en el análisis de riesgos

El estudio de las probabilidades de fallo es uno de los estudios necesarios para alimentar el modelo de riesgo una vez su arquitectura ha sido definida (figura Q.1). De las tres componentes del riesgo (cargas, probabilidad de fallo y consecuencias) trata la segunda. El estudio de probabilidades de fallo es posterior a la identificación de modos de fallo: antes de poder realizar este estudio es necesario haber identificado todos los modos de fallo que se van a incluir en el modelo y haberlos descompuesto en sus mecanismos de fallo.

En el modelo de riesgo, los nodos a los que afecta son los mismos que en el estudio de identificación de modos de fallo, es decir aquellos que indican las probabilidades de cada modo de fallo (figura Q.2).

Como ya se ha indicado en el apéndice P, normalmente, cada modo de fallo se descompone en varios pasos. En el modelo de riesgo esto se puede reflejar explícitamente asignando un nodo a cada paso. Sin embargo, también es posible aglutinar todos los pasos en un único nodo. Para ello, antes de introducir las probabilidades en el modelo de riesgo se debe realizar un preproceso consistente en multiplicar las probabilidades condicionales de cada uno de los pasos para aglutinarlos en uno solo. La ventaja de proceder así es que se acaba con un modelo de riesgo más compacto, que abstrae el detalle de cómo se desarrolla cada modo de fallo. Las desventajas son que no transmite parte de la información y que es más difícil de actualizar. La figura Q.2 muestra un esquema genérico que no representa ninguna presa en concreto, pero en los modelos de riesgo de las presas del Pisuerga se ha desagregado cada paso en el modelo de riesgo.

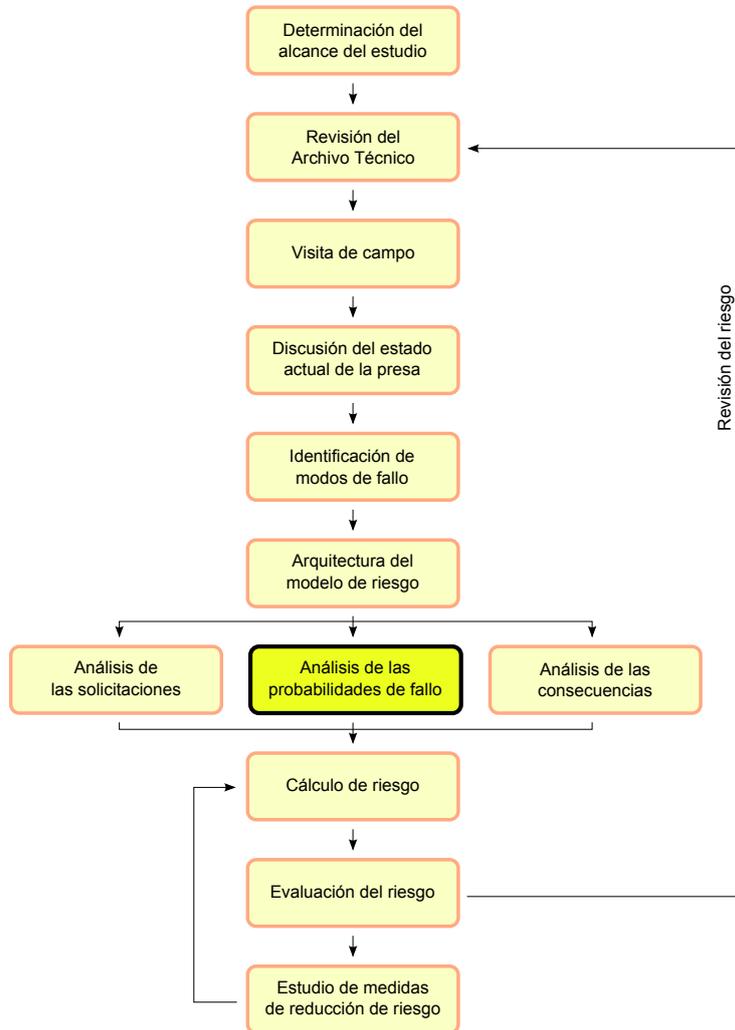


Figura Q.1: Ubicación del análisis de las probabilidades de fallo en el proceso general del análisis de riesgo.

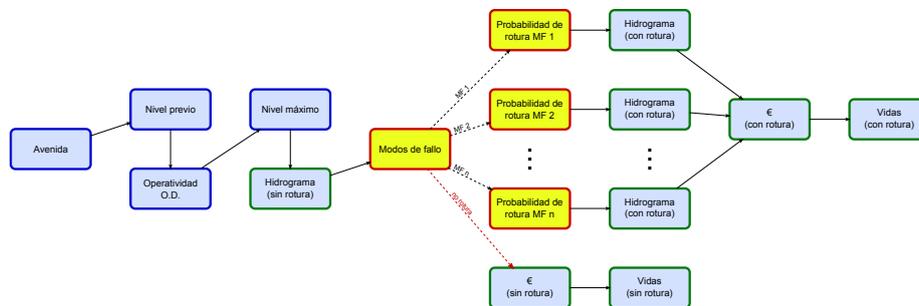


Figura Q.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la identificación de modos de fallo (amarillo).

Q.2. Modos de fallo por sobrevertido

En el modelo de riesgo de las presas del sistema Pisuerga se ha considerado un modo de fallo común a las 3 presas correspondiente a la rotura (tanto de las presas como de los diques de collado) por sobrevertido. Para evaluar la probabilidad condicional de rotura del fallo por sobrevertido se han utilizado unas curvas que relacionan directamente altura de sobrevertido y probabilidad condicional de rotura, en función de la tipología de la presa:

- Presa de materiales sueltos (diques de collado 1 y 2 de la presa de Aguilar).
- Presa de hormigón de gravedad (presas de Requejada y Aguilar).
- Presa arco-gravedad de hormigón (presa de Cervera).

El cuadro Q.1 recoge los valores numéricos de las probabilidades de rotura y la figura Q.3 los representa gráficamente, en función de la altura de sobrevertido y haciendo la distinción entre la tipología de cada presa (materiales sueltos, hormigón y arco-gravedad).

Presas de MS		Presas de hormigón		Presas arco-gravedad	
HSob	prot	HSob	prot	HSob	prot
0	0	0	0	0	0
0.15	0.1	0.3	0.1	0.3	0.05
0.35	0.9	0.7	0.9	0.7	0.45
0.5	1	1	1	1	0.5

Cuadro Q.1: Valores de probabilidades de rotura en función de la altura de sobrevertido y de la tipología de la presa.

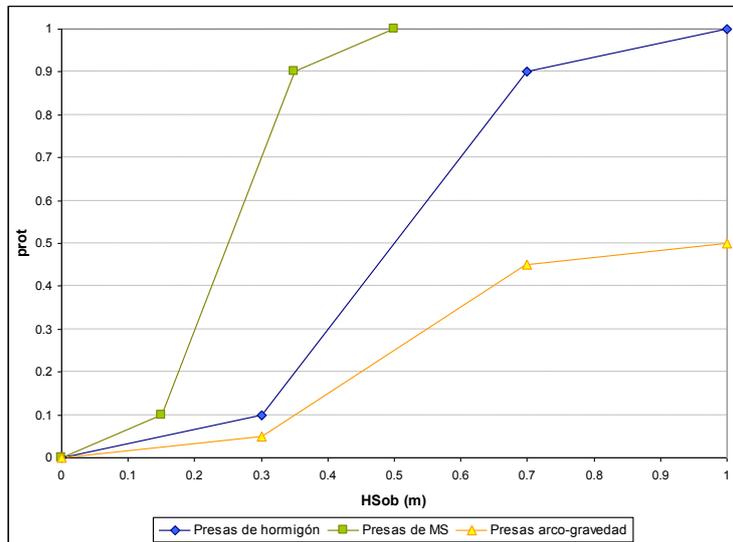


Figura Q.3: Curvas de rotura en función de la altura de sobrevertido, distinguiendo entre la tipología de la presa.

Estas curvas se basan en la literatura existente (principalmente [15, 129]) y en la experiencia de los autores. Como se aprecia gráficamente, se han definido unas probabilidades de rotura tales que:

- Cada curva adopta una forma en S.
- Para las presas de materiales sueltos la rotura se alcanza para alturas de sobrevertido mayores de 0.5 m.
- Para las presas de hormigón, la probabilidad de rotura es 1 para sobrevertidos mayores de 1 m.
- Las presas de arco-gravedad, más resistentes frente a desbordamientos que las anteriores, adoptan una probabilidad de rotura de 0.5 para una altura de sobrevertido de 1 m, a partir de la cual se estabilizan en dicha probabilidad.

Q.3. Modo de fallo por erosión interna

La presa de Aguilar cuenta también con un modo de fallo por erosión interna. En el apéndice P se define como “rotura por erosión interna del cuerpo del dique 2 al elevarse la lámina de embalse como consecuencia de la avenida, asumiendo una conexión directa de los conductos de filtración del cuerpo del dique con el nivel de embalse” (modo de fallo H1).

El dique de collado 2 tiene las siguientes características:

- Anchura: 4.90 m
- Longitud: 325 m
- Cotas:
 - Coronación: 944 m
 - NMN: 942 m
 - Cauce: 934.5 m
 - Cimentación: 933.5 m (altura: 10.5 m)
- Taludes:
 - Aguas arriba: 1.5:1 - 2:1
 - Aguas abajo: 2:1
- Material: arcilla muy arenosa procedente del propio
- Núcleo: mampostería
- Paramento aguas arriba: grava + mampostería
- Paramento aguas abajo: siembra vegetal
- Pretil de 50 cm de altura



Figura Q.5: Inspección del dique de collado 2.

1. Inicio (comienzo de una filtración concentrada).
2. Continuación de la erosión interna (se considera el potencial de las partículas del núcleo para migrar fuera de él).
3. Progresión de la erosión interna (hace referencia al proceso de ampliación del conducto hacia el embalse).
4. Pronta actuación (hace referencia al potencial para actuar respecto de las señales que se puedan observar en el lugar en que se desarrolla el modo de fallo).
5. Mecanismo de brecha (hace referencia a los distintos tipos de formación de brecha que pueden ocurrir como consecuencia de los procesos de erosión interna).
6. Intervención última (hace referencia a los esfuerzos que se pueden emplear para amortiguar los efectos de la brecha, como pueda ser una suelta de caudales una vez que el fallo es inevitable).

Con esta metodología se utiliza la información disponible que permite conocer el estado del dique y su posible evolución en el tiempo para adjudicar probabilidades de ocurrencia, estudiando cada evento por separado. Como ayuda, el USBR incluye unas tablas con descriptores verbales en función de las características del dique y de sus materiales, las condiciones de conservación, la instrumentación disponible o de la accesibilidad al entorno de la estructura.

Utilizando la herramienta del USBR descrita, y en una sesión de trabajo de grupo, se ha fijado el nivel en el embalse que produce la mayor probabilidad de rotura, y para dicho nivel se ha adjudicado a cada nodo del árbol de eventos una probabilidad promedio entre las propuestas por cada participante. El mencionado nivel para el que se produce la máxima probabilidad de fallo se ha fijado en la coronación del dique de collado 2, y que corresponde con la cota 944,00. En el cuadro Q.2 se recogen las probabilidades resultantes.

Una vez obtenida la probabilidad de fallo en el dique de collado 2 para un nivel

Nodo	Probabilidad
1	0.7
2	0.945
3	0.135
4	0.9
5	0.3
6	0.9

Cuadro Q.2: Votaciones de los participantes y promedio de la probabilidad de rotura a la cota 944,00 en el dique de collado 2.

de agua dado (cota 944,00), se ha definido cómo evoluciona dicha probabilidad a lo largo de la carrera de agua en el embalse: esto es, se han definido los valores de las probabilidades de fallo para los distintos niveles de agua.

Por la configuración del dique 2 y por las observaciones realizadas en relación a las filtraciones, se ha decidido que la probabilidad de fallo del dique por erosión interna:

- Sea nula para el nivel 938,00.
- Evolucione linealmente hasta un 25 % de la probabilidad máxima fijada, en el nivel 942,00.
- Evolucione linealmente hasta el 100 % de la probabilidad máxima fijada, en coronación del dique 2 (nivel 944,00).
- A partir del nivel 944 la probabilidad de fallo se congela en el valor máximo promediado tras las votaciones de los participantes.

Con ello se obtienen los resultados del cuadro Q.3, que recoge las probabilidades de fallo del dique 2 en función del nivel de agua en el embalse.

Nivel de embalse	Probabilidad de rotura
938	0
942	0.005425
944	0.021701

Cuadro Q.3: Probabilidades de fallo por erosión interna del dique de collado 2 de Aguilar en función del nivel de agua en el embalse.

Q.4. Modo de fallo por deslizamiento

Q.4.1. Planteamiento

Este modo de fallo tan solo ha sido estudiado en las presas de Requejada y Aguilar, de tipología de hormigón de gravedad, ya que la presa de Cervera es de tipología arco-gravedad, lo que hace este modo de fallo mucho menos probable. En ambos casos se ha analizado el deslizamiento presa-cimiento, utilizando para ello un modelo numérico de estabilidad.

En el caso de Requejada, se contempla el deslizamiento por una sección situada en las aletas laterales del cuerpo de presa, como se ha definido en el apéndice anterior.

En el caso de Aguilar, se ha analizado una sección situada entre los bloques 17 y 19, ya que esta es la zona de la presa más sensible al deslizamiento, como se desprende de la identificación de los modos de fallo. A partir de estos datos se ha planteado la estabilidad de la presa estudiando también numéricamente la posibilidad de aparición de una grieta de tracción bajo el pie de aguas arriba que reduce el ancho eficaz resistente al deslizamiento y aumenta la carga de subpresiones. En ambos casos se ha considerado una resistencia a tracción en el pie de presa del 6 % de la resistencia a compresión del hormigón, que en este caso equivale 0.544 N/mm^2 .

El modelo de cálculo adoptado para evaluar el comportamiento de la presa a deslizamiento ha sido el clásico de Mohr-Coulomb, en su aproximación lineal. Este modelo define la resistencia al deslizamiento entre dos cuerpos en contacto mediante dos parámetros: ángulo de fricción, ϕ ($^\circ$), y cohesión, c (MPa).

En la medida en que se asuma para estos parámetros un único valor, el resultado de un cálculo de estabilidad adopta un esquema binario: desliza-no desliza.

Aceptando que existe una incertidumbre asociada al conocimiento de éstos parámetros (derivada de la variabilidad espacial intrínseca de los mismos, de la capacidad para caracterizarla mediante un número limitado de ensayos, así como de los propios errores asociados a los procedimientos de ensayo), los parámetros se definen como variables aleatorias y no ya mediante un único valor. De este modo, un determinado valor lleva asociada una determinada probabilidad, que incorpora la incertidumbre existente y la transfiere mediante el modelo de cálculo a los resultados obtenidos con el mismo, que ya no responden a un esquema binario sino a un esquema en el que el deslizamiento tiene una determinada probabilidad de ocurrencia.

Una técnica adecuada para realizar esta transferencia de incertidumbre es la denominada técnica de simulación de Monte Carlo, mediante la cual se puede obtener la probabilidad de fallo del sistema, en este caso el deslizamiento, mediante la evaluación de un número N de problemas individuales, cada uno de ellos resuelto con un conjunto de valores muestreados de las variables aleatorias consideradas. La clave es que la técnica de muestreo sea consistente con las funciones de distribución de probabilidad asignadas a las distintas variables aleatorias que intervienen en el problema. La probabilidad de fallo buscada se puede estimar como:

$$p_r = \frac{N_{fallos}}{N}$$

Para el deslizamiento en el contacto presa-cimiento hay que considerar la naturaleza geológica del terreno y la forma del contacto presa-cimiento.

En estos casos, las funciones de distribución de probabilidad para el ángulo de fricción y para la cohesión se han estimado a partir de los datos disponibles en la Primera Revisión de Seguridad de ambas presas y la información procedente de ensayos publicados correspondientes a estudios específicos realizados sobre el tema [102, 103, 139].

Q.4.2. Ángulo de fricción en el contacto presa-terreno

Para definir el ángulo de fricción en el contacto presa-terreno en Requejada se ha optado por una función de distribución normal truncada, de valor medio 45° , valor mínimo 40° , valor máximo 50° y con un COV de 0.05. Esta distribución se muestra en la figura Q.6.

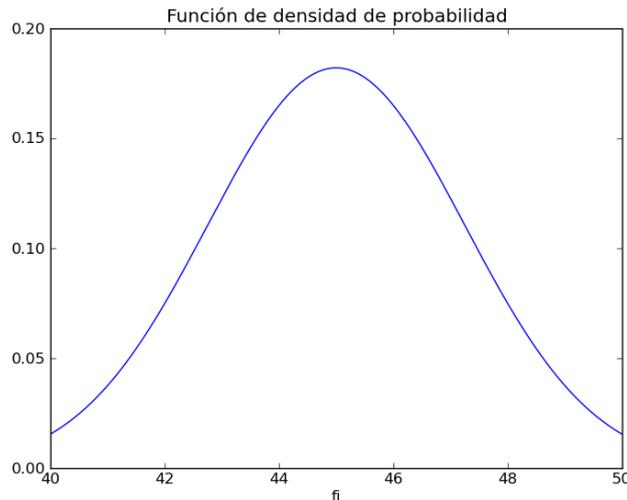


Figura Q.6: Distribución normal truncada empleada para definir el ángulo de fricción en Requejada.

En Aguilar se ha optado por una función de distribución normal truncada, de valor medio 43° , valor mínimo 38° , valor máximo 47° y con un COV de 0.05. Esta distribución se muestra en la figura Q.7.

El rango adoptado se sitúa en el campo de los valores residuales (los valores de pico se mueven en el entorno de los 45° a 65° para este tipo de cimentaciones) y son compatibles con un cierto nivel de deformaciones en el contacto presa-cimiento.

Q.4.3. Cohesión en el plano de contacto entre presa y terreno

La cohesión es una variable aleatoria que, a diferencia del ángulo de fricción, presenta una distribución de probabilidad más cercana a la distribución Lognormal, como ha sido puesto de manifiesto por diversos autores [39, 139, 173]. En la figura Q.8 se recoge una recopilación de resultados publicados por diversos autores, comprobándose cómo para el rango de valores del ángulo de fricción adoptado [$35^\circ - 45^\circ$], los valores de la cohesión se mueven en el rango de $[0 - 3.00 \cdot 10^5 \text{ Pa}]$, es decir, en el rango de $[0 - 0.30 \text{ MPa}]$.

Finalmente, para definir la cohesión se ha utilizado en Requejada una función lognormal truncada, de valor medio 0.4 MPa, valor mínimo 0.2 MPa, valor má-

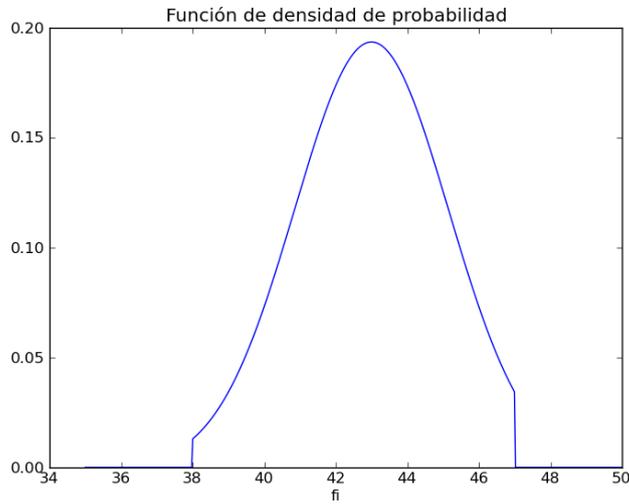


Figura Q.7: Distribución normal truncada empleada para definir el ángulo de fricción en Aguilar.

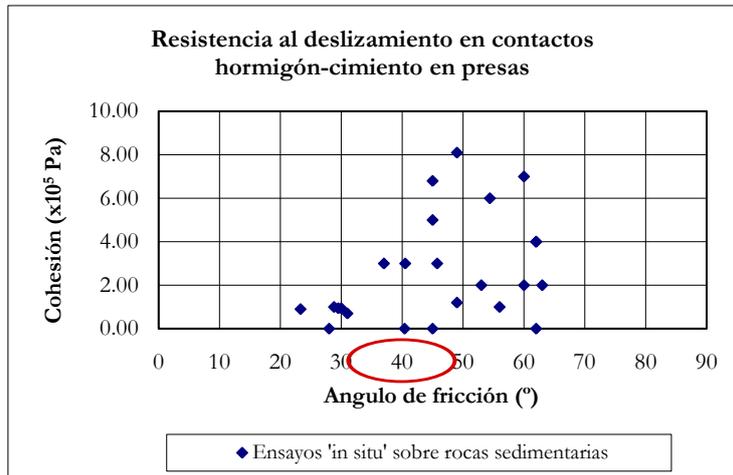


Figura Q.8: Resistencia al deslizamiento publicadas por diferentes autores en contactos hormigón-cimiento en presas.

ximo 0.6 MPa y con un COV de 0.1. Esta distribución se muestra en la figura Q.9.

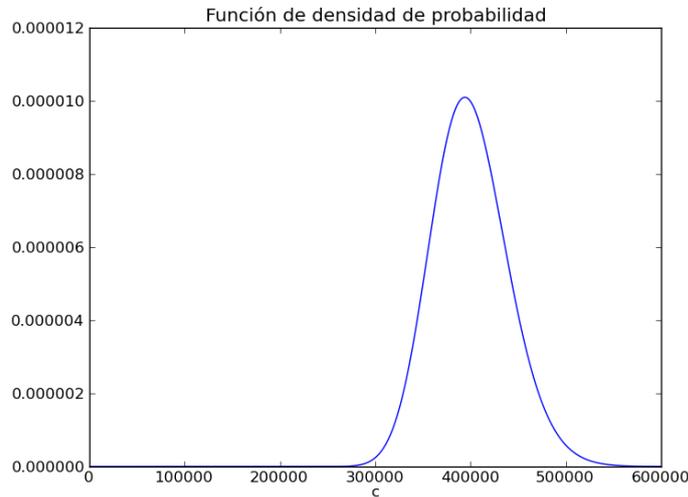


Figura Q.9: Distribución lognormal empleada para definir la cohesión en Requejada.

Finalmente, para definir la cohesión se ha utilizado en Requejada una función lognormal truncada, de valor medio 0.4 MPa, valor mínimo 0.2 MPa, valor máximo 0.6 MPa y con un COV de 0.1. Esta distribución se muestra en la figura Q.10.

Para calcular la probabilidad de rotura en cada nivel mediante este modelo, se han realizado 10000 simulaciones aplicando el método de Montecarlo mediante la técnica de muestreo del Hipercubo Latino. Además, el nivel máximo en el embalse se ha discretizado cada centímetro.

El resultado de aplicar esta metodología ha producido una probabilidad de rotura nula en ambos casos para todo el rango de niveles máximos considerados. Por lo tanto, este modo de fallo no ha sido incluido en el modelo de riesgo de ninguna de las dos presas.

Tan solo aparece una probabilidad de rotura dentro del rango de niveles máximos analizados cuando se reduce considerablemente la resistencia a tracción en el pie aguas arriba de la presa. Cuando esta resistencia es nula se obtienen las curvas que relacionan la probabilidad de rotura con el nivel máximo que se muestran en las figuras Q.11 y Q.12.

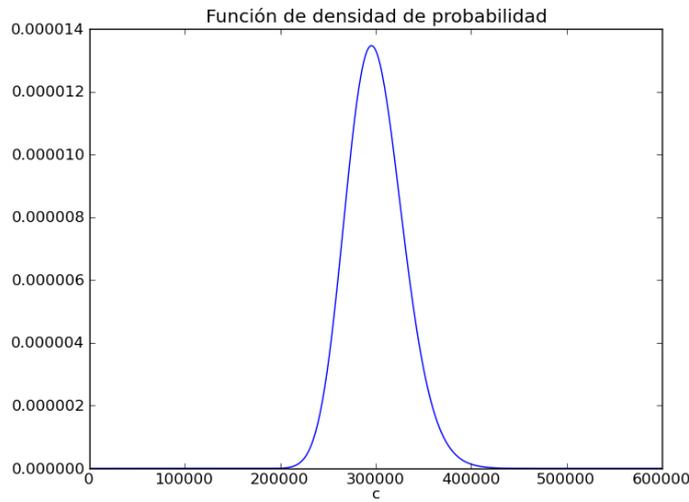


Figura Q.10: Distribución lognormal empleada para definir la cohesión en Aguilar.

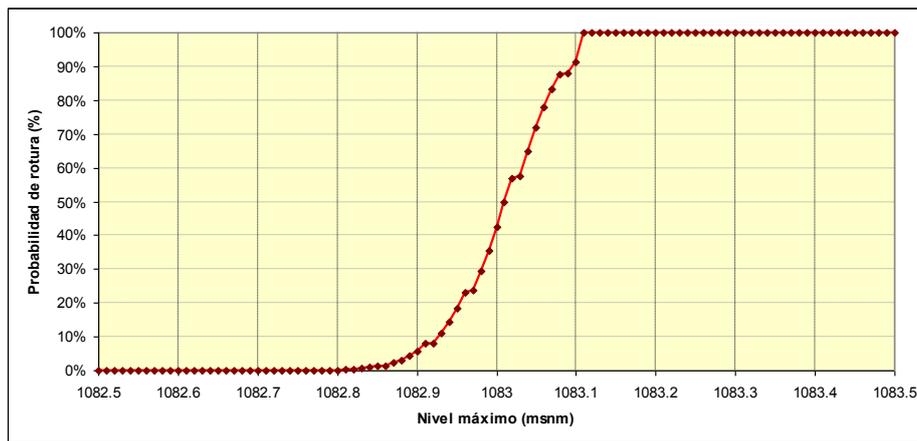


Figura Q.11: Probabilidad de rotura en función del nivel máximo en el embalse con resistencia a tracción nula en Requejada.

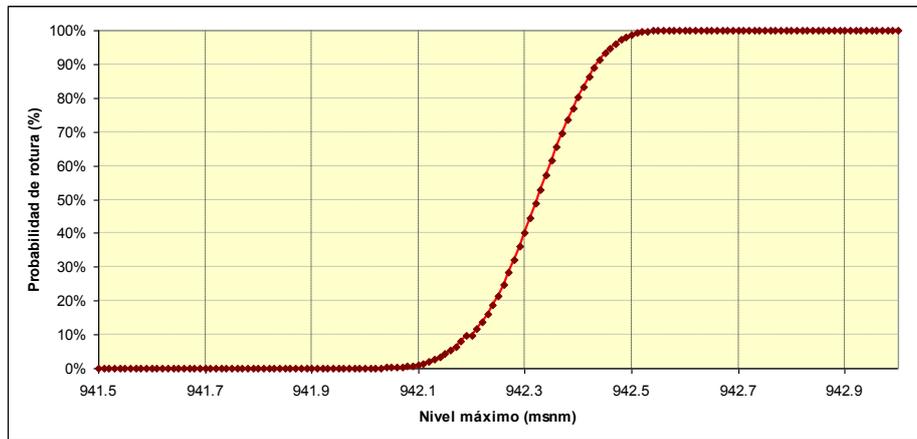


Figura Q.12: Probabilidad de rotura en función del nivel máximo en el embalse con resistencia a tracción nula en Aguilar.

Además, en la presa de Requejada se ha analizado la estabilidad de la presa cuando el pretil de 1.2 m resiste el empuje del agua e impide el sobrevertido, ya que una de las alternativas analizadas es la mejora estructural de éste pretil. En este caso, el nivel máximo alcanzado en la presa es de 1087.2 msnm. Como se muestra en la figura Q.13, cuando se considera la resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento, el coeficiente de seguridad sigue siendo alto para estos niveles, por lo que la probabilidad de fallo por deslizamiento es prácticamente nula.

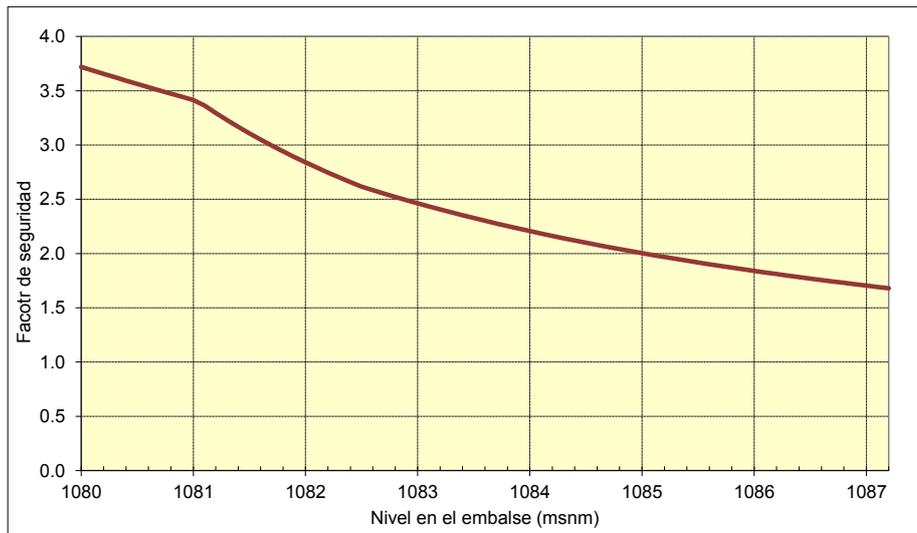


Figura Q.13: Relación entre el factor de seguridad y el nivel alcanzado en el embalse para el caso con pretil en la presa de Requejada.

Apéndice R

Estudio de hidrogramas de rotura del sistema Pisuerga

R.1. La determinación de los hidrogramas de rotura en el análisis de riesgo

Dentro del proceso de análisis de riesgo, la estimación de los hidrogramas de rotura se integra en el análisis de las consecuencias, como se aprecia en la figura R.1. La determinación de los hidrogramas de rotura debidos al fallo de la presa es el primer paso del análisis de consecuencias. Posteriormente, estos hidrogramas son utilizados para la obtención de las curvas de consecuencias (apéndice K).

En el propio modelo de riesgo, los nodos que se ven directamente afectados por este paso son los que modelan los hidrogramas de rotura (ver figura R.2).

La manera habitual de trabajar en los modelos de riesgo es caracterizar los hidrogramas de rotura mediante una variable significativa (normalmente el caudal pico). Esto hace que el trabajo a realizar en este punto se divida en dos partes:

- Obtención de una curva que relacione el nivel máximo con el caudal pico de rotura para cada modo de fallo. Estas curvas se introducen en el modelo de riesgo.
- Obtención de hidrogramas completos de rotura (no sólo el caudal pico). Estos hidrogramas de rotura no se introducen directamente en el modelo de riesgo sino que se utilizan para realizar una modelización hidráulica y obtener las curvas de consecuencias frente a caudal pico, que son las que se utilizan en el modelo de riesgo.

APÉNDICE R. ESTUDIO DE HIDROGRAMAS DE ROTURA DEL SISTEMA PISUERGA736

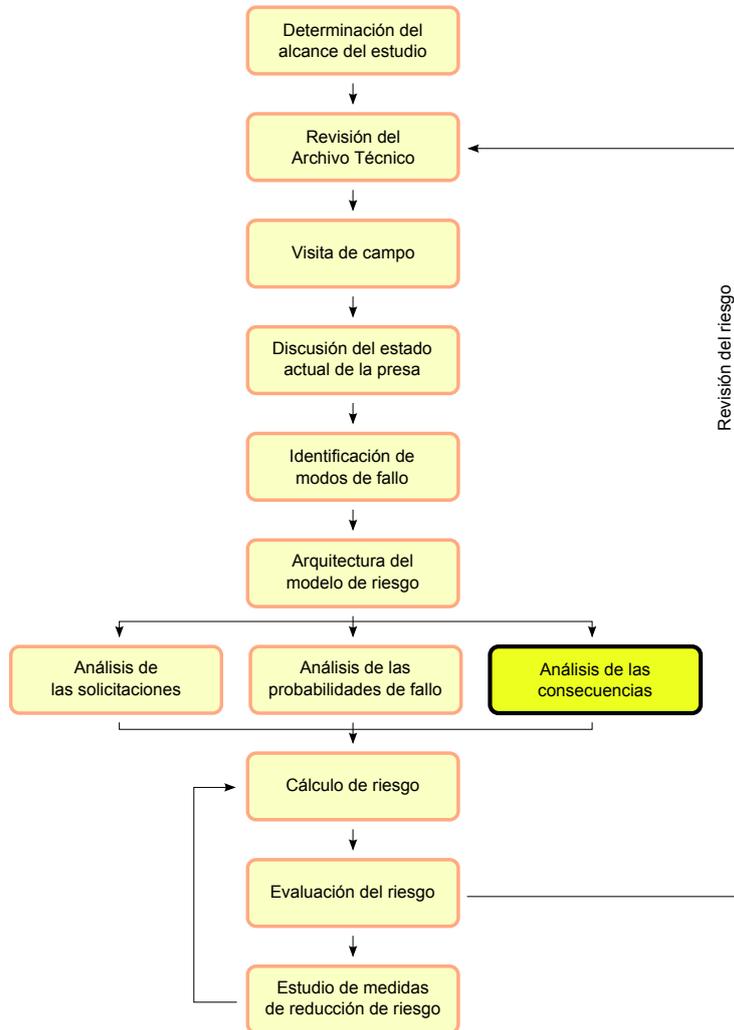


Figura R.1: La determinación de los hidrogramas de rotura en el proceso general del análisis de riesgo.

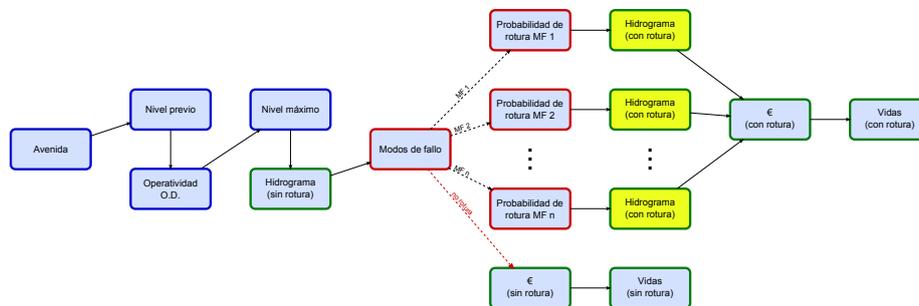


Figura R.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por los hidrogramas de rotura (amarillo).

R.2. Estudio de los hidrogramas de rotura en la presa de Cervera

R.2.1. Relación entre nivel máximo y el caudal pico de rotura

Para definir la curva que relaciona el nivel máximo en el embalse con el caudal de rotura se utilizó la fórmula de Froehlich [69], que permite obtener una relación entre estas dos variables a partir de las características del embalse y de la presa.

La curva obtenida con esta fórmula se escaló utilizando el caudal de rotura y el nivel máximo que aparecen en el Plan de Emergencia del Embalse de Cervera para la rotura con el embalse en el NMN (cota 1041.6), ya que estos últimos datos proceden de un estudio de rotura más detallado. La curva resultante y el punto utilizado para el escalado se muestran en la figura R.3.

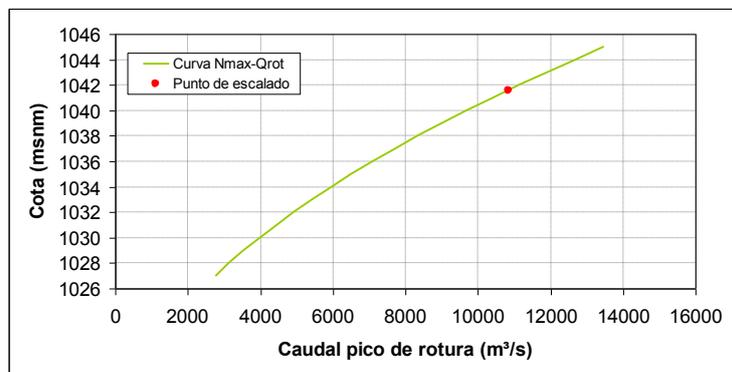


Figura R.3: Caudal pico de rotura en función del nivel del embalse en la presa de Cervera.

R.2.2. Hidrogramas de rotura en el embalse de Cervera

El objetivo de este apartado es la obtención de una colección de hidrogramas completos de rotura que sirvan como base para realizar una estimación de las consecuencias asociadas a cada hidrograma, de forma que se pueda conseguir una curva que relacione el caudal pico de los hidrogramas con las consecuencias de la inundación.

En este caso, se utilizó como referencia el hidrograma de la hipótesis H1 (rotura con embalse en NMN) del Plan de Emergencia del Embalse de Cervera. Este hidrograma se escaló para obtener una familia de hidrogramas asociados a diferentes niveles del embalse. Para ello, se utilizó la relación obtenida en el apartado anterior entre los caudales picos y los niveles en el embalse. La familia de hidrogramas resultante se muestra en la figura R.4, siendo el hidrograma de color rojo el utilizado como base para el cálculo.

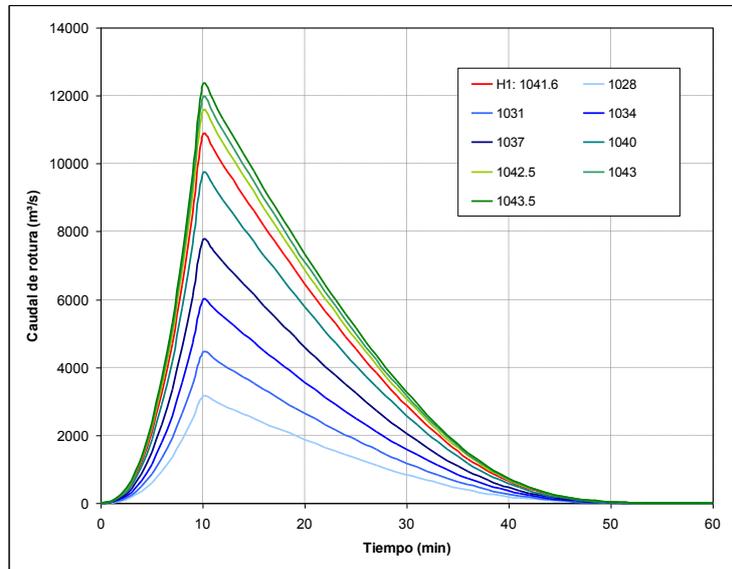


Figura R.4: Hidrogramas de rotura en el embalse de Cervera.

R.3. Estudio de los hidrogramas de rotura en la presa de Requejada

R.3.1. Relación entre nivel máximo y el caudal pico de rotura

Para definir la curva que relaciona el nivel máximo en el embalse con el caudal de rotura se ha utilizado la fórmula de Froehlich [69], siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior.

En este caso, la curva obtenida con esta fórmula se escaló utilizando el caudal de rotura y el nivel máximo que aparecen en el Plan de Emergencia del Embalse de Requejada para la rotura con el embalse en el NMN (cota 1082.5). La curva resultante y el punto utilizado para el escalado se muestran en la figura R.5.

R.3.2. Hidrogramas de rotura en el embalse de Requejada

En este caso, se procedió de igual forma que en el embalse de Cervera. Para ello se utilizó como referencia para los cálculos el hidrograma de la hipótesis H1 (rotura con embalse en NMN) del Plan de Emergencia del Embalse de Requejada. A partir de este hidrograma se obtuvo una familia de hidrogramas asociados a diferentes niveles del embalse. La familia de hidrogramas resultante se muestra en la figura R.6, siendo el hidrograma de color rojo el utilizado como base para el cálculo.

APÉNDICE R. ESTUDIO DE HIDROGRAMAS DE ROTURA DEL SISTEMA PISUERGA739

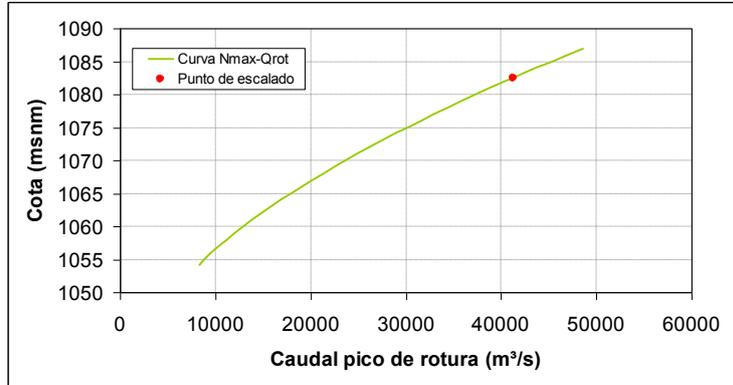


Figura R.5: Caudal pico de rotura en función del nivel del embalse en la presa de Requejada.

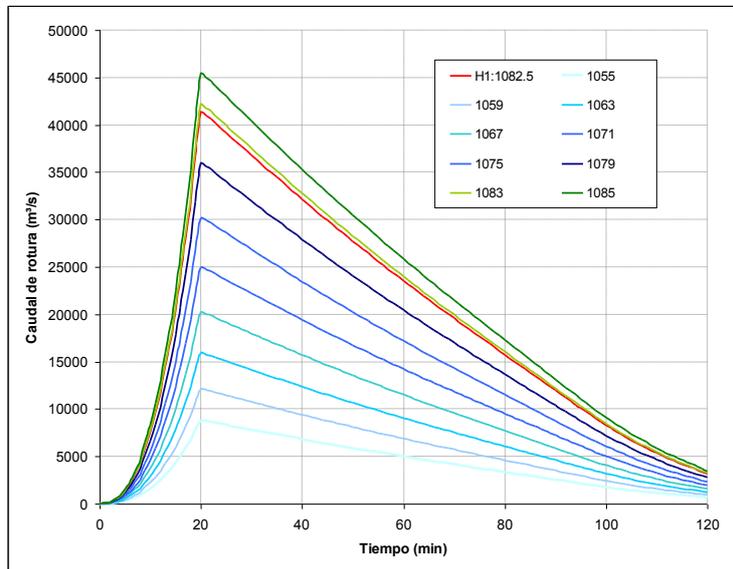


Figura R.6: Hidrogramas de rotura en el embalse de Requejada.

R.4. Estudio de los hidrogramas de rotura en la presa de Aguilar

R.4.1. Relación entre nivel máximo y el caudal pico de rotura

Para definir la curva que relaciona el nivel máximo en el embalse con el caudal de rotura se utilizó la fórmula de Froehlich [69], siguiendo el mismo procedimiento que en los casos anteriores. Esta curva se obtuvo para la presa principal y también para la rotura de los diques de collado, obteniendo tres curvas diferentes, ya que es necesario contemplar también la rotura de estas estructuras.

En este caso, las curvas obtenidas con esta fórmula se escalaron utilizando el caudal de rotura y el nivel máximo que aparecen para cada caso en el Plan de Emergencia del Embalse de Aguilar para la rotura con el embalse en el NMN (cota 942). Las curvas resultantes y los puntos utilizados para el escalado se muestran en las figuras R.7, R.8 y R.9.

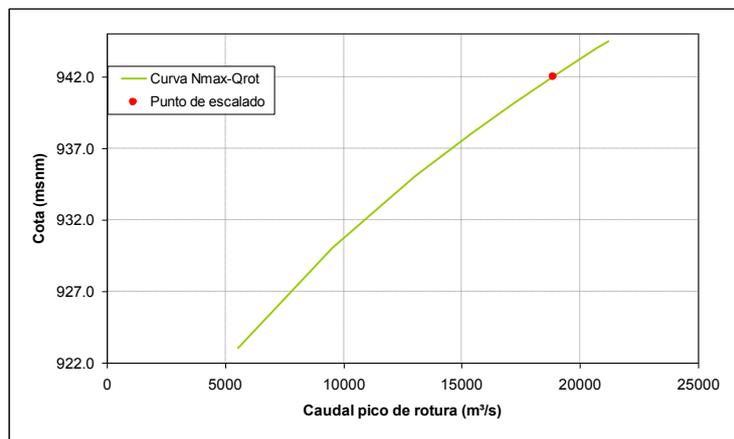


Figura R.7: Caudal pico de rotura en función del nivel del embalse en la presa principal de Aguilar.

R.4.2. Hidrogramas de rotura en el embalse de Aguilar

En este caso, se procedió de igual forma que en los casos anteriores, aunque fue necesario desarrollar tres familias de hidrogramas distintas, una para cada una de las estructuras que conforman el embalse de Aguilar. Para ello se utilizó como referencia para los cálculos los hidrogramas para cada caso de la hipótesis H1 (Rotura con embalse en NMN) del Plan de Emergencia del Embalse de Aguilar. A partir de estos hidrogramas se obtuvieron tres familias de hidrogramas asociados a diferentes niveles del embalse. Las familias de hidrogramas resultantes se muestran en las figuras R.10, R.11 y R.12, siendo los hidrogramas de color rojo los utilizados como base para el cálculo.

Como se puede observar en estos hidrogramas, la rotura de los diques de collado

APÉNDICE R. ESTUDIO DE HIDROGRAMAS DE ROTURA DEL SISTEMA PISUERGA741

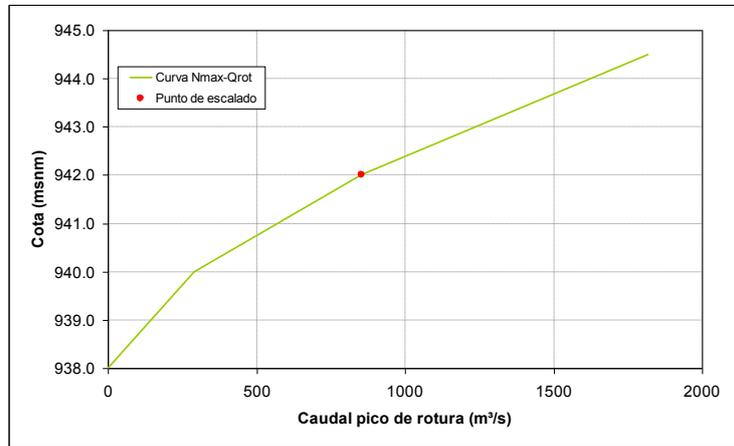


Figura R.8: Caudal pico de rotura en función del nivel del embalse en el collado 1 de Aguilar.

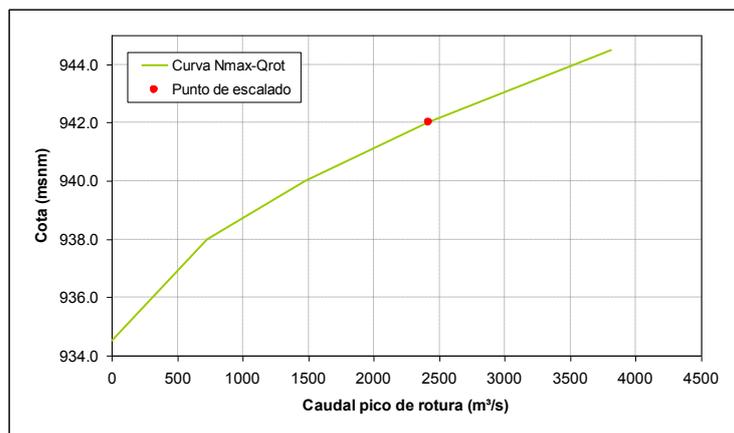


Figura R.9: Caudal pico de rotura en función del nivel del embalse en el collado 2 de Aguilar.

APÉNDICE R. ESTUDIO DE HIDROGRAMAS DE ROTURA DEL SISTEMA PISUERGA742

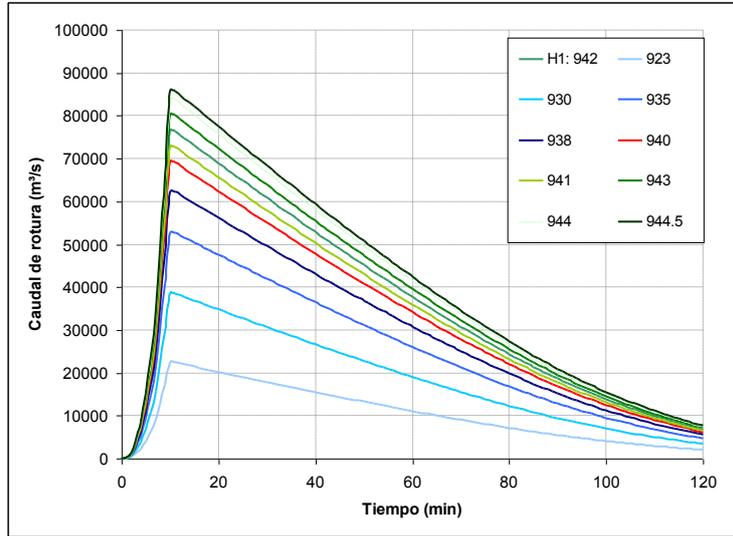


Figura R.10: Hidrogramas de rotura en la presa principal del embalse de Aguilar.

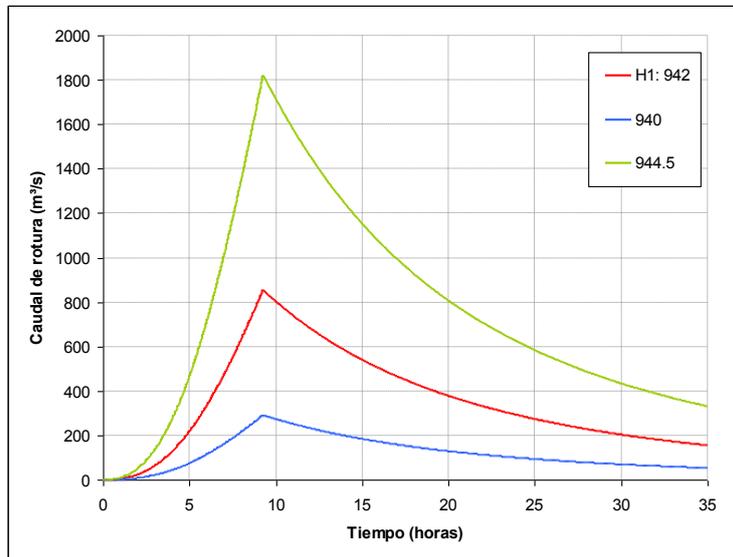


Figura R.11: Hidrogramas de rotura en el collado 1 del embalse de Aguilar.

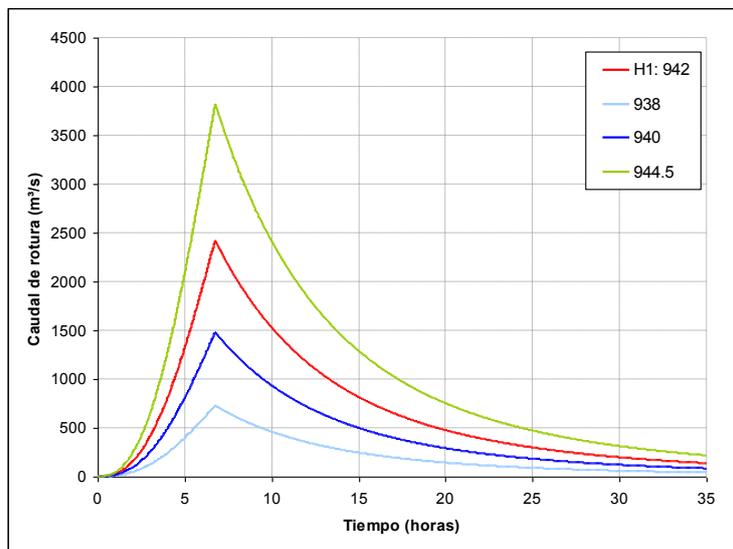


Figura R.12: Hidrogramas de rotura en el collado 2 del embalse de Aguilar.

es mucho más lenta que la rotura de la presa principal, lo que es lógico porque los diques son de materiales sueltos y la rotura suele ser mucho más lenta en esta tipología de presas. Este hecho también produce unos caudales pico de rotura mucho más bajos.

R.5. Datos introducidos en el modelo

Los datos introducidos en el modelo de riesgo para relacionar los niveles máximos en el embalse (m) y su caudal pico de rotura (m^3/s) se muestran en el cuadro R.1.

APÉNDICE R. ESTUDIO DE HIDROGRAMAS DE ROTURA DEL SISTEMA PISUERGA744

Cervera		Requejada		Aguilar Presa		Aguilar Collado 1		Aguilar Collado 2	
NMax	Qrot	NMax	Qrot	NMax	Qrot	NMax	Qrot	NMax	Qrot
1027	2753	1054	8302	923	22456	938	0	934.5	0
1028	3137	1055	8773	930	38622	940	290	938	727
1029	3547	1056	9548	935	52797	942	852	940	1477
1030	3978	1057	10355	938	62394	944.5	1821	942	2416
1031	4435	1058	11193	940	69284			944.5	3817
1032	4919	1059	12063	941	72881				
1033	5430	1060	12964	942	76582				
1034	5964	1061	13898	943	80344				
1035	6515	1062	14867	944	84140				
1036	7102	1063	15867	944.5	86051				
1037	7711	1064	16898						
1038	8344	1065	17958						
1039	9002	1066	19046						
1040	9684	1067	20163						
1041	10386	1068	21309						
1042	11143	1069	22484						
1043	11909	1070	23687						
1044	12684	1071	24920						
1045	13470	1072	26181						
		1073	27470						
		1074	28790						
		1075	30139						
		1076	31521						
		1077	32934						
		1078	34378						
		1079	35854						
		1080	37357						
		1081	38898						
		1082	40482						
		1082.5	41282						
		1083	42090						
		1084	43706						
		1085	45335						
		1086	46977						
		1087	48631						

Cuadro R.1: Datos introducidos en el modelo de riesgo en los nodos de caudales de rotura.

Apéndice S

Estudio de consecuencias del sistema Pisuerga

S.1. Introducción

El análisis de consecuencias consta de tres partes: estimación de caudales de rotura, estudio de inundación y estimación de consecuencias. El presente apéndice trata las dos últimas. La situación de este apartado dentro del proceso general del análisis de riesgos se muestra en la figura S.1. Este apartado se realiza tras la definición de la arquitectura del modelo, el análisis de las cargas y el de las probabilidades de fallo, siendo el análisis de consecuencias el paso previo para el cálculo del riesgo. Por lo tanto, el conocimiento de las consecuencias, la probabilidad de las cargas y las probabilidades de fallo permite conocer el riesgo asociado a la infraestructura.

Dentro del modelo de riesgo, los nodos cuyos resultados dependen de la estimación de consecuencias son los que se muestran en la figura S.2.

En este apéndice se explica cómo se han obtenido las relaciones entre el caudal pico, obtenido en el apéndice anterior, con las consecuencias, expresadas en general en términos económicos (€) o en pérdida de vidas. De esta forma, calculando las consecuencias en el caso de rotura y de no rotura se puede obtener el riesgo incremental con las probabilidades de rotura calculadas en los pasos anteriores.

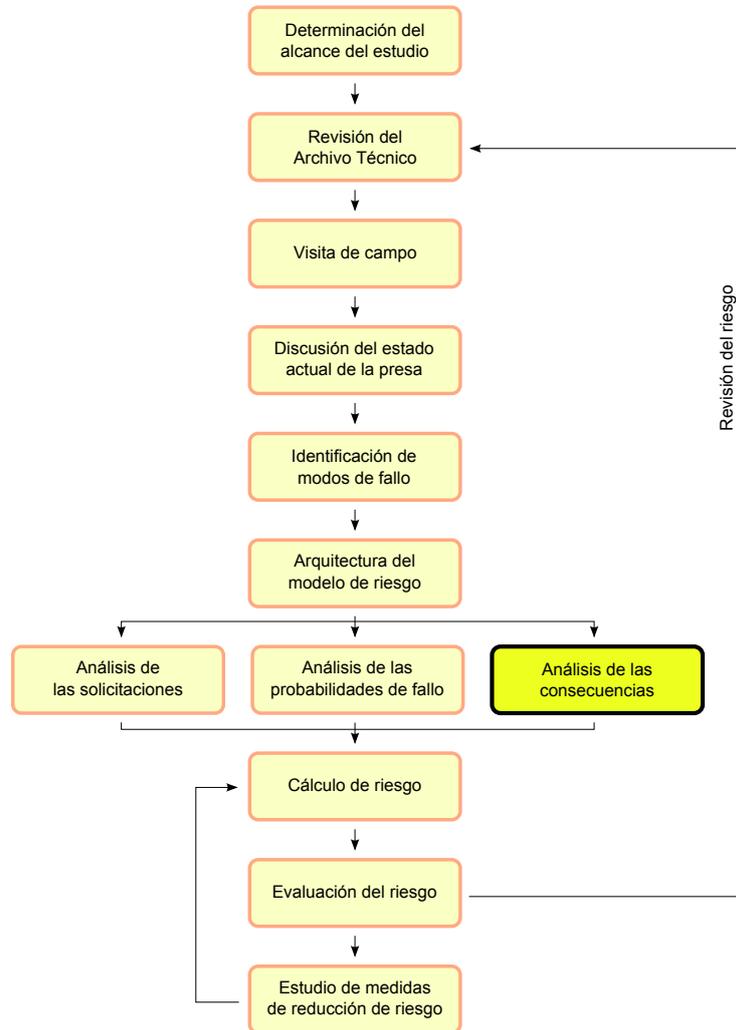


Figura S.1: La estimación de consecuencias en el proceso general del análisis de riesgos.

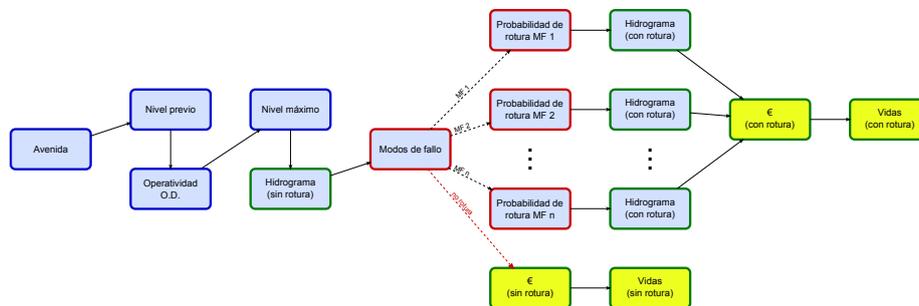


Figura S.2: Nodos del modelo de riesgo afectados por la estimación de consecuencias (amarillo).

S.2. Estudio de consecuencias en el tramo entre el embalse de Cervera y el embalse de Aguilar

S.2.1. Modelación hidráulica de la inundación

El primer paso para la estimación de consecuencias es el cálculo de las características de la inundación. Dicho estudio se ha realizado reutilizando los modelos confeccionados en el programa MIKE 11 para la redacción del Plan de Emergencia del Embalse de Cervera. Se han calculado las características de la inundación (tiempos de llegada, calados, caudales y velocidades) para los hidrogramas de rotura de la presa calculados en el Anejo anterior. Como resumen del estudio se muestra en las figuras S.3 y S.4 la evolución de calados y caudales en el inicio de este tramo del cauce.

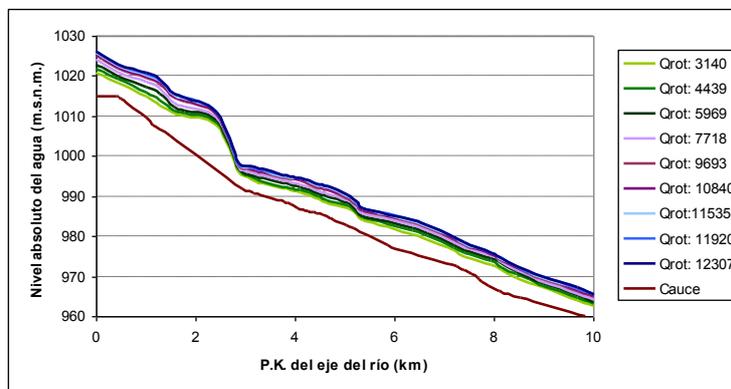


Figura S.3: Evolución de calados de inundación a lo largo del tramo entre Cervera y Aguilar.

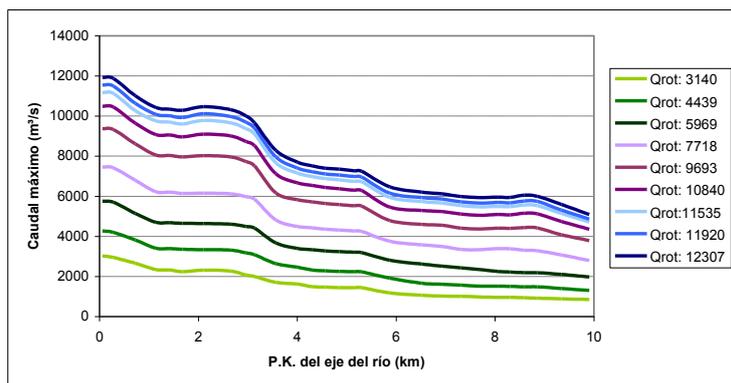


Figura S.4: Evolución de caudales de inundación a lo largo del tramo entre Cervera y Aguilar.

S.2.2. Pérdida de vidas

Una vez obtenidas las características de la inundación, se han estimado las pérdidas de vidas para cada una de las inundaciones. Para ello se ha empleado el método de Graham [77], en el que se estima la población en riesgo y después se multiplica por un coeficiente de mortalidad que depende del tiempo de aviso, el entendimiento de la severidad de la inundación por parte de la población y la severidad de la inundación. Dentro del proyecto europeo SUFRI (ver apartado 9.3.2), las tasas de este método se han adaptado para poder contemplar diferentes grados de entendimiento de la severidad de la inundación en función de los sistemas de aviso, la existencia o no de un Plan de Emergencia y la coordinación entre los servicios de emergencia y autoridades y la formación de la población. Para ello, las tasas de mortalidad se han dividido en diez categorías que se muestran en el cuadro S.1. En el caso base considerado se ha elegido la categoría 3, ya que no está implantado el Plan de Emergencia de Presa pero sí que está redactado.

En este método, el tiempo de aviso se refiere al tiempo entre el momento que se empieza a realizar el preaviso a la población y el momento en el que llega la onda de inundación, por lo tanto, es el tiempo disponible para la evacuación y protección de la población. En este caso se ha estimado a partir del tiempo de llegada de la onda, modificándolo según el momento del día y el modo de fallo.

La severidad de la inundación se ha estimado a partir de las características de la inundación, es decir, el caudal, el calado del agua y su velocidad.

Esta tasa debe aplicarse a la población en riesgo dentro del área inundada. Para la estimación de esta población, ha sido de gran ayuda la identificación de afecciones que se realizó para el Plan de Emergencia. La población en cada afección se ha estimado calculando la densidad de población en las áreas urbanas gracias a los datos del Instituto Nacional de Estadística. Las áreas inundadas en cada afección se han obtenido a partir del mapa de inundación de la hipótesis de rotura es escenario hidrológico, H2, disponible en el Plan de Emergencia. Un ejemplo de estos mapas se muestra en la figura S.5.

Además la población obtenida se ha corregido según el número de pisos medio de las edificaciones en cada área urbana, ya que la inundación afecta a los residentes de las plantas inferiores. Se ha supuesto un incremento de población del 30% durante el verano y un incremento de población del 10% durante el día. Conjuntamente, solo se ha supuesto población en las zonas industriales y de servicios durante el día.

Como simplificación se ha utilizado la misma curva que relaciona la pérdida de vidas y el caudal para los casos de rotura y de no rotura. Los resultados obtenidos se muestran en la figura S.6.

Para el caso más desfavorable, con un caudal de rotura de 12307 m³/s, en verano y durante el día, las poblaciones con una mayor pérdida de vidas se muestran en el cuadro S.2.

Categoría	t aviso TA (h)	Severidad (Sv)		
		Alta (3)	Media (2)	Baja (1)
C1 - No existe formación a la población. - No se dispone de sistemas de aviso ni PEP. - No hay coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.9	0.3	0.02
	0.625	0.7	0.08	0.015
	1	-	0.06	0.0006
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C2 - No existe formación a la población. - No se dispone de PEP, aunque existen otros sistemas de aviso. - No hay coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.9	0.3	0.02
	0.625	0.675	0.075	0.014
	1	-	0.055	0.00055
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C3 - No existe formación a la población. - Existe PEP, pero no se ha implantado. - Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades (no existen protocolos). - No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.85	0.2	0.015
	0.625	0.6	0.07	0.012
	1	-	0.05	0.0005
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C4 - No existe formación a la población. - PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes. - Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades, protocolos de comunicación. - No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.5	0.04	0.007
	1	-	0.03	0.0003
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C5 - No existe formación a la población. - PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes. - Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población (sin comprobar).	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.5	0.0375	0.0065
	1	-	0.0275	0.000275
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C6 - No existe formación a la población. - PEP implantado con sistemas de aviso correspondientes. - Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.75	0.15	0.01
	0.625	0.475	0.035	0.006
	1	-	0.025	0.00025
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C7 - Formación a la población. - PEP implantado con sistemas de aviso. - Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados. ***Si se produce rotura instantánea en 'C8', 'C9' y 'C10'.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.65	0.1	0.0075
	0.625	0.4	0.02	0.002
	1	-	0.01	0.0002
	1.5	-	0.0002	0.0002
	24	-	0.0002	0.0001
C8 - Formación a la población. - PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev. - Coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.55	0.06	0.006
	0.625	0.35	0.01	0.0015
	1	-	0.005	0.00015
	1.5	-	0.0002	0.00015
	24	-	0.0002	0.0001
C9 - Formación a la población. - PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev. - Alta coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.55	0.06	0.006
	0.625	0.35	0.008	0.0015
	1	-	0.004	0.000125
	1.5	-	0.0002	0.0001
	24	-	0.0002	0.0001
C10 - Planes de formación continua a la población. - PEP implantado. Simulacros o PEP empleado prev. - Alta coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. - Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
	0.25	0.5	0.03	0.005
	0.625	0.3	0.005	0.001
	1	-	0.002	0.0001
	1.5	-	0.0002	0.0001
	24	-	0.0002	0.0001

Cuadro S.1: Tasas de mortalidad utilizadas para aplicar el método de Graham desarrolladas en el proyecto SUFRI.

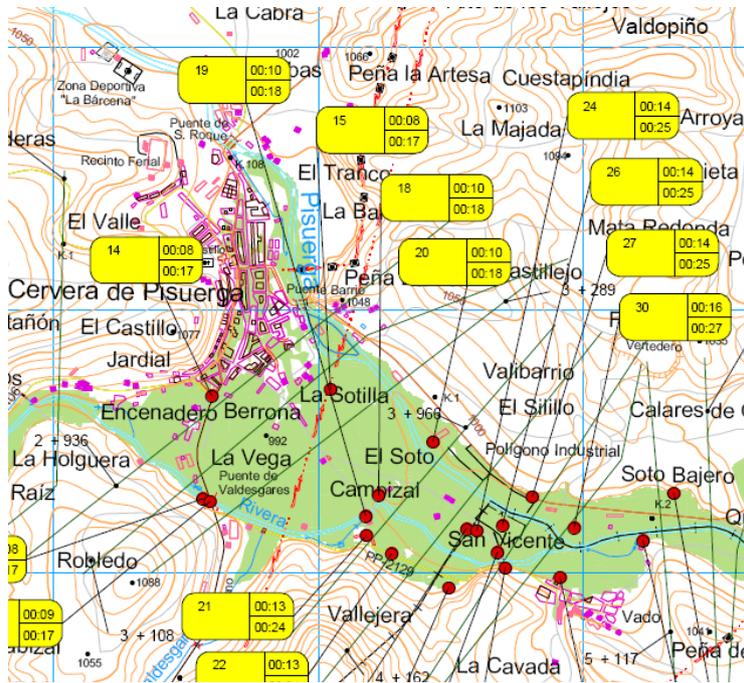


Figura S.5: Muestra de los mapas de inundación disponibles en el Plan de Emergencia de la presa de Cervera (Área inundada en el pueblo de Cervera de Pisuerga para el escenario de rotura H2).

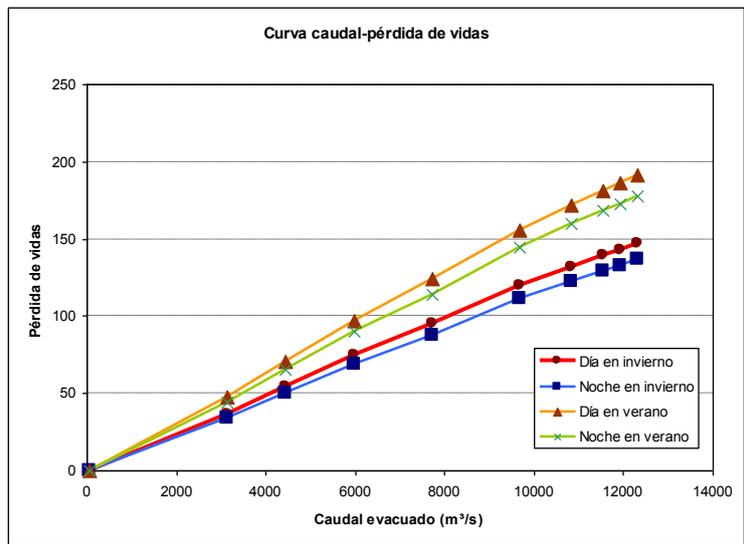


Figura S.6: Estimación de pérdida de vidas humanas en el tramo Cervera - Aguilar sin Plan de Emergencia implantado.

Población	Caso Base Sin Plan de Emergencia
RUESGA	26
CERVERA DE PISUERGA	146
VADO	1
LIGÜÉZANA	7
QUINTANALUENGOS	4
RUEDA DE PISUERGA	2
BARCENILLA	1
SALINAS DE PISUERGA	6

Cuadro S.2: Pérdida de vidas en las poblaciones más importantes aguas abajo de la presa de Cervera en el caso más desfavorable.

S.2.3. Consecuencias económicas

Por último, se han estimado las consecuencias económicas. Para ello se empleó la metodología del PATRICOVA (Plan de Acción Territorial de la Comunidad Valenciana), en la que se estima un valor de destrucción total para cada zona inundada que después se multiplica por un coeficiente de daños en función del calado que se alcance en la zona. Esta relación se denomina curva calado-daños, la curva general propuesta por el PATRICOVA se muestra en la figura S.7.

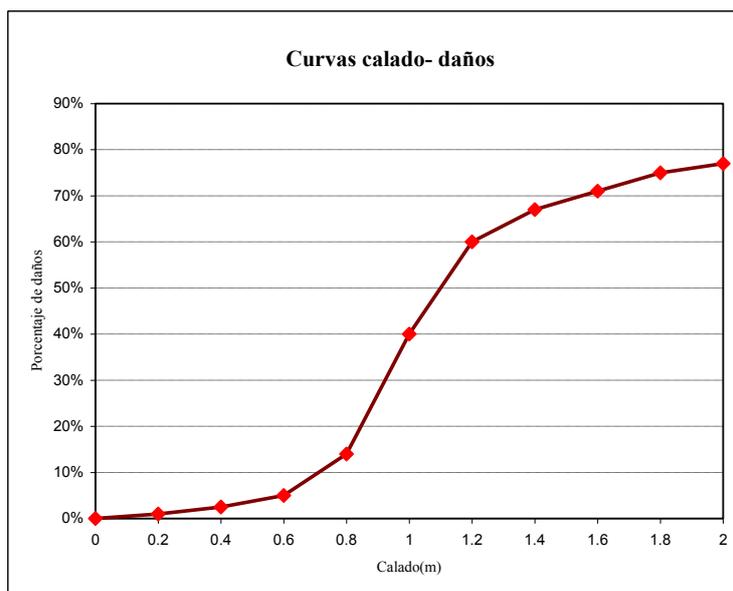


Figura S.7: Curva de calado-daños propuesta por el PATRICOVA.

También se ha estimado el coste de reconstrucción de la presa utilizando la fórmula de Ekstrand [51], que estima este coste a partir del volumen del embalse. El resultado es 31.84 M€. Este coste diferencia la curva que relaciona el caudal con los costes económicos para los casos de rotura y de no rotura. Con todos estos datos, la figura S.8 muestra las dos curvas de pérdidas económicas obtenidas.

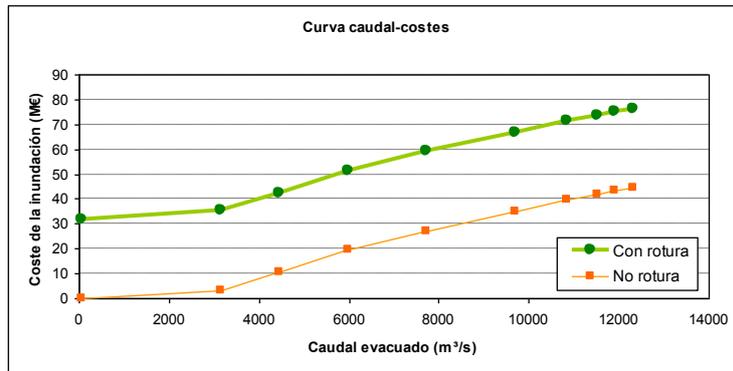


Figura S.8: Estimación de pérdidas económicas en el tramo Cervera - Aguilar.

S.3. Estudio de consecuencias en el tramo entre el embalse de Requejada y el embalse de Aguilar

S.3.1. Modelación hidráulica de la inundación

Para estudiar las características de la inundación en el tramo entre el embalse de Requejada y el embalse de Aguilar se han seguido los mismos pasos que en el caso anterior. Como resumen del estudio se muestra en las figuras S.9 y S.10 la evolución de calados y caudales en el inicio de este tramo del cauce.

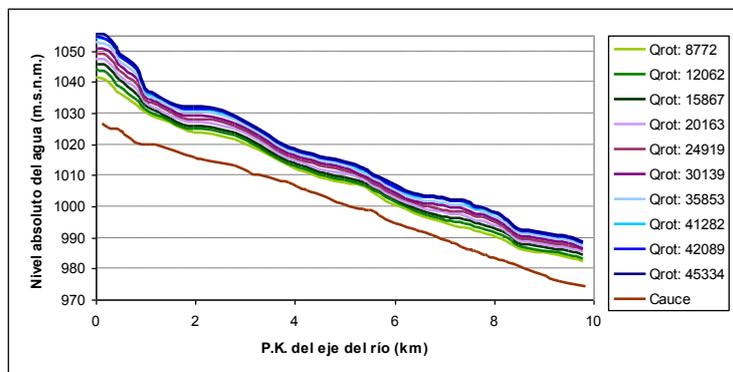


Figura S.9: Evolución de calados de inundación a lo largo del tramo entre Requejada y Aguilar.

S.3.2. Pérdida de vidas

Una vez obtenidas las características de la inundación, se ha estimado las pérdidas de vidas para cada una de las inundaciones. Como en el caso anterior, se ha empleado el método de Graham [77], adaptando las tasas de mortalidad al caso sin Plan de Emergencia.

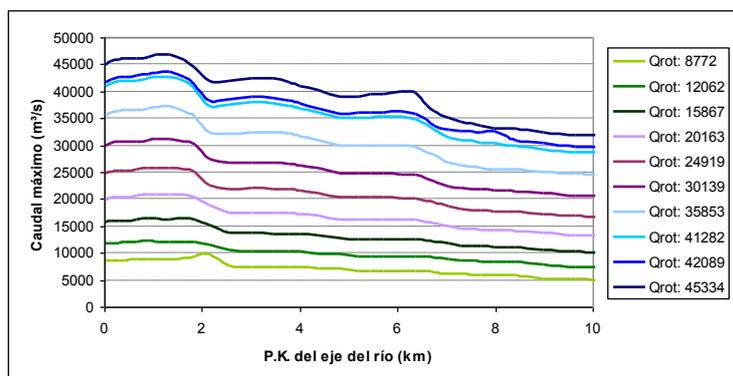


Figura S.10: Evolución de caudales de inundación a lo largo del tramo entre Requejada y Aguilar.

Además, para definir la población en riesgo, también se ha utilizado la definición de afecciones y los mapas de inundación del Plan de Emergencia de Requejada. Un ejemplo de estos mapas se muestra en la figura S.11. También se ha realizado una corrección según el número de pisos y un incremento de la población en verano y durante el día.

Como simplificación se ha utilizado la misma curva que relaciona la pérdida de vidas y el caudal para los casos de rotura y de no rotura. Los resultados en la figura S.12.

Para el caso más desfavorable, con un caudal de rotura de 45334 m³/s, en verano y durante el día, las poblaciones con una mayor pérdida de vidas se muestran en el cuadro S.3.

Población	Caso Base
	Sin Plan de Emergencia
ARBEJAL	47
CERVERA DE PISUERGA	91
VADO	5
LIGÜÉZANA	21
QUINTANALUENGOS	11
RUEDA DE PISUERGA	8
BARCENILLA	3
SALINAS DE PISUERGA	19

Cuadro S.3: Pérdida de vidas en las poblaciones más importantes aguas abajo de la presa de Requejada en el caso más desfavorable.

S.3.3. Consecuencias económicas

Por último se han estimado las consecuencias económicas. Para ello se ha empleado la metodología del PATRICOVA (Plan de Acción Territorial de la Comunidad Valenciana), de igual forma que en el caso anterior.

También se ha estimado el coste de reconstrucción de la presa utilizando la

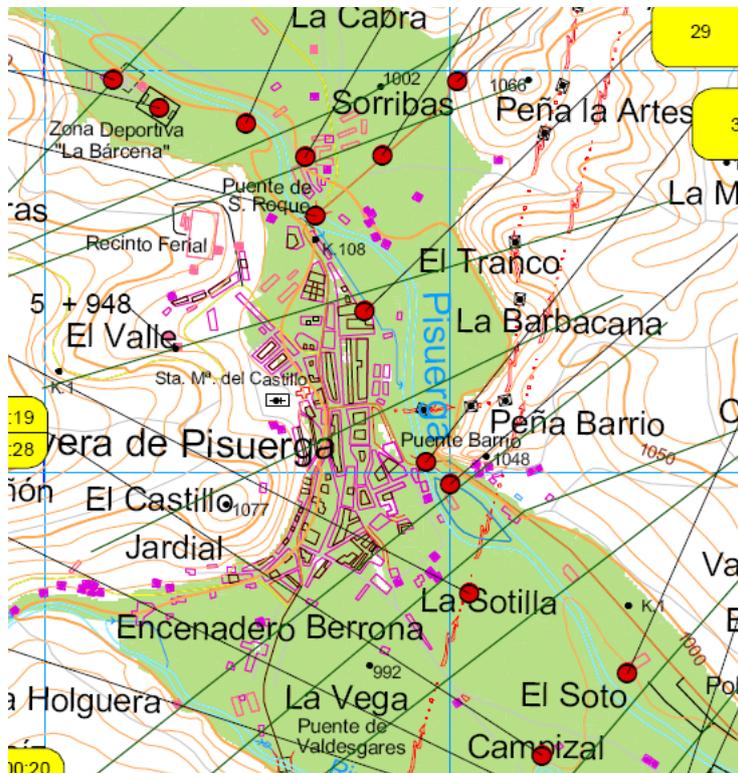


Figura S.11: Muestra de los mapas de inundación disponibles en el Plan de Emergencia de la presa de Requejada (Área inundada en el pueblo de Cervera de Pisuerga para el escenario de rotura H2).

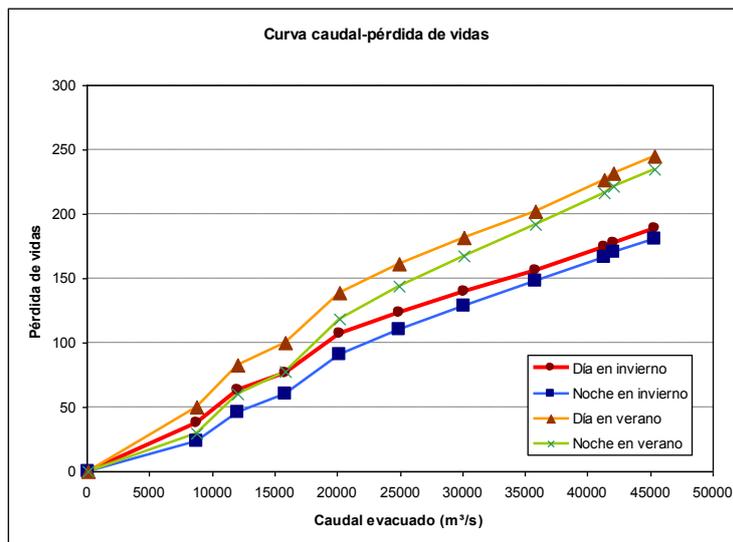


Figura S.12: Estimación de pérdida de vidas humanas en el tramo Requejada - Aguilar sin Plan de Emergencia implantado.

fórmula de Ekstrand [51]. El resultado es 42.63 M€. Este coste diferencia la curva que relaciona el caudal con los costes económicos para los casos de rotura y de no rotura. Con todos estos datos, la figura S.13 muestra las dos curvas de pérdidas económicas obtenidas.

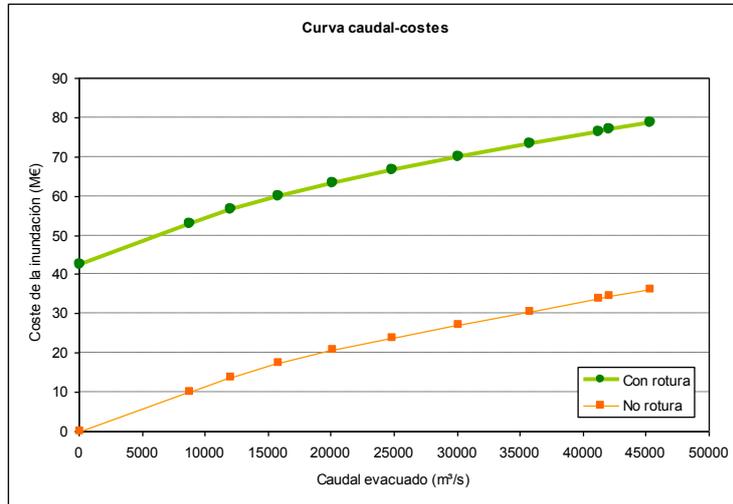


Figura S.13: Estimación de pérdidas económicas en el tramo Requejada - Aguilar.

S.4. Estudio de consecuencias en el tramo aguas abajo del embalse de Aguilar

S.4.1. Modelación hidráulica de la inundación

Para estudiar las características de la inundación en el tramo aguas abajo del embalse de Aguilar se han seguido los mismos pasos que en los casos anteriores. En este caso, se han analizado los modelos en MIKE 11 de la rotura de la presa principal y de los collados, cuyo cauce aguas abajo es ligeramente diferente. Como resumen del estudio se muestra en las figuras S.14 y S.15 la evolución de calados y caudales en el inicio de este tramo del cauce debidos a la rotura de la presa principal.

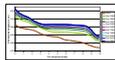


Figura S.14: Evolución de calados de inundación a lo largo del tramo aguas abajo de Aguilar.

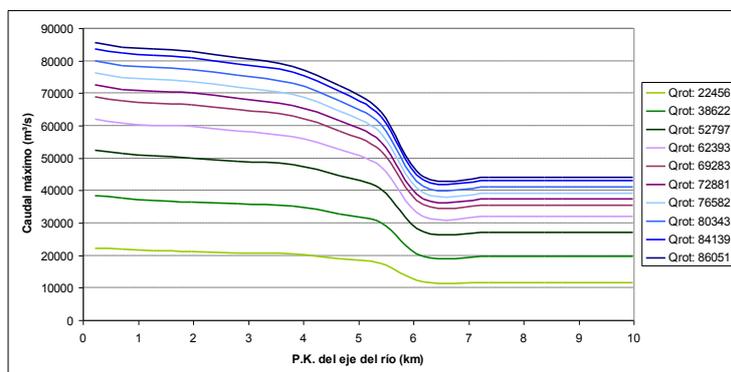


Figura S.15: Evolución de caudales de inundación a lo largo del tramo aguas abajo de Aguilar.

S.4.2. Pérdida de vidas

Una vez obtenidas las características de la inundación, se ha estimado las pérdidas de vidas para cada una de las inundaciones provocadas por la rotura de las tres estructuras. Como en el caso anterior, se ha empleado el método de Graham [77] para el cálculo del Caso Base sin Plan de Emergencia implantado.

Además, para definir la población en riesgo, también se ha utilizado la definición de afecciones y los mapas de inundación del Plan de Emergencia de Aguilar. Un ejemplo de estos mapas se muestra en la figura S.16. También se ha realizado una corrección según el número de pisos y un incremento de la población en verano y durante el día.

Como simplificación se ha utilizado la misma curva que relaciona la pérdida de vidas y el caudal para los casos de rotura y de no rotura. Los resultados obtenidos para la presa principal se muestran en la figura S.17.

Estos resultados también se han calculado para la rotura de los collados. En el Collado 1 no se ha obtenido una pérdida de vidas significativa para ninguno de los casos estudiados. Los resultados para el collado 2 se muestran en la figura S.18.

Para el caso en general más desfavorable, con un caudal de rotura en la presa principal de 86051 m³/s, en verano y durante el día, las poblaciones con una mayor pérdida de vidas se muestran en el cuadro S.4.

S.4.3. Consecuencias económicas

Por último se han estimado las consecuencias económicas. Para ello se empleó la metodología del PATRICOVA (Plan de Acción Territorial de la Comunidad Valenciana), de igual forma que en el caso anterior.

También se estimó el coste de reconstrucción de la presa utilizando la fórmula de Ekstrand [51]. El resultado es 77.37 M€. Este coste diferencia la curva que relaciona el caudal con los costes económicos para los casos de rotura y de no

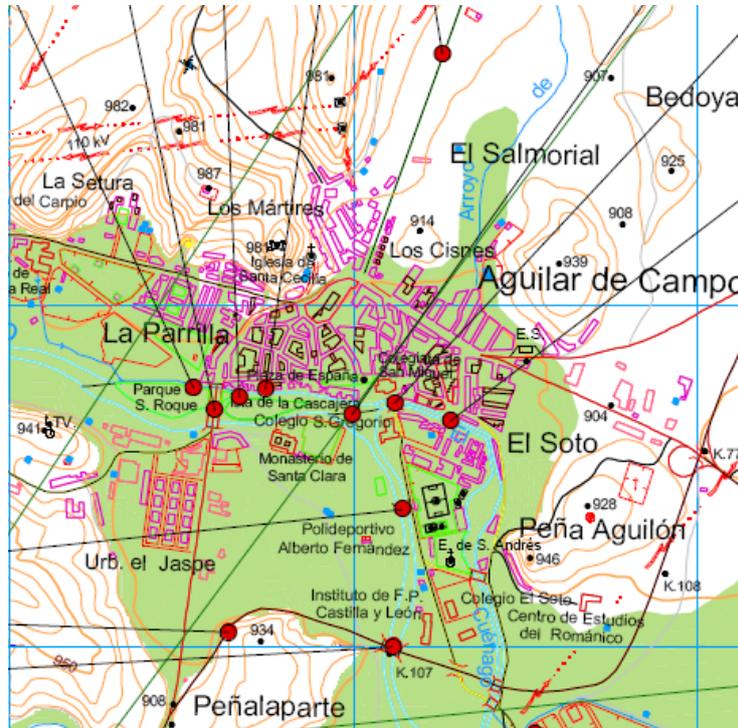


Figura S.16: Muestra de los mapas de inundación disponibles en el Plan de Emergencia de la presa de Aguilar (Área inundada en el pueblo de Aguilar de Campo para el escenario de rotura H2).

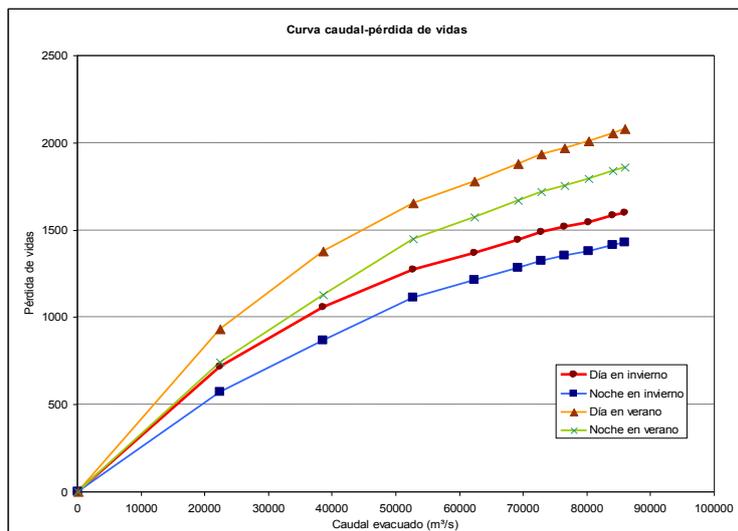


Figura S.17: Estimación de pérdida de vidas humanas en el tramo aguas abajo de Aguilar por rotura de la presa sin Plan de Emergencia implantado.

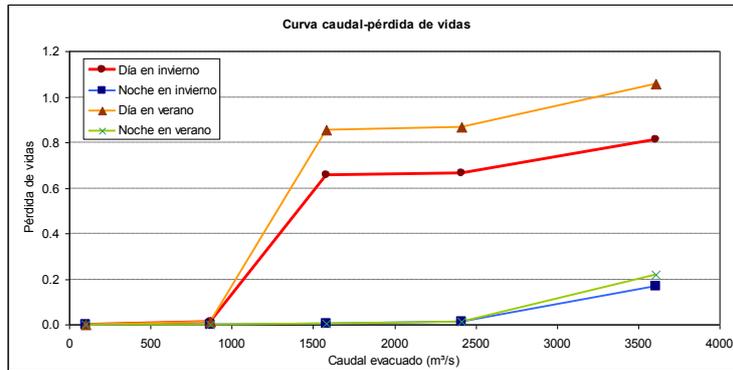


Figura S.18: Estimación de pérdida de vidas humanas en el tramo aguas abajo de Aguilar por rotura del collado 2 sin Plan de Emergencia implantado.

Población	Caso Base
	Sin Plan de Emergencia
AGUILAR DE CAMPOO	1654
PORQUERA DE LOS INFANTES	3
VILLALLANO	12
ALAR DEL REY	161
HERRERA DE PISUERGA	4
VALLADOLID	12

Cuadro S.4: Pérdida de vidas en las poblaciones más importantes aguas abajo de la presa de Aguilar en el caso más desfavorable.

rotura. Con todos estos datos, la figura S.19 muestra las dos curvas de pérdidas económicas obtenidas para la presa principal.

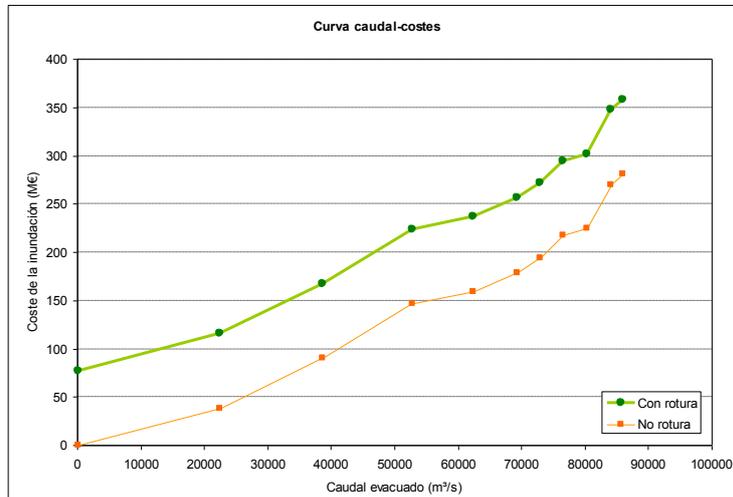


Figura S.19: Estimación de pérdidas económicas en el tramo aguas abajo de Aguilar para la presa principal.

Respecto a los collados, se ha estimado su coste de reconstrucción utilizando precios unitarios para la construcción de terraplenes. El resultados es de 0.58 M€ para el collado 1 y de 1.91 M€ para el collado 2. Las curvas de consecuencias económicas se muestran en las figuras S.20 y S.21.

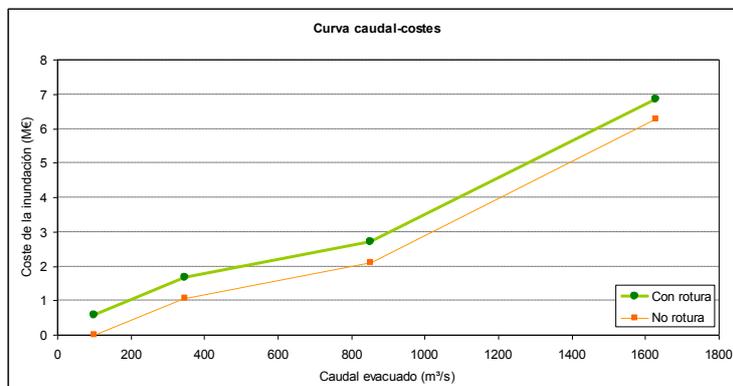


Figura S.20: Estimación de pérdidas económicas en el tramo aguas abajo de Aguilar para el collado 1.

S.5. Datos introducidos en el modelo

Los datos introducidos en el modelo de riesgo para relacionar los caudales pico (m^3/s) y la pérdida de vidas para el caso de rotura y de no rotura se muestran

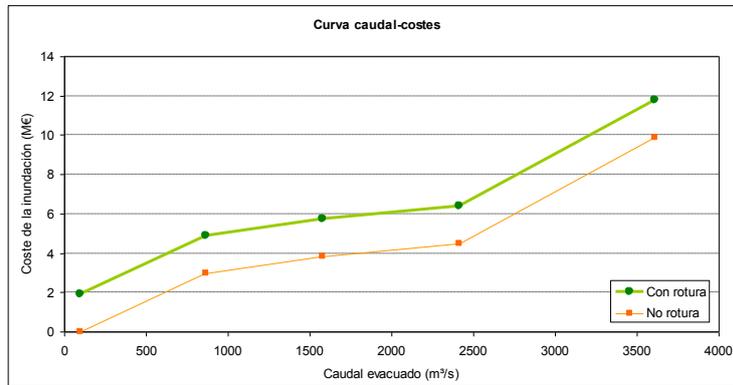


Figura S.21: Estimación de pérdidas económicas en el tramo aguas abajo de Aguilar para el collado 2.

en los cuadros S.5 a S.8.

Los datos introducidos en el modelo de riesgo para relacionar los caudales pico de rotura (m^3/s) y las consecuencias económicas (Millones de €) en el caso de rotura se muestran en el cuadro S.9.

Los datos introducidos en el modelo de riesgo para relacionar los caudales pico laminados (m^3/s) y las consecuencias económicas (Millones de €) en el caso de no rotura se muestran en el cuadro S.10.

Cervera			
Estación	Momento	Q	Vidas sin PE
		45	0
		3140.22	37
		4439.31	55
		5969.74	75
Invierno	Día	7718.84	95
		9693.13	120
		10840.00	132
		11535.76	139
		11920.27	143
		12307.25	147
		3140.22	34
		4439.31	50
Invierno	Noche	5969.74	69
		7718.84	88
		9693.13	111
		11535.76	129
		11920.27	133
		12307.25	137
		45	0
		3140.22	48
		4439.31	71
Verano	Día	5969.74	97
		7718.84	124
		9693.13	155
		10840.00	172
		11535.76	181
		11920.27	186
		12307.25	191
		45	0
		3140.22	44
		4439.31	65
Verano	Noche	5969.74	90
		7718.84	114
		9693.13	144
		10840.00	159
		11535.76	168
		11920.27	173
		12307.25	178

Cuadro S.5: Datos introducidos en el modelo para la pérdida de vidas por rotura de la presa de Cervera en el tramo entre la presa de Cervera y la de Aguilar.

Requejada			
Estación	Momento	Q	Vidas sin PE
		125	0
		8772.74	38
		12062.68	64
		15867.22	77
		20163.25	107
Invierno	Día	24919.77	124
		30139.19	140
		35853.56	156
		41282.00	174
		42089.69	178
		45335.00	188
		125	0
		8772.74	23
		12062.68	46
		15867.22	60
		20163.25	91
Invierno	Noche	24919.77	110
		30139.19	129
		35853.56	148
		41282.00	166
		42089.69	171
		45335.00	181
		125	0
		8772.74	50
		12062.68	83
		15867.22	100
		20163.25	139
Verano	Día	24919.77	161
		30139.19	182
		35853.56	202
		41282.00	226
		42089.69	231
		45335.00	245
		125	0
		8772.74	30
		12062.68	60
		15867.22	78
		20163.25	118
Verano	Noche	24919.77	143
		30139.19	167
		35853.56	192
		41282.00	216
		42089.69	222
		45335.00	235

Cuadro S.6: Datos introducidos en el modelo para la pérdida de vidas por rotura de la presa de Requejada en el tramo entre la presa de Requejada y la de Aguilar.

Aguilar - Presa principal			
Estación	Momento	Q	Vidas sin PE
		100.34	0
		22456.24	715
		38622.44	1058
		52797.22	1270
		62393.57	1368
Invierno	Día	69283.72	1445
		72881.48	1486
		76581.60	1516
		80343.95	1545
		84139.95	1581
		86051.04	1598
		100.34	0
		22456.24	572
		38622.44	866
		52797.22	1114
		62393.57	1212
Invierno	Noche	69283.72	1282
		72881.48	1321
		76581.60	1351
		80343.95	1379
		84139.95	1414
		86051.04	1430
		100.34	0
		22456.24	929
		38622.44	1375
		52797.22	1651
		62393.57	1779
Verano	Día	69283.72	1878
		72881.48	1932
		76581.60	1970
		80343.95	2008
		84139.95	2056
		86051.04	2077
		100.34	0
		22456.24	744
		38622.44	1126
		52797.22	1449
		62393.57	1575
Verano	Noche	69283.72	1666
		72881.48	1718
		76581.60	1756
		80343.95	1793
		84139.95	1839
		86051.04	1859

Cuadro S.7: Datos introducidos en el modelo para la pérdida de vidas por rotura de la presa principal de Aguilar en el tramo aguas abajo de la presa de Aguilar.

Aguilar - Collado 1			
Estación	Momento	Q	Vidas sin PE
		100.34	0
Invierno	Día	346.86	0
		852.41	0
		1627.79	0
		100.34	0
Invierno	Noche	346.86	0
		852.41	0
		1627.79	0
		100.34	0
Verano	Día	346.86	0
		852.41	0
		1627.79	0
		100.34	0
Verano	Noche	346.86	0
		852.41	0
		1627.79	0
		100.34	0

Aguilar - Collado 2			
Estación	Momento	Q	Vidas sin PE
		100.34	0
Invierno	Día	866.02	0
		1580.53	1
		2415.73	1
		3609.66	1
Invierno	Noche	100.34	0
		866.02	0
		1580.53	0
		2415.73	0
Verano	Día	3609.66	0
		100.34	0
		866.02	0
		1580.53	1
Verano	Noche	2415.73	1
		3609.66	1
		100.34	0
		866.02	0
Verano	Noche	1580.53	0
		2415.73	0
		3609.66	0
		100.34	0

Cuadro S.8: Datos introducidos en el modelo para la pérdida de vidas por rotura de los collados de Aguilar en el tramo aguas abajo de la presa de Aguilar.

Cervera		Requejada	
Qrot	Costes econ.(M€)	Qrot	Costes econ.(M€)
45	31.84	125	42.63
3140.22	35.24	8772.74	52.78
4439.31	42.56	12062.68	56.42
5969.74	51.42	15867.22	59.91
7718.84	59.05	20163.25	63.25
9693.13	66.94	24919.77	66.53
10840	71.29	30139.19	69.85
11535.76	73.74	35853.56	73.19
11920.27	75.01	41282	76.33
12307.25	76.40	42089.69	76.98
		45335	78.69

Aguilar					
Presa principal		Collado 1		Collado 2	
Qrot	Costes econ.(M€)	Qrot	Costes econ.(M€)	Qrot	Costes econ.(M€)
100.34	77.37	100.34	0.59	100.34	1.91
22456.24	115.63	346.86	1.66	866.02	4.64
38622.44	167.54	852.41	2.69	1580.53	5.44
52797.22	223.80	1627.79	6.86	2415.73	6.03
62393.57	236.67			3609.66	11.03
69283.72	256.14				
72881.48	271.69				
76581.6	294.80				
80343.95	301.51				
84139.95	347.32				
86051.04	358.20				

Cuadro S.9: Datos introducidos en el modelo para las consecuencias económicas de rotura.

Cervera		Requejada	
Qlam	Costes econ.(M€)	Qlam	Costes econ.(M€)
45	0.00	125	0.00
3140.22	3.40	8772.74	10.14
4439.31	10.71	12062.68	13.79
5969.74	19.57	15867.22	17.28
7718.84	27.20	20163.25	20.61
9693.13	35.09	24919.77	23.89
10840	39.45	30139.19	27.21
11535.76	41.90	35853.56	30.56
11920.27	43.17	41282	33.70
12307.25	44.56	42089.69	34.35
		45335	36.05

Aguilar					
Presa principal		Collado 1		Collado 2	
Qlam	Costes econ.(M€)	Qlam	Costes econ.(M€)	Qlam	Costes econ.(M€)
100.34	0.00	100.34	0.00	100.34	0.00
22456.24	38.27	346.86	1.07	866.02	2.73
38622.44	90.17	852.41	2.11	1580.53	3.53
52797.22	146.43	1627.79	6.27	2415.73	4.12
62393.57	159.30			3609.66	9.12
69283.72	178.77				
72881.48	194.32				
76581.6	217.43				
80343.95	224.14				
84139.95	269.95				
86051.04	280.84				

Cuadro S.10: Datos introducidos en el modelo para las consecuencias económicas de no rotura.