

# UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente



TESIS DOCTORAL

**UNA CONTRIBUCIÓN AL ESTABLECIMIENTO DEL MARGEN  
DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO DE PRESAS DE  
GRAVEDAD EN EXPLOTACIÓN EN FUNCIÓN DE LA  
INFORMACIÓN DISPONIBLE**

Presentada por:  
Juan Fullana Montoro

Dirigida por:  
Dr. Ignacio Escuder Bueno  
Dr. Luis Altarejos García

Valencia, marzo de 2016







## **Agradecimientos**

---

Deseo manifestar mi gratitud a aquellas personas que directamente me han asistido en la elaboración de este trabajo, bien sea por haber aportado ideas, opiniones o simplemente por haber escuchado el planteamiento principal o algunas de sus partes. En especial a mis tutores, que con su dedicación han contribuido a guiar la línea de investigación en base a su amplia experiencia y bagaje el campo presístico, desarrollado en el ámbito nacional e internacional. Agradecimientos también a la Confederación Hidrográfica del Júcar por haberme permitido el acceso a la información sobre las presas de su titularidad y aquellas que tiene encomendada su gestión, las cuales se han tomado como referencia para el desarrollo y aplicación de la metodología propuesta en la tesis. Por supuesto, agradezco también a los ingenieros y técnicos de este Organismo a cargo de ellas, que han vertido sus consejos a los juicios, conclusiones y recomendaciones que aquí se exponen, porque nadie mejor que ellos las conocen y sin su participación difícilmente hubieran sido posibles. También es justo agradecer a profesores del departamento de Ingeniería y Medio Ambiente que se han interesado por el desarrollo de esta tesis y que me han ayudado con sus consejos sobre alguna de sus partes.

Para el desarrollo de esta tesis se ha considerado apropiado realizar una encuesta dirigida a un grupo numeroso de técnicos y científicos familiarizados con la disciplina de seguridad de presas, bien porque sea este su campo de trabajo habitual o lo haya sido durante su vida profesional, o investiguen sobre ella, como titulares, explotadores, consultores especializados o profesores universitarios. Los resultados de la misma aportan un valor añadido significativo a la hora de evaluar la importancia o el peso a asignar a los distintos aspectos relativos a la seguridad de las presas de gravedad en explotación contra el deslizamiento, y por ello quedo agradecido a todos los que con sus respuestas han contribuido a este trabajo.

Muchas gracias a todos ellos.



## Resumen

---

En los países desarrollados como España las presas antiguas en explotación van a ganar protagonismo en los años venideros. Los motivos son varios: por un lado el gran porcentaje del total que suponen en el patrimonio presístico, por otro su elevado coste de reposición unido a la gran dificultad que entraña la construcción de nuevas presas y, por supuesto, debido a la necesaria misión que realizan, insustituible para una sociedad que cada vez demanda mayor calidad de vida.

En relación a lo anterior, en nuestro país, el desfase normativo por el que un gran número de presas que se encuentran en explotación se les aplica, con carácter retroactivo, normas técnicas posteriores a su concepción y construcción deriva en que determinados aspectos de la seguridad puedan considerarse deficientes (capacidad de alivio, seguridad estructural, etc.). Ello redundaría en que, a no ser que se demuestre lo contrario, es necesario un estudio pormenorizado, caso a caso, que evalúe el nivel de seguridad alcanzado por cada una de estas presas ya maduras y su contraste con el exigido en la actualidad. Entre estos aspectos cabe destacar la estabilidad frente al deslizamiento que es el objeto de la presente tesis.

El protagonismo se va a focalizar por tanto en las revisiones que deban realizarse para garantizar los niveles de seguridad que establece la normativa sectorial, en concreto el vigente Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses y, complementariamente, por la todavía vigente Instrucción de Grandes Presas, a través de las guías técnicas de seguridad de desarrollo del primero. Cabe también mencionar como normativa vigente la reciente modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico que introduce un capítulo dedicado a la seguridad de presas y embalses, pero que, a fecha de hoy, todavía no ha tenido efecto por no haberse concretado mediante la aprobación de unas Normas Técnicas de Seguridad.

En España la seguridad de estas infraestructuras se regula, hoy por hoy, por métodos determinísticos clásicos basados en la verificación de coeficientes de seguridad o a lo sumo por métodos pseudo-probabilísticos cuando las solicitudes presentan cierta componente aleatoria. Para la aplicación de esta metodología clásica se utiliza información sobre la presa extraída de diversas fuentes y recopilada a lo largo de toda la vida de la presa, desde su concepción hasta el momento en que se evalúe la seguridad. Sin embargo mucha de esta información puede estar sujeta a incertidumbre que puede tener carácter epistémico o aleatorio. El primero está asociado a la falta de conocimiento (carencia de información, insuficiente fiabilidad, modelos matemáticos poco representativos de la realidad, etc.) y, el segundo, a la variabilidad inherente de la información (caudales, precipitaciones, etc.)

El procedimiento determinista se ha erigido como primordial e imprescindible en la comprobación de toda estructura pero, sin embargo, puede considerarse incompleto por no tener en cuenta la incertidumbre de la información, pues ésta no interviene en el resultado final al menos de forma explícita y/o trazable. Puede ser que se considere por los técnicos en una fase previa, por ejemplo filtrando la información para que el análisis quede del lado de la seguridad, pero de esta manera no se realiza una valoración que cuantitativamente quede incorporada en el resultado final, es decir, que intervenga en el coeficiente de seguridad resultante. En muchas ocasiones el filtrado previo no aparece en la justificación de los cálculos y cuando lo hace se lleva a cabo de manera arbitraria según el parecer del proyectista.

El otro gran tipo de procedimiento para la verificación de estructuras es el probabilista que, grosso modo, transforma el coeficiente de seguridad en una variable aleatoria y evalúa la seguridad mediante la probabilidad de fallo o probabilidad de que este coeficiente sea menor que la unidad.

Se propone en este trabajo un intento de perfeccionar el procedimiento determinista sistematizando la evaluación de la calidad y cantidad de la información utilizada de manera que se incorpore la incertidumbre en las comprobaciones de seguridad de presas, dando por buena la premisa de que la cantidad y calidad de la información está directamente vinculada a su incertidumbre.

El planteamiento presume que debe existir cierta paridad o equivalencia entre el procedimiento determinista y el probabilista utilizado por la disciplina del Análisis de Riesgos, por la cual los resultados obtenidos por ambas metodologías en una misma presa deben ser parejos cualitativamente hablando, es decir, a coeficientes de seguridad elevados le corresponden probabilidades de rotura muy reducidas y viceversa.

El modelo propuesto tiene como referente el coeficiente de seguridad contra al deslizamiento exigible por las buenas prácticas o recomendaciones en la aplicación del Reglamento Técnico de Presas y Embalses, que es función del porcentaje de contribución entre los parámetros resistentes de la cohesión y el rozamiento. A partir de éste y en función de la calidad y cantidad de la información disponible se modifica el coeficiente de seguridad exigible, de manera que a mayor precisión y abundancia experimenta una reducción y viceversa, según sea más vaga y escasa se incrementa.. El aumento o disminución también se vincula a los parámetros resistentes adoptados, de forma que cuanto más altos sean éstos (posición menos conservadora del evaluador) mayor aumento y viceversa. El procedimiento planteado tiene carácter cualitativo porque por un lado, si bien se fundamenta en cierta base probabilista buena parte de la metodología se apoya en la intuición y juicio ingenieril, y por otro porque la mayor parte de la información que utiliza es subjetiva, no permite un análisis estadístico y proviene del juicio crítico del evaluador. No obstante el procedimiento concluye en una estimación cuantitativa.

Una vez concebido y desarrollado el modelo se aplica para la verificación de la seguridad al deslizamiento de un portfolio de dieciséis presas construidas en el siglo XX y actualmente en explotación, con tipología de gravedad, gestionadas por un organismo de cuenca del levante español. La edad promedio del portfolio es superior a 50 años. Para ello se utiliza la información contenida en los informes de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad que establece el citado Reglamento y que han sido elaborados por empresas consultoras especializadas para la Administración entre 2003 y 2004. No se ha tenido en cuenta información disponible obtenida con posterioridad aun en el caso de haberla.

Previamente a la aplicación de la metodología se lleva a cabo un análisis de la información utilizada en los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad para la comprobación de estabilidad a deslizamiento del grupo de presas de gravedad mencionado, con el objetivo de sacar conclusiones sobre la cantidad y calidad de la información utilizada así como en los resultados obtenidos en esta comprobación.

Por último señalar que este trabajo es un primer paso en la aproximación de vincular la calidad y cantidad de la información disponible con la exigencia en el margen de seguridad a verificar y que, por lo tanto, quedan muchos aspectos por investigar. Entre ellos pueden mencionarse la relación biunívoca entre la probabilidad de fallo y el coeficiente de seguridad que dependerá del criterio que se seleccione, si bien, el que se juzga más pretencioso y donde cabe mayor recorrido investigador es la asignación del coeficiente de variación de la resistencia al deslizamiento en función del conocimiento de la presa a partir de la información disponible.



## Resum

---

En els estats desenvolupats, com ara l'espanyol, les preses antigues en explotació guanyaran protagonisme en els propers anys. Els motius en són diversos: d'una banda, el gran percentatge del total que suposen en el patrimoni de preses; d'altra, el seu alt cost de reposició, unit a la gran dificultat que implica la construcció de noves preses i, per descomptat, a causa de la necessària missió que realitzen, insubstituïble per a una societat que com més va més demana una major qualitat de vida.

En relació amb això, en el nostre estat, el desfasament normatiu pel qual, a un gran nombre de preses que es troben en estat d'explotació, se'ls aplica, amb caràcter retroactiu, normes tècniques posteriors a la seua concepció i construcció, deriva en el fet que determinats aspectes de la seguretat puguen considerar-se deficientes (capacitat d'alleugeriment, seguretat estructural, etc.). Això redunda que, si no s'hi demostra el contrari, en cal un estudi detallat, cas a cas, que avalue el nivell de seguretat assolit per cadascuna d'aquestes preses ja madures i la contrastació amb el que s'exigeix en l'actualitat. Entre aquests aspectes, cal destacar-ne l'estabilitat davant l'esmunyiment, que és l'objecte d'aquesta tesi.

El protagonisme se'n focalitzarà, doncs, en les revisions que s'hi han de realitzar per garantir els nivells de seguretat que estableix la normativa sectorial, en concret el Reglament Tècnic de Seguretat de Preses i Embassaments, encara vigent i, complementàriament, l'encara també vigent Instrucció de Grans Preses, mitjançant les guies tècniques de seguretat de desenvolupament del primer. També cal esmentar, com a normativa vigent, la recent modificació del Reglament del Domini Públic Hidràulic, que introdueix un capítol dedicat a la seguretat de preses i embassaments, però que, hui dia, encara no ha tingut efecte per no haver-se concretat amb l'aprovació d'unes Normes Tècniques de Seguretat.

En l'estat espanyol, la seguretat d'aquestes infraestructures es regula, ara com ara, per mètodes deterministes clàssics basats en la verificació de coeficients de seguretat o, a tot estirar, per mètodes pseudoprobabilístics quan les sol·licitacions presenten un cert component aleatori. Per a l'aplicació d'aquesta metodologia clàssica, s'empra informació sobre la presa extreta de diverses fonts, i recopilada al llarg de tota la vida de la presa, des de la seua concepció fins al moment en què se n'avalua la seguretat. Tanmateix, molta d'aquesta informació pot estar subjecta a incertesa, que pot tenir caràcter epistèmic o aleatori. El primer està associat a la manca de coneixement (manca d'informació, fiabilitat insuficient, models matemàtics poc representatius de la realitat, etc.) i, el segon, a la variabilitat inherent de la informació (cabals, precipitacions, etc.).

El procediment determinista s'ha erigit com a primordial i imprescindible en la comprovació de tota estructura; això no obstant, pot considerar-se incomplet per no tenir en compte la incertesa de la informació, ja que aquesta no n'intervé en el resultat final, si més no de manera explícita i/o traçable. Pot ser que se'n considere pel personal tècnic en una fase prèvia, com ara filtrant la informació perquè l'anàlisi reste del costat de la seguretat; d'aquesta manera, però, no se n'efectua una valoració que quantitativament quede incorporada al resultat final, és a dir, que n'intervinga en el coeficient de seguretat resultant. Sovint, el filtratge previ no apareix en la justificació dels càlculs i, quan ocorre, es duu a terme de manera arbitrària, segons l'opinió de la persona projectista.

L'altre gran tipus de procediment per a la verificació d'estructures és el probabilista que, grosso modo, en transforma el coeficient de seguretat en una variable aleatòria i n'avalua la seguretat per la probabilitat de falla o probabilitat que aquest coeficient siga menor que la unitat.

Es proposa, en aquest treball, un intent de perfeccionar el procediment determinista sistematitzant l'avaluació de la qualitat i quantitat de la informació utilitzada, de manera que s'incorpore la incertesa en les comprovacions de seguretat de preses, tot donant per bona la premissa que la quantitat i qualitat de la informació estan directament vinculades a la seua incertesa.

El plantejament pressuposa que ha d'existir una certa paritat o equivalència entre el procediment determinista i el probabilista emprat per la disciplina de l'Anàlisi de Riscos, per la qual els resultats obtinguts per ambdues metodologies en una mateixa presa han de ser semblants qualitativament parlant; això és, a coeficients de seguretat elevats, els corresponen probabilitats de ruptura molt reduïdes, i viceversa.

El model proposat té com a referent el coeficient de seguretat contra l'esmunyiment exigible per les bones pràctiques o recomanacions en l'aplicació del Reglament Tècnic de Preses i Embassaments, que és funció del percentatge de contribució entre els paràmetres resistents de la cohesió i el fregament. A partir d'aquest i en funció de la qualitat i quantitat de la informació disponible, se'n modifica el coeficient de seguretat exigible, de manera que, com més precisió i abundància, n'experimenta una reducció, i viceversa, segons siga més vague i escassa, se n'incrementa. L'augment o disminució també es vincula als paràmetres resistents adoptats, de manera que com més alts en siguen (posició menys conservadora de la persona avaluadora) més augment, i viceversa. El procediment plantejat té caràcter qualitatiu perquè, d'una banda, si bé es fonamenta en una certa base probabilista, bona part de la metodologia recolza en la intuïció i seny enginyer, i d'altra, perquè la major part de la informació que utilitza és subjectiva, no permet una anàlisi estadística i prové del judici crític de la persona avaluadora. Tanmateix, el procediment conclou amb una estimació quantitativa.

Una vegada dissenyat i desenvolupat el model, s'aplica per a la verificació de la seguretat a l'esmunyiment d'un dossier de setze preses construïdes en el segle XX i actualment en

explotació, amb tipologia de gravetat, gestionades per un organisme de conca del llevant Peninsular. L'edat mitjana del dossier és superior a 50 anys. Per això, s'empra la informació inclosa en els informes de Primera Revisió i Anàlisi General de la Seguretat, que estableix aquest Reglament i que han estat elaborats per empreses consultores especialitzades en l'Administració entre 2003 i 2004. No s'hi ha tingut en compte informació disponible obtinguda posteriorment, encara que n'hi hagués.

Prèviament a l'aplicació de la metodologia, es duu a terme una anàlisi de la informació utilitzada en els informes de primera revisió i una anàlisi general de la seguretat per a la comprovació d'estabilitat a l'esmunyiment del grup de preses de gravetat esmentat, amb l'objectiu de traure conclusions sobre la quantitat i qualitat de la informació emprada, així com en els resultats obtinguts en aquesta comprovació.

Finalment, cal assenyalar que aquest treball és un primer pas en l'aproximació de vincular la qualitat i quantitat de la informació disponible amb l'exigència en el marge de seguretat a verificar i que, per tant, en resten molts aspectes per investigar. Entre aquests, se'n pot esmentar la relació biunívoca entre la probabilitat de falla i el coeficient de seguretat, que dependrà del criteri que s'hi seleccione, encara que, el que es jutja més pretensions i on cal més recorregut investigador és l'assignació del coeficient de variació de la resistència a l'esmunyiment en funció del coneixement de la presa a partir de la informació disponible.



## Abstract

---

In developed countries like Spain the old dams with a large number of years in operation will gain prominence in the coming future. There are several reasons for that, firstly the large percentage of the total population that represent the dam patrimony, secondly due to the high cost of replacement joined to the great difficulty of building new dams and last, of course, because to the necessary and irreplaceable mission they perform for a society that increasingly demands higher quality of life.

In relation to this, in our country the regulatory dysfunction by which a large number of dams in operation must meet technical standards which have been approved after their design and construction results in that certain aspects of the security must be reviewed (relieving capacity, structural safety, etc.). Therefore, unless proven otherwise, a detailed study, case by case, to assess the level of safety achieved by each one of these old dams to be contrasted to the currently required is necessary. Among these aspects the stability against sliding is the object of this thesis.

The task will focus on the revisions to meet safety standards established by sectoral legislation, in particular the Technical Regulations on Safety of Dams and Reservoirs and, additionally, by the still effective Instruction of dams, through technical security guides and recommendations to meet the first. It should also be mentioned as current legislation the recent amendment of the Public Water Regulation introduces a chapter on the safety of dams and reservoirs but, to date, has not yet taken effect since the rules Security techniques that the amendment foresees have not yet been adopted.

In Spain the safety of these facilities is currently regulated by classical deterministic methods based on the verification of safety factors, or at most, pseudo-probabilistic methods when loads have some random component. For the application of the classic methodology dam information is obtained from various sources and collected throughout the life of the dam, from conception to the time when the security is evaluated. However much of this information may be subject to uncertainty that may have epistemic or random character. The first is associated with lack of knowledge (lack of information, insufficient reliability, unrepresentative mathematical models of reality, etc.) and, the second, to the inherent variability of information (flows, precipitation, etc.)

The deterministic method has emerged as primary and essential in the verification of any structure but, nevertheless, it could be considered incomplete for not taking into account the uncertainty of the information since it is not involved in the final result, at least, in an explicit and / or traceable way. It might be deemed by technicians at an earlier stage, for example by

filtering the information for the analysis to be on the side of safety, but doing so the assessment is not quantitatively incorporated in the final result, that is, that takes part in the resulting coefficient of safety. In many cases the previous filtering is not on the justification of the calculations and when it does it is done in an arbitrary manner according to the opinion of the designer.

The other major type of procedure for the verification of structures is the probabilistic that, roughly, transforms the safety factor into a random variable and evaluates safety by the probability of failure or the likelihood that this ratio is less than unity.

An attempt to improve the deterministic method is proposed in this thesis by systematizing the evaluation of the quality and quantity of the information used so that the uncertainty is incorporated into dam safety verifications, providing that the quantity and quality information is directly linked to its uncertainty.

The approach assumes that there must be some parity or equivalence between the deterministic and the probabilistic method used by the discipline of Risk Analysis, by which the results obtained by both methods applied to the same dam should be similar qualitatively speaking, that is, to high safety coefficients correspond very small probabilities of failure and vice versa.

The proposed model has as a reference the safety factor against sliding required by good practices or recommendations on the application of Technical Regulation of Dams and Reservoirs, which is based on the percentage of contribution between strength parameters of cohesion and friction. From this factor and depending on the quality and quantity of information available, so that the more accurate and abundant is, the required coefficient is reduced and vice versa, the more vague and little the required safety of factor increases. The increase or decrease is also linked to the strength parameters adopted, so that the higher these are (less conservative position of the evaluator) greater increase and vice versa. The procedure is qualitative because on one hand, while it is based on certain probabilistic basis much of the methodology is supported on intuition and engineering judgment, and partly because most of the information used is subjective, does not allow statistical analysis and comes from the critical judgment of the evaluator. However the procedure concludes with a quantitative result.

Once conceived and developed the model is applied to the verification of safety against sliding of a portfolio of sixteen dams built in the twentieth century and currently in operation, with typology of gravity, managed by River Basin Authority from the East of Spain. The average age of the portfolio is higher than 50 years. For this purpose is used the information of the General Safety Analysis Reports established by the aforementioned Regulation developed by specialized consulting firms for the Public Administration between 2003 and 2004.

Prior to application of the methodology an analysis of the information used in the reports of gravity dams group in relation to the verification of sliding stability has been carried out, in

order to draw conclusions about the quantity and quality of information used as well as the results obtained.

Finally, this work is a first step in the approach of linking the quality and quantity of information available to the required the margin of safety and, therefore, there are yet many aspects to investigate.

Among them may be mentioned the biunivocal relationship between the probability of failure and the safety factor which depends on the selected criterium, although, it is judged the most pretentious and where greater investigating route, the allocation coefficient of variation of strength against sliding based on the knowledge of the dam from the information available.



## Índice General

---

Portada .....	I
Agradecimientos .....	V
Resumen.....	VII
Resum .....	XI
Abstract.....	XV
Índice General.....	XIX
Índice de figuras.....	XXV
Índice de tablas.....	XXIX
Capítulo 1 - Introducción y objetivos.....	1
1.1 Las presas y la seguridad.....	1
1.1.1 La seguridad de presas .....	1
1.1.2 El análisis de riesgos .....	8
1.2 Objetivos .....	12
Capítulo 2 – Estado del arte .....	15
2.1 Caracterización de las presas de gravedad .....	15
2.1.1 Descripción tipológica .....	15
2.1.2 Modos de fallo.....	16
2.1.3 Solicitaciones .....	20
2.1.4 Factores estructurales .....	28
2.2 Normativa española sobre seguridad de presas.....	31
2.3 Las guías de desarrollo del Reglamento Técnico.....	33
2.4 La normativa de seguridad de presas y el riesgo.....	35
2.4.1 La clasificación de las presas en función de su rotura .....	35
2.4.2 Los planes de emergencia de presas.....	37
2.5 Enfoques de la seguridad .....	38
2.5.1 Método de coeficientes de seguridad .....	39
2.5.2 Método probabilístico .....	41
2.5.3 El índice de fiabilidad objetivo .....	44

2.5.4	La incertidumbre .....	50
2.5.5	Método del coeficiente de seguridad ajustable.....	53
2.6	Comprobaciones frente a la rotura de presas de gravedad .....	56
2.6.1	Deslizamiento.....	57
2.6.2	Vuelco .....	71
2.6.3	Resistencia de los materiales .....	73
2.7	Métodos probabilísticos .....	75
2.7.1	Planteamiento general .....	75
2.7.2	Métodos de Nivel II.....	76
2.7.3	Métodos de Nivel III .....	85
2.8	Factor de seguridad y probabilidad de fallo .....	94
2.9	Caracterización aleatoria .....	96
2.9.1	Peso y densidad de los materiales .....	98
2.9.2	Resistencia de los materiales .....	100
2.9.3	Rozamiento.....	101
2.9.4	Cohesión.....	101
2.9.5	Subpresión .....	102
2.10	El análisis de riesgos .....	103
2.10.1	El análisis de riesgos aplicado a presas .....	104
2.10.2	Formas de representación del riesgo .....	107
2.10.3	La gestión de la seguridad basada en riesgo.....	110
2.10.4	Criterios de tolerabilidad del riesgo .....	111
2.10.5	Criterio de USBR .....	114
2.10.6	Criterio de ANCOLD .....	116
2.10.7	Criterio de USACE.....	117
2.11	Resumen y conclusiones .....	118
2.11.1	Conclusión 1 .....	118
2.11.2	Conclusión 2.....	119
2.11.3	Conclusión 3.....	120
2.11.4	Conclusión 4.....	122
2.11.5	Conclusión 5.....	126
Capítulo 3	– Metodología propuesta .....	128

---

3.1	Bases de la metodología.....	128
3.2	Paridad entre enfoque determinista y probabilista .....	130
3.3	Relación entre probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad.....	132
3.3.1	Las curvas Pf-F-CV.....	132
3.3.2	Aplicación al modo de fallo por deslizamiento.....	138
3.4	Estimación de la incertidumbre de la información.....	147
3.4.1	El coeficiente de variación.....	151
3.4.1	Elementos de la información.....	159
3.4.2	Baremo .....	173
3.4.3	Cuestionario .....	174
3.5	Reevaluación de coeficiente de seguridad exigible.....	174
3.6	Procedimiento propuesto.....	180
3.7	Listado de hipótesis.....	187
3.8	La aplicación de la metodología propuesta.....	189
3.8.1	Portfolio de presas.....	189
3.8.2	Informes de primera revisión y análisis general de la seguridad .....	190
3.9	Análisis de sensibilidad.....	193
3.9.1	Número de víctimas N .....	194
3.9.2	Coeficiente de variación de la resistencia $CV_R$ .....	197
3.9.3	Resumen.....	198
Capítulo 4 – Análisis de los informes de primera revisión .....		201
4.1	Introducción .....	201
4.2	Categoría según el riesgo .....	201
4.3	Estructura de los informes.....	203
4.4	Información utilizada en los Informes de Seguridad revisados .....	212
4.4.1	Ensayos in situ.....	213
4.4.2	Ensayos en laboratorio .....	214
4.5	Análisis resultados de ensayos .....	215
4.5.1	Cimiento.....	216
4.5.2	Presa .....	222
4.6	Análisis tensodeformacional .....	232
4.6.1	Modelos utilizados .....	232

4.6.2	Parámetros resistentes adoptados .....	233
4.6.3	Combinaciones de sollicitaciones.....	240
4.6.4	Resultados .....	241
4.6.5	Resumen .....	246
4.7	Estabilidad al deslizamiento.....	249
4.7.1	Modelos utilizados .....	249
4.7.2	Valores adoptados de parámetros.....	250
4.7.3	Combinaciones .....	251
4.7.4	Resultados .....	252
4.7.5	Combinación más desfavorable.....	255
4.7.6	Resumen .....	256
4.8	Estabilidad al vuelco .....	257
4.8.1	Procedimiento.....	257
4.8.2	Resultados .....	258
4.8.3	Combinación más desfavorable.....	260
Capítulo 5	– Aplicación de la metodología.....	261
5.1	Caso de aplicación.....	262
5.1.1	Descripción General .....	262
5.1.2	Geometría simplificada .....	265
5.1.3	Parámetros resistentes .....	266
5.1.4	Combinaciones de sollicitaciones.....	268
5.1.5	Contribución rozamiento-cohesión .....	268
5.1.6	Coefficientes de seguridad exigibles por la Guía Técnica nº2.....	268
5.1.7	Coefficientes de variación de referencia.....	269
5.1.8	Juicio crítico de la información disponible .....	271
5.1.9	Reevaluación de los coeficientes de variación de la resistencia.....	271
5.1.10	Reevaluación de los coeficientes de seguridad a verificar .....	273
5.1.11	Verificación y discusión.....	275
5.2	Resumen de los resultados .....	279
5.2.1	Escenario normal N21 .....	280
5.2.2	Escenario accidental A21 .....	282
5.2.3	Escenario accidental A22 .....	284

5.2.4 Escenario extremo E21 .....	286
5.2.5 Valoración general .....	287
Capítulo 6 – Resumen y conclusiones .....	291
6.1 Resumen.....	291
6.1.1 Sobre el contenido de los informes de primera revisión .....	291
6.1.2 Sobre la metodología propuesta .....	293
6.2 Conclusiones .....	296
6.2.1 Sobre el contenido de los informes de primera revisión .....	296
6.2.2 Sobre la metodología propuesta .....	298
6.3 Futuras líneas de investigación .....	301
APÉNDICES.....	303
Apéndice-1: Evaluación de la información disponible de las presas del portfolio .....	305
A1.1 Presa 01 .....	307
A1.2 Resumen para el resto de presas.....	311
A1.2.1 Geotecnia descriptiva .....	311
A1.2.2 Geotecnia experimental.....	312
A1.2.3 Geotecnia deductiva .....	313
A1.2.4 Geometría .....	314
A1.2.5 Subpresión.....	315
A1.2.6 Auscultación.....	316
A1.2.7 Niveles históricos .....	317
A1.2.8 Diagnóstico.....	318
A1.2.9 Uso de la presa .....	319
A1.2.10 Archivo técnico .....	320
A1.2.11 Titular.....	321
A1.2.12 Plan de emergencia.....	322
Apéndice-2: Portfolio de presas a las que se les ha aplicado la metodología propuesta.....	325
Apéndice-3: Curvas $P_f$ -F-CV .....	329
A3.1 Introducción .....	329
A3.2 Forma numérica .....	330
A3.3 Forma gráfica .....	351
A3.4 Algoritmo .....	357

*Índice General*

---

Apéndice-4: Cuestionario sobre la importancia de la información para la evaluación de la estabilidad al deslizamiento en presas de gravedad en explotación .....	361
BIBLIOGRAFÍA.....	379

## Índice de figuras

<i>Figura 1.1- Discrepancias en la población mundial grandes presas (Sánchez Caro 2005)</i> .....	2
<i>Figura 2.1- Algunas solicitaciones estáticas que pueden aplicarse sobre una presa de gravedad</i> .....	22
<i>Figura 2.2- Esquema de un mecanismo de fisuración debido a múltiples factores (CNEGP 2002)</i> .....	31
<i>Figura 2.3- Representación de la resistencia y solicitación</i> .....	42
<i>Figura 2.4- Representación gráfica del índice de fiabilidad</i> .....	43
<i>Figura 2.5- Fallo por pérdida progresiva de resistencia (JCSS, Probabilistic Model Code 2001)</i> .....	44
<i>Figura 2.6- Representación de los factores de incertidumbre en el método del coeficiente de seguridad ajustable</i> .....	54
<i>Figura 2.7- Criterio de estabilidad al deslizamiento de Mohr-Coulomb</i> .....	58
<i>Figura 2.8- Coeficientes de seguridad al deslizamiento en diversos países. Escenario normal. Tomado de (Altarejos L. et al. 2012)</i> .....	62
<i>Figura 2.9- Coeficientes de seguridad al deslizamiento en diversos países. Escenario accidental. Tomado de (Altarejos L. et al. 2012)</i> .....	63
<i>Figura 2.10- Esquema de verificación de la estabilidad según el método desacoplado por integración de las áreas de tensiones efectivas y tangenciales</i> .....	65
<i>Figura 2.11- Ensayos a corte (Hoek et al. 1997)</i> .....	66
<i>Figura 2.12- Resultados ensayos a corte (Hoek et al. 1997)</i> .....	67
<i>Figura 2.13- Resistencia a deslizamiento de una junta con irregularidades (Patton 1966)</i> .....	67
<i>Figura 2.14- Modelo de vuelco límite (Fishman 2009)</i> .....	72
<i>Figura 2.15- Dominios de fallo y no fallo</i> .....	76
<i>Figura 2.16- Sección tipo presa</i> .....	82
<i>Figura 2.17- Funciones de probabilidad ejemplo Monte Carlo.1</i> .....	87
<i>Figura 2.18- Función de probabilidad, probabilidad de fallo <math>P_f</math> y variación de estadísticos de <math>G(x)</math> según el número de simulaciones <math>N</math>. Caso 1)</i> .....	88
<i>Figura 2.19- Colas inferiores de la función de probabilidad <math>G(x)</math></i> .....	89
<i>Figura 2.20- Dominio de integración de <math>G(x)</math> elegido</i> .....	92
<i>Figura 2.21- Interpretación gráfica del índice de fiabilidad <math>\beta</math> (Burdekin 2006)</i> .....	94
<i>Figura 2.22- Valores característicos de la resistencia y solicitación <math>\beta</math> (Burdekin 2006)</i> .....	95
<i>Figura 2.23- Relación entre el índice de fiabilidad <math>\beta</math> y el coeficiente de seguridad en función del coeficiente de variación de la resistencia (Burdekin 2006)</i> .....	96
<i>Figura 2.24- Ejemplo de curva <math>f-N</math></i> .....	108
<i>Figura 2.25- Ejemplo de curva <math>F-N</math></i> .....	109
<i>Figura 2.26- Esquema significado curva <math>F-N</math></i> .....	110
<i>Figura 2.27- Aceptabilidad del riesgo (JCSS 2008)</i> .....	113
<i>Figura 2.28 Gráfico para la evaluación de del riesgo en función de la probabilidad de rotura de la presa y del número de víctimas mortales según USBR (Bureau of Reclamation 2003)</i> .....	115
<i>Figura 2.29 - Criterio de tolerabilidad del riesgo en función de la probabilidad anual de rotura y el número incremental de víctimas mortales según ANCOLD (ANCOLD 2003)</i> .....	117
<i>Figura 2.30- Interpretación gráfica del coeficiente de seguridad y la probabilidad de fallo. Tomado de (Esnault 1996)</i> .....	124
<i>Figura 2.31- Representación procedimiento probabilista y margen de seguridad</i> .....	125

<i>Figura 2.32- La incertidumbre de la información.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 3.1- Mapa conceptual en que se basa la metodología propuesta.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 3.2- Representación general de la curva F-Pf.....</i>	<i>134</i>
<i>Figura 3.3- Representación general de la curva CV-F.....</i>	<i>135</i>
<i>Figura 3.4- Representación general de la curva CV-Pf.....</i>	<i>136</i>
<i>Figura 3.5- Ejemplo de equivalencia entre probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad en función de la dispersión de la resistencia.....</i>	<i>138</i>
<i>Figura 3.6- Distribución de probabilidad del nivel de embalse máximo anual para riesgo hidrológico.....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 3.7- Representación de probabilidad anual de rotura. Curva F-N.....</i>	<i>142</i>
<i>Figura 3.8- Representación de coeficientes de seguridad mínimos en función de la contribución rozamiento-cohesión.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 3.9- Coeficiente de seguridad-Probabilidad de rotura - Contribución rozamiento-cohesión. Modo de fallo por deslizamiento. Presas de categoría-A.....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 3.10- Coeficiente de seguridad-Probabilidad de rotura. Ejemplo de una presa de categoría-A.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 3.11- Cantidad y representatividad de ensayos en el contacto presa-cimiento.....</i>	<i>150</i>
<i>Figura 3.12- Propuesta cualitativa de variación del coeficiente de variación en función de la calidad de la información disponible y del valor del parámetro resistente adoptado.....</i>	<i>153</i>
<i>Figura 3.13- Incremento del coeficiente de variación del ángulo de rozamiento en función de la incertidumbre de la información y del valor adoptado. Litología para calizas, dolomías y margas.....</i>	<i>155</i>
<i>Figura 3.14- Incremento del coeficiente de variación de la cohesión en función de la incertidumbre de la información y del valor adoptado. Litología para calizas, dolomías y margas.....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 3.15- Propuesta de tipificación de los parámetros resistentes para litología calizas/dolomías/margas.....</i>	<i>157</i>
<i>Figura 3.16- Propuesta de tipificación unidimensional de los parámetros resistentes para litología calizas/dolomías/margas.....</i>	<i>158</i>
<i>Figura 3.17- Ejemplo de reevaluación del coeficiente de seguridad.....</i>	<i>175</i>
<i>Figura 3.18- Coeficiente de seguridad exigible en función de la información.....</i>	<i>176</i>
<i>Figura 3.19- Procedimiento para la evaluación del coeficiente de seguridad exigible.....</i>	<i>177</i>
<i>Figura 3.20- Rango del coeficiente de variación de la resistencia.....</i>	<i>178</i>
<i>Figura 3.21- Rango de los coeficientes de seguridad exigibles.....</i>	<i>179</i>
<i>Figura 3.22- Ejemplo de obtención de la variabilidad estándar de la resistencia R a partir de los coeficientes de seguridad.....</i>	<i>182</i>
<i>Figura 3.23- Ejemplo de obtención del nuevo coeficiente de seguridad a partir de la relación Pf-F-CV.....</i>	<i>183</i>
<i>Figura 3.24- Diagrama del procedimiento propuesto.....</i>	<i>185</i>
<i>Figura 3.25- Representación de probabilidad anual de rotura. Curva F-N, N=100.....</i>	<i>195</i>
<i>Figura 3.26- Resultados porcentuales del análisis de sensibilidad para CV.....</i>	<i>198</i>
<i>Figura 4.1- Resistencia a compresión simple de la roca de cimiento.....</i>	<i>217</i>
<i>Figura 4.2- Resultados del módulo dilatométrico <math>E_D</math> de la roca de cimiento.....</i>	<i>220</i>
<i>Figura 4.3- Relación entre el módulo de deformación y resistencia a compresión simple de la roca de cimiento.....</i>	<i>221</i>
<i>Figura 4.4- Relación entre el módulo de deformación y resistencia a compresión simple de la roca de cimiento.....</i>	<i>221</i>
<i>Figura 4.5- Resultados de los ensayos de compresión simple de la roca del hormigón del cuerpo de presa. Valores medios.....</i>	<i>223</i>

<i>Figura 4.6- Resultados de los ensayos de compresión simple de la roca del hormigón del cuerpo de presa. Valores mínimo, medios y máximos.</i>	224
<i>Figura 4.7- Resultados de los ensayos del módulo de deformación longitudinal del hormigón del cuerpo de presa. Valores mínimo, medios y máximos.</i>	226
<i>Figura 4.8- Resultados del módulo dilatométrico <math>E_D</math> del hormigón del cuerpo de presa.</i>	228
<i>Figura 4.9- Resistencia del hormigón y edad de la presa.</i>	229
<i>Figura 4.10- Resistencia característica y módulo de elasticidad del hormigón.</i>	230
<i>Figura 4.11- Módulo de deformación longitudinal y módulo presiométrico.</i>	231
<i>Figura 4.12- Módulo de deformación de la roca y el hormigón.</i>	231
<i>Figura 4.13- Módulo de deformación de la roca de cemento.</i>	234
<i>Figura 4.14- Relación entre módulo elasticidad adoptado y ensayado para la roca de cemento.</i>	235
<i>Figura 4.15- Relación entre módulo elasticidad adoptado y módulo dilatométrico ensayado para la roca de cemento.</i>	236
<i>Figura 4.16- Módulo de deformación del hormigón.</i>	237
<i>Figura 4.17- Relación entre módulo elasticidad adoptado y ensayado para el hormigón.</i>	238
<i>Figura 4.18- Relación entre módulo elasticidad adoptado y módulo dilatométrico ensayado para el hormigón.</i>	239
<i>Figura 4.19- Módulo elasticidad laboratorio, módulo elasticidad adoptado en modelo y módulo dilatométrico.</i>	240
<i>Figura 4.20- Tensiones resultantes análisis tensodeformacional.</i>	243
<i>Figura 4.21- Relación entre tensión aguas arriba y aguas abajo.</i>	244
<i>Figura 4.22- Relación entre tensión aguas arriba y altura de presa.</i>	244
<i>Figura 4.23- Relación entre desplazamiento horizontal y altura de presa.</i>	245
<i>Figura 4.24- Relación entre el coeficiente de seguridad al deslizamiento para la situación N2 y altura de la presa.</i>	253
<i>Figura 4.25- Relación entre el coeficiente de seguridad al deslizamiento para la situación A21 y altura de la presa.</i>	254
<i>Figura 4.26- Relación entre el coeficiente de seguridad al deslizamiento para la situación A22 y altura de la presa.</i>	254
<i>Figura 4.27- Relación entre el coeficiente de seguridad al vuelco para la situación N2 y altura de la presa.</i>	259
<i>Figura 4.28- Relación entre el coeficiente de seguridad al vuelco para la situación A22 y altura de la presa.</i>	259
<i>Figura 5.1- Vista de la presa 01 desde aguas arriba.</i>	262
<i>Figura 5.2- Sección tipo presa 01.</i>	264
<i>Figura 5.3- Presa 01. Nivel de embalse durante la explotación.</i>	265
<i>Figura 5.4- Presa 01. Sección tipo y geometría simplificada.</i>	266
<i>Figura 5.5- Presa 01. Parámetros resistentes adoptados.</i>	267
<i>Figura 5.6- Presa 01. Nivel de los parámetros resistentes adoptados.</i>	267
<i>Figura 5.7- Estimación de los coeficientes de variación estándar. Presa 01.</i>	270
<i>Figura 5.8- Coeficiente seguridad para situación N21.</i>	273
<i>Figura 5.9- Coeficiente seguridad para situación A21.</i>	274
<i>Figura 5.10- Coeficiente seguridad para situación A22.</i>	274
<i>Figura 5.11- Coeficiente seguridad para situación E21.</i>	275
<i>Figura 5.12- Resultados para el escenario N21.</i>	280
<i>Figura 5.13- Resultados para el escenario A21.</i>	282

<i>Figura 5.14- Resultados para el escenario A22</i> .....	284
<i>Figura 5.15- Resultados para el escenario E21</i> .....	286
<i>Figura 7.1- Puntuación sobre la geotecnia descriptiva</i> .....	311
<i>Figura 7.2- Puntuación sobre la geotecnia experimental</i> .....	312
<i>Figura 7.3- Puntuación sobre la geotecnia deductiva</i> .....	313
<i>Figura 7.4- Puntuación sobre la geometría</i> .....	314
<i>Figura 7.5- Puntuación sobre la subpresión</i> .....	315
<i>Figura 7.6- Puntuación sobre la auscultación</i> .....	316
<i>Figura 7.7- Puntuación sobre niveles históricos</i> .....	317
<i>Figura 7.8- Puntuación sobre el diagnóstico</i> .....	318
<i>Figura 7.9- Puntuación sobre el uso de la presa</i> .....	319
<i>Figura 7.10- Puntuación sobre el archivo técnico</i> .....	320
<i>Figura 7.11- Puntuación sobre el titular</i> .....	321
<i>Figura 7.12- Puntuación sobre el Plan de emergencia</i> .....	322
<i>Figura 7.13- Curvas Pf-F-CV</i> .....	353
<i>Figura 7.14- Curvas Pf-F-CV</i> .....	354
<i>Figura 7.15- Curvas Pf-F-CV</i> .....	355

## Índice de tablas

<i>Tabla 2-1. Algunos procesos que pueden llevar a modos de fallo en presas de gravedad (Elaboración propia)</i> .....	19
<i>Tabla 2-2. Carácter de las solicitaciones sobre una presa (CNEGP 2002)</i> .....	22
<i>Tabla 2-3. Combinación de solicitaciones para el cálculo de presas. Elaboración propia a partir de (CNEGP 2002)</i> .....	25
<i>Tabla 2-4. Equivalencias de combinación de solicitaciones entre Instrucción y Reglamento. Elaboración propia</i> .....	26
<i>Tabla 2-5. Relación de guías de desarrollo del Reglamento Técnico de Seguridad de presas y Embalses. Elaboración propia a partir de (Soriano Peña, A., Escuder Bueno, I. 2008)</i> .....	34
<i>Tabla 2-6. Índices de fiabilidad objetivo (Schneider 1997)</i> .....	46
<i>Tabla 2-7. Índices de fiabilidad objetivo para presas (China Electric Council 2000)</i> .....	47
<i>Tabla 2-8. Clasificación del riesgo (Canadian Dam Association 2007)</i> .....	47
<i>Tabla 2-9. Índices de fiabilidad objetivo para presas (Canadian Dam Association 2007)</i> .....	48
<i>Tabla 2-10. Modificación del índice de fiabilidad objetivo para diferentes condiciones de control y vigilancia, a partir de <math>\beta^*=4.75</math> (Kreuzer 2012)</i> .....	48
<i>Tabla 2-11. Parámetros de incertidumbre estadística (ISO 2394 1998)</i> .....	55
<i>Tabla 2-12. Coeficientes de minoración del ángulo de rozamiento hormigón-roca y la cohesión según la Guía nº 2</i> .....	60
<i>Tabla 2-13. Coeficientes de seguridad a deslizamiento de la guía canadiense y norma noruega, con y sin ensayos</i> .....	61
<i>Tabla 2-14. Ángulo de rozamiento y cohesión en función de la litología según distintos autores</i> .....	70
<i>Tabla 2-15. Coeficientes de minoración del hormigón y cimiento según la Instrucción de Presas (MOP 1967)</i> .....	73
<i>Tabla 2-16. Coeficientes de minoración de resistencias del hormigón y cimiento según la Guía nº 2 (CNEGP 2002)</i> .....	73
<i>Tabla 2-17. Relación entre la probabilidad de fallo, índice de fiabilidad y periodo de retorno</i> .....	77
<i>Tabla 2-18. Signos de las combinaciones de los productos de las probabilidades puntuales para tres variables aleatorias en la aplicación del método de la estimación puntual</i> .....	79
<i>Tabla 2-19. Coordenadas y pesos de la cuadratura gaussiana (Ralston 1970)</i> .....	91
<i>Tabla 2-20. Variabilidad geométrica de secciones según tipo de estructuras (JCSS, Probabilistic Model Code 2001)</i> .....	99
<i>Tabla 2-21. Caracterización probabilística de la densidad del hormigón en masa</i> .....	99
<i>Tabla 2-22. Caracterización probabilística de la resistencia a compresión del hormigón</i> .....	101
<i>Tabla 2-23. Caracterización probabilística de la cohesión</i> .....	101
<i>Tabla 2-24. Clasificación general de las consecuencias de una inundación por rotura de presa (Serrano Lombillo, A. 2011)</i> .....	106
<i>Tabla 2-25. Categorías de eventos por frecuencia de ocurrencia (JCSS 2008)</i> .....	114
<i>Tabla 2-26. Categorías de eventos por consecuencias (JCSS 2008)</i> .....	114
<i>Tabla 2-27. Ejemplo de matriz de clasificación de riesgo (JCSS 2008)</i> .....	114
<i>Tabla 3-1. Ejemplo obtención curva universal <math>P_f</math>-F-CV por Monte Carlo</i> .....	137
<i>Tabla 3-2. Periodos de retorno aplicados para el riesgo hidrológico</i> .....	141
<i>Tabla 3-3. Curva f-N</i> .....	141

<i>Tabla 3-4. Probabilidades de rotura condicionada adoptadas para riesgo hidrológico y modo de fallo por deslizamiento según escenarios para las presas de categoría A.....</i>	<i>143</i>
<i>Tabla 3-5. Estimación de la probabilidad total de fallo por deslizamiento de la categoría A a partir de las probabilidades condicionadas asignadas a los escenarios normal, accidental y extremo.....</i>	<i>143</i>
<i>Tabla 3-6. Coeficientes de seguridad mínimos al deslizamiento conforme el RTSP y según la contribución rozamiento-cohesión.....</i>	<i>145</i>
<i>Tabla 3-7. Ejemplo del grado de incertidumbre en función de la información disponible.....</i>	<i>152</i>
<i>Tabla 3-8. Los cuatro caracteres en la toma de decisión de los parámetros resistentes en función de la incertidumbre de la información.....</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 3-9. Propuesta de variación del coeficiente de variación del ángulo de rozamiento en función del nivel de incertidumbre de la información disponible y del valor del parámetro resistente adoptado.....</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 3-10. Propuesta de variación del coeficiente de variación de la cohesión en función del nivel de incertidumbre de la información disponible y del valor del parámetro resistente adoptado.....</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 3-11. Aspectos a valorar para llevar a cabo el juicio crítico de la información disponible.....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 3-12. Rango del coeficiente de variación de referencia.....</i>	<i>178</i>
<i>Tabla 3-13. Rango del coeficiente de variación de referencia y modificado.....</i>	<i>179</i>
<i>Tabla 3-14. Coeficientes de seguridad máximos y mínimos obtenibles por el procedimiento propuesto.....</i>	<i>180</i>
<i>Tabla 3-15. Grupo de presas a las que se les ha aplicado la metodología propuesta.....</i>	<i>190</i>
<i>Tabla 3-16. Consultoras/expertos que han redactado los informes de primera revisión del grupo de presas analizado.....</i>	<i>192</i>
<i>Tabla 3-17. Curva f-N, N=100.....</i>	<i>194</i>
<i>Tabla 3-18. Probabilidades totales de rotura en función del número de víctimas promedio.....</i>	<i>195</i>
<i>Tabla 3-19. Relación entre resultados en función del número de víctimas promedio.....</i>	<i>196</i>
<i>Tabla 3-20. Relación entre resultados en función del incremento máximo de coeficiente de variación CV.....</i>	<i>197</i>
<i>Tabla 4-1. Portfolio de presas analizadas. Clasificación según el riesgo.....</i>	<i>202</i>
<i>Tabla 4-2. Orden de magnitud de caudales en rotura de algunas presas del portfolio.....</i>	<i>203</i>
<i>Tabla 4-3. Sondeos practicados y ensayos in situ realizados para el grupo de presas analizado.....</i>	<i>213</i>
<i>Tabla 4-4. Ensayos realizados en laboratorio a los testigos de roca del cimient para el grupo de presas analizado.....</i>	<i>214</i>
<i>Tabla 4-5. Ensayos realizados en laboratorio a los testigos de hormigón del cuerpo de presa.....</i>	<i>215</i>
<i>Tabla 4-6. Resultados de los ensayos de compresión simple de la roca de cimient.....</i>	<i>216</i>
<i>Tabla 4-7. Resultados de los ensayos Franklin de la roca de cimient.....</i>	<i>217</i>
<i>Tabla 4-8. Resultados del módulo de elasticidad de la roca de cimient.....</i>	<i>218</i>
<i>Tabla 4-9. Resultados del módulo cortante G de la roca de cimient.....</i>	<i>219</i>
<i>Tabla 4-10. Resultados del módulo dilatométrico <math>E_D</math> de la roca de cimient.....</i>	<i>219</i>
<i>Tabla 4-11. Resultados de los ensayos de compresión simple de la roca del hormigón del cuerpo de presa.....</i>	<i>222</i>
<i>Tabla 4-12. Resultados de los ensayos del módulo de deformación longitudinal del hormigón del cuerpo de presa.....</i>	<i>225</i>
<i>Tabla 4-13. Número y tipología de ensayos de compresión simple del hormigón.....</i>	<i>226</i>
<i>Tabla 4-14. Resultados del módulo cortante G del hormigón del cuerpo de presa.....</i>	<i>227</i>
<i>Tabla 4-15. Resultados del módulo dilatométrico <math>E_D</math> del hormigón del cuerpo de presa.....</i>	<i>228</i>
<i>Tabla 4-16. Resistencia del hormigón y edad de la presa.....</i>	<i>229</i>
<i>Tabla 4-17. Modelos utilizados para el análisis tensodeformacional.....</i>	<i>232</i>
<i>Tabla 4-18. Módulo deformación y coeficiente de Poisson para la roca de cimient.....</i>	<i>233</i>

<i>Tabla 4-19. Módulos de elasticidad de ensayos y adoptados para la roca de cimiento</i> .....	234
<i>Tabla 4-20. Relación entre módulo elasticidad adoptado y módulo dilatométrico ensayado para la roca de cimiento</i> .....	236
<i>Tabla 4-21. Módulo deformación y coeficiente de Poisson para la roca de cimiento</i> .....	237
<i>Tabla 4-22. Módulos de elasticidad de ensayos y adoptados para el hormigón</i> .....	238
<i>Tabla 4-23. Relación entre módulo elasticidad adoptado y módulo dilatométrico ensayado para el hormigón del cuerpo de presa</i> .....	239
<i>Tabla 4-24. Situaciones en que se ha realizado el análisis tensodeformacional</i> .....	241
<i>Tabla 4-25. Codificación de las situaciones de sollicitación para el análisis tensodeformacional</i> .....	241
<i>Tabla 4-26. Tensiones resultantes análisis tensodeformacional</i> .....	242
<i>Tabla 4-27. Desplazamiento horizontal</i> .....	245
<i>Tabla 4-28. Verificación del tipo de cimentación</i> .....	246
<i>Tabla 4-29. Tipo de modelo de estabilidad al deslizamiento utilizado</i> .....	250
<i>Tabla 4-30. Parámetros resistentes adoptados para la comprobación a deslizamiento</i> .....	251
<i>Tabla 4-31. Situaciones que se ha realizado la comprobación al deslizamiento</i> .....	252
<i>Tabla 4-32. Codificación de las situaciones de sollicitación para la comprobación a deslizamiento</i> .....	252
<i>Tabla 4-33. Coeficientes de seguridad resultantes de la comprobación de estabilidad al deslizamiento</i> .....	253
<i>Tabla 4-34. Situación más desfavorable para la estabilidad al deslizamiento</i> .....	255
<i>Tabla 4-35. Coeficientes de seguridad resultantes de la comprobación de estabilidad al vuelco</i> .....	258
<i>Tabla 4-36. Situación más desfavorable para la estabilidad al vuelco</i> .....	260
<i>Tabla 5-1. Casos de carga a comprobar en presa 01</i> .....	268
<i>Tabla 5-2. Juicio crítico información disponible. Presa 01</i> .....	271
<i>Tabla 5-3. Casuística del portfolio con respecto a la incertidumbre y el nivel de los parámetros resistentes adoptados</i> .....	279
<i>Tabla 5-4. Resultados para el escenario N21</i> .....	280
<i>Tabla 5-5. Resultados para el escenario A21</i> .....	282
<i>Tabla 5-6. Resultados para el escenario A22</i> .....	284
<i>Tabla 5-7. Resultados para el escenario E21</i> .....	286
<i>Tabla 5-8. Resultados promediados del modelo propuesto</i> .....	289



# Capítulo 1 - Introducción y objetivos

## 1.1 Las presas y la seguridad

Las presas como estructuras de retención y embalse de agua han sido a lo largo de la historia de la humanidad muy útiles para la sociedad por los grandes beneficios que proporcionan, en muchos casos de vital importancia, con los que establecerse, sustentarse y desarrollarse, especialmente durante los últimos siglos. Entre las utilidades más importantes y universalmente reconocidas de los embalses se encuentran asegurar el abastecimiento de agua superficial a poblaciones, suministrar agua para producción agrícola, protección frente a las avenidas fluviales, generación de energía eléctrica de alto valor y, recientemente, sobre todo en países desarrollados, servir de base para ciertas actividades lúdico-deportivas, turísticas y la creación de entornos afines (Pielou 2008).

La otra cara de la moneda hace referencia a la enorme transformación, raramente beneficiosa desde el punto de vista ambiental, a la que se somete el emplazamiento de un embalse y su zona de influencia que normalmente se traduce en presiones e impactos negativos sobre el medio, especialmente sobre la fauna terrestre, ictiofauna y flora. En cualquier caso la construcción de un embalse resulta ser una de las infraestructuras que genera mayor incidencia o impacto en la sociedad y en la naturaleza (Rodríguez Paradiñas 1981), (Ruia del Portal Mateos 2003).

En cuanto a su profusión actualmente, no existe un consenso definitivo sobre el número de grandes presas existentes en el mundo, de hecho, las discrepancias resultan muy notables en función de las fuentes consultadas, si bien, una de las de mayor credibilidad como es la Comisión Mundial de Presas de la ONU baraja una cifra cercana a 50.000, de las cuales casi la mitad estarían en China según datos del año 2000 (Sánchez Caro 2005).

### 1.1.1 La seguridad de presas

La seguridad de las presas aparece indisociablemente vinculada a los usos y beneficios generados ya que no es posible hablar de los grandes provechos de un embalse en una región sin

preguntarse sobre la seguridad que lo hace posible. Desde un punto de vista retrospectivo puede llegarse a la conclusión de que las grandes presas son estructuras seguras que han sido, en la mayoría de los casos, diseñadas y ejecutadas siguiendo estándares de seguridad muy elevados. Sin embargo, ello no es óbice para que se deba despreciar u obviar el riesgo asociado a su rotura o a su funcionamiento incorrecto o inseguro. Estos estándares se han desarrollado, desde sus inicios hasta la actualidad, en el diseño clásico basado en *coeficientes de seguridad* aplicados a sollicitaciones y resistencias (Westberg 2010).

La rotura de una gran presa, aún tratándose de un incidente esporádico de muy baja frecuencia si se tiene en cuenta la alta profusión de su utilización a nivel mundial (*Figura 1.1*), origina un enorme flujo de agua hacia zonas aguas abajo que suele tener consecuencias devastadoras, especialmente en zonas desprotegidas, y daños extraordinariamente cuantiosos aunque difícilmente cuantificables de carácter multidimensional en términos de pérdidas de vidas humanas, económicas, patrimonio histórico-cultural y medioambiental (Baecher, G. B. et al. 1980).

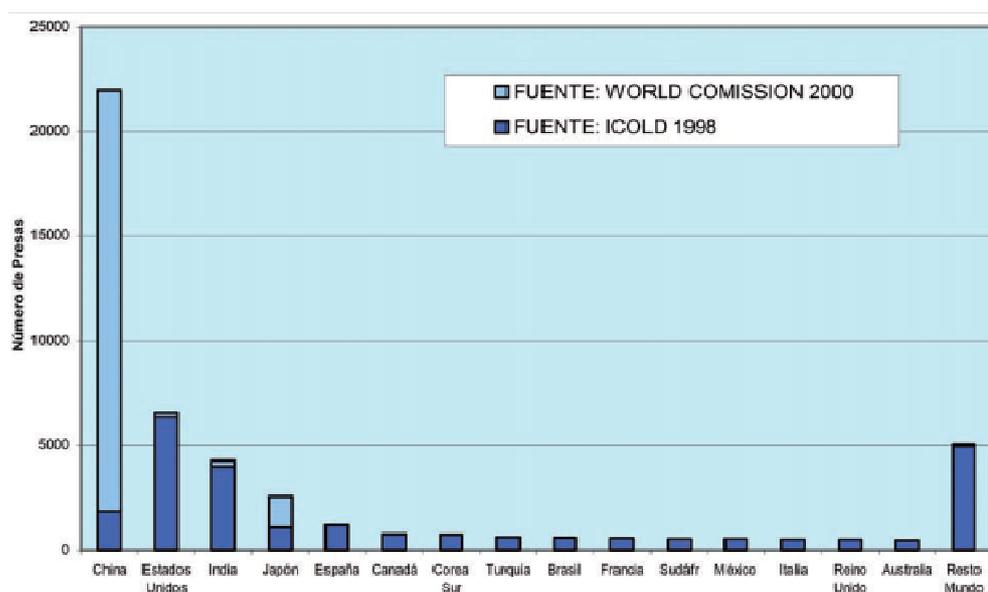


Figura 1.1- Discrepancias en la población mundial grandes presas (Sánchez Caro 2005)

El vocablo multidimensional hace referencia a que no se dispone de un patrón o unidad de medida común para las tipologías de daños anteriores, lo que indudablemente dificulta su cuantificación global por dejar de ser un problema determinista con connotaciones subjetivas. Pero además otros factores como por ejemplo, la hora (diurna o nocturna) y el carácter del día (laborable o festivo) en que se produce la rotura o incluso el tipo de modo de fallo (súbito o gradual), añaden incertidumbre a las consecuencias ya que pueden hacer variar en gran medida el número de víctimas humanas (Jonkman, S. et al. 2008).

Por tanto, aún sin entrar en la dificultad del entendimiento del mecanismo del fallo, la valoración de la seguridad de las presas es una cuestión compleja que ha preocupado y preocupa a la sociedad, y especialmente a las comunidades que, directa o indirectamente, pueden verse afectadas por su funcionamiento y, sobre todo, si el riesgo de una rotura les ha sido impuesto y más cuando solamente cabe el traslado forzoso para evitarlo (Kaushish, S.P., Gopalakrishnan, M. 2002). De manera reciente y cada vez con mayor intensidad, al igual que en otros sectores que conllevan gestión del riesgo (como el nuclear o químico entre otros), la gestión de la seguridad de las presas exige a las administraciones públicas mayor participación de la ciudadanía que deben procurar transparencia en la toma de decisiones en su gestión. Esta evolución de los requerimientos de la sociedad ha causado inquietud y preocupación, tanto a los titulares de las presas como a los responsables de las administraciones públicas, que ven que sus decisiones relativas a la seguridad pueden ser cuestionadas e incluso recurridas (Lebel, L., Dore, J. 2010).

Por otro lado, en aquellos países desarrollados que han tenido una fuerte promoción del patrimonio presístico durante el siglo XX, como es el caso de España, Francia, Italia, y otros muchos (Cotillon, J., Bartle, A. 1990), la edad promedio del parque presístico alcanza una duración comparable a la vida útil prevista inicialmente para este tipo de infraestructuras, o como mínimo, comparable al periodo de amortización previsto para la recuperación del capital insumido, que en España se establece en 50 años para las inversiones públicas por la legislación (MAGRAMA 2011).

Una consecuencia de lo anterior es que la valoración de la seguridad en general y de la situación estructural en particular de las presas en servicio, ha de convertirse necesariamente en una tarea más frecuente e importante con el devenir del tiempo para los ingenieros y técnicos involucrados en la seguridad. Ello es consecuencia del enorme coste de reposición de estas infraestructuras que proporcionan grandes beneficios a la sociedad que hará atractiva la posibilidad de prolongar su vida útil siempre y cuando las condiciones de seguridad sean aceptadas y el riesgo asumido. Pueden también coexistir otras razones como por ejemplo motivos ambientales, ya que su conservación y prolongación sea considerada mejor alternativa que una nueva construcción. Para que pueda darse esta moratoria o continuidad en el funcionamiento, como es lógico, debe ser evaluado el ritmo de deterioro de las estructuras haciendo uso de la técnica, investigación empírica y experiencia. No cabe duda de que este enfoque queda bajo el paraguas del concepto de *desarrollo sostenible* tan esgrimido en la actualidad como estrategia para la supervivencia de nuestra sociedad (Wielan 2010).

Estos argumentos han derivado en que la seguridad de presas, las de nueva construcción y especialmente aquellas que se encuentran largos periodos en explotación y acercándose al periodo teórico del fin de su vida útil sea, hoy por hoy y a nivel mundial, una disciplina complicada que integra un campo técnico dificultoso y en continua evolución, pero que también implica a la política, y lleva implícitos aspectos sociales, morales o éticos (Westberg 2010).

En efecto, es difícil a veces discernir quién debe soportar el riesgo, quién debe beneficiarse del riesgo y quien debe costear las medidas de su gestión ya que cada individuo tiene su propia percepción del riesgo. Ubicar la línea que separa el riesgo que debe ser gestionado por la Administración y las empresas privadas o particulares es otra cuestión de no fácil respuesta. Todo ello teniendo en cuenta la declaración universal de derechos humanos que enfatiza la obligación moral y legal de que todas las personas sean consideradas iguales y subraya el derecho a la seguridad personal para todos. (Faber 2003).

Puede entenderse como seguridad de una presa el margen que la separa de las condiciones que provocarían su rotura. Partiendo de la base de que este margen no puede garantizarse para todos los escenarios imaginables, es decir, que la seguridad absoluta es inalcanzable, se plantea la necesidad de acotar el riesgo de que suceda una rotura o lo que es lo mismo, que este margen sea lo suficiente amplio. Es acertado entonces preguntarse para las presas que se encuentran en funcionamiento, si son suficientemente seguras y en el caso de que no lo sean cómo podemos incrementar su seguridad hasta niveles que se consideren aceptables. En este contexto, el *análisis de riesgos* constituye una herramienta que permite a técnicos, titulares y gestores un mejor entendimiento de los posibles mecanismos de fallo y elementos afectados de riesgo relativos a la seguridad de presas.

El concepto técnico de seguridad de una presa es artificial y ambiguo, muy distinto a cualquier atributo concreto medible como pueda ser la altura o el volumen de la estructura. Decidir si una presa es segura o no lo es pasa por aplicar la *tolerabilidad del riesgo*, criterio por el cual la sociedad concluye si está dispuesta a asumir el riesgo que representa una estructura a cambio de los beneficios que genera, y depende de características sociales, económicas, psicológicas y culturales, que además evolucionan con el tiempo (HSE 2001). En cualquier caso la seguridad, desde un punto de vista objetivo, es indudable que depende de un gran número de variables con mayor o menor nivel de incertidumbre (por ejemplo entre éstas podemos encontrar la resistencia característica del hormigón en una presa de gravedad o la presión intersticial en el núcleo de arcilla de una presa de materiales sueltos) y la dificultad de conocer la contribución de cada variable a la seguridad, lo que merma o incluso imposibilita la aplicación de métodos deterministas para proporcionar una medida objetiva de la seguridad (Altarejos García 2009). Pero sin duda, una de las características que más complica la evaluación de la seguridad es el hecho de que cada presa sea un prototipo único e irrepetible sobre la superficie del planeta y ello se debe a que, con independencia de que pudieran haber dos presas con idéntica geometría y características físicas, su soporte sería diferente pues cada una cimentaría en un lugar distinto, con diferente topografía, geología, hidrología e hidrogeología (Vallarino 2006). Esta circunstancia obstaculiza la aplicación de metodologías para la seguridad basadas en la sistematización, como ocurre en la industria automovilística, naval o aeroespacial, industrial a modo general, e impide extrapolar, de manera generalista, resultados de unas presas a otras porque no se alcanza el principio de igualdad de condiciones.

La seguridad es un concepto integral no subdivisible, claramente indicado cuando comúnmente se dice “la presa es segura” o “el puente es seguro”, sin embargo un fallo en la seguridad puede deberse a un fallo en alguno o algunos de los componentes que constituyen el sistema presa-embalse. Por este motivo, necesariamente, la valoración del riesgo requiere un estudio profundo de los modos de fallo de este sistema y descomponer, siempre que sea posible, los modos de fallo en eventos más simples, asignar probabilidades a éstos, con el objetivo de poder estimar la probabilidad de rotura del conjunto (Hartford et al. 2004).

Por otro lado, no cabe duda que la seguridad también está estrechamente vinculada con factores económicos, en el sentido de que cuanto mayores y mejores sean los medios con los que se cuente para cada presa mayores niveles de seguridad se alcanzarán siempre que los criterios de aplicación sean correctos. (USBR 2003). Por ejemplo disponer permanentemente el mejor equipo técnico cualificado para observar el comportamiento de la presa o tener medios sin limitación para adoptar toda aquella medida estructural o correctiva que mejore o remedie las posibles carencias, debe incrementar la seguridad respecto de una situación en que los medios disponibles escaseen y estas medidas no se apliquen. Sin embargo la realidad es que los medios disponibles son limitados y las restricciones económicas harán que cada medida o recurso que se emplee en la seguridad deba estar plenamente justificado, de forma que, la suma de los recursos insumidos en la seguridad sea mínima hasta alcanzar el nivel de seguridad socialmente aceptado.

El Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embases (MOPU 1996), que hoy por hoy sigue siendo la norma de referencia del sistema español, fundamenta la seguridad en la solidez de dos columnas principales a implementar por el titular de la presa: *Los criterios de seguridad y las condiciones técnicas*, los cuales se pasan a comentar brevemente a continuación.

Los criterios de seguridad se aplican de forma particular a los siguientes aspectos:

- Valoración del riesgo
- Seguridad hidrológica
- Seguridad estructural
- Los materiales y el terreno
- Medidas complementarias

En primer lugar la *valoración del riesgo* se introduce por el Reglamento como concepto a tener en cuenta de forma que las exigencias de la seguridad deberán estar de acuerdo con la magnitud del riesgo y más concretamente con las consecuencias de la rotura de la presa (art. 8). Por tanto el Reglamento introduce el concepto de riesgo vinculándolo a las consecuencias derivadas de su

fallo y no a la probabilidad de rotura (ver epígrafe 2.10.1). A este fin debe procederse a clasificar la presa según el riesgo potencial (art. 9) y, para ello, estimar los daños inducidos por una eventual rotura, avería grave o funcionamiento incorrecto de la presa. Dicha clasificación aplicará criterios más exigentes a presas con mayor riesgo.

En segundo lugar es de aplicación el *criterio de seguridad hidrológica*, entendiéndose por tal el cumplimiento de unos determinados resguardos, o diferencia entre el nivel alcanzado por el agua del embalse en una situación concreta y aquella parte resistente ubicada en la coronación de la presa, que garanticen su funcionamiento correcto mediante la evacuación de los caudales previstos en función de los patrones de laminación avenidas. Las situaciones concretas se refieren al máximo nivel alcanzable por la explotación normal del embalse y a escenarios de avenidas de distinta intensidad que consideran las buenas prácticas o recomendaciones en la aplicación del Reglamento Técnico de Presas y Embalses (ver epígrafe 2.3). Dichos escenarios se definen en la Guía Técnica nº 4 (CNEGP 1997).

El *criterio de seguridad estructural* es aquel tendente a comprobar la resistencia y estabilidad de la presa ante diversas sollicitaciones y combinaciones posibles entre ellas o escenarios. Las sollicitaciones se clasifican atendiendo a su grado de riesgo (probabilidad de ocurrencia) y permanencia (persistencia) en normales, accidentales y extremas. El Reglamento se decanta para realizar esta comprobación por el uso de coeficientes de seguridad, matizando que se razonarán los niveles de seguridad que se adopten en cada caso según la clase de sollicitación considerada, la probabilidad de ocurrencia de la misma y su previsible permanencia y, de acuerdo con la clasificación de la presa referente al riesgo. Las guías técnicas de desarrollo del Reglamento (ver epígrafe 2.3) posibilitan la aplicación determinista de este apartado, concretando las situaciones, sollicitaciones y coeficientes a verificar en cada caso, aunque como se recuerda más adelante, estas guías no son de obligado cumplimiento sino una recopilación de buenas prácticas sancionadas por la experiencia a tener en cuenta por el evaluador de la seguridad. Los aspectos vinculados a la seguridad estructural se recogen en las Guía Técnica nº 1 (CNEGP 2005) y nº 2 (CNEGP 2002).

El *criterio de los materiales y el terreno* consiste en la comprobación de la estabilidad del conjunto presa-terreno por un lado, y por otro a la definición y características a cumplir por los materiales que se utilicen en la construcción en el caso de nuevas presas. En lo que respecta a presas en explotación, se debe estudiar la evolución de las características de éstos con el paso del tiempo, como resultado de su interacción con el ambiente al que se encuentran sometidos, en todos los aspectos que pudieran afectar a la seguridad de la presa en su conjunto. Algunos de estos aspectos se abordan en la Guía Técnica nº 3 (CNEGP 2000) y nº6 (CNEGP 1999).

Por último las *medidas complementarias de seguridad* hacen referencia a la auscultación o control de las diferentes variables definitorias del comportamiento de la presa y su cimiento cuestión ampliamente tratada en la Guía Técnica nº 7 (CNEGP 2007), y otros como los accesos y sistemas de comunicación necesarios y las diferentes fuentes de energía a disponer para

asegurar el funcionamiento de la maquinaria de los órganos de desagüe y resto de las instalaciones de la presa. Un aspecto que cobra importancia con el paso del tiempo son las medidas a adoptar frente a vandalismo, sabotajes y ataques terroristas, al objeto de impedir que la presa sea utilizada con fines destructivos y causar víctimas mortales (SPANCOLD 2013).

Por su lado, las *condiciones técnicas* se aplican según las fases evolutivas de la vida de la presa y embalse (elaboración del proyecto, construcción, puesta en carga, explotación y puesta fuera de servicio). Este apartado abarca multitud de aspectos de gran importancia por su trascendencia para la seguridad y que comprometen al titular de la presa. Como ejemplo puede citarse la exigencia de disponer de un equipo técnico suficiente, cualificado y competente en cada una de las fases anteriores, la existencia de un proyecto y la regulación de su contenido, de un archivo técnico, de unas normas de explotación aprobadas, de un Plan de Emergencia aprobado e implementado para presas de categoría A y B, disponer de personal suficiente y capacitado para la operación de los órganos de desagüe de la presa, de un sistema de instrumentación adecuado para cada una de las fases anteriores, realizar las labores de conservación de la obra civil, maquinaria e instalaciones, así como de reparación y reforma necesarias, son condicionantes por citar algunos a que obliga el citado Reglamento.

No hay que olvidar que el reglamento introduce también el término de *riesgo potencial asumible* con la clara intención de discriminar los criterios básicos de selección de los eventos desencadenantes de situaciones de riesgo para la presa. Así por ejemplo la selección de la avenida de proyecto y la avenida extrema en cuanto a su magnitud deberá ser función del riesgo potencial asumible y que, aunque no se especifica expresamente en el texto del Reglamento debe estar vinculado, por interpretación del que suscribe, con la clasificación frente al riesgo potencial de la rotura o funcionamiento incorrecto. La Guía Técnica nº 2 (CNEGP 2002) proporciona criterios concretos para determinar las solicitaciones derivadas de tales situaciones en función del riesgo potencial, para lo cual hace uso del periodo de retorno como parámetro característico de evaluación en función de la clasificación y tipología de la presa.

Se quiere resaltar por la importancia que merece dentro de las condiciones técnicas la necesidad de proceder a una adecuada *auscultación e inspección*, aspectos que podrían enclavarse como actividades para la *verificación de la seguridad* vinculantes para el titular de la presa. En efecto, el Reglamento requiere la existencia de un plan coordinado de auscultación e inspecciones periódicas de la presa y el embalse, orientado a la comprobación de la seguridad y el estado de funcionamiento. Especial importancia en este apartado tiene la *primera revisión y el análisis general de la seguridad de la presa*, el cual ha de sumarse a las inspecciones ordinarias anuales a efectuar por el titular, y que debe realizarse con una periodicidad mínima de 5 años para las presas de mayor riesgo, y necesariamente por un equipo técnico especializado distinto del equipo habitual de explotación, requisito que persigue asegurar la imparcialidad y solidez del diagnóstico. Como consecuencia de dicha revisión y al objeto de alcanzar los niveles de seguridad establecidos por la normativa, deben proponerse modificaciones, en sus instalaciones complementarias o en su régimen de explotación, en su caso.

La evaluación de la seguridad y la realización de la revisión quinquenal se hace todavía más necesaria si se considera que existen multitud de presas en nuestro país anteriores a la década de los años 50-60 del siglo XX y que por lo tanto fueron diseñadas y construidas con criterios, patrones y métodos de cálculo ampliamente superados en el estado actual del arte. A este aspecto hay que sumar la componente debida al envejecimiento de las infraestructuras experimentado por la explotación ordinaria, pues esta puede afectar negativamente a la condición de la presa y su cimientado, y puede ser el origen de solicitudes no previstas por el proyecto original, resistencias de los materiales, así como la evolución temporal y espacial de estas magnitudes (ICOLD 1993).

Por ello, el análisis de la seguridad debe cuantificar la necesidad de realizar modificaciones en la infraestructura (que pueden ser estructurales o de gestión) para cumplir las normas de seguridad vigentes, o en su caso, concluir que el estado de la presa en el momento de la evaluación es adecuado, con el último fin de verificar los umbrales de riesgo asumibles por la sociedad actual reflejados en las normas.

El Reglamento no especifica sin embargo una metodología concreta para llevar a cabo dicha revisión si bien está pendiente la publicación de una guía técnica por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente que aborde su desarrollo (ver epígrafe 2.3).

Como continuación al Reglamento se ha promulgado el Real Decreto 9/2008 el cual instaura un nuevo sistema de seguridad de presas en nuestro país que se apoya sobre dos fundamentos. En primer lugar, sobre las exigencias de seguridad al titular de la presa, de obligado cumplimiento, establecidas en una serie de Normas Técnicas, y en segundo lugar, a través del control y verificación por parte de la administración pública competente de que el titular ha cumplido dichas exigencias. En principio se prevé la aprobación de tres normas, (clasificación y planes de emergencia, proyecto y construcción, y explotación y revisiones de seguridad), si bien, por diversas circunstancias, todavía a fecha de hoy no han sido aprobadas (ver epígrafe 2.2)

### 1.1.2 El análisis de riesgos

La adopción de la seguridad en el diseño y comprobación de estructuras se ha realizado fundamentalmente a partir de un enfoque tradicional basado en la aplicación de coeficientes de seguridad, mayoración de solicitudes, minoración de resistencias, fruto de la experiencia e intuición ingenieril. Se trata de un procedimiento marcadamente *determinista* en el que no hay cabida para la posibilidad de fallo puesto que se asume que las variables que intervienen en el proceso están acotadas; más aún, se les asigna un valor concreto o bien un rango posible de valores para finalmente adoptar el más desfavorable. La resistencia de una estructura se determina de forma minorada para que exceda con un determinado margen los esfuerzos

producidos por las solicitaciones mayoradas. Dicho margen junto con la mayoración de solicitaciones y minoración de resistencias determina la seguridad (Altarejos García 2009).

Hoy por hoy, este enfoque tradicional continúa siendo la base sólida del cálculo estructural en general y también el pilar fundamental en la gestión de la seguridad de presas y embalses. Ahora bien, desde un punto de vista práctico su utilización se debe al desconocimiento, a la deficiente calidad o insuficiente información sobre la realidad, o bien, a que los modelos utilizados no son suficientemente precisos para reproducirla con la aproximación necesaria (Kreuzer, H., Bury, K. 1995).

Más aún, la aplicación normativa del procedimiento determinista reconoce indirectamente el desconocimiento de las variables que gobiernan la seguridad al exigir diferentes coeficientes de seguridad para las estructuras, mayores en unos casos y menores en otros, cuando, teóricamente, cualquiera de ellas es segura siempre que éstos sean mayores que la unidad (Tarek, H. 2011).

En las últimas décadas un nuevo concepto de seguridad, aplicable a instalaciones y estructuras en general, que utiliza el concepto de *riesgo* para complementar la visión determinista (*risk informed aproached*), ha surgido para dar respuesta a muchas cuestiones que el método de los coeficientes parciales no ha sido capaz de contestar y que, al mismo tiempo, es mucho más acorde a la propia naturaleza estocástica de las variables de que depende la seguridad. En esta línea el *Análisis de Riesgos* utiliza como criterio básico de decisión la probabilidad de fallo de la presa, junto con la combinación de la probabilidad de ocurrencia de eventos indeseados y sus consecuencias asociadas. Precisamente una de las mejoras respecto del enfoque clásico es que tiene en cuenta las consecuencias de una eventual rotura de la presa (Bowles 2003).

El conocimiento del sistema presa-embalse y su comportamiento ante todo un abanico de situaciones consideradas por el *Análisis de Riesgos* puede revelar nuevas perspectivas de su respuesta desde un punto de vista cualitativo. Ello es posible gracias a que esta disciplina incorpora un sistema lógico de producción o sucesión de eventos accidentales y a una sistemática rigurosa para la modelización de la respuesta del sistema, que arroja resultados cualitativos mucho antes de que puedan alcanzarse resultados cuantitativos.

Más aún, la disciplina del *Análisis de Riesgos*, que ha tenido hasta ahora un mayor auge en países anglosajones como Estados Unidos o Australia, ha probado ser una herramienta muy útil en la selección de medidas para la reducción de riesgo que deben tener en cuenta los titulares de las presas propuestas por expertos en la materia. No obstante, la aplicación de esta técnica no está exenta de dificultad e incluso controversia entre los propios ingenieros que discrepan por causa de la información y procedimientos utilizados, muchos de estos basados en técnicas probabilísticas o análisis de fiabilidad estructural. Asimismo resulta complejo comunicar los resultados y lo que ellos implican a otros técnicos, representantes sociales y público en general. Comentarios en referencia a la excesiva complejidad, enrevesado aparato matemático, o que las

probabilidades que se manejan no tienen sentido físico resultan habituales entre los críticos de esta metodología (Faber 2003).

Además la aplicación del procedimiento implica necesariamente definir los umbrales de *riesgo tolerable* en los diferentes escenarios posibles, cuestión que no queda exenta de subjetividad y por tanto desacuerdo, especialmente cuando se trata de grupos directamente implicados como la población expuesta a las consecuencias de una rotura. Por ello, no cabe duda que el umbral de *riesgo tolerable* es un asunto sujeto a polémica, y no deja de tener carácter político, por lo que debe ser propuesto y aprobado por los órganos de representación social adecuados. Asimismo los criterios de aceptación del riesgo están sujetos a las condiciones sociales como el nivel económico, cultural u otras y por tanto pueden ser cambiantes en el tiempo, como lo ha sido por ejemplo la sensibilidad a los aspectos ambientales en las últimas décadas (Membrillera Ortuño, M. et al. 2005).

En cualquier caso lo que se requiere para la aplicación del *Análisis de Riesgos* o de cualquier otra disciplina para la evaluación de seguridad que implique riesgo para las personas es *transparencia* en la toma de decisiones, dotando a la sociedad de las herramientas de información adecuadas sobre la gestión realizada por los titulares de presas. De esta manera se dan a conocer cómo fueron utilizados los recursos (siempre escasos) y los resultados alcanzados con respecto a los objetivos propuestos, ya sea en el ejercicio de la función pública o actividad privada. La información transparente de la gestión permite la formulación de mejores políticas públicas, más fiables y por lo tanto creíbles, que cuentan con la aceptación y el respaldo de una opinión pública bien informada (HSE 2001).

Por tanto un adelanto de la aplicación del *Análisis de Riesgos* a presas respecto del enfoque clásico es que proporciona herramientas para gestionar la seguridad y permite conocer las variables que afectan al riesgo y su contribución, como puedan ser los elementos resistentes que favorecen la estabilidad, las características de los materiales, las solicitaciones, etc.

Más aún, pueden combinarse con éxito para la evaluación de la seguridad de presas los procedimientos probabilísticos o de fiabilidad estructural (*reability methods*) y la disciplina del *Análisis de Riesgos*. Los primeros pueden aplicarse a problemas aislados para proporcionar resultados que condicionan la ocurrencia de un evento a la caracterización probabilista de unas solicitaciones y resistencias. El segundo modeliza complejos escenarios así como todos aquellas componentes en que el sistema presa-embalse puede descomponerse e interactuar cuando pueda provocar daños o situaciones de riesgo (Peyras et al. 2012).

Sin embargo una dificultad inherente a la aplicación del *Análisis de Riesgos* reside precisamente en considerar todos los modos de fallo posible y cómo definirlos, es decir, definir correctamente todos aquellos mecanismos que dan origen a que la presa puede fallar. Muchos modos de fallo no disponen de un criterio suficientemente meridiano de ocurrencia. Por ejemplo en un modelo numérico distribuido de una presa de gravedad el modo de fallo por deslizamiento puede

definirse a partir de los desplazamientos relativos del hormigón y la roca en la interfaz presa-cimiento. Se plantea entonces la cuestión de elegir el umbral a partir del cual se considera desvirtuada la unión hormigón-roca y si se utiliza un modelo numérico cuántos elementos finitos y dónde deben alcanzar ese umbral para que la presa deslice (Altarejos García 2009).

Cada modo de fallo puede idealizarse mediante una función o superficie límite de rotura definida a partir de variables (geométricas y mecánicas) de la presa. Por ello uno de los retos en el *Análisis de Riesgos* aplicado a presas es considerar todos los modos o mecanismos de fallo posibles y modelarlos en forma de superficies límite que definen los estados límite inmediatamente antes de la rotura, si se quiere un tratamiento desde el punto de vista de la teoría de la fiabilidad.

A modo de resumen retrospectivo, un análisis estadístico histórico de las roturas ocurridas atendiendo al parámetro de la altura del cuerpo de presa muestra que la mayoría de los siniestros se han producido en presas de altura moderada (más del 70% de los accidentes atañen a presas con alturas inferiores a 30 metros). Si se realiza una clasificación según la tipología se concluye que la causa más frecuente de rotura para las presas de hormigón se produce por problemas en el cimientado seguida del rebosamiento por coronación. Para las de materiales sueltos la primera causa es el rebosamiento seguida de la erosión interna del cuerpo de presa o del cimientado. Por último, las presas de mampostería tienen como primera causa el rebosamiento seguida de la erosión interna del cimientado (ICOLD 1995)

En España la aplicación del Análisis de Riesgos se ha realizado de forma pionera para la Confederación Hidrográfica del Duero, organismo dependiente del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, para la presa de Castrovido (Sanz, D.; Bernabé, J.C.; Escuder, I. 2010) y posteriormente para un total de cinco presas pertenecientes a los sistemas de Carrión y Pisuerga. El primero se compone de dos presas en serie: Camporredondo y Compuerto, mientras que el segundo consta de las presas de Requejada, Cervera y Aguilar de Campoó y se dispone en planta en forma de Y (Serrano Lombillo, A. 2011). Esta reciente aplicación de las técnicas de análisis de riesgos en la cuenca del río Duero puede considerarse un éxito a nivel de toma de decisiones así como de innovación y avance tecnológico (Escuder, I., González, J. 2014), tal y como se recoge tanto en las publicaciones generadas y muy especialmente en lo que ha supuesto su culminación mediante la publicación de la Guía Técnica N.8 de Seguridad de Presas editada por el Comité Nacional Español de Grandes Presas en 2012 (SPANCOLD 2013).

En particular la Guía Técnica aludida recopila el estado del conocimiento presente sobre el análisis de riesgos, con el propósito de que sirva como una herramienta útil para la gestión de presas, mediante un enfoque práctico que pueda ayudar a los titulares en la toma de decisiones, incorporando criterios, fundamentos, referencias y casos de estudio nacionales e internacionales resueltos con esta disciplina, la cual es especialmente útil en la justificación y priorización de inversiones y en cuya metodología no faltan principios de transparencia y sostenibilidad.

Sin embargo también coexisten ciertos inconvenientes junto a las ventajas (ver epígrafe 2.10.1), lo cual no es obstáculo para que la aplicación del *Análisis de Riesgo*, bien realizada facilite una perspectiva global del riesgo de gran valor, que incluye los impactos potenciales, las consecuencias y los costes (económicos y sociales) ocasionados por los fallos. Por estos motivos, su puesta en práctica puede contribuir de forma eficiente a la cuantificación de seguridad de las presas (Bureau of Reclamation 2003).

En este contexto, una línea de investigación abierta, y que relaciona el procedimiento determinista con el Análisis de Riesgos, es la equivalencia entre el coeficiente de seguridad y la probabilidad de fallo (Altarejos L. et al. 2012), por la cual podría simplificarse la estimación de la probabilidad de rotura de las presas a partir del cálculo del coeficiente de seguridad, mucho más simple y familiar a priori que el cálculo probabilista. Esta equivalencia se puede abordar de maneras varias desde el matemático riguroso (Ching 2009), pero también desde perspectivas semi-empíricas (Silva F. et al. 2008) que utilizan juicio de expertos entre otros factores como el resultados de ensayos e interpretación aplicados a la seguridad de taludes.

## 1.2 Objetivos

Se pretende en este trabajo desarrollar un procedimiento que garantice el mismo nivel de seguridad en la evaluación contra el deslizamiento de presas de gravedad en explotación, de manera que la información disponible sobre la presa sea utilizada para establecer el coeficiente de seguridad que debe verificar. En esta línea, cuanto más información y de mejor calidad se disponga se disminuye el requerimiento del coeficiente y viceversa, si bien, el nivel de seguridad frente al deslizamiento será el mismo para todos los casos. Esto, que en una primera lectura puede parecer contradictorio, se explica porque el procedimiento impone la misma probabilidad de rotura en todos los casos y por tanto la misma fiabilidad.

Este objetivo se debe en parte al desfase normativo en nuestro país por el que presas con largos periodos en explotación concebidas y construidas con criterios que no son actuales deben someterse, con carácter retroactivo, a normas técnicas posteriores, normalmente más exigentes, y entre los aspectos a verificar se incluye la estabilidad frente al deslizamiento y a que la información habitualmente disponible para este menester es muy diversa, de muy distinta *cantidad* y *calidad* sobre los aspectos que gobiernan este tipo de fallo. Por ejemplo algunas presas disponen de los resultados una reciente campaña extensa y totalmente representativa de sondeos de la cerrada con los que caracterizar específicamente la roca de cimiento, mientras que otras la caracterización se asume por similitud de litologías. En otros casos un completo sistema de auscultación aporta una valiosa información sobre el comportamiento que ha tenido la presa, a partir de una serie de datos larga y bien documentada, mientras en otros la serie es corta, muy poco representativa por la precariedad de instrumentación o simplemente no existe.

Esta tesis se centra en las presas en explotación principalmente por dos motivos. El primero por exclusión de las de nueva construcción ya que éstas disponen, normalmente, de la información considerada necesaria recabada a partir de los reconocimientos y prospecciones durante la construcción para acotar mínimamente la incertidumbre, por las exigencias y recomendaciones de aplicación de la normativa actual, de modo que, en general, no van a adolecer de falta de conocimiento de caracterización después de la construcción. Por otro, por el propio interés que suscitan aquellas que llevan largos periodos en explotación, ya que el medio físico en el que se sitúan puede sufrir alteraciones con el paso del tiempo al ser un entorno sometido a tanta presión y eventual alteración como la cerrada de una presa. En efecto, se han constatado en no pocos casos degradación o alteración importante de los materiales (hormigón y roca), aumentos o descensos súbitos de presiones intersticiales en el flujo del agua, aumento de filtraciones por el cuerpo de presa o el cimientado, arrastres, deformaciones ocurridas a largo plazo, etc.

En relación con lo anterior, otro de los objetivos del presente trabajo es caracterizar la información utilizada en la evaluación de seguridad de presas en explotación referida al nivel de incertidumbre que puede asignarse en función del origen, dispersión, cantidad, fiabilidad y otros factores afines. Más específicamente se incide en la información utilizada para la comprobación de la estabilidad a deslizamiento de las presas de gravedad, tomando como referencia, los umbrales de seguridad establecidos en las Guías Técnicas de Seguridad editadas con posterioridad al Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses de 1996 (MOPU 1996). Los parámetros resistentes básicos utilizados por los modelos simples para esta comprobación son el ángulo de rozamiento y la cohesión.

En resumen, en la primera parte de esta tesis el objetivo ha consistido en analizar la información utilizada en los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad que establece el citado Reglamento, para la comprobación de estabilidad a deslizamiento de un grupo de dieciséis presas de gravedad, actualmente en explotación, gestionadas por un organismo de cuenca del Levante español, con el objetivo de extraer conclusiones sobre la cantidad y calidad de la información utilizada así como en los resultados obtenidos en esta comprobación.

En la segunda parte de la tesis el objetivo ha sido proponer una metodología que aplique el procedimiento determinista de los coeficientes de seguridad teniendo en cuenta la incertidumbre de la información disponible de manera que garantice el mismo nivel de seguridad en la evaluación contra el deslizamiento de presas de gravedad en explotación. A continuación se ha aplicado a un grupo de dieciséis presas construidas en el siglo XX y actualmente en explotación, con tipología de gravedad, gestionadas por un organismo de cuenca del levante español, siendo la edad promedio del portfolio superior a 50 años. Un cuadro-resumen con las características básicas del portfolio se ha incluido como anexo de este documento. El origen de la información ha sido básicamente la contenida en los informes de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad que establece el citado Reglamento.



## Capítulo 2 – Estado del arte

### 2.1 Caracterización de las presas de gravedad

#### 2.1.1 Descripción tipológica

Una presa de gravedad resiste las solicitaciones desestabilizantes fundamentalmente debido a su peso, sin otro apoyo que el de cada bloque sobre su cimiento, siendo por tanto cada sección estable por sí misma o autoestable. Por consiguiente, el peso debe ser suficiente para evitar que el empuje del agua, junto con el resto de las solicitaciones, provoque la inestabilidad de la presa. Por ser el peso la fuerza estabilizadora principal se denomina presa de gravedad a esta tipología (Vallarino 2006).

De forma diferente, cuando el mecanismo resistente requiere la transmisión lateral de esfuerzos para asegurar la estabilidad se les denomina presa *arco* o presa *bóveda* (podría incluirse también en este grupo presas *arco-gravedad*). De hecho, esta tipología permite transmitir los esfuerzos al cimiento no sólo según planos verticales, sino también en sentido lateral, por lo que no es preciso que cada bloque o sección transversal sea estable por sí mismo, es decir trabajan como un conjunto tridimensional en que cada bloque interacciona con los adyacentes y la cimentación. El esquema resistente de este tipo de estructuras es marcadamente tridimensional 3D (USACE 1994).

En cambio, el mecanismo resistente de una presa de gravedad es causante de que el funcionamiento de este tipo de presas sea preferentemente bidimensional 2D, siendo la deformación despreciable según la directriz de la presa o eje longitudinal. Es decir, los esfuerzos entre secciones perpendiculares a la directriz de la presa deben ser despreciables y por tanto la interacción entre bloques. No obstante, diferentes fenómenos pueden causar en mayor o menor grado una desviación de este comportamiento hacia otro tridimensional, entre los que cabe citar la incidencia tensional transversal entre zonas de presa de diferente altura en cerradas con acusada forma en V, planta curva o disposición de un cimiento heterogéneo o cámaras interiores en el cuerpo de presa para el alojamiento de los equipos de operación y auscultación. Algunas solicitaciones también pueden dar lugar a un comportamiento tridimensional 3D, en especial aquellas cuyo plano de actuación se salga de la perpendicular a la directriz de la presa, como pueda ser la acción sísmica, la retracción, oleaje, etc (US Army Corps of Engineers 2003).

Una presa de gravedad maciza presenta habitualmente una sección transversal con perfil triangular ya que, considerada como bidimensional, la sección de mínima área más lógica frente al empuje hidrostático triangular que constituye la sollicitación principal, es también la forma triangular. La suma de taludes oscila habitualmente entre 0.75 y 0.95 (H/V), relación que suele aumentar con la altura de la presa, de esta manera el talud del paramento aguas arriba suele tener un valor entre 0 y 0.10, mientras que el de aguas abajo varía entre 0.70 y 0.90. La sección triangular suele ser rematada con un trapecio, una de cuyas bases se utiliza para el paso de vehículos por coronación.

Las presas de gravedad presentan normalmente planta recta, aunque a veces pueden disponer directriz ligeramente curva, pero no lo suficiente para que las compresiones generadas por el efecto arco sean consideradas en la seguridad.

El material empleado en su construcción es hormigón en masa de baja permeabilidad para disminuir la circulación del agua a su través. Según el procedimiento de colocación en obra, puede tratarse de hormigón vibrado convencional o bien, hormigón compactado con rodillo (HCC) de tecnología más moderna. En las de hormigón convencional se disponen juntas entre bloques que distan entre sí unos 15 metros para absorber efectos de retracción y dilatación, causados por variaciones de temperatura estacional y asentamientos diferenciales. Las de hormigón compactado permiten mayor separación entre juntas por las características del material (BUREAU OF RECLAMATION 1987).

El órgano de desagüe fundamental para laminación de avenidas y evitar el sobrevertido por coronación es el aliviadero, siendo lo más usual que éste sea dispuesto sobre el mismo cuerpo de la presa, de ahí que también se les denomine presas-vertedero.

En cuanto a requerimientos, las presas de gravedad exigen, en cuanto a la cimentación se refiere, la presencia de roca sana a una profundidad razonable, capaz de resistir las cargas transmitidas sin excesivas deformaciones y con permeabilidad moderada al objeto de limitar las pérdidas por filtraciones y las subpresiones (Vallarino 2006). Los requisitos de resistencia del cimiento en este caso son inferiores a los de las tipologías de presas arco y superiores a los de las presas de materiales sueltos. Ahora bien, mientras que la segunda condición puede no ser un requerimiento según el objeto de la presa (por ejemplo para presas de laminación o recarga no sería estrictamente necesario), la primera es crucial para la estabilidad.

### 2.1.2 Modos de fallo

Entre los modos de fallo, o aquellos mecanismos por los que se produce la ruina de la presa o que ésta deje de prestar su función, cabe mencionar que para las presas de gravedad los más usuales son los siguientes (Altarejos García 2009): deslizamiento en el contacto presa-cimiento,

deslizamiento profundo en el cimiento, deslizamiento de parte del cuerpo de presa a través de una junta horizontal, fisuración en el cuerpo de presa, rotura tensional en la presa, rotura tensional en el cimiento, erosión en el pie de aguas abajo y rotura por colapso de equipos hidromecánicos.

Otros modos de fallo que también pueden provocar el colapso de las presas de hormigón y que recientemente están cobrando cierto protagonismo por diversos motivos son debidos a actos de sabotaje y falta de mantenimiento (FEMA 2007).

De manera más teórica el concepto de modo de fallo está estrechamente vinculado al comúnmente conocido como estado límite de una estructura. Con este concepto puede describirse el comportamiento de una estructura en referencia a unos estados límites que separan estados deseables respecto de no deseados. O con otras palabras, aquellas situaciones que de ser superadas la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada. Los estados límite pueden ser de varios tipos (MF 2008).

- Estado límite último, corresponde con la situación en que la estructura soporta la máxima sollicitación que es capaz de soportar, o de forma equivalente, se ve sometida a la deformación o tensión máxima, un instante previo a su rotura.
- Estado límite de servicio, hace referencia a que la respuesta de la estructura frente a sollicitaciones normales excede ciertos umbrales límite. No implica la rotura de la estructura aunque pueden haber daños o reparos que impidan a la estructura prestar su función en determinadas condiciones. Ejemplos comunes son fatiga del material excesiva fisuración, deformación, vibración, etc.
- Estado límite de durabilidad, cuando el fallo se produce antes de alcanzarse la vida útil de la estructura, como consecuencia de que los procesos de degradación de los materiales resistentes alcancen el grado suficiente como para que impidan que la estructura se comporte de acuerdo a las hipótesis con las que ha sido proyectada.

Es decir, un modo de fallo es un estado límite último, normalmente irreversible, que se identifica con cualquier mecanismo que puede provocar el colapso de la presa o de su cimiento, total o parcialmente, y origina que ésta deje de cumplir de forma satisfactoria alguno de los objetivos para los que ha sido concebida. Los procedimientos que actualmente se utilizan para evaluar y gestionar la seguridad de las presas requieren la identificación de unos modos de fallo específicos y bien definidos. Un determinado modo de fallo queda descrito cuando se estipula el mecanismo concreto de rotura y los agentes o causas que lo provocan. Con respecto al origen de los posibles desencadenantes puede ser muy diverso, siendo los más comúnmente conocidos:

- Avenidas

- Deterioro del cimiento por disolución o arrastre del material
- Deslizamiento de laderas
- Sismos
- Incendios, fuego
- Ciclos hielo-deshielo
- Acción del hielo
- Efectos térmicos
- Aguas agresivas en el embalse
- Ataques al hormigón por sulfatos
- Envejecimiento del hormigón
- Vandalismo o sabotajes

La observación del comportamiento de las presas ha permitido ir identificando una serie de modos de fallo característicos, unos comunes a todas las tipologías de presas y otros particulares para un determinado tipo (gravedad, materiales sueltos, bóveda, etc.) e incluso dentro de cada tipo cabe diferenciar modos característicos de fallo por subtipos (por ejemplo dentro del tipo de materiales sueltos las construidas con núcleo de arcilla o pantalla bituminosa). La comunidad presística ha ido definiendo con ayuda de modelos matemáticos y físicos, cada vez con más detalle, los posibles modos de fallo estableciendo para muchos de ellos los márgenes de seguridad que existen en función de los valores de los parámetros físicos que gobiernan el mecanismo de rotura utilizado (ICOLD 2011).

Para enumerar y describir brevemente los posibles modos de fallo conviene establecer cierta clasificación que permita formar grupos que tengan alguna característica común. En ese sentido, los anteriormente enumerados pueden agruparse en los siguientes:

- Modos de fallo que conducen al desbordamiento por coronación u otros mecanismos erosivos por flujos de agua superficial. Dentro de este grupo se encasillarían aquellos que pueden conducir a la rotura de la presa por fallo mecánico de las compuertas, fallo en la operatividad de los desagües de fondo o simplemente la ocurrencia de una avenida de mayores dimensiones (volumen y/o caudal punta) que la que pueda desaguar con seguridad el sistema de alivio. Este grupo tiene por denominador común la seguridad hidrológico-

hidráulica, y es sabido por la experiencia acumulada que este conjunto de modos de fallo es el que ha conducido a mayor número de roturas, accidentes e incidentes de presas.

- Modos de fallo que llevan a la rotura estructural del cuerpo de presa o cimiento. Las formas o maneras concretas en los que la estructura de una presa o su cimiento puede fallar son muy variadas. Dentro de este gran grupo se incluyen los que implican no solo al cimiento de la propia estructura sino a las laderas del embalse. Se denomina a este gran grupo bajo el nombre de modos de fallo que afectan a la seguridad estructural. Uno de los aquí incluidos es deslizamiento presa-cimiento o deslizamiento de parte del cuerpo de presa a través de un junta horizontal o rotura tensional, que es precisamente objeto de esta tesis doctoral.
- Modos de fallo que afectan a los equipos, instalaciones, accesos y comunicaciones. Puede comprenderse, dada la gran cantidad de posibles elementos considerados, que existe un gran número de modos de fallo que afectarían a la operatividad. Un ejemplo de este tipo es la rotura por colapso o la apertura indebida de las compuertas del aliviadero.

Cimiento	<p>Pérdida de resistencia bajo acciones permanentes o variables.</p> <p>Erosión interna o disolución</p> <p>Envejecimiento de la pantalla de impermeabilización.</p> <p>Obturación del sistema de drenaje</p>
Cuerpo de presa	<p>Reacciones químicas del hormigón (con el agua del embalse u otros)</p> <p>Pérdida de resistencia bajo acciones permanentes o variables.</p> <p>Meteorización, fisuración o cuarteado del hormigón</p> <p>Envejecimiento de las juntas de bloque y del hormigón del paramento de aguas arriba</p> <p>Deslizamiento o vuelco</p>

*Tabla 2-1. Algunos procesos que pueden llevar a modos de fallo en presas de gravedad (Elaboración propia)*

Los modos de fallo hidrológico-hidráulico quedan bien descritos y analizados en las Guías Técnicas de Seguridad de Presas referidas en el epígrafe 2.3. Dentro del gran grupo de los modos de fallo de tipo estructural conviene hacer mayor distinción clasificándolos en subgrupos de mayor detalle. Para ello es útil además distinguir las estructuras por su tipo; así es frecuente agrupar con este propósito, al menos, los tipos de estructuras siguientes:

- Presas de materiales sueltos.
- Presas de fábrica.
- Laderas del embalse.
- Aliviaderos y cuencos.
- Túneles de desvío, tomas y/o desagües.

En el caso de las presas de gravedad algunos de los procesos que pueden deteriorar la condición de la presa e iniciar consecuentemente un modo de fallo si no se toman las medidas oportunas, figuran en el siguiente cuadro donde se ha distinguido el elemento de ocurrencia, es decir, si se producen en el cimiento o estribos del terreno de apoyo o en el cuerpo de la presa.

### 2.1.3 Solicitaciones

Dada la forma de trabajo de las presas de gravedad las solicitaciones sobre éstas pueden considerarse aplicadas aisladamente sobre cada bloque (ver epígrafe 2.1.1). Las solicitaciones denominadas fuerzas activas actuantes generarán unas reacciones que son fuerzas pasivas que las contrarrestan, debiendo encontrarse el conjunto en equilibrio estático de fuerzas y momentos por la primera ley de Newton.

En base a lo anterior, para evaluar las solicitaciones y reacciones actuantes basta con considerar una rebanada transversal de la presa dado el carácter bidimensional de comportamiento de las presas de gravedad.

Las solicitaciones pueden presentar un valor fijo (por ejemplo el peso propio, aunque éste depende de la densidad del hormigón que puede no ser perfectamente conocida), o disponer una cierta variabilidad en función de su probabilidad de ocurrencia, como es el caso del empuje hidráulico, la acción sísmica o el oleaje, o adoptar valores correspondientes a dos situaciones de referencia, por ejemplo la acción de la subpresión con drenes eficaces o con drenes ineficaces.

Por otro lado, para el desarrollo que sigue es necesario definir los conceptos de nivel máximo normal (N.M.N.), nivel de la avenida de proyecto (N.A.P.) y nivel de la avenida extrema (N.A.E.), de acuerdo con el Reglamento Técnico de seguridad (MOPU 1996):

- Nivel máximo normal (N.M.N.): es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en un régimen normal de explotación.

- Nivel para la avenida de proyecto (N.A.P.): es el máximo nivel que se alcanza en el embalse, considerando su acción laminadora, cuando recibe la avenida de proyecto.
- Nivel para la avenida extrema (N.A.E.): es el máximo nivel que se alcanza en el embalse si se produce la avenida extrema, habida cuenta la acción laminadora del mismo.

siendo la avenida de proyecto la máxima avenida que debe tenerse en cuenta para el dimensionado de los órganos de desagüe de la presa, y la avenida extrema la mayor que la presa puede soportar en un escenario límite, al que puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura, si bien con ciertos daños admitiendo márgenes de seguridad más reducidos.

#### 2.1.3.1 Clasificación

Según la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 2 (CNEGP 2002), las solicitaciones que pueden afectar a una presa son:

- Peso propio (P)
- Empuje hidráulico (Ew)
- Presión intersticial. Subpresión (S)
- Efecto sísmico
- Variación térmica
- Empuje de los sedimentos (L)
- Acción del oleaje
- Acción del hielo (Ic)
- Otras solicitaciones (retracción, hinchamiento, etc.)

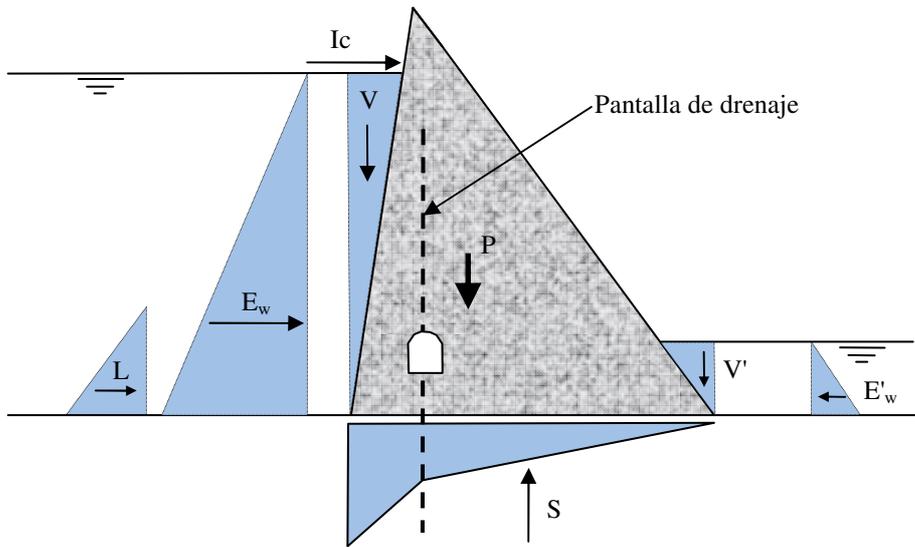


Figura 2.1- Algunas solicitaciones estáticas que pueden aplicarse sobre una presa de gravedad

En la figura adjunta pueden apreciarse esquemáticamente la posición y carácter puntual o distribuido de cada una.

En cada caso, en función de la ubicación de la presa y sus características particulares, se deberán tener en cuenta las solicitaciones presentes o que tengan una cierta probabilidad de presentarse y que resulten significativas por su influencia en el comportamiento de la estructura.

El siguiente cuadro, obtenido de la guía mencionada, clasifica por su carácter y desde el punto de vista de su probabilidad de ocurrencia, las solicitaciones como normales, accidentales y extremas.

NORMAL	ACCIDENTAL	EXTREMA
Peso Propio	-	-
Empuje hidráulico		
Subpresión		-
-	Efecto sísmico	
Variación térmica	-	-
Empuje sedimentos	-	-
Acción del oleaje		
Acción del hielo	-	-

Tabla 2-2. Carácter de las solicitaciones sobre una presa (CNEGP 2002)

Como puede observarse, existen solicitaciones que deben ser consideradas en diferentes categorías y esto es debido a los distintos escenarios en que pueden presentarse. De esta manera,

el empuje hidrostático del agua del embalse debe considerarse situado en el nivel máximo normal (NMN) para el escenario normal, en el nivel de la avenida de proyecto (NAP) para el escenario accidental y, en el nivel de la avenida extrema (NAE) para el escenario extremo.

Es bien conocido que la subpresión o empuje subvertical ascendente debida a la presión hidráulica del agua que fluye bajo la base de apoyo de una presa origina un efecto desfavorable, desestabilizador y que debe ser tenido en cuenta para valorar la estabilidad al deslizamiento en presas de gravedad, dado que puede generar una fuerza vertical significativa y contribuir al vuelco de la presa sobre el pie de aguas abajo y disminuir su resistencia friccional. Es muy interesante tener una perspectiva de cómo el concepto de esta fuerza ha ido cambiando a lo largo de la historia presística a fuerza de los accidentes habidos por su desconocimiento y que dieron lugar a diversos criterios de dimensionamiento como el de Levy, Langlois, Lieckfield, Link y Kammuller. Realmente la subpresión se debe a un proceso de avance de la saturación y generación de presiones intersticiales a través del medio discontinuo del hormigón, es decir por sus fisuras pero también por el medio poroso continuo sin discontinuidades, lo que la convierte en una cuestión interesante y compleja, investigada por Terzaghi, Leliavsky y Fillunger pero no fue hasta 1975 cuando Bažant realiza estudios que arrojan definitivamente luz al fenómeno y llega a conclusiones hasta ese momento sólo confirmadas por la experiencia (Bažant 1975).

En otro orden, el efecto sísmico por obvios motivos nunca puede considerarse en un escenario normal y, fuera de éste, puede ser clasificado como accidental o extremo dependiendo de su intensidad. A este respecto hay que indicar que la caracterización de la geografía española en cuanto a su sismicidad ha ido evolucionando a la luz de las distintas normativas sismo-resistentes, por lo que ha de verificarse la caracterización sísmica del emplazamiento de la presa según la norma sismorresistente NCSE-02 (MF 2002) en vigor y, en su caso, una nueva definición de las aceleraciones de cálculo de sismos de diseño.

Por su lado, la situación considerada de normalidad para contrarrestar la subpresión se produce cuando el sistema pantalla de impermeabilización-drenaje funciona correctamente, y ello ocurre cuando se dan unos supuestos de reducción mínima de la subpresión en la cimentación de la presa. En otro caso, cuando este sistema no proporciona las reducciones necesarias se debe considerar que se trata de una situación accidental. Sin embargo el funcionamiento incorrecto de la pantalla de drenaje no puede considerarse como una situación extrema.

Con respecto al oleaje puede distinguirse el debido al viento que debe considerarse como un escenario normal y el debido a una acción sísmica (accidental o extrema). La Guía Técnica nº 2 de Seguridad de Presas (CNEGP 2002) propone la siguiente formulación para la estimación de solicitaciones debidas al oleaje. El oleaje produce sobre la presa dos efectos:

- Acción dinámica debido al impacto de las olas sobre el paramento de la presa.

- Sobreelevación del nivel del agua junto al paramento de la presa, con el consiguiente incremento del empuje hidrostático.

Ambas solicitaciones dependen principalmente de la intensidad, persistencia y dirección del viento dominante que produce el oleaje y del *fetch* o máxima distancia entre la presa y la costa del embalse medida en la dirección del viento. Generalmente la acción del oleaje tiene una importancia escasa en cuanto a su influencia sobre la estructura, aunque en algunos casos puede resultar significativa y debe tenerse en cuenta. Para acotarla, a falta de mejores datos, se puede calcular la amplitud del oleaje  $A$  expresado en metros la fórmula de Stevenson simplificada:

$$A = 0,76 + 0,34 \cdot F^{0,50} - 0,26 \cdot F^{0,25} \quad (2-1)$$

donde  $F$  es el *fetch* expresado en kilómetros.

Ahora bien la sobreelevación respecto al nivel del embalse y para el cálculo de los resguardos se toma  $h = 4/3 A$ , debido a que por una parte la onda es asimétrica, estando la línea de nodos a  $2/3$  de la cresta y  $1/3$  del vientre y, por otra parte, a que al producirse el choque contra el paramento la onda sufre una reflexión que duplica la sobreelevación.

En cambio la altura considerada para la sobreelevación en el cálculo de estabilidad en situación normal y que se suma a la altura de la carga hidráulica se debe considerar  $h = 2/3 A$ , con el consiguiente incremento del empuje hidrostático, no así el de la subpresión.

Por otro lado la altura de ola en avenida debe tomarse menor, considerando la probabilidad de simultaneidad de avenida y oleaje. Se recomienda, en general, tomar una altura de ola en avenida del orden del 70% de la altura de ola máxima debido a la muy reducida probabilidad de concurrencia de la punta de avenida y el viento.

Para estimar la acción del oleaje debida al sismo a falta de mejores datos la altura de ola sísmica en metros puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$A = \frac{K \cdot T \cdot \sqrt{gH}}{2\pi \cdot g} \quad (2-2)$$

siendo:

- $K$ : aceleración sísmica horizontal máxima (m/s<sup>2</sup>)
- $T$ : período natural del terremoto en segundos
- $H$ : altura máxima del embalse en metros

### 2.1.3.2 Combinación

En cuanto a las combinaciones de las solicitaciones de cálculo, la Guía nº 2 (CNEGP 2002) que desarrolla el Reglamento Técnico, propugna tres categorías de situaciones: Normales,

Accidentales y Extremas, y dentro de éstas 3 casos para las situaciones normales, cuatro casos para las situaciones accidentales y 3 casos para las situaciones extremas, dando lugar a diez casos posibles en total, según se recogen en el siguiente cuadro.

Situación		Caso	SOLICITACIONES														
			Peso Propio	Efecto Térmico	Empuje Hidrostático			Subpresión		Efecto Sísmico		Acción Oleaje o empuje hielo				Empuje Sedimentos	
					NMN	NAP	NAE	Drenes Eficaces	Drenes Ineficaces	TP	TE	Ola NMN	Ola NAP	Ola NAE	Ola Sísmica		
SITUACIONES NORMALES	Embalse vacío (N1)	N11	⊗														
		N12	⊗	⊗													
	Embalse lleno (N2)	N2	⊗	⊗	⊗			⊗				⊗				⊗	
SITUACIONES ACCIDENTALES	Embalse vacío (A1)	A11	⊗	⊗						⊗							
		Embalse lleno (A2)	A21	⊗	⊗		⊗		⊗				⊗				⊗
			A22	⊗	⊗	⊗			⊗				⊗				
		A23	⊗	⊗	⊗			⊗		⊗					⊗	⊗	
SITUACIONES EXTREMAS	Embalse vacío (E1)	E11	⊗	⊗							⊗						
		Embalse lleno (E2)	E21	⊗	⊗			⊗	⊗						⊗		⊗
			E22	⊗	⊗	⊗			⊗			⊗				⊗	⊗

Tabla 2-3. Combinación de solicitaciones para el cálculo de presas. Elaboración propia a partir de (CNEGP 2002).

Con anterioridad, la Instrucción de Grandes Presas también considera diferentes combinaciones de solicitaciones para distintos escenarios entre los que existe vinculación con los del Reglamento; a tal efecto se quiere destacar lo siguiente:

- Las situaciones que el Reglamento establece como normales se corresponden a aquellas en que la presa se encuentra hasta su nivel máximo normal (N.M.N). La situación A2 (embalse en su nivel máximo normal) de la Instrucción, según la Guía Técnica nº2 (CNEGP 2002) se corresponde con la situación N21.
- Entre las situaciones accidentales se encuentran las siguientes: elevación del nivel de embalse hasta el nivel de avenida de proyecto (NAP), aumento anormal de las presiones intersticiales, acciones sísmicas, empuje del hielo, acción del oleaje y otras. Se corresponde con las situaciones B21, ineficacia de drenes (situación A22 de la guía mencionada), B22 sismo de proyecto TP, (situación A23 de la guía) y B23 embalse en

su nivel de avenida de proyecto de la Instrucción (se corresponde con la A21 de la guía).

- Las situaciones extremas son las producidas debido a que la presa se encuentra en su nivel de avenida extrema (NAE) o sobreelevación extraordinaria por rotura de compuertas (se corresponde con la situación E21 de la guía nº 2). También pueden ser las producidas por situaciones de disminuciones anómalas y generalizadas de resistencias. Además la Guía nº 2 establece la situación E22, para empuje NMN, y sismo extremo TE.

Las equivalencias de las combinaciones entre la Instrucción de Presas y la Guía nº 2 del Reglamento son las siguientes:

<i>Combinación</i>	<i>Instrucción</i>	<i>RTSPE</i>
Embalse vacío y efecto térmico	A1	N12
Embalse lleno al máximo nivel normal: peso propio, empuje hidrostático, presión intersticial, empuje de los aterramientos, empuje del hielo o de las olas producidas por el viento y variaciones de temperatura.	A2	N2
Embalse vacío, efecto térmico y sísmico.	B11	A11
Embalse lleno al máximo nivel normal: peso propio, empuje hidrostático, presión intersticial con drenes ineficaces, empuje de los aterramientos, empuje del hielo o de las olas producidas por el viento y variaciones de temperatura.	B21	A22
Embalse lleno al máximo nivel normal: peso propio, empuje hidrostático, presión intersticial, empuje de los aterramientos, empuje del hielo o de las olas producidas por el viento, variaciones de temperatura y efecto sísmico.	B22	A23
Embalse lleno al nivel de la avenida de proyecto: peso propio, empuje hidrostático, presión intersticial, empuje de los aterramientos, empuje de las olas producidas por el sismo y variaciones de temperatura.	B23	A21
Embalse vacío, efecto térmico y sísmico extremo.	-	E11
Embalse lleno al nivel de la avenida extrema: peso propio, empuje hidrostático, presión intersticial, empuje de los aterramientos, empuje de las olas producidas por el viento y variaciones de temperatura		E21
Embalse lleno al máximo nivel normal: peso propio, empuje hidrostático, presión intersticial, empuje de los aterramientos, empuje del hielo o de las olas producidas por el sismo, variaciones de temperatura y efecto sísmico extremo.	-	E22

Tabla 2-4. Equivalencias de combinación de solicitaciones entre Instrucción y Reglamento. Elaboración propia.

#### Situación normal A2 (N2)

Corresponde con situación del embalse a NMN, presa sometida a las acciones de peso propio, empuje, subpresión, ola máxima a nivel normal del embalse, aterramientos, hielo y temperatura. Se supone drenes eficaces y cohesión en caso de haberlos. No se suele considerar el empuje pasivo del terreno para mantenerse del lado de la seguridad.

La ley de subpresiones se considera triangular, presentando en los pies de aguas arriba y aguas abajo como valor la altura de agua existente en dicho punto en las condiciones e hipótesis consideradas y, a lo largo del cimiento, con una reducción en la pantalla de drenaje de un tercio de su valor teórico.

#### Situación accidental B21 (A22)

Corresponde con situación del embalse a NMN, presa sometida a las acciones de peso propio, empuje, subpresión, ola máxima a nivel normal del embalse, aterramientos, hielo y temperatura. Se supone drenes ineficaces y cohesión.

La ley de subpresiones adoptada es trapecial con los valores del calado de agua correspondientes en el pie de aguas arriba y aguas abajo de la presa.

#### Situación accidental B22 (A23)

Corresponde con situación del embalse a NMN, presa sometida a las acciones de peso propio, empuje, subpresión, efecto sísmico de proyecto, ola sísmica, aterramientos, hielo y temperatura. Se supone drenes eficaces y acción contribuyente de la cohesión. La ley de subpresiones se considera triangular presentando en los pies de aguas arriba y aguas abajo como la altura de agua existente en dicho punto en las condiciones e hipótesis consideradas, y con una reducción en la pantalla de drenaje de un tercio de su valor teórico.

#### Situación accidental B23 (A21)

Corresponde con situación del embalse a NAP, presa sometida a las acciones de peso propio, empuje, subpresión, ola máxima a nivel extremo del embalse, aterramientos, hielo y temperatura. Se supone drenes eficaces y cohesión.

La ley de subpresiones se considera triangular presentando en los pies de aguas arriba y aguas abajo como valor la altura de agua existente en dicho punto en las condiciones e hipótesis consideradas y, a lo largo del cimiento, con una reducción en la pantalla de drenaje de un tercio de su valor teórico.

#### Situación extrema (E21)

Corresponde con situación del embalse a NAE, presa sometida a las acciones de peso propio, empuje, subpresión, ola máxima a nivel extremo del embalse, aterramientos, hielo y temperatura. Se supone drenes eficaces y cohesión.

La ley de subpresiones se considera triangular presentando en los pies de aguas arriba y aguas abajo como valor la altura de agua existente en dicho punto en las condiciones e hipótesis consideradas y con una reducción en la pantalla de drenaje de un tercio de su valor teórico.

#### Situación extrema (E22)

Corresponde con situación del embalse a NMN, presa sometida a las acciones de peso propio, empuje, subpresión, efecto del sismo extremo, ola sísmica, aterramientos, hielo y temperatura (estas dos últimas no se considerarán). Se supone drenes eficaces y cohesión.

La ley de subpresiones se considera triangular presentando en los pies de aguas arriba y aguas abajo como valor la altura de agua existente en dicho punto en las condiciones e hipótesis consideradas y con una reducción en la pantalla de drenaje de un tercio de su valor teórico.

### 2.1.4 Factores estructurales

Toda presa de gravedad para que sea segura debe cumplir como mínimo y en todo momento dos condiciones: *Estabilidad* y *resistencia*. La estabilidad se refiere a la capacidad que dispone la presa como sólido rígido para mantenerse en equilibrio cuando es sometida a solicitaciones exteriores, donde la condición de equilibrio debe verificarse tanto para el *deslizamiento* como para el *vuelco*.

El fallo por deslizamiento se produce básicamente por la pérdida del equilibrio de la presa que es movilizada por las fuerzas desestabilizantes en un movimiento de traslación (ver epígrafe 2.6.1). En el caso del vuelco el fallo se produce por la pérdida del equilibrio de la presa que es movilizada por las fuerzas desestabilizantes en un movimiento de rotación pivotando en el pie de aguas abajo (ver epígrafe 2.6.2).

En el caso de las presas de gravedad la sección triangular suele ser normalmente la condición de *deslizamiento* más restrictiva por el motivo que luego se expone. Por su lado, la *resistencia* implica que cualquier parte de la estructura ha de ser capaz de soportar el nivel tensional a que se ve sometida sin llegar a la rotura del material (hormigón o roca), aunque puede admitirse algunas zonas fisuradas en la estructura en las cuales se ha llegado a la rotura por tracción, sin que por ello se comprometa la seguridad del conjunto.

Estas condiciones han de verificarse además con los márgenes de seguridad que establece la normativa aplicable y que suelen estar en función del escenario en que pueda encontrarse la presa, es decir, situación normal, accidental o extrema y sus correspondientes solicitaciones. Dado que los coeficientes de seguridad decrecen según el orden de los anteriores escenarios también se reduce el margen de seguridad conforme a aquellos.

Hay que puntualizar que en las presas de gravedad de hormigón la comprobación de ambas condiciones responde a un cálculo bidimensional por los motivos ya comentados (ver apartado 2.2.1).

En las presas de gravedad antiguas la condición de no vuelco quedaba asegurada porque en el dimensionamiento históricamente se ha exigido que no hubieran tracciones para las solicitaciones normales en el contacto presa-cimiento del paramento de aguas arriba. Suponiendo que la distribución de tensiones sea lineal, esta condición es equivalente a imponer que la resultante de la reacción del cimiento incida en el tercio central de la base, lo que a su vez es una condición más restrictiva a que la presa vuelque pivotando en el pie de aguas abajo, dado que el vuelco se produce precisamente cuando la reacción incide sobre dicho pie. Por tal motivo esta comprobación no suele figurar siempre en los análisis de seguridad de este tipo de presas. Sin embargo, a medida que el paramento de aguas arriba se inclina en detrimento del de aguas abajo la presa va incrementando su vulnerabilidad al vuelco.

En efecto, cabe mencionar que las secciones triangulares con paramento de aguas arriba vertical o sub-vertical presentan en general un comportamiento resistente equiparable frente al vuelco y al deslizamiento (Vallarino 2006). Para una misma altura de presa, a medida que la forma de la sección tiende el paramento de aguas arriba y hace más vertical el de aguas abajo conservando la magnitud del área de la sección de hormigón, se gana en estabilidad al deslizamiento y se pierde al vuelco. Esto es debido a que el peso de la cuña de agua que gravita sobre el paramento de aguas arriba contribuye significativamente con las fuerzas estabilizadoras en la ecuación de Mohr-Coulomb. Sin embargo se origina también un desplazamiento de la reacción del cimiento hacia aguas abajo al trasladarse el centro de gravedad de la presa en esa dirección, lo que conlleva una pérdida de momento estabilizante debido al peso propio que no es compensado por el nuevo momento generado por la cuña de agua sobre el paramento de aguas arriba y que finalmente provoca una reducción del momento estabilizante frente al momento volcador.

El equilibrio existente entre ambas estabilidades que presenta la sección triangular con paramento aguas arriba vertical o próximo justifica su elección a lo largo de la historia presística; y el pequeño talud aguas arriba ha sido adoptado, entre otros motivos, para incrementar el equilibrio entre la estabilidad al vuelco y al deslizamiento. Además existen otros motivos que justifican esta pequeña inclinación del paramento, como pueda ser la mayor separación de la cortina de drenes del paramento con la carga de agua, o simplemente el efecto estético ya que da sensación de que éste no se encuentra en desplome.

La relativa baja resistencia a la tracción del hormigón es el principal motivo por el cual la fisuración es un fenómeno común en las presas de gravedad. No obstante, son muy variadas las causas que contribuyen a la fisuración de las presas y muchas de éstas actúan simultáneamente y provocan efectos sinérgicos. De forma general, las causas más importantes de la fisuración son (CNEGP 2002):

- **Diseño inadecuado:** Aparte de que pueda llevar a un estado tensional excesivo debido a la insuficiencia de la sección resistente, se proyectan algunas veces geometrías inadecuadas, como puedan ser llaves de cortante, esquinas, ángulos demasiados pronunciados donde se generan concentración de tensiones y finalmente fisuración.
- **Método constructivo inapropiado:** Puesta en obra inadecuada, tratamiento defectuoso las juntas del hormigón o curado inadecuado después de su puesta en obra.
- **Problemas en el material:** Cambios de volumen por retracción, fluencia, calor de hidratación o reacción álcali-árido.
- **Comportamiento estructural:** Estado tensional inducido por las solicitaciones (carga hidráulica, subpresión, sismo, efecto térmico, asientos diferenciales).

Sin embargo, no todas las fisuras tienen la misma importancia o peligrosidad y hay que hacer la distinción de que las solicitaciones como la retracción por la pérdida del agua y disipación del calor de fraguado o la fluencia constituyen un proceso común y no se consideran por lo general una amenaza para la seguridad de las presas de gravedad, dado que estas fisuras por su naturaleza no suelen llevar asociados mecanismos de rotura de las presas en la mayoría de los casos.

Los efectos de la retracción y térmicos están claramente amortiguados por las juntas transversales en el eje longitudinal de la presa y en esa dirección no suelen presentar problemas. Por el contrario, en la dirección transversal, dependiendo de la envergadura de la presa y de si esta dispone el paramento de aguas arriba con una cierta inclinación, sí puede haberlos. En efecto, en dichas presas, más aún si éstas están cimentadas en rocas con un módulo de deformación longitudinal inferior al 50% del correspondiente al hormigón del cuerpo de presa, se pueden producir fuertes tracciones horizontales debidas a la retracción de hormigón, pérdida del calor del fraguado o asientos diferenciales, dando lugar a agrietamientos verticales bien desarrollados. Estas tracciones surgen, en situación de embalse vacío, como consecuencia de un reparto tensional del peso en la base que sobrecarga los extremos de la sección en detrimento de la zona central, dada la flexibilidad del cimientto. Dicha situación se agrava cuando desciende la temperatura y se produce la retracción del hormigón, al coartar el cimientto el libre movimiento de la base. Por ello en presas de gran envergadura puede ser precisa la realización de juntas longitudinales (CNEGP 2002).

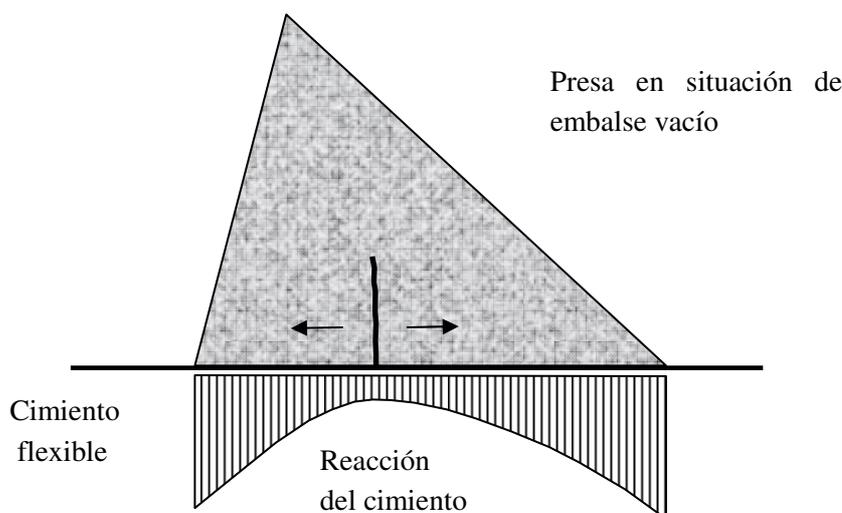


Figura 2.2- Esquema de un mecanismo de fisuración debido a múltiples factores (CNEGP 2002)

Por otro lado, las fisuras que penetran profundamente en el cuerpo de presa causadas por un estado tensional o deformacional excesivo y que normalmente son el resultado de la aplicación de acciones externas, de la existencia de un cimiento excesivamente deformable o de la expansión en el volumen del material provocado por una reacción álcali-árido, hay que tenerlas muy en cuenta en el análisis de la seguridad ya que pueden ser el origen del colapso de la estructura.

Ahora bien, de forma práctica para la comprobación de que no se producen fisuras, el criterio seguido por los técnicos encargados de llevar a cabo los informes de seguridad consultados se limitan a evaluar la comprobación de resistencia de todo el cuerpo de la presa (ver epígrafe **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

Muchos de estos factores estructurales conforman el esqueleto de los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad que con carácter periódico obliga la legislación española vigente (Fullana Montoro 2011):

## 2.2 Normativa española sobre seguridad de presas

A modo de resumen se presentan a continuación, de forma sucinta, las normas básicas de seguridad de presas y embalses de mayor calado que se han ido introduciendo de forma progresiva durante las últimas décadas en la legislación española, rango normativo y en el ámbito de aplicación.

- En 1967 se aprueba la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas, que aún sigue vigente para determinadas presas.

- La “Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones”, fija las bases para la Clasificación de las Presas y la redacción de los Planes de Emergencia, aprobada en 1994 por acuerdo del Consejo de Ministros (MJI 1995).
- En 1996 se aprueba el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (MOP 1967).
- En el año 2005 la Ley 11/2005 introduce en el texto refundido de la Ley de Aguas un artículo 123.bis relativo a la seguridad de las presas y embalses, posteriormente desarrollado mediante el Real Decreto 9/2008, de 11 de enero de modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico. En éste se incluye un nuevo título VII, relativo a la seguridad de presas y embalses, que recoge la necesidad de contemplar la gestión del riesgo como un elemento de la seguridad, siguiendo el ejemplo de algunos de los países más desarrollados del mundo. Conviene esta nueva reglamentación en el desarrollo de unas Normas Técnicas de Seguridad, que en el momento de la redacción de esta tesis doctoral se encuentran en trámite de aprobación.

El Reglamento Técnico de seguridad de presas y embalses es en la actualidad el documento de referencia que fija en España los criterios de seguridad que han de tenerse en cuenta para prevenir y limitar los riesgos potenciales de este tipo de infraestructuras frente a la rotura, avería grave o funcionamiento incorrecto, al objeto de evitar daños a las personas, bienes y al medio ambiente. En esta línea el grado de seguridad para cada presa responde a la clasificación del riesgo (A, B o C), lo que está estrechamente vinculado al límite de riesgo aceptable por la sociedad. Además el Reglamento precisa los cometidos que comprende la función de vigilancia e inspección de la seguridad de presas y embalses y establece la coordinación de actuaciones con las propias de la protección civil y, en especial con la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones aprobada por Acuerdo del Consejo de Ministros de 9 de diciembre de 1994.

El Reglamento Técnico establece por tanto la obligatoriedad de redactar los documentos relativos a la Clasificación ante el riesgo potencial de rotura o funcionamiento incorrecto, Plan de Emergencia, Normas de Explotación, Revisiones de Seguridad e Informes Anuales.

De entre ellos se quiere destacar la relevancia de los informes de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de los que ya se ha hecho referencia (epígrafe 3.8.2) por ser la fuente principal de información utilizada para la aplicación de la metodología propuesta. El Reglamento establece una periodicidad de cinco años para las revisiones de seguridad cuando la clasificación de la presa frente al riesgo potencial sea de categoría A o B.

Por su lado el Real decreto 9/2008, aunque en vigor a efectos prácticos no es de aplicación puesto que las normas de obligado cumplimiento están pendientes de aprobación en la fecha de redacción del presente documento. Las Normas de las que hay disponibles borradores son las siguientes:

- b) Norma Técnica de Seguridad para la clasificación de las presas y para la elaboración e implantación de los planes de emergencia de presas y embalses.
- c) Norma Técnica de Seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses.
- d) Norma Técnica de Seguridad para la explotación, revisiones de seguridad y puesta fuera de servicio de presas.

Es de destacar que la modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico antes mencionado, por el que se añade un nuevo título relativo a la seguridad de presas embalses y balsas, introduce por primera vez en la legislación española el término *Gestión del Riesgo*, ya que en el preámbulo de dicho decreto se cita textualmente “La Gestión del Riesgo, uno de los aspectos fundamentales que debe abordar un país moderno, es el hilo común de esta modificación del Dominio Público Hidráulico”, fundamentado en que la ingeniería no puede ser ajena a la propia evolución de los valores y las exigencias de la sociedad, que demanda fundamentalmente evaluación y gestión de la seguridad a través del desarrollo de los siguientes puntos:

- Unos niveles de riesgo muy ponderados y en cualquier caso justificados por los beneficios que obtiene a cambio.
- Rigor en el diagnóstico previo a la realización de importantes inversiones, así como participación en el proceso de toma de decisiones de actuación.

### 2.3 Las guías de desarrollo del Reglamento Técnico

El Reglamento Técnico, de acuerdo con la tendencia mundial en la materia y en especial de la de aquellos países de mayor desarrollo tecnológico, abandona la línea de las normas antiguas que proporcionan criterios y cifras concretas para la aplicación taxativa, en favor de principios generales que dejan márgenes para su interpretación, por tanto tiene un carácter mucho más general y abierto que la anterior Instrucción de 1967. De este modo, el Reglamento es un documento genérico que no establece soluciones técnicas concretas para cada una de las fases de desarrollo y utilización de las presas y embalses (redacción del proyecto, construcción, puesta en carga, explotación y puesta fuera de servicio), sino que deja la aplicación concreta al

juicio del titular de la presa. De este modo, se fijan criterios de seguridad a adoptar en todas las anteriores fases, eso sí, atribuyendo al titular de la presa la responsabilidad del estricto cumplimiento de los principios de seguridad.

La generalidad del Reglamento ha dado lugar a que, por parte del Comité Español de Grandes Presas (CNEGP) y la anterior Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas (hoy Dirección General del Agua) del Ministerio del Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, se hayan desarrollado una colección de Guías Técnicas de recomendaciones y criterios concretos de aplicación, que ayudan a los profesionales del sector a conseguir los objetivos exigidos por la normativa y pueden considerarse hasta un complemento esencial y necesario del Reglamento. Sin embargo, estas guías no forman parte de texto legal alguno, no tienen tampoco valor normativo, ni son de obligado cumplimiento siendo potestativo por el titular de la presa su aplicación. A fecha de hoy la relación de guías técnicas elaboradas es la que sigue (Soriano Peña, A., Escuder Bueno, I. 2008):

<b>Guías Técnicas del CNEGP</b>	<b>Año de Publicación</b>
Seguridad de Presas (#1)	2005
Criterios de proyecto de presas y sus obras anejas (aspectos generales y presas de fábrica) (#2.1)	2002
Criterios de proyecto de presas y sus obras anejas (presas de materiales sueltos) (#2.2)	2014
Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales (#3)	1999
Avenida de proyecto (#4)	1997
Aliviaderos y desagües (#5)	1997
Construcción de presas y control de calidad (#6)	1999
Auscultación de las presas y sus cimientos (#7)	2006
Explotación y conservación (Análisis de riesgos) (#8.1)	2013
Aspectos ambientales (#9)	Pendiente

<b>Guías Técnicas de la DGOHCA</b>	<b>Año de Publicación</b>
Clasificación de presas en función del riesgo potencial	1996
Elaboración de los planes de emergencia de Presas	2001
Normas de explotación	Pendiente
Informe anual	Pendiente
Revisión de la seguridad	Pendiente

*Tabla 2-5. Relación de guías de desarrollo del Reglamento Técnico de Seguridad de presas y Embalses. Elaboración propia a partir de (Soriano Peña, A., Escuder Bueno, I. 2008).*

En base a lo anterior en el desarrollo de este documento se hará referencia indistintamente al Reglamento o a las guías de desarrollo cuando se aborden los criterios de seguridad que establece la normativa.

## 2.4 La normativa de seguridad de presas y el riesgo

### 2.4.1 La clasificación de las presas en función de su rotura

La Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el riesgo de inundaciones, aprobada por Consejo de Ministro, establece, por primera vez en la normativa española, disposiciones relativas a la planificación de emergencias ante el riesgo de rotura o avería grave de presas, y entre estas la obligatoriedad de que todas las grandes presas sean clasificadas conforme a las consecuencias de su rotura o funcionamiento incorrecto o riesgo potencial. A tal efecto se pueden distinguir tres tipos basado en la evolución progresiva de los daños potenciales, desde la categoría C hasta la A. (MJI 1995):

- Categoría C: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y solo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso, a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.
- Categoría B: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- Categoría A: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

Esta clasificación debe proponerse por el titular de la presa y aprobarse por la Administración quien podrá, de manera justificada en caso de discrepancia, ordenar su revisión al objeto de que se elabore una nueva propuesta.

Una consecuencia inmediata de esta clasificación es que aquellas presas que incluidas en las categorías A o B deberán disponer de su correspondiente Plan de Emergencia, cuya elaboración será responsabilidad del titular de la presa, como asimismo, la implantación, mantenimiento y actualización.

Una cuestión interesante es saber qué pasos hay que seguir para llegar a la propuesta de clasificación ya que la consideración de las consecuencias tiene relación con el análisis de riesgos.

Otra consecuencia importante de la clasificación es la aplicación de los coeficientes de seguridad recomendados por la guía de desarrollo del Reglamento (CNEGP 2002) para las comprobaciones de la seguridad. De esta manera, diferentes coeficientes de seguridad se aplican

en función de que la presa haya sido clasificada como A, B o C. De esta manera se tiene en cuenta en la seguridad las posibles consecuencias de la rotura o avería grave de la presa.

Como puede observarse por las definiciones de la categoría, aunque los límites inferiores de los términos utilizados de una categoría corresponden con los superiores de la siguiente, se trate de términos subjetivos y en cualquier caso de carácter relativo y por ello interpretables, lo que puede dar lugar a dificultades en la aplicación de la directiva. En este sentido la propia Administración, consciente de este problema, ha editado una guía técnica de Clasificación de Presas en función del Riesgo Potencial para facilitar a los titulares de presas este proceso (MMA 1998), que utiliza básicamente dos criterios que sucintamente se exponen a continuación:

- El elemento esencial para la clasificación es el relativo a la población y a las vidas humanas con riesgo potencial de afección por la hipotética rotura de la presa, por lo que es el primer aspecto que debe ser considerado en el proceso.
- Por interpretación gramatical de las definiciones la evaluación de las consecuencias debe realizarse según umbrales para distintos aspectos (vidas, daños económicos, servicios esenciales) cuya simple superación aislada de tan solo uno de ellos conduce a una clasificación determinada

Un concepto muy importante y necesario para profundizar en la clasificación es la interpretación de *núcleo urbano*, término que según el Instituto Nacional de Estadística, se define como:

*Conjunto de al menos diez edificaciones, que estén formando calles, plazas y otras vías urbanas. Por excepción, el número de edificaciones podrá ser inferior a 10, siempre que la población de derecho que habita las mismas supere los 50 habitantes. Se incluyen en el núcleo aquellas edificaciones que, estando aisladas, distan menos de 200 metros de los límites exteriores del mencionado conjunto, si bien en la determinación de dicha distancia han de excluirse los terrenos ocupados por instalaciones industriales o comerciales, parques, jardines, zonas deportivas, cementerios, aparcamientos y otros, así como los canales o ríos que puedan ser cruzados por puentes*

El siguiente paso para concretar la categoría A es dilucidar lo que se entiende por *afección grave* a un núcleo urbano, y a este respecto la guía identifica afección grave a un núcleo urbano aquella que afecte a más de cinco viviendas habitadas y represente riesgo para las vidas de los habitantes, en función del calado y la velocidad de la onda. Para la especificar la categoría B, la guía considera que un *número reducido de viviendas* es el comprendido entre uno y cinco viviendas habitadas.

A partir de ellos puede reescribirse la definición de las categorías de manera más concreta y precisa:

- Categoría A: Puede afectar gravemente, al menos, a un núcleo urbano o número de viviendas equivalente, y como consecuencia puede poner en situación de riesgo a un número de vidas humanas semejante al que ocupa el número de viviendas considerado como límite máximo para la categoría B, o afectar gravemente a alguno de los servicios esenciales de la comunidad o producir daños económicos o medioambientales muy importantes.
- Categoría B: Puede afectar a un número de viviendas inferior al que se considere mínimo para constituir una afección grave a un núcleo urbano o a un número de vidas equivalente, o producir daños económicos o medioambientales importantes. Puede afectar solo de manera no grave a alguno de los servicios esenciales de la comunidad.
- Categoría C: Puede producir solo incidentalmente pérdida de vidas humanas. No puede afectar a vivienda alguna y solo de manera no grave a algún servicio esencial. Los daños medioambientales que puede producir deben ser poco importantes o moderados. Únicamente puede producir daños económicos moderados.

#### 2.4.2 Los planes de emergencia de presas

El Plan de Emergencia de una presa es un documento que aglutina un elenco de medidas encaminadas a reducir la pérdida de vidas en caso de rotura, si bien, no modifica las probabilidades de rotura ni el riesgo económico. Junto con el documento XYZT y las Normas de Explotación el Plan de Emergencia completa la terna de documentos de primer orden, que según la normativa española, debiera formar parte del Archivo Técnico de la presa.

De entre ellos, el que habitualmente ha realizado estudios de mayor profundidad y dispone de más información sobre la estimación de consecuencias es el Plan de Emergencia. La Administración española ha dado gran importancia a la elaboración de estos documentos por los titulares de las presas, obligatorios para las presas que hayan sido clasificadas A o B según el riesgo potencial, llegando incluso a unificar criterios para su redacción mediante la publicación de la *guía técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presas* (MMA 2001). Estos planes deben ser aprobados por la Administración y posteriormente implantados. La implantación consiste en que el titular de la presa disponga de los medios y la organización establecida por éste, que va desde la instalación de medios de comunicación redundantes, sirenas de aviso a la población, sistema de auscultación equipado con umbrales de alerta, medios logísticos para la gestión de la emergencia, programa de formación continua a la población etc.

Además de describir la organización de los medios necesarios para poder gestionar los escenarios de emergencias (avenidas, sismos, patologías, sabotajes, etc.), buena parte de estos documentos atesoran información vital sobre las consecuencias de una posible rotura o fallo de

la presa, entre estos cabe mencionar los mapas de inundación para diferentes escenarios extremos, listado de afecciones producidas por la inundación (incidencia sobre viviendas, infraestructuras o servicios públicos, propiedades privadas, etc.), los umbrales de caudal que producen las primeras afecciones importantes discriminadas según su tipo y que marca el punto de inicio de las curvas caudal-consecuencias, es decir, el caudal a partir del cual se empiezan a producir consecuencias considerables.

Otro aspecto importante de estos planes es que organizan la manera en que deben realizarse los avisos a la población afectada y el momento en el que empezarán a realizarse a efectos de que la población pueda iniciar la evacuación o guarecerse en los lugares protegidos de la inundación, por lo que es una herramienta vital para reducción de víctimas mortales y la mitigación de las consecuencias.

## 2.5 Enfoques de la seguridad

La seguridad de las estructuras en general puede estudiarse desde diversos enfoques si bien pueden agruparse en dos grandes familias: los métodos deterministas y los métodos probabilistas.

El enfoque determinista tiene como principal característica que no hay lugar a la indeterminación de ninguna de las variables que intervienen, o dicho de otro modo, las solicitaciones y resistencias que intervienen son valores perfectamente conocidos, de ahí que den nombre al procedimiento. La incertidumbre de la información, en estos casos, no interviene en la metodología, si bien ésta se considere por los técnicos de manera independiente, en una fase previa, mediante el filtrando de la información de partida de manera que las variables se aproximan del lado de la seguridad, por ejemplo desechando los valores más altos de la resistencia y los más bajos de las solicitaciones. Por ello el juicio ingenieril juega un papel importante en la aplicación de esta metodología.

El enfoque probabilista, mucho más reciente que el determinista, se ha desarrollado y aplicado, sobre todo, en las últimas cuatro décadas en numerosos campos de la ingeniería como la aeronáutica, naval y civil. Su principal característica es que introduce la incertidumbre en la formulación de los problemas y como resultado obtiene la probabilidad de que un sistema no cumpla unos determinados requisitos. De ahí que este enfoque esté ligado al análisis de riesgos y que, además de ser un contrastado procedimiento de evaluación de la seguridad, sea también una potente herramienta de ayuda. En efecto, la metodología probabilista ha probado ser eficiente para la toma de decisiones sobre aspectos relacionados con el diseño, explotación, mantenimiento y puesta fuera de servicio de estructuras, lo que ha justificado su auge y puesta en valor en la aplicación de estos aspectos concretos (JCSS, Interpretation of Uncertainties and Probabilities in Civil Engineering and Decision Analysis 2008).

Existen además otros procedimientos de evaluación menos extendidos como los adaptativos o los estadísticos.

Los métodos adaptativos son los más recientes y utilizan técnicas de inteligencia artificial como los sistemas expertos y las redes neuronales, mediante las cuales se pueden abordar problemas por aprendizaje a partir de ejemplos previos similares resueltos. Sin embargo su empleo práctico en ingeniería civil está poco extendido, en parte por la escasa justificación de las soluciones propuestas (cajas negras).

Los métodos estadísticos se basan los datos disponibles de comportamiento de la estructura, es decir el comportamiento exhibido, mediante modelos matemáticos estadísticos. Su uso está restringido a estructuras existentes de las que se disponga de un número suficiente de registros procedentes de la auscultación.

### 2.5.1 Método de coeficientes de seguridad

La adopción de la seguridad en el diseño y comprobación de estructuras se ha realizado fundamentalmente a partir de la aplicación de coeficientes de seguridad o enfoque tradicional, basado en la experiencia e intuición ingenieril. Se trata de un procedimiento marcadamente determinista en el que no hay cabida para la posibilidad de fallo puesto que se asume que las variables que intervienen en el proceso están acotadas, más aún, se les asigna un valor concreto o a lo sumo un número posible de valores de los que, finalmente, se suele adoptar el más desfavorable. La resistencia de una estructura se determina de forma que exceda un determinado margen de seguridad respecto de los esfuerzos producidos por las sollicitaciones consideradas. Todavía hoy, este enfoque tradicional constituye la base ineludible en la gestión de la seguridad de presas y embalses. Sin embargo, desde un punto de vista estrictamente conceptual su utilización se debe a la deficiente calidad o insuficiente información sobre la realidad, o bien, a que los modelos utilizados no la reproducen con suficiente aproximación (Kreuzer, H., Bury, K. 1995).

El caso ideal más simple es una estructura cuya resistencia venga dada por la variable  $R$  y a la que se le aplica una sollicitación  $S$  (por ejemplo un cable traccionado), entonces el método de los coeficientes de seguridad propugna que la estructura es segura con un margen de seguridad  $F$ , establecido por el coeficiente  $F$ , si se verifica la condición:

$$F = \frac{R}{S} \geq 1 \quad (2-3)$$

Lo habitual es que las normas técnicas exijan un coeficiente superior a la unidad para verificar la seguridad.

Normalmente el coeficiente de seguridad así definido lo es con respecto a un único escenario de sollicitación concreto y respecto a un modo de fallo determinado.

Un ejemplo trivial de la aplicación del procedimiento es evaluar la resistencia de una estructura para una sollicitación de 20 con un coeficiente de seguridad de 1,50, lo que da lugar a una resistencia exigida de:

$$R = F \cdot S = 1,5 \cdot 20 = 30$$

Este resultado no aporta ninguna información sobre la probabilidad de fallo aunque la metodología determinista trata de decir algo sobre el nivel de seguridad, a través de los coeficientes de seguridad, considerando la incertidumbre de forma implícita y no explícita.

Hay que señalar que la aplicación de este procedimiento tiene otras variantes y a medida que el problema estructural se complica, pueden utilizarse coeficientes parciales aplicados tanto a las sollicitaciones para mayorar como a las resistencias para minorar, y además dentro de la misma categoría puede variar en función de diferentes aspectos como la frecuencia de aplicación de las sollicitaciones o el mayor o menor conocimiento de su frecuencia de aplicación o limitación. De esta manera las cargas con mayor variabilidad como las sobrecargas de uso son afectadas con coeficientes mayores que las cargas permanentes supuestamente invariantes. Por su lado los coeficientes de minoración de resistencias pueden variar en función del grado de certeza que se disponga sobre los materiales, su nivel de aseguramiento de la calidad de puesta en obra, control de la ejecución, etc. De esta manera la generalización del planteamiento expresado en (2-3), también llamado método de los coeficientes parciales, viene dado por:

$$F = \frac{\frac{R_1}{\gamma_1} + \frac{R_2}{\gamma_2} + \dots}{\alpha_1 S_1 + \alpha_2 S_2 + \dots} \geq 1 \quad (2-4)$$

donde  $\alpha_i$  y  $\gamma_i$  son los coeficientes de mayoración y minoración aplicados a resistencias y sollicitaciones parciales respectivamente.

Sin perjuicio de lo anterior, el método de los coeficientes utiliza, en determinados supuestos, sollicitaciones asociadas a un determinado nivel de incertidumbre. Ello sucede comúnmente en la comprobación de estructuras frente a eventos extremos como acciones sísmicas o hidrológicas, a los que se vincula periodos de recurrencia de la frecuencia con la que se presentan, por lo que debe elegirse la magnitud para el diseño o comprobación en función de aquellos. Es claro entonces que la decisión clave a la hora de realizar estas comprobaciones es elegir el periodo de recurrencia más adecuado a los objetivos perseguidos, ya que cuanto mayor es éste mayor es la magnitud de la sollicitación. Normalmente el criterio para su elección es función del periodo de vida útil de la estructura y del nivel de seguridad que se desee alcanzar,

considerándose valores típicos 50, 100, 500, 1000 o más años. En estos casos el procedimiento sigue siendo determinista si bien se acepta la posibilidad de que la sollicitación pueda ser superada respecto de la considerada con una determinada probabilidad, en cuyo caso no se analiza lo que pudiera ocurrir.

### 2.5.2 Método probabilístico

El procedimiento determinista atribuye a los parámetros resistentes y sollicitaciones que intervienen en el proceso de verificación de la seguridad valores perfectamente conocidos y determinados. Dichos valores deben ser quedar del lado de la seguridad a partir de un juicio ingenieril del problema estructural de que se trate.

De forma distinta el método probabilístico parte de un nivel de incertidumbre de la información que siempre estará presente en mayor o menor medida, lo que imposibilita conocer, por ejemplo, la resistencia exacta exhibida por el hormigón en una parte concreta de la presa o la fuerza debida al próximo sismo.

La fiabilidad de una estructura puede definirse como la capacidad o aptitud para cumplir su cometido en condiciones de seguridad mientras se encuentre en servicio. El enfoque basado en el riesgo, probabilístico o de fiabilidad, para el caso más simple como el cable anterior, postula que tanto la resistencia  $R$  como la sollicitación  $S$  no son valores determinados o perfectamente conocidos (Efratidos 2005).

No obstante lo anterior, se debe tener cierto conocimiento de éstas como es la noción de su tendencia y variabilidad o dispersión, de manera que puedan representarse mediante variables aleatorias, es decir, caracterizadas por unas funciones de distribución y densidad de probabilidad. De esta forma la probabilidad de fallo de la estructura anterior, como expresión del grado de certidumbre en su ocurrencia, es decir, que alcance un estado límite identificado como fallo, puede formularse como la probabilidad de que la relación entre  $R$  y  $S$  sea inferior a la unidad, es decir:

$$P_f = P \left[ g(X) = \frac{R}{S} - 1 \leq 0 \right] \quad (2-5)$$

o de forma equivalente:

$$P_f = \int_{\frac{R}{S}-1 < 0} f_{RS}(x) dx \quad (2-6)$$

donde  $f_{RS}$  es la función de densidad conjunta de  $R$  y  $S$ . De esta manera, el método probabilístico no solo reconoce la incertidumbre inherente en la evaluación del nivel de seguridad de una

estructura, sino que proporciona una métrica alternativa de dicho nivel de seguridad utilizando el lenguaje de la probabilidad, e incorporando de manera explícita la naturaleza aleatoria de las variables utilizadas y el criterio de fallo empleado. Nótese que en el simple caso que se expone el criterio es que la relación entre  $R$  y  $S$  sea inferior a la unidad. A la función  $g(X) = R/S - 1$  se le conoce como función de modo de fallo.

En el supuesto de que  $R$  y  $S$  fueran variables aleatorias normales con medias ( $\mu_R, \mu_S$ ) y desviaciones típicas ( $\sigma_R, \sigma_S$ ), la probabilidad de fallo dependerá de éstas, si bien no existe una función explícita que pueda relacionarlas por la propia naturaleza de las variables aleatorias:

$$P_f = f(\mu_R, \mu_S, \sigma_R, \sigma_S) \quad (2-7)$$

El mismo ejemplo trivial utilizado anteriormente puede ahora plantearse para el enfoque basado en riesgo. Para ello consideraremos que  $R$  y  $S$  son variables aleatorias normales de media 30 y 20 respectivamente con desviaciones típicas 3 y 2.

$$R: N(30,3)$$

$$S: N(20,2)$$

En la Figura 2.3 se ha representado una muestra de 4.000 realizaciones de pares  $(R,S)$  según los parámetros estadísticos indicados (generados con una hoja de cálculo comercial), y que siguen la forma teórica de las funciones de densidad. Es de notar que existe una zona de solapamiento entre variables, magnitud 20 a 30 aproximadamente en el eje de abscisas, que es precisamente la que da origen a los posibles fallos.

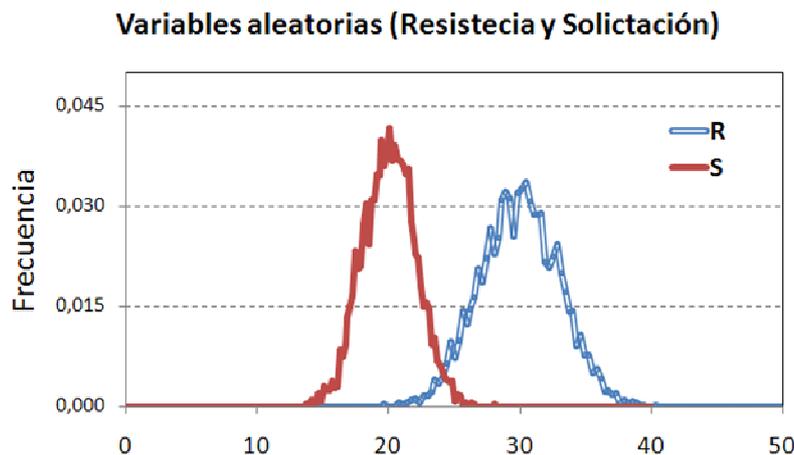


Figura 2.3- Representación de la resistencia y sollicitación

Llevando a cabo la comprobación de la condición de rotura del cable sobre los 4000 pares  $(R,S)$  generados se obtiene que 8 pares no la verifican, por tanto:

$$P_f = P\left[\frac{R}{S} - 1 \leq 0\right] \cong \frac{8}{4000} = 0,0020$$

Un concepto muy útil en la práctica del método probabilístico, propio de los procedimientos de nivel II (apartado 2.7.2), es el índice de fiabilidad  $\beta$  de una estructura definido como:

$$P_f = P[G(\mathbf{X}) \leq 0] = \Phi\left(\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi(-\beta) \quad (2-8)$$

donde  $\mathbf{X}$  es un vector de variables aleatorias que definen el sistema estructural y  $g(\mathbf{X})$  es la función modo de fallo y  $\Phi$  es la función de probabilidad de la distribución normal  $N(0,1)$  (Figura 2.4). Para el ejemplo anterior se tiene:

$$\begin{aligned} \mathbf{X} &= (R, S) \\ G(\mathbf{X}) &= \frac{R}{S} - 1 \end{aligned}$$

por lo que:

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) = \Phi^{-1}(0,0020) = 2,878$$

Valores bajos de  $\beta$  se asocian con probabilidades altas y viceversa, lo que concuerda con márgenes ajustados de la media  $\mu_G$  o desviaciones importantes de  $\sigma_G$ , es decir, gran incertidumbre.

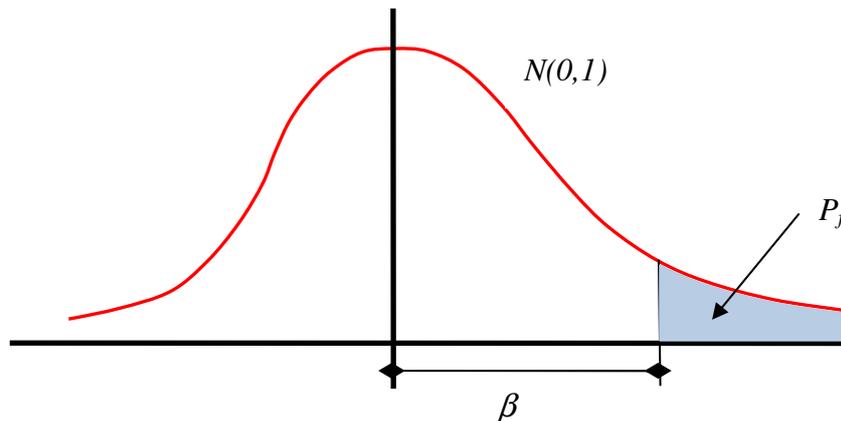


Figura 2.4- Representación gráfica del índice de fiabilidad

Cuando todas las variables que intervienen son distribuidas normalmente,  $R:N(\mu_R, \sigma_R)$  y  $S:N(\mu_S, \sigma_S)$ , existe una relación única entre el índice  $\beta$  y la probabilidad de fallo  $P_f$ .

La forma habitual de verificar una estructura desde un enfoque probabilístico es comparar su índice de fiabilidad  $\beta$  con un valor mínimo o índice de fiabilidad objetivo  $\beta_{obj}$  (ver epígrafe 2.5.3), lo que equivale a comprobar que la probabilidad de fallo  $P_f$  es inferior a una dada durante un periodo de tiempo finito, normalmente un año. Por tanto, si fuera posible disponer del índice de fiabilidad objetivo para cada estructura, la aplicación del método sería directa y se reduciría a calcular su índice de fiabilidad de la manera más rigurosa posible. El problema de su aplicación reside en que, salvo para casos muy concretos, no se dispone del índice objetivo  $\beta_{obj}$ , ya que como se ha mencionado, los métodos probabilísticos todavía hoy no han sido incorporados, en general, a las normativas de estructuras y por tanto no se han concretado los  $\beta_{obj}$ .

Cabe reseñar también que, en el caso más general, el análisis probabilístico es dependiente del tiempo, como también lo son las características de los materiales o las condiciones ambientales o incluso las solicitaciones a soportar por la estructura. Además precisamente en estructuras fabricadas con hormigón es bien conocido que este material puede ser alterado gravemente por la agresividad del entorno debido a una combinación de procesos físicos, químicos y mecánicos. Así por ejemplo el deterioro debido a la carbonatación del cemento provoca la corrosión de armaduras y el hinchamiento y pérdida progresiva de resistencia, lo que puede desembocar en el fallo final de la estructura (JCSS, Probabilistic Model Code 2001).

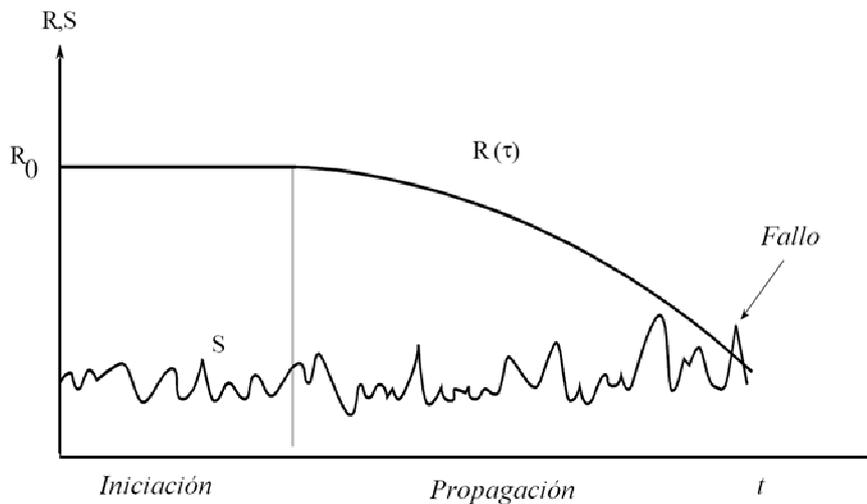


Figura 2.5- Fallo por pérdida progresiva de resistencia (JCSS, Probabilistic Model Code 2001).

### 2.5.3 El índice de fiabilidad objetivo

Según lo visto en el apartado anterior una forma de verificar desde un enfoque probabilístico la seguridad de una estructura es comparar su índice de fiabilidad con un valor mínimo, lo que equivale a comprobar que la probabilidad de fallo es inferior a una dada, normalmente durante un periodo anual. Si la probabilidad de fallo  $P_f$  se extendiera a un periodo de  $n$  años,  $P_{f,n}$  entonces

$$P_{f,n} = 1 - (1 - P_f)^n = \Phi(-\beta_n) \quad (2-9)$$

y

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta)]^n \quad (2-10)$$

Por tanto si fuera posible disponer del índice de fiabilidad objetivo para una estructura el proceso de verificación sería directo simplemente calculando su índice de fiabilidad de la manera más rigurosa posible. El problema reside en que, salvo para casos muy concretos, no se dispone del índice objetivo, ni en general éste se ha incorporado a las normas de obligado cumplimiento, ya que como se ha mencionado, los métodos probabilísticos todavía hoy no han sido incorporados a las normativas de estructuras.

De hecho la estimación de este índice es una tarea compleja no exenta de la aplicación de criterios subjetivos, como es la valoración de riesgo tolerable, por lo que este menester requiere de la participación no solo de técnicos y científicos sino de representantes sociales.

Es claro que debe existir una clara relación del índice de fiabilidad objetivo y el riesgo, lo que a su vez lo vincula con las consecuencias de fallo, bien entendido que aquel es el producto de la probabilidad de fallo por las consecuencias, sean éstas de orden económico y en vidas humanas, aunque también otras como pérdidas socio-culturales o patrimoniales y medioambientales.

No obstante se han realizado muchos estudios que concluyen en recomendaciones que proponen el valor del índice objetivo,  $\beta_{obj}$ , tomando en consideración la mayor o menor incertidumbre de las variaciones medias de las cargas y resistencias, es decir, de la incertidumbre de las variables aleatorias, oscilando aproximadamente entre 3 para consecuencias pequeñas y 5 o más para grandes (Schneider 1997).

Por otro lado y aplicado a presas la forma de rotura también puede influir en las consecuencias de forma indirecta, ya que, una rotura lenta o dúctil y con síntomas previos puede dar lugar a medidas para paliar los daños de las consecuencias.

Como resumen de los aspectos que deben tenerse en cuenta para el establecimiento de los índices objetivo cabe apuntar (ISO 2394 1998):

- La causa y el modo de fallo significando que una estructura cuya rotura sea probable sin aviso previo, de forma súbita o frágil, o sin síntomas de que pueda colapsar, debería ser diseñada con un mayor nivel de seguridad, es decir, mayor índice de fiabilidad que otra cuyo colapso puede ser previsto, rotura dúctil o progresiva, y por tanto precedido de aviso de manera que puedan adoptarse medidas para mitigar las consecuencias de la rotura.

- Las consecuencias de la rotura en términos de vidas humanas, damnificados, pérdidas económicas y perjuicios sociales. En este punto hay que incluir los gastos de reconstrucción de la estructura. A mayores consecuencias mayor exigencia en la seguridad de la estructura y por tanto mayor índice de fiabilidad, con independencia del tipo de rotura frágil o dúctil,
- El coste de las medidas necesarias para reducir riesgo de fallo.

De esta manera se han propuesto índices generales o aplicables a cualquier tipo de estructura, referidos al periodo de un año, en función del tipo de rotura y las consecuencias (Schneider 1997).

		Tipo de rotura		
		fuera de servicio	Dúctil	Frágil
Consecuencias	Clase I Sin daños	1,0	2,0	2,5
	Clase II Daños menores	1,5	2,5	3,0
	Clase III Daños moderados	2,0	3,5	4,0
	Clase IV Daños severos aunque sin riesgos para personas	2,5	4,5	5,0
	Clase V Daños catastróficos, con riesgo para personas	3,0	5,0	6,0

Tabla 2-6. Índices de fiabilidad objetivo (Schneider 1997).

La primera columna no hace referencia a la rotura sino a la puesta fuera de servicio de la estructura, es decir, deja de prestar su función sin generar daño, por ejemplo, sucedería cuando un puente sufre deformaciones muy grandes al paso de las sobrecargas por encima de lo estipulado en el proyecto o normas, pero éste no llega a colapsar. Como se aprecia, para el caso de roturas el índice de fiabilidad objetivo oscila en gran medida desde 2 a 6, o lo que es lo mismo, desde probabilidades de  $10^{-2}$  a  $10^{-9}$ .

Es evidente que las grandes presas, en general, deben estar incluidas en la clase V de la tabla anterior por los graves daños que su rotura puede ocasionar, aunque pueden haber excepciones en los que la rotura solamente ocasione la inundación de una vasta área aguas abajo de la presa pero sin mayores consecuencias por no estar habitada o explotada, sin perjuicio de los daños medioambientales. Con respecto al tipo de fallo puede afirmarse que para las presas de hormigón

la historia y la experimentación han constatado que los modos de fallo más usuales no suelen exhibir un comportamiento dúctil sino más bien frágil, es decir, súbito o no progresivo, especialmente el fallo por deslizamiento cuando la superficie presa-cimiento presenta cohesión, sin que pueda haber posibilidad de anticiparse en gran medida al suceso.

Existen otras recomendaciones (JCSS, Probabilistic Model Code 2001) que proponen el valor del índice objetivo tomando en consideración mayor o menor incertidumbre de las variaciones medias de las cargas y resistencias, es decir, de la incertidumbre de las variables aleatorias, oscilando entre 3,1 para consecuencias pequeñas y 4,7 para grandes.

Para el caso concreto de presas no se conoce ningún país que haya establecido índices de fiabilidad objetivo en normativa sectorial salvo el caso de China (China Electric Council 2000).

Nivel seguridad		Nivel de consecuencias		
		Grado III	Grado II	Grado I
Tipo de Fallo	Dúctil, "con aviso"	2,7	3,2	3,7
	Frágil, súbito	3,2	3,7	4,2

Tabla 2-7. Índices de fiabilidad objetivo para presas (China Electric Council 2000)

La guía de seguridad de presas editadas por la Asociación de presas de Canadá (Canadian Dam Association 2007) proporciona un sistema de clasificación del riesgo a partir de la valoración de las consecuencias. Dicha valoración es cualitativa como se muestra en la tabla siguiente:

	Muy baja	Baja	Alta	Muy Alta
Pérdida de vidas	Sin incremento	Sin incremento esperable	Incremento esperable	Gran incremento
Pérdida económica	pequeña	Baja	Significativa	Catastrófica

Tabla 2-8. Clasificación del riesgo (Canadian Dam Association 2007).

La guía anterior relaciona la tabla anterior con el índice de fiabilidad objetivo  $\beta$  a partir de la noción de riesgo y en función de ciertas características de las presas tal y como se muestra en la Tabla 2-9.

Aseguramiento de la calidad y mantenimiento	Índice de fiabilidad objetivo $\beta$ (probabilidad)			
	Muy baja	Baja	Alta	Muy Alta
Bueno	3,1 ( $10^{-3}$ )	3,7 ( $10^{-4}$ )	4,25 ( $10^{-5}$ )	4,75 ( $10^{-6}$ )
Pobre	3,7 ( $10^{-4}$ )	4,25 ( $10^{-5}$ )	4,75 ( $10^{-6}$ )	5,2 ( $10^{-7}$ )

Tabla 2-9. Índices de fiabilidad objetivo para presas (Canadian Dam Association 2007).

Los índices anteriores son asignados a roturas progresivas ya que para el caso de roturas frágiles deben ser aumentados en cierta magnitud. El aseguramiento de la calidad hace referencia a los criterios de diseño para el proyecto de la presa, calidad de la construcción, control y vigilancia durante la puesta en obra. El mantenimiento, o aquellas actividades realizadas durante la vida en servicio de la presa encaminadas a que desempeñe en condiciones de seguridad sus funciones, se relaciona estrechamente con el nivel de medios para la explotación materiales y humanos, frecuencia de las inspecciones rutinarias o periódicas, inspecciones especiales y sistema de auscultación implantado.

Por último Kreuzer (Kreuzer, H., Léger, P. 2013) también proporciona referencias de  $\beta$  en función de la clasificación del riesgo de la presa establecida para las presas de alto riesgo en el entorno de  $\beta=4,75$  correspondiente a una probabilidad de fallo de  $10^{-6}$ , si bien indica que pueden haber variaciones alrededor de esta relación básica en función del criterio ingenieril y de las condiciones existentes, las cuales se muestran en la siguiente tabla.

Calidad Sistema Auscultación o conocimiento	Nivel de vigilancia y aviso / Tipo de fallo	
	Bueno + Dúctil	Pobre + Frágil
Bueno	3,7	4,2
Medio	4,2	4,75
Pobre	4,75	5,2

Tabla 2-10. Modificación del índice de fiabilidad objetivo para diferentes condiciones de control y vigilancia, a partir de  $\beta^*=4.75$  (Kreuzer, H., Léger, P. 2013)

En cuanto a los términos cualitativos a emplear para la utilización de la Tabla 2-10, el autor propone la aplicación conforme los siguientes características:

- Bueno: Presa correctamente diseñada o que cumple los criterios de seguridad de la normativa aplicable, bien mantenida y auscultada, sin signos de deterioro o

envejecimiento, sin posibilidad de daños ocultos, buen conocimiento de los escenarios de sollicitación accidentales, informes fiables y periódicos de la condición de la presa, control directo o indirecto de la Administración con capacidad para adoptar acciones ejecutivas en su caso, etc.

- Medio: Nivel de conocimiento sobre el estado de la presa no actualizado, algún síntoma de deterioro (filtración, fisuración, subpresión, etc.), sistema de auscultación parcialmente fuera de servicio o averiado, falta de personal técnico cualificado o insuficiente, etc.
- Pobre: Síntomas claros de deterioro, durabilidad cuestionable a corto plazo, abandono, etc.

Por tanto el índice  $\beta$  puede ser modificado, aumentado o disminuido, atendiendo a:

- Conclusiones de inspecciones recientes en el caso de presas en explotación.
- Evidencias o indicios de situaciones potenciales poco seguras que puedan acabar en rotura y el sistema de auscultación implantado para su observación.
- Severidad del daño ocasionado por la rotura más probable.
- Calidad y cantidad de los estudios durante la construcción de la presa (geología, hidrología, sismología).

En definitiva, el procedimiento probabilístico para el análisis estructural de una presa, que en el caso más simple de considerar un único modo de fallo, debe constar de las siguientes fases:

- Selección del modo de fallo.
- Obtención de la función de modo de fallo a partir de las variables básicas definitorias del proceso.
- Asignación a las anteriores variables de funciones de probabilidad resultado de ajustes estadísticos.
- Selección del periodo de referencia de la evaluación.
- Estimación o asignación del índice de fiabilidad  $\beta$ .

- Decisión sobre la seguridad en función de la comparación del índice de fiabilidad y su valor objetivo.

La sencillez o complejidad del problema dependerá de la función escogida y la selección de variables aleatorias y su ajuste. Es importante realizar una buena selección de variables con el criterio de que tengan una influencia apreciable en la probabilidad de fallo pues de lo contrario, éstas no aportan más que complejidad en la resolución del problema probabilístico. Por otro lado, lo mismo ocurre con variables que en la práctica pueden considerarse con un grado de incertidumbre despreciable, por lo que es preferible no incorporarlas como variables en la función de modo de fallo.

Además también es necesario hacer la distinción a los efectos de la evaluación de la probabilidad de fallo entre sistemas en serie o en paralelo. Desde un punto de vista conceptual un sistema está formado por un conjunto de componentes o elementos estructurales. Esto puede aplicarse a una única estructura o bien a un conjunto de estructuras.

#### 2.5.4 La incertidumbre

Hemos visto en el epígrafe anterior como la incertidumbre de las variables que gobiernan los criterios de fallo derivan en probabilidades de fallo no nulas para planteamientos en que el enfoque determinístico hubiera alcanzado un resultado basado en coeficientes de seguridad sin la intervención de la probabilidad de fallo.

No obstante, desgraciadamente, la incertidumbre de las variables no es la única que responsable de la incertidumbre del problema general de evaluar la seguridad de las estructuras. Existen otros orígenes o causas adicionales que la provocan y pueden resumirse en las siguientes (Westberg 2010) :

- Relativa a los modelos matemáticos: Diferencias entre el comportamiento real y el predicho o simulado.
- Relativa a la predicción del estado de la estructura en el futuro. Puede deberse a la evolución de las características de los materiales en el tiempo, es decir su envejecimiento, por ejemplo cambios en la microestructura del hormigón por reacciones a medio o largo plazo desde su puesta en obra, oxidación de armaduras en estructuras de hormigón armado, desgaste de superficies, etc. En el enfoque basado en riesgo se correspondería con no suponer estacionarias las funciones de probabilidad de las variables aleatorias sino que éstas fueran cambiantes con el tiempo.
- Incertidumbre fenomenológica o física: Relativa a la propia naturaleza aleatoria de la variable como por ejemplo aceleraciones sísmicas, caudales de avenida, variación de

condiciones ambientales, etc. Su variabilidad puede ser caracterizada también como variable aleatoria a través de la función de probabilidad o en forma abreviada por el coeficiente de variación.

- Incertidumbre estadística: Derivado de un número limitado de observaciones y errores de medición. Muestreos de una variable que no la representan perfectamente. De hecho, diferentes conjuntos de datos proporcionarán diferentes estimadores estadísticos.
- Otros: Factores humanos.

Las anteriores clases pueden agruparse en dos grandes grupos: la incertidumbre *aleatoria* y la *epistémica*. En grandes líneas, la primera se relaciona con la aleatoriedad del propio fenómeno que la origina; por ejemplo el resultado de lanzar un dado o una moneda al aire, el caudal máximo anual de un río, el nivel máximo anual del mar, la velocidad máxima anual del viento en un lugar concreto, pero también la resistencia del hormigón de una estructura, las características mecánicas de un suelo, etc., es decir, se relaciona con la dispersión natural de valores de una cualidad que puede ser observada y medida si se poseen los medios suficientes. La segunda se vincula a la falta de conocimiento del problema analizado, por ejemplo la falta de datos o que estos no sean fidedignos o el hecho de que los modelos utilizados de simulación de la realidad son incompletos o inexactos.

Según esto, de las anteriores solo la incertidumbre fenomenológica como las avenidas y los terremotos sería de origen aleatorio mientras que el resto como la escasez de datos, el desconocimiento o las inexactitudes de los modelos corresponden a incertidumbres epistémicas. Estas últimas pueden reducirse ampliando el conocimiento de los mecanismos que las gobiernan (mejorando los modelos matemáticos, aumentando las observaciones de las variables físicas, etc.), mientras que la incertidumbre aleatoria no se puede reducir (Keureghian A. et al. 2009).

De ello se desprende que es muy útil poder categorizar las fuentes de incertidumbre según el criterio anterior de forma que sea potencialmente posible reducirlas. Además otra circunstancia que envuelve el carácter epistémico de la incertidumbre es la posible dependencia o correlación estadística de las variables que la definen. La falta de conocimiento, de carácter epistémico, puede ser representado en los modelos mediante la introducción de variables auxiliares.

Sin embargo la distinción entre incertidumbre aleatoria o epistémica no es siempre una cuestión fácil, materia que ha sido estudiada por estadísticos, científicos e ingenieros durante largo tiempo e, incluso hoy en día, su caracterización es una elección pragmática dependiendo del propósito de la aplicación.

Por ejemplo, la resistencia a compresión de una presa puede ser epistémica o aleatoria según el contexto del estudio. Si se trata de una presa que lleve largo tiempo en explotación debería ser categorizada como epistémica ya que a partir de los ensayos experimentales podemos conocer

su resistencia real, sin perjuicio de los inevitables errores de medición. Por el contrario si se tratara de una presa por construir su carácter debería ser aleatorio puesto que incluso las mejores condiciones de ejecución o control de calidad dejan holgura para la incertidumbre. Es como si la construcción de la presa fuera una realización aleatoria finita a partir de un modelo probabilístico (la ejecución es equivalente al lanzamiento de unos dados). De ahí que curiosamente, según este planteamiento, el carácter aleatorio se va transformando en epistémico a medida que la presa finaliza su construcción y se explota, concluyendo cuando las realizaciones probabilísticas han finalizado y se dispone de un universo muestral determinado. De ello se sigue que el tipo de incertidumbre puede tener cierta dependencia temporal. Otro caso distinto sería el de las solicitaciones ya que su estimación tanto presentes como futuras tienen un eminente carácter aleatorio.

En esta misma línea lo que constituye una cuestión de vital importancia es si los dos tipos de incertidumbre deben ser tratados de la misma forma o, por el contrario, deberían utilizarse diferentes técnicas o procedimientos en su tratamiento (JCSS, *Interpretation of Uncertainties and Probabilities in Civil Engineering and Decision Analysis* 2008). A este respecto es importante la interpretación que puede hacerse de la probabilidad, distinguiendo para ello tres posibilidades: por frecuencia, formal y bayesiana.

La interpretación por frecuencia se basa exclusivamente en la abundancia de datos sobre hechos observables y contables para poder aplicar a estos la teoría de la probabilidad y por tanto, las probabilidades calculadas deberían obtenerse a partir de un volumen de datos suficiente y conforme a teorías probabilísticas no ambiguas.

La interpretación formal de la probabilidad se basa en el juicio y las ideas de los técnicos o expertos en la materia más que en las conclusiones puramente estadísticas. Su aplicación es más común en campos como el diseño en ingeniería.

Por el contrario, la interpretación bayesiana otorga el mismo tratamiento a los dos tipos de incertidumbre, por lo que no distingue el origen de la misma, si bien es importante reseñar, cuando se transmiten los resultados o la evaluación de probabilidades de fallo de una estructura, que la probabilidad está basada en una mezcla de datos estadísticos objetivos (incertidumbre aleatoria) y estimaciones subjetivas (incertidumbre epistémica).

De hecho, si la probabilidad de fallo es anormalmente grande o el riesgo no es tolerable y ello se debe en gran medida a la incertidumbre de origen epistémico, ésta puede reducirse mediante el empleo de mejores modelos o recopilando mayor cantidad de datos. Sin embargo, dependiendo del caso, esto no es siempre posible, pues aunque se disponga de medios materiales, esta información no es susceptible de obtenerse en el tiempo disponible para adoptar la decisión que corresponda (por ejemplo, no se puede recopilar una serie de 500 nuevos registros de caudales máximos anuales de un río en 2 meses para mejorar un estudio hidrológico a fin de diseñar el aliviadero de una presa).

Si por el contrario domina la incertidumbre aleatoria la decisión pasaría por el rediseño, reforma o puesta fuera de servicio de la infraestructura.

### 2.5.5 Método del coeficiente de seguridad ajustable

Algunos enfoques novedosos basados en técnicas probabilísticas como el *factor de seguridad ajustable* (Kreuzer, H., Léger, P. 2013) relacionan la seguridad requerida con el conocimiento real o incertidumbre sobre la información de la estructura. Más concretamente, se exige un coeficiente de seguridad en función del grado de incertidumbre del conocimiento o información. En este sentido cuanto menor incertidumbre se tenga sobre la información utilizada y mayor bondad de los modelos utilizados en la comprobación de estructuras menores serán coeficientes de seguridad exigibles.

En el caso más simple de un modelo que pueda representarse por una sollicitación  $S$  y una resistencia  $R$ , ambas variables aleatorias, el factor de seguridad  $FS$  se garantiza por seleccionar el valor de diseño de la sollicitación  $S_D$  superior en un determinado número de veces la desviación típica superior a la media  $\mu_S$  y un valor de diseño para la resistencia  $R_D$  inferior en un determinado número de veces la desviación típica superior a la media  $\mu_R$  (Figura 2.6). Además puede también tenerse en cuenta la incertidumbre del modelo, de carácter epistémico, adicionando y sustrayendo respectivamente los parámetros  $\alpha_S^*$  y  $\alpha_D^*$ , de manera que:

$$FS = \frac{R_D}{S_D} = \frac{\mu_R - k_R \sigma_R - \alpha_R^*}{\mu_S + k_S \sigma_S + \alpha_S^*} \quad (2-11)$$

Conceptualmente los coeficientes  $k_S$  y  $k_R$  se introducen para tener en cuenta la incertidumbre estadística y las desviaciones típicas  $\sigma_S$  y  $\sigma_R$  a la variabilidad física. La expresión anterior puede normalizarse dividiendo y multiplicando convenientemente por las medias  $\mu_D$  y  $\mu_S$ , de forma que:

$$FS = \frac{\mu_R}{\mu_S} \cdot \frac{\frac{\mu_R - k_R \sigma_R - \alpha_R}{\mu_R}}{\frac{\mu_S + k_S \sigma_S + \alpha_S}{\mu_S}} = FS_m \cdot \frac{1 - k_R c_R - \alpha_R}{1 + k_S c_S + \alpha_S} \quad (2-12)$$

siendo  $FS_m$  el factor de seguridad en términos de valores medios,  $c_R$  y  $c_S$  los coeficientes de variación de  $R$  y  $S$  y  $\alpha_R = \alpha_R^*/\mu_R$ ;  $\alpha_S = \alpha_S^*/\mu_S$ . Nótese que las incertidumbres en este modelo quedan definidas con 6 factores ( $k_R$ ,  $c_R$ ,  $\alpha_R$ ,  $k_S$ ,  $c_S$ ,  $\alpha_S$ ) y que  $FS \leq FS_m$

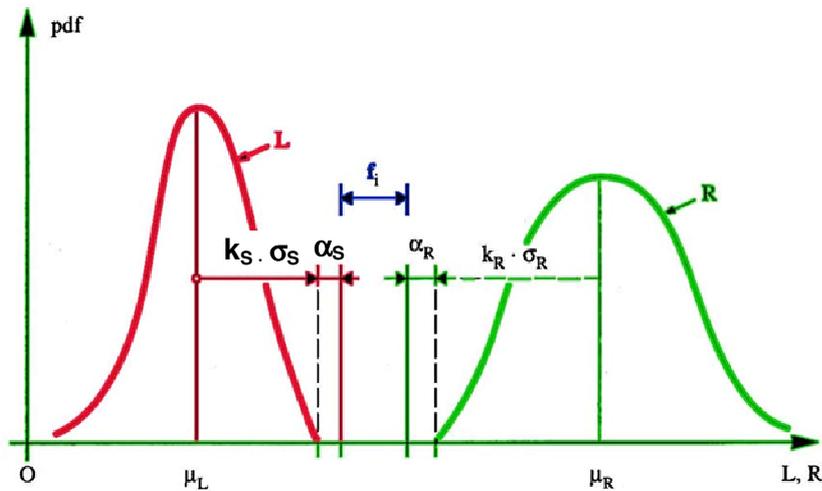


Figura 2.6- Representación de los factores de incertidumbre en el método del coeficiente de seguridad ajustable.

Este enfoque postula que, al haber considerado todos los tipos de incertidumbres (físicas, estadísticas y de modelo) siempre que el modelo haya sido correctamente ajustado (lo que es equivalente a que los seis factores de incertidumbre hayan sido correctamente elegidos), una estructura es segura cuando su factor de seguridad sea la unidad, es decir, que el coeficiente de seguridad estrictamente requerido es  $FS_{req}=1$ . No obstante puesto que en la práctica los proyectistas gustan de incrementar los márgenes de seguridad a pesar de haber considerado las incertidumbres aludidas, se suele elegir un coeficiente de seguridad algo mayor  $FS_{req}>1$ . Esta seguridad adicional debe cubrir aspectos no previstos como tensiones residuales en la estructura, imperfecciones geométricas o la incorrecta evaluación de las desviaciones típicas, etc.

Realmente el criterio de que el coeficiente de seguridad ajustable deba ser mayor o igual al requerido  $AFS \geq FS_{req}$  es equivalente a exigir un índice de fiabilidad objetivo (ver epígrafe 2.5.3), ya que este índice tiene asociada una probabilidad de rotura al igual que la tiene el coeficiente de seguridad requerido.

Según lo visto, puesto que la incertidumbre tiene básicamente dos orígenes puede afirmarse que mientras que la evaluación de la variabilidad física y estadística se circunscribe a las observaciones disponibles, el parámetro  $f_i$  conocido como factor de falta de conocimiento cuya expresión es (Figura 2.6):

$$f_i = \mu_R - k_R \sigma_R - \alpha_R^* - (\mu_S + k_S \sigma_S + \alpha_S^*) \quad (2-13)$$

hace referencia a un dominio poco conocido que carece de datos substanciales o de conocimiento específico o abunda la ignorancia y cuya asignación se lleva a cabo mediante juicio ingenieril, normalmente a través de decisiones razonadas de grupos de trabajo, basados en la puesta en común del conocimiento, debate y toma de acuerdos.

Es interesante apreciar los valores usuales de  $k_S$  y  $k_R$  que como es lógico dependerán de la información existente. Para el caso de resistencias, una estimación de  $k_R$  puede hacerse a través del número de ensayos experimentales y del nivel de confianza exigido. La tabla siguiente muestra los valores de  $k$  para el caso de una variable aleatoria con distribución normal  $N(0,1)$  y un nivel de confianza de 0,75 y cuantiles de 0,10 - 0,05 y 0,01 que a estos efectos de la aplicación de esta metodología puede considerarse como apropiado e incluso conservador (ISO 2394 1998).

Valores para desviación típica desconocida									
Cuantil	Número de ensayos								
	3	4	6	8	10	20	30	100	inf
0,10	2,50	2,13	1,86	1,74	1,67	1,53	1,47	1,38	1,28
0,05	3,15	2,68	2,34	2,19	2,10	1,93	1,87	1,76	1,64
0,01	4,40	3,74	3,24	3,04	2,93	2,74	2,61	2,46	2,33

Valores para desviación típica conocida									
Cuantil	Número de ensayos								
	3	4	6	8	10	20	30	100	inf
0,10	1,67	1,62	1,56	1,52	1,50	1,43	1,40	1,35	1,28
0,05	2,03	1,98	1,92	1,88	1,86	1,79	1,77	1,71	1,64
0,01	2,72	2,66	2,60	2,56	2,54	2,48	2,45	2,39	2,33

Tabla 2-11. *Parámetros de incertidumbre estadística (ISO 2394 1998).*

Para la aplicación a presas los cuantiles 0,10 y 0,05 pueden utilizarse con preferencia del primero cuando la desviación típica sea desconocida y si se sospecha de falta de fiabilidad, como por ejemplo deficiente control de calidad durante la ejecución, muestreos sesgados o excesiva extrapolación (Kreuzer, H., Léger, P. 2013).

Para el caso de sollicitaciones  $k_S$  puede estar comprendida entre 0,67 y 1,28, siendo de aplicación el límite inferior para sollicitaciones usuales y normales como la presión hidrostática en el paramento de aguas arriba o el peso propio y el límite superior para casos como el empuje de sedimentos o la temperatura.

Los coeficientes  $\alpha_S$  y  $\alpha_R$  son una fuente de incertidumbre epistémica que puede reducirse con la mejora de los modelos conceptuales empleados, y su calibración debe basarse en la apreciación de la habilidad de éstos para predecir el comportamiento real de la presa y su cimiento. Algunas pautas para la calibración consideran que aquellos modelos muy sofisticados con grandes capacidades como puedan ser los modelos refinados de elementos o diferencias finitas que incorporen ecuaciones constitutivas no lineales, tratamiento de discontinuidades o tridimensionales y siempre que los resultados sean debidamente contrastados, pueden asignarse valores de  $\alpha_S, \alpha_R < 0,05$ . En el otro extremo para aquellos modelos más simples  $\alpha_S, \alpha_R \cong$

0,15 – 0,20. No obstante muchas cuestiones surgen a la hora de asignar  $\alpha_S, \alpha_R$  que no tienen fácil respuesta pues en muchos casos no deja de ser un criterio subjetivo.

## 2.6 Comprobaciones frente a la rotura de presas de gravedad

De entre los accidentes de presas de mayor impacto cabe destacar la rotura de la presa de Puentes en España (1802) por erosión interna del cimientado causada por una avenida, Bouzey en Francia (1895) por fallo estructural, Austin en EEUU (1911) también por fallo estructural, Tigra en India (1917) por sobrevertido, Eigiau en Reino Unido (1925) igualmente por sobrevertido, Zerbino en Italia (1935) por sobrevertido.

No es por tanto extraño que para el sentimiento generalizado el origen del fallo por excelencia en presas, de cualquier tipo, tenga un origen hidrológico por una situación extrema generada por una avenida que provoca el sobrevertido por coronación.

Sin embargo la tipificación completa de los modos de fallo de una presa es un proceso que conlleva la identificación, descripción y estructuración de todas las posibles formas de fallo, sin restringirse a una lista predeterminada.

La forma de fallo también tiene una clara conexión con las potenciales consecuencias de éste. De esta manera, una posible clasificación propuesta por ICOLD (ICOLD 1998) hace distinción de la velocidad de rotura de la presa proponiendo dos tipos de roturas: las violentas y las de vaciado previsto. Las primeras se deben a roturas rápidas o frágiles y liberan al agua embalsada en pocas horas, incluso minutos, creando una inundación devastadora aguas abajo. Durante las segundas, que son roturas más dúctiles o progresivas, hay tiempo para reaccionar y el vaciado se puede realizar con un cierto control de manera que se puede evitar una inundación generalizada.

Para la tipología de presas de hormigón las causas de rotura a lo largo de la historia pueden resumirse en desbordamiento por coronación motivado por avenidas que exceden la capacidad de alivio, actos de guerra o sabotaje, fallo estructural del material, asiento o colapso del cimientado que soporta la presa, fisuración del hormigón y mantenimiento inadecuado (FEMA 2007).

En el epígrafe 2.1.2 se describieron los modos o mecanismos eficaces o eficientes que pueden llevar a una presa de gravedad a su rotura o funcionamiento incorrecto, de manera total o la puesta fuera de servicio en alguna de sus partes. Ahora se pretende en este capítulo caracterizar únicamente los tres modos de fallo por excelencia de las presas de gravedad:

- Deslizamiento
- Vuelco

- Resistencia de los materiales

No puede dudarse que la calidad del contacto de la superficie presa-cimiento, así como la del macizo rocoso de sustentación, influyen en buena medida en la seguridad de la estructura por ser el origen de varios modos de fallo. Tanto es así que muchas medidas correctoras durante la construcción y preventivas durante la explotación de la presa tienden a la mejora de sus condiciones como puedan ser la eliminación de la roca decomprimida o meteorizada, la ejecución de inyecciones de consolidación, pantallas de impermeabilización y drenaje, etc., todas ellas encaminadas a mejorar, en última instancia, su estabilidad, resistencia y vida útil.

En cuanto a los modos de fallo por falta de estabilidad se distinguen el deslizamiento y el vuelco. El deslizamiento ha sido, por excelencia, el modo más comprobado y el que ha condicionado las dimensiones finales de la presa históricamente (Torrent Rodríguez 1987). El vuelco, sin embargo, es un modo que se ha verificado de forma automática, o tácita, al realizar la comprobación de que no se producen tracciones en el cimiento imponiendo que la resultante normal debe ubicarse en el tercio central de la base de la presa. No obstante, investigaciones llevadas a cabo recientemente muestran que el mecanismo de deformación y fallo en determinadas condiciones difiere del tradicional mecanismo de deslizamiento por corte, ya que, lo que se produce es una combinación entre deslizamiento y rotación o vuelco (Fishman 2009).

## 2.6.1 Deslizamiento

### 2.6.1.1 Introducción

El criterio de Mohr-Coulomb para evaluar la resistencia a corte que ofrecen dos cuerpos separados por medio de una superficie cementada plana se basa en las investigaciones de Mohr en 1776 y Coulomb en 1882, y ha sido el fundamento del modelo basado en la resistencia más empleado para la comprobación a deslizamiento de todo tipo de estructuras. Según este modelo la resistencia se descompone como suma de la contribución intrínseca de la capa intermedia y la de fricción de la superficie de contacto entre los cuerpos. Esta última depende de la tensión normal entre sólidos aplicada perpendicularmente al plano de contacto, de forma que, a mayor tensión mayor resistencia variando según una ley lineal que depende de un parámetro llamado ángulo de rozamiento  $[\varphi]$ . Sin embargo la resistencia intrínseca, o también llamada cohesión  $[c]$  por la analogía que presenta con las moléculas de un sólido, no depende del nivel tensional aunque sí de las propiedades y condición de esta superficie. Una consecuencia inmediata de lo anterior es que si la tensión normal entre superficies es nula el valor de la resistencia al corte lo proporciona únicamente la cohesión.

Si consideramos que  $N$  es la fuerza normal total entre cuerpos,  $c$  es la cohesión y  $A$  la superficie plana de contacto, el criterio a verificar se expresa mediante la siguiente desigualdad:

$$T \leq N \cdot \operatorname{tg} \varphi + cA \quad (2-14)$$

donde  $[T]$  la fuerza desestabilizadora tangencial paralela al plano de deslizamiento y  $\varphi$  el ángulo de rozamiento interno, de manera que si  $[T]$  es mayor que el segundo miembro se producirá el deslizamiento. Como se ha indicado la cohesión es la resistencia a corte cuando la fuerza normal entre sólidos es nula. La siguiente figura muestra el esquema resistente y las fuerzas actuantes.

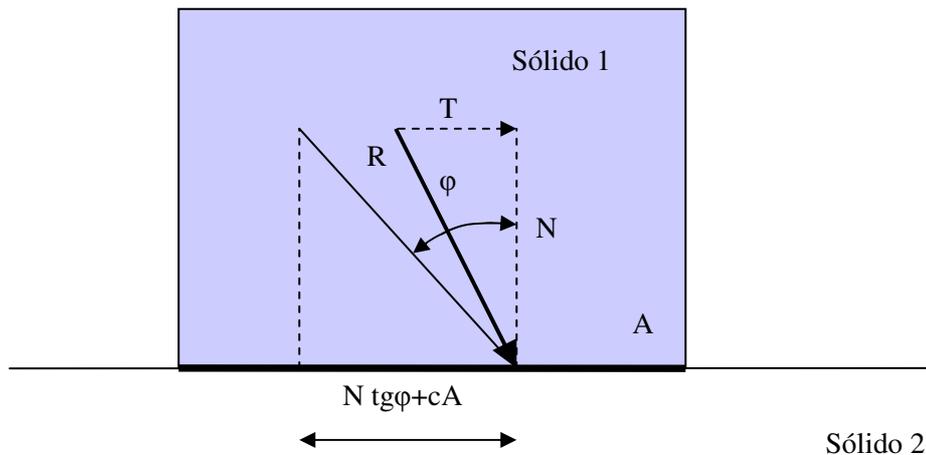


Figura 2.7- Criterio de estabilidad al deslizamiento de Mohr-Coulomb

La ley anterior se utiliza en la evaluación de la seguridad de presas para la comprobación de la estabilidad al deslizamiento del conjunto presa-cimiento, tanto de la estructura global como de cualquier parte del este sistema que, por su morfología, pueda tener algún movimiento independiente del resto, según queda establecido en la Guía nº 2 (CNEGP 2002). Los deslizamientos pueden darse en el seno del cuerpo de presa, en el cimiento o macizo rocoso y en el contacto presa-cimiento. En el primer caso se puede producir preferentemente en las juntas sub-horizontales de hormigonado entre tongadas (juntas frías o juntas de hormigonado deficientemente ejecutadas durante la construcción) que normalmente constituyen superficies más débiles que la masa de hormigón entre tongadas. El segundo caso es más probable a lo largo de las discontinuidades de la roca, como diaclasas o planos de estratificación o fisuras, a menudo superficies cercanas al contacto presa-cimiento con rozamiento interno menor y buzando hacia aguas abajo. El tercero es, por excelencia, la primera de las superficies a comprobar ya que suele ser la más desfavorable y que, por tanto en todo caso ha de ser siempre comprobada.

Es también destacable que estas superficies pueden no tratarse de planos sino de superficies curvas o combinación de superficies curvas y planos, lo que obviamente complica la

comprobación a deslizamiento respecto de las primeras, si bien, su resolución puede abordarse por métodos numéricos como el indicado al final del presente apartado.

A partir de lo anterior puede intuirse que, de manera general, la resistencia a deslizamiento va a depender en mayor o menor medida de los siguientes factores, propiedades o elementos (Altarejos García 2009):

- Densidad de la roca.
- Densidad del hormigón.
- Rozamiento y cohesión efectivos de los estratos de menor resistencia al corte.
- Subpresión en el contacto hormigón-roca y en las juntas de construcción.
- Subpresión en los planos de litoclasea bajo la presa.
- Geometría de las discontinuidades del macizo, orientación de los estratos y los mecanismos cinemáticamente posibles.

En el equilibrio de fuerzas puede tenerse en cuenta, excepcionalmente, el empuje pasivo del terreno sobre el talud de aguas abajo, siempre que el contacto esté suficientemente garantizado y exista seguridad de que no van a producirse desplazamientos incompatibles con la integridad de la presa. Sin embargo su consideración no suele ser habitual probablemente para que los análisis queden del lado de la seguridad.

#### 2.6.1.2 Comprobación

Los tres elementos que suelen intervenir en las comprobaciones de estabilidad a nivel mundial suelen reducirse básicamente a: las solicitaciones o combinación más desfavorable, criterio de valoración a través de un modelo conceptual bidimensional y los coeficientes de seguridad exigibles. Las solicitaciones se refieren, con carácter general, a tres situaciones o escenarios (normal, accidental o extremo), cada uno de ellos a ser verificado de manera independiente. Es cuanto al criterio de valoración es el arriba indicado y lo más común es que se aplique como cociente entre las fuerzas resistentes (resistencia máxima disponible a cortante sobre la superficie a comprobar) y desestabilizadoras conforme (2-14), si bien en algunos pocos casos se trata de la relación entre las fuerzas desestabilizadoras y la fuerza perpendicular a la superficie. En cuanto a los coeficientes de seguridad exigibles existe una gran dispersión a nivel mundial y no puede concluirse una tendencia común para todos los países. En algunos se exigen coeficientes distintos dependiendo de que la superficie de deslizamiento a verificar se encuentre en el propio cuerpo de presa, sea el contacto presa-cimiento o esté completamente embebida en la roca (Rugeri et al. 2004).

En este sentido y para el caso español, al objeto de introducir los márgenes de seguridad postulados por la Guía Técnica nº2 (CNEGP 2002), hay que considerar los coeficientes de

seguridad [F1] aplicado sobre el rozamiento y [F2] aplicado sobre la cohesión, de forma que la condición a verificar resulta:

$$T \leq \frac{N \cdot \operatorname{tg} \varphi}{F_1} + \frac{cA}{F_2} \quad (2-15)$$

donde la presión efectiva normal al plano de deslizamiento  $N$  se obtiene como diferencia de la componente normal del peso (presa y cuña de agua) y la subpresión. Conviene aclarar que el uso de distinto coeficiente para cada parámetro se justifica porque la garantía de actuación de cada uno de ellos es muy diferente. De esta forma, el coeficiente [F1] suele ser mucho más bajo que [F2] y ello es debido a que el rozamiento actúa siempre, aunque la superficie de contacto esté en malas condiciones, presente roturas o agrietamientos y es independiente del área [A] de contacto. Sin embargo, la cohesión [c] no suele conocerse con un buen grado de aproximación y, además, es difícil de medir por el efecto macroscópico de la realidad en comparación con la probeta ensayada en laboratorio. Otro inconveniente inherente a confiar seguridad en la cohesión es que puede variar con el tiempo en función de la alteración a que se ve sometido el material que rellena las juntas y diaclasas de la superficie a comprobar. No es tampoco imposible que con el tiempo dicha alteración origine que la cohesión pueda desaparecer por completo. De hecho, la mencionada Guía nº 2 propugna que, en general, salvo adecuada justificación se considere cohesión nula en el contacto presa-cimiento. Además, en la inecuación anterior podría considerarse el empuje pasivo de la roca sana situada en el tacón del cimiento.

En base a lo anterior, tanto la Instrucción de Presas como la Guía nº 2 (CNEGP 2002) prescriben factores de minoración de 4 o 5 para la cohesión dado el carácter, a veces aleatorio, de esta componente de estabilidad; mientras que para el rozamiento estos coeficientes oscilan entre 1,20 y 1,50 en función del carácter de la situación analizada. A continuación se presenta los coeficientes de minoración de la mencionada guía.

SITUACIÓN	Clasificación de la presa					
	A		B		C	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Normal	1,5	5,0	1,4	5,0	1,4	4,0
Accidental	1,2	4,0	1,2	3,0	1,1	3,0
Extrema	>1,0	3,0	>1,0	2,0	>1,0	>1,0

Tabla 2-12. Coeficientes de minoración del ángulo de rozamiento hormigón-roca y la cohesión según la Guía nº 2

Se da la circunstancia de que los coeficientes de minoración establecidos por la Instrucción de Presas coinciden con los de la Guía nº 2 (CNEGP 2002) del Reglamento para las presas de la

categoría A y para las situaciones Normal y Accidental, por lo que puede decirse que la cuestión no ha evolucionado mucho con el paso del tiempo.

También es interesante comparar los coeficientes de seguridad o coeficientes de minoración de los parámetros resistentes adoptados entre diversos países relativos a la seguridad frente al deslizamiento, bien sea como normativa vinculante o como guías de buena práctica. Es de señalar, ya que está al hilo de la presente tesis, que alguno de los coeficientes exigidos varían en función de la calidad de información de los parámetros resistentes que intervienen en la evaluación de la seguridad. Muy significativo es el hecho de que la guía canadiense y la norma noruega reducen los coeficientes de seguridad si los parámetros resistentes han sido obtenidos de ensayos en lugar de referencias técnicas sin ensayos, o lo que es lo mismo, se adopta el criterio de incrementar los coeficientes si no se disponen de ensayos concluyentes sobre los materiales (Rugeri et al. 2004).

Escenario	Guía canadiense		Norma noruega	
	Con ensayos	Sin ensayos	Con ensayos	Sin ensayos
Normal	3	2	3	2
Accidental	2	1,5	2	1,5
Extremo	1,3	1,1	2	1,5

Tabla 2-13. Coeficientes de seguridad a deslizamiento de la guía canadiense y norma noruega, con y sin ensayos.

Otra regla comúnmente asumida por la mayoría es que, de los tres escenarios habituales de solicitaciones para situaciones normales, accidentales y extremas, se exigen mayores coeficientes para los más habituales o frecuentes (Rugeri et al. 2004).

De hecho algunas guías técnicas proporcionan valores de referencia de los parámetros resistentes si no se han llevado a cabo ensayos experimentales. En otros casos diferentes factores de seguridad son aplicados a la cohesión y al rozamiento, mayor siempre para la primera, los cuales dependen de la calidad de la información sobre estos parámetros (Altarejos L. et al. 2012).

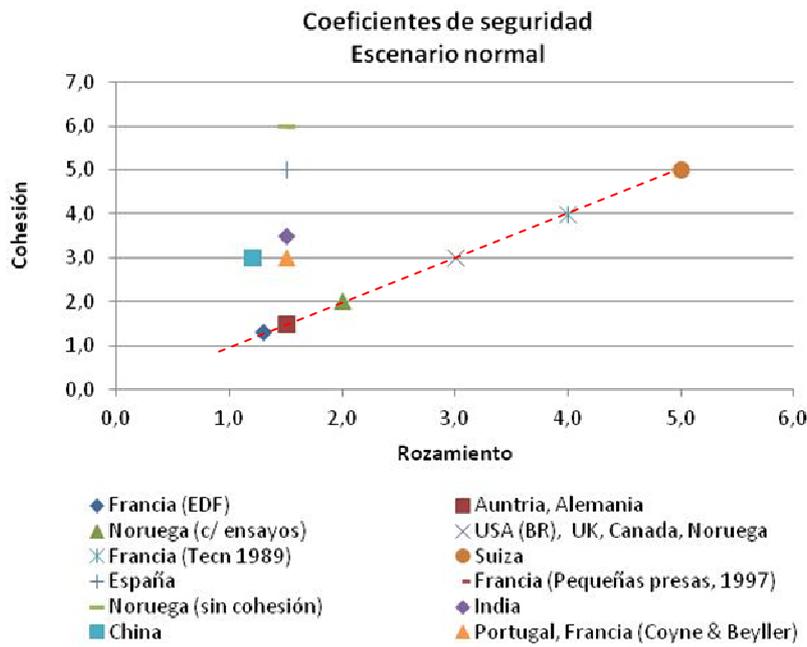


Figura 2.8- Coeficientes de seguridad al deslizamiento en diversos países. Escenario normal. Tomado de (Altarejos L. et al. 2012)

Como queda patente en la gráfica de la figura anterior la variación de los coeficientes presenta una gran amplitud de un país a otro e incluso dentro de un marco nacional puede variar significativamente según la organización y la información disponible (ensayos o prospecciones). Un aspecto a destacar es que los coeficientes se localizan según la alineación de pendiente 45°, es decir igualdad para el rozamiento y la cohesión, y según otra sensiblemente vertical para valores del rozamiento entre 1,0 y 1,50.

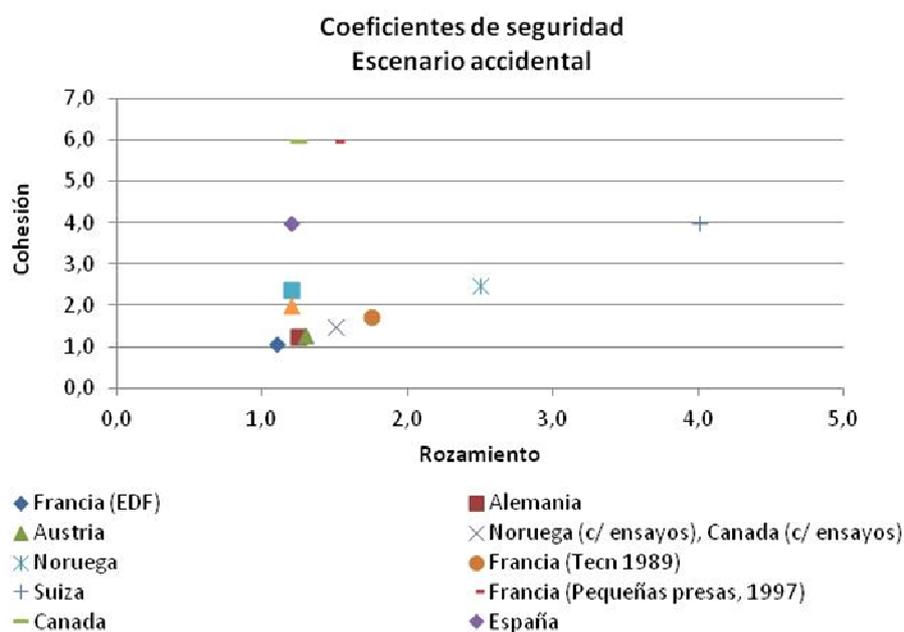


Figura 2.9- Coeficientes de seguridad al deslizamiento en diversos países. Escenario accidental. Tomado de (Altarejos L. et al. 2012)

La evaluación del ángulo de rozamiento  $[\phi]$  debe responder al valor real, el cual sólo depende de los materiales en contacto, sea en el contacto hormigón-roca, en el hormigón del cuerpo de presa o a lo largo de un estrato o litoclasa a comprobar. Éste puede ser estimado en ensayos en laboratorio o in situ y no en pocas ocasiones, por no disponer de más información, a través de la experiencia del conocimiento que se tiene para ese tipo de materiales. Por ello, es frecuente adoptar valores conservadores del lado de la seguridad, máxime cuando los resultados de los ensayos presentan dispersión, son escasos o simplemente no existen. Para el caso de la roca y de la superficie roca-cimiento puede estimarse a partir de correlaciones con los métodos para la cuantificación de la calidad de un macizo rocoso, como el de Barton o el RMR (Rock Mass Rating).

La cohesión puede estimarse a partir sondeos con recuperación de testigos que incluyan la superficie roca-cimiento, y si éste presenta unión a partir del ensayo a tracción puede estimarse como  $c = f_t$ . Es importante hacer notar que solamente se dispone de cohesión en esta superficie cuando exista un verdadero ligazón entre el hormigón y la roca de forma que sea necesario aplicar una tensión de tracción apreciable para separarlos.

Normalmente, cuando la presa no se sitúa en una zona de riesgo sísmico elevado, la situación más desfavorable para la comprobación de la estabilidad suele ser la de embalse lleno sin drenaje (situación accidental A22 de la Guía nº 2, B21 de la Instrucción de Grandes Presas) que puede verse agravada con formación de grieta con inicio en el talón de aguas arriba y extendida

una cierta profundidad bajo la cimentación, lo que genera un perfil de subpresión trapecial. Esta hipótesis es muy exigente para la estabilidad al deslizamiento de las presas de gravedad que, en general, no puede ser garantizada únicamente por el rozamiento y se debe contar con la cohesión o resistencia cortante del cimiento, aunque debiera justificarse su utilización en cada caso.

Las comprobaciones de este tipo, por lo común, tienen carácter bidimensional, siempre y cuando las condiciones lo permiten. Tampoco son referencia los desplazamientos o deformaciones del conjunto presa-cimiento, sin embargo hay que puntualizar algo al respecto. La diferente rigidez de los materiales del conjunto, la presa, el cimiento y la posible naturaleza de los estratos de éste, podrían influir en la resistencia frente al deslizamiento (US Army Corps of Engineers 2005). En efecto, puede ocurrir que las superficies a comprobar corten los diferentes materiales ordenados según estratos, como roca sana de distinto tipo y diaclasas, de forma que, cuando se plantea el equilibrio de fuerzas, se da por supuesto que se moviliza toda la resistencia de corte de cada material que conforma la superficie de deslizamiento. Sin embargo, si hubiera mucha diferencia de rigideces de los materiales, debería adoptarse como resistencia de corte para cada material la correspondiente a la deformación en el momento de la rotura del material más rígido o aquel que rompiera en primer lugar, en lugar de la característica o pico, los cuales deben obtenerse en laboratorio. De hecho, está comprobado que la roca sana requiere menos deformación para alcanzar su máxima resistencia de corte que una diaclasa para desarrollar su máxima resistencia friccional. Por tanto, la resistencia desarrollada por una diaclasa depende de la cantidad de desplazamiento de la roca sana, y, si ésta llegara a romper, la resistencia final sería la friccional de todos los materiales puestos en contacto a lo largo de la superficie. Otra manera de soslayar el problema sería mediante la aplicación de un método numérico.

Al hilo de lo anterior cuando el cimiento es muy heterogéneo conviene en algunos casos realizar un cálculo por el método de los elementos finitos (MEF), que puede utilizarse para realizar la comprobación de estabilidad al deslizamiento, verificando a lo largo de las superficies y situaciones de carga consideradas la siguiente condición:

$$\int_{\Gamma} \tau dS \leq \frac{\int_{\Gamma} tg\varphi(\sigma_n - u)dS}{F_1} + \frac{\int_{\Gamma} cdS}{F_2} \quad (2-16)$$

siendo  $\Gamma$  la superficie de deslizamiento a comprobar,  $\sigma_n$  es la tensión normal a lo largo de la superficie de deslizamiento y  $u$  es la presión intersticial. De esta manera, se puede determinar el estado tensional de la sección a verificar, siendo conocidas por tanto las tensiones a lo largo del plano de cimentación o del plano de deslizamiento elegido y con estas tensiones se podrá conocer cuál es el nivel de agotamiento de su resistencia al corte sin más que determinar, en cada punto deseado, la relación entre la tensión efectiva normal y la tensión tangencial, multiplicada por el valor de la tangente del ángulo de rozamiento interno. Esta metodología

tiene la ventaja añadida de que el problema de calcular el empuje pasivo aguas abajo queda soslayado, puesto que este efecto queda englobado al conocer el estado tensional del conjunto presa-cimiento.

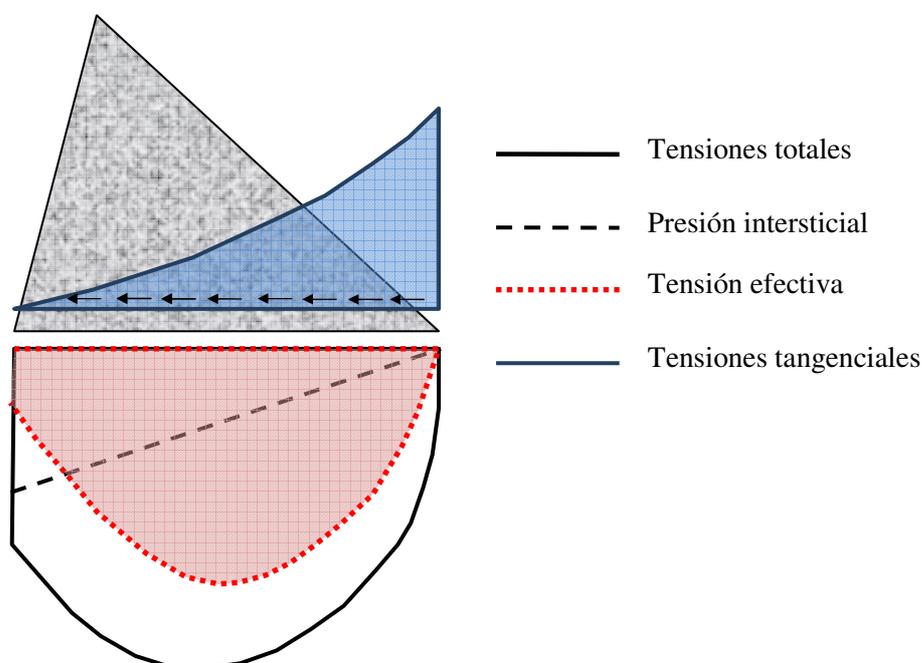


Figura 2.10- Esquema de verificación de la estabilidad según el método desacoplado por integración de las áreas de tensiones efectivas y tangenciales.

En base a lo argumentado anteriormente pueden distinguirse diferentes casos discriminando las superficies a deslizar (Westberg 2010), a saber:

- Roca - cimiento presa.
- Roca - roca.
- Hormigón - hormigón.

### 2.6.1.3 Resistencia pico y residual

Desde un punto de vista enteramente conceptual y a partir de probetas de material ensayadas en laboratorio (roca, hormigón o roca-hormigón) puede determinarse la resistencia a corte del material sobre una discontinuidad que presenta cierto grado de cementación, o lo que es lo mismo, cohesión. El hecho de que la junta presente cohesión significa que dispone de cierta resistencia a la tracción, o lo que es lo mismo, se debe aplicar fuerza para separarlas y puede caracterizarse con una determinada resistencia a la tracción.

En estas condiciones para materializar el ensayo se aplica una fuerza normal sobre los extremos de la probeta y otra de cizalla lateral (Figura 2.11). En caso de realizar el ensayo sobre una

probeta dividida en dos partes separada por una junta, ésta debe ser perfectamente lisa y horizontal, sin irregularidades ni ondulaciones, lo que permite suponer una distribución de tensiones  $\sigma_n$  uniforme sobre la discontinuidad. Pues bien, en estas condiciones se comprueba que la resistencia ejercida por la probeta aumenta con el desplazamiento lateral  $\delta$ , si bien, solo hasta un máximo o valor pico  $\tau_p$  a partir del cual desciende hasta llegar a un valor residual  $\tau_r$  (Figura 2.12). Se comprueba también que aumentando la tensión normal efectiva  $\sigma_n$  aumenta las resistencias  $\tau_p$  y  $\tau_r$  de manera lineal (Hoek et al. 1997).

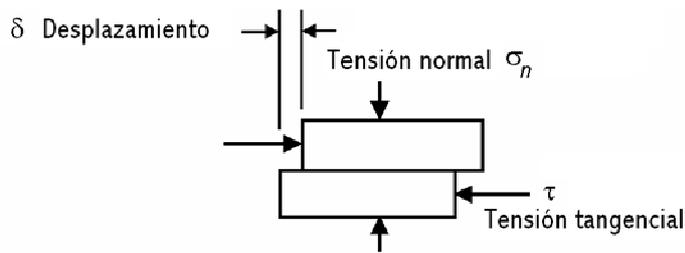


Figura 2.11- Ensayos a corte (Hoek et al. 1997)

Como conclusión de la experimentación se puede establecer la relación entre las tensiones máximas de corte o resistencias y la tensión normal en la junta. Para la resistencia pico  $\tau_p$  puede emplearse el modelo de Mohr-Coulomb, que corresponde con la ecuación (2-14), que expresada en forma tensional aplicada a cada punto de la superficie de rotura:

$$\tau_p = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi \quad (2-17)$$

siendo  $\varphi$  es el ángulo de rozamiento, y para la tensión residual  $\tau_r$  se tiene:

$$\tau_r = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_r \quad (2-18)$$

Nótese que la resistencia residual es independiente de la cohesión de la roca  $c$ , ese ha sido el motivo para algunos proyectistas de no adoptar la resistencia de pico para la verificación de la estabilidad al deslizamiento, sino solamente la residual.

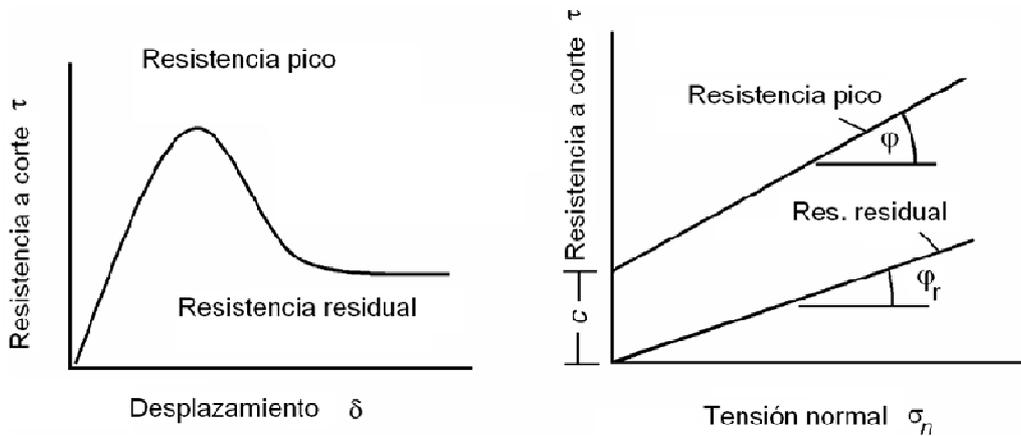


Figura 2.12- Resultados ensayos a corte (Hoek et al. 1997)

Ahora bien, en la naturaleza rara vez se presenta una superficie lisa y plana como la de la probeta ensayada en laboratorio, sino que suele presentar asperezas y ondulaciones (Figura 2.13). Esta circunstancia ya fue advertida por investigadores décadas atrás (Patton 1966) y confiere un comportamiento diferente al mostrado en los ensayos de laboratorio. Puede afirmarse que, de manera general, las irregularidades confieren una resistencia adicional a la junta. Para una discontinuidad alterada la resistencia al corte puede obtenerse según la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + i_R) \tag{2-19}$$

siendo  $\varphi_b$  es el ángulo de rozamiento base y  $i_R$  el ángulo de rugosidad debido a la inclinación de las macro-rugosidades de la superficie de deslizamiento. Hay que puntualizar que esta relación es solo válida para tensiones normales  $\sigma_n$  bajas cuando el desplazamiento se produce a lo largo de las irregularidades.

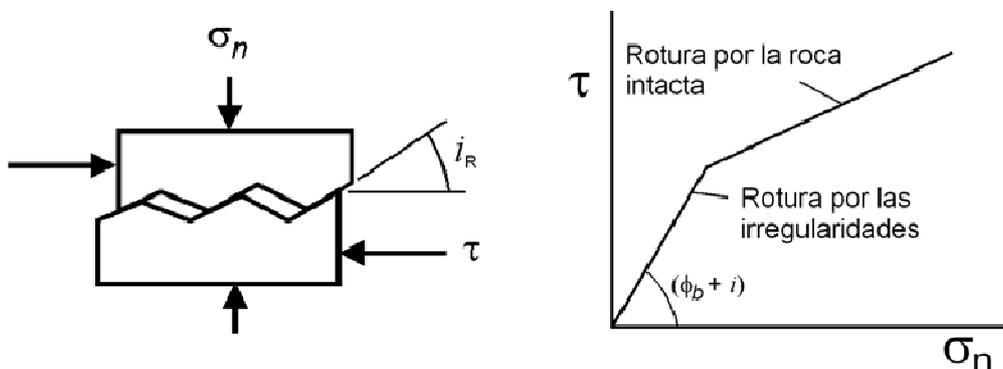


Figura 2.13- Resistencia a deslizamiento de una junta con irregularidades (Patton 1966)

En el caso de compresiones elevadas el desplazamiento cizalla las irregularidades y el comportamiento de la discontinuidad se asemeja al de la roca intacta. Esto último puede apreciarse en la gráfica de la Figura 2.13, donde el primer tramo rectilíneo corresponde con deslizamiento a lo largo de las irregularidades y el segundo se produce la rotura de las irregularidades (Patton 1966).

Si bien el modelo bilineal de Patton mejora sustancialmente el modelo de Mohr-Coulomb para superficies con ondulaciones e irregularidades, en la realidad la curva de resistencia varía de una manera más suave, por ello, con posterioridad se han propuestos modelos no lineales basados en hacer dependiente el ángulo de rugosidad  $i_R$  en función de la tensión normal  $\sigma_n$  (Barton 1976). Para su estimación además se hace uso de dos parámetros empíricos:  $JRC$  o coeficiente de rugosidad de la discontinuidad y  $JCS$  o resistencia a compresión de las paredes de la discontinuidad, según la siguiente formulación

$$i_R = JRC \cdot \text{Log}_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (2-20)$$

El coeficiente de rugosidad  $JRC$  se obtiene a partir de la comparación de la forma de la discontinuidad con perfiles tipificados y puede variar entre 0 y 20.

Hay que advertir que los modelos anteriores evalúan la resistencia a corte en juntas donde se produce el contacto entre las superficies *limpias* del material (bien sea roca u hormigón). Ahora bien, si la junta se encuentra totalmente o parcialmente rellena por otro material, procedente por ejemplo de la descomposición o alteración de la propia roca como pueda ser arcillas, el comportamiento puede cambiar drásticamente por reducirse significativamente la resistencia. Ello dependerá de la calidad, espesor del relleno y las dimensiones o amplitud de las irregularidades de la superficie que conforma la junta.

En ocasiones es práctico utilizar el más sencillo modelo lineal de Mohr-Coulomb con los parámetros resistentes de la cohesión  $c$  y ángulo de rozamiento  $\varphi$  para una determinada tensión normal de confinamiento  $\sigma_n$ . A estos efectos el modelo de Barton proporciona los valores instantáneos equivalentes que se obtienen trazando la tangente de la envolvente y evaluando la ordenada en el eje de abscisas y la pendiente.

El modelo de Barton es generalizable todavía más si se considera que la junta puede tener macro-ondulaciones a gran escala definidas por el ángulo  $i$ ; de esta manera la expresión de la resistencia se obtiene como:

$$\tau = \sigma_n \text{tg}(\varphi_b + i_R + i) \quad (2-21)$$

Se ha comprobado que el parámetro más susceptible de producir variaciones en la evaluación de la resistencia es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad JRC por lo que es recomendable estimarlo de la manera más precisa posible (Kreuzer 1998).

#### 2.6.1.4 Deslizamiento en el macizo rocoso

Como se ha adelantado, si por algo se caracteriza un macizo rocoso además de por la tipología de su roca matriz, es por las familias de discontinuidades existentes. El origen y la tipología de estas es muy diverso y excede del propósito del presente trabajo, aunque entre ellas podemos distinguir algunas como planos de estratificación, diaclasas, fracturas, fallas, etc. Hay que apuntar que toda discontinuidad en un macizo rocoso representa una debilidad cuyo espacio es aprovechado para el relleno de algún mineral o producir alteración química de las superficies por el paso del agua, de manera que las discontinuidades favorecen la alteración de la roca y, en última instancia muy a largo plazo, la meteorización y destrucción del macizo rocoso.

#### 2.6.1.5 Deslizamiento superficie roca-cimiento

Como se ha mencionado anteriormente el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, ecuación (2-17), se ha impuesto claramente en el análisis en cuestión y ha sido adoptado en numerosas normas y códigos de prestigiosas entidades en la materia (FERC 2002), (Bureau 1987), (US Army Corps of Engineers 2003), (Canadian Dam Safety Association 1995) y otros que pueden consultarse en el informe al efecto elaborado para ICOLD (Rugeri et al. 2004).

Varios autores han acotado valores del ángulo de rozamiento  $[\varphi]$  y la cohesión para algunos tipos de roca del cimiento (RUGGERI 2004):

- a) Según Rocha (1964) el ángulo de rozamiento medio hormigón-roca  $[\varphi]$  para materiales tipo granito y, también, para materiales areniscosos se enmarca en el rango de  $53^{\circ}$ - $63^{\circ}$ . La cohesión de imbricación, según este autor, se sitúa en el rango 1-7 kp/cm<sup>2</sup>.
- b) Para Link (1969), en el caso particular de materiales margocalcáreos, el ángulo de rozamiento  $[\varphi]$  es algo menor que en el caso anterior, situándose en el rango de  $45^{\circ}$ - $52^{\circ}$ . La cohesión es sin embargo, claramente mayor, alcanzando en ocasiones hasta 30 kp/cm<sup>2</sup>.
- c) Lo et al (1990-94), indican únicamente un valor medio para el conjunto de materiales diferentes que señala como rocas competentes, cifrable en  $[\varphi] = 62^{\circ}$ . La cohesión media que cita es de 22 kp/cm<sup>2</sup>.
- d) La firma norteamericana EPRI (Electric Power Research Institute) obtuvo en 1992 valores del ángulo  $[\varphi]$  aplicables a calizas sanas, en el entorno de  $68^{\circ}$  y valores de cohesión  $c = 11,4 - 19,2$  kp/cm<sup>2</sup>.

Litología	Ángulo Rozamiento (°)	Cohesión (Kp/cm <sup>2</sup> )	Autor
Granito y areniscas	53°-63°	1-7	Rocha, 1964
Margocaliza	45°-52°	<30	Link, 1969
Rocas competentes	62°	22	Lo et al, 1994
Calizas sanas	68°	11-19	EPRI, 1992

Tabla 2-14. Ángulo de rozamiento y cohesión en función de la litología según distintos autores.

De estos guarismos puede concluirse que la superficie presa-cimiento retiene una resistencia apreciable, incluso frente a esfuerzos de tracción debido a la componente de la cohesión, por lo que no es necesariamente la más débil en las proximidades del cimiento.

Ahora bien, su aplicación de forma estricta asume alcanzar la máxima tensión movilizable cuando se produce el deslizamiento, sin embargo, esto no ocurre en todos los casos pues estudios recientes han probado que esta premisa solo es cierta cuando el tipo de rotura es de tipo dúctil o progresiva, es decir, con deformaciones apreciables (RUGGERI 2004). Además, con posterioridad se ha comprobado que cuando la interfaz presa-cimiento presenta cohesión el tipo de fallo por deslizamiento es frágil y se produce con pequeños o prácticamente nulos desplazamientos (Westberg 2010).

Lo anterior hace aconsejable distinguir o discriminar las zonas de la superficie deslizada con distinto o previsible diferente comportamiento. Por un lado al contacto no dañado que presenta cohesión es aplicable el modelo Mohr-Coulomb conforme la expresión (2-17).

Por el contrario si alguna parte de superficie presa-cimiento presenta deterioro o no tiene cohesión la resistencia a corte experimenta desviaciones respecto de la formulación de Mohr-Coulomb, ya que como se ha expuesto en el anterior apartado, según el modelo experimental de Barton viene dada exclusivamente por el ángulo de rozamiento como suma del ángulo de rozamiento base  $\varphi_b$  y un ángulo de rugosidad  $i_R$ . Este último es debido a la inclinación de las macro-rugosidades de la superficie, en el caso de las presas, deliberadamente dispuestas durante la construcción y cuya magnitud no suele sobrepasar 5°. De esta manera la aportación de las superficies deterioradas o sin cohesión puede evaluarse según (2-19).

#### 2.6.1.6 Deslizamiento en el cuerpo de presa

Se apunta en este apartado que el deslizamiento puede ocurrir en el seno del propio cuerpo de presa, es decir, que se produzca un movimiento relativo entre dos piezas del mismo bloque de

hormigón. En este sentido todo lo indicado en los puntos anteriores resulta de aplicación a este mecanismo de rotura.

### 2.6.2 Vuelco

El modo de fallo por vuelco, básico para algunos tipos de estructuras como los muros, es omitido en algunas ocasiones para el caso de las presas por los proyectistas en virtud de que la comprobación tensional es más exigente y que, en general, el coeficiente de seguridad a deslizamiento siempre resulta menor que el de vuelco. Sin embargo a medida que la roca de cimiento es más competente estudios experimentales demuestran que el modo de fallo por vuelco va ganando probabilidad frente al deslizamiento e incluso pasa a ser el modo de fallo más factible (Fishman 2009),

El modelo clásico de vuelco de la presa ocurre cuando el momento desestabilizante o volcador  $M_S$  cuyas mayores componentes son debidas a las solicitaciones sobre el paramento de aguas arriba y a la subpresión sobre la base de la presa, supera al estabilizador debido al peso propio y cuña de agua y sedimentos que pudiera haber sobre el paramento inclinado de aguas arriba  $M_R$ .

$$F = \frac{M_R}{M_S} \quad (2-22)$$

La relación nos da el coeficiente o margen de seguridad  $F$ . Los momentos se evalúan según ejes cinemáticamente compatibles con el movimiento y el punto por excelencia es el pie de aguas abajo de la presa y en el proceso de vuelco hay que considerar que la presa puede despegar en la zona de aguas arriba debido a la formación de una grieta por tracción.

En las comprobaciones de vuelco además del criterio anterior es común incluir las siguientes comprobaciones impuestas en algunas instrucciones técnicas de seguridad de presas:

- La base de la presa libre de tracciones, al menos en situaciones normales.
- Compresiones limitadas en el pie de aguas abajo.

Nótese que ambas dos se trata de comprobaciones de servicio y no estados límites de rotura.

Para verificar la primera de ellas, es decir, la comprobación de no tracciones en el cimiento, la resultante normal a la interfaz debe ubicarse en el tercio central de la base de la presa para situaciones normales de explotación. En situaciones accidentales debe quedar en la franja central de los tres quintos (Westberg 2010).

En cuanto al segundo se justifica porque el modo de fallo de vuelco implica una rotación del cuerpo de presa va progresivamente reduciendo la superficie real de contacto, por lo que para mantener el equilibrio de fuerzas las tensiones deben aumentar, hasta llegar a un punto que se

produciría la plastificación de los materiales presa-cimiento y excedería finalmente la resistencia de la roca del cimiento o del hormigón, produciéndose con anterioridad el colapso por punzonamiento o rotura del terreno o cuerpo de presa. Por este motivo, otro criterio para evitar el modo de fallo por vuelco o forma equivalente de comprobación es limitar la mayor compresión puntual a que se ve sometido el terreno por debajo de su máxima capacidad portante. En este supuesto, la ecuación de estabilidad a verificar es entonces (Martín Carrasco, F.J., Garrote de Marcos, L. 1997):

$$\sigma_{ADM} < \sigma_{MAX} \quad (2-23)$$

siendo  $\sigma_{ADM}$  la mayor compresión en el terreno y  $\sigma_{MAX}$  la capacidad portante.

El modelo tradicional anterior puede no ser el más adecuado cuando se trata de materiales frágiles como es el caso del hormigón o la roca. En la actualidad están abiertas líneas de investigación con ayuda de ensayos de laboratorio y posterior desarrollo de un modelo conceptual. Es posible predecir el comportamiento de un sólido frágil en contacto con un medio continuo (Figura 2.14), compuesto por un material de características similares al sólido o incluso idéntico, normalmente mortero de cemento o yeso, sometido a una fuerza normal  $N$  y a otra tangencial  $T_p$  separada cierta distancia  $h$  del plano de contacto, es decir, con aplicación de un momento de volcador. En estas condiciones el fallo se produce por la formación de una fisura que se extiende por debajo del interfaz presa-cimiento y cuyo origen se debe a fuertes tracciones en el lado de aplicación de la carga  $T_p$  y elevadas compresiones en el lado opuesto, curvas 1 y 2 en Figura 2.14 (Fishman 2009).

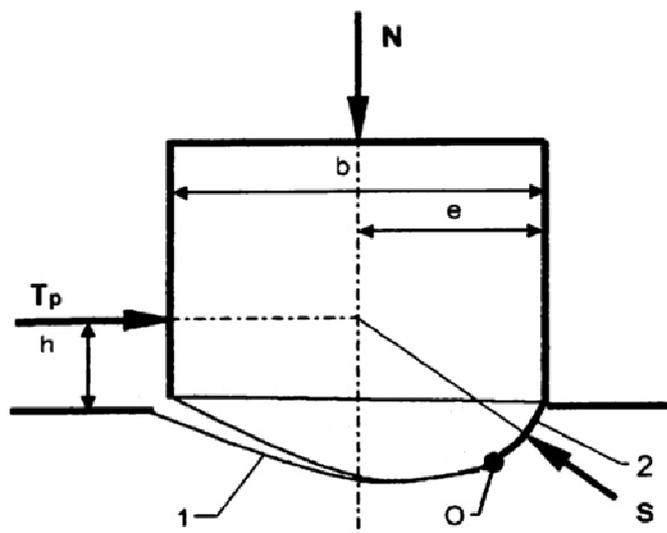


Figura 2.14- Modelo de vuelco límite (Fishman 2009)

### 2.6.3 Resistencia de los materiales

La *Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas*, (MOP 1967) establece que salvo justificación suficiente las cargas de trabajo a compresión en la presa no rebasarán los 80 kg/cm<sup>2</sup> y en ningún caso sobrepasarán los 100 kg/cm<sup>2</sup> en situaciones normales, ni los 120 kg/cm<sup>2</sup> en las accidentales. Además, estipula que no se admitirán cargas de tracción superiores a 10 kg/cm<sup>2</sup> en situaciones normales, si bien admite que en las situaciones accidentales podrán darse tensiones límite superiores en un 20 % a las señaladas.

Además de las anteriores limitaciones la comprobación de resistencia se realiza comparando las tensiones de servicio con la resistencia de los materiales minorados según los coeficientes de seguridad establecidos por la Instrucción, que dependen de que la situación analizada sea normal o accidental y de que el hormigón esté sometido a tracción o a compresión:

Situación	Compresión	Tracción
Normal	4,0	3,0
Accidental	3,0	2,0

Tabla 2-15. Coeficientes de minoración del hormigón y cimienta según la Instrucción de Presas (MOP 1967)

Por su parte la Guía (CNEGP 2002), al igual que la Instrucción, también aconseja evitar que la presa trabaje con tensiones altas, pues ello conduce a un más rápido envejecimiento del hormigón, lo que es contrario al objetivo de durabilidad que debe tenerse en cuenta para tener un buen comportamiento durante la explotación de su vida útil y que, en principio, debe suponerse larga. Por ello recomienda que las tensiones no rebasen los 100 Kp/cm<sup>2</sup> en situaciones normales, los 120 Kp/cm<sup>2</sup> en situaciones accidentales y finalmente los 140 Kp/cm<sup>2</sup> en las extremas. Igualmente propone no admitir tensiones de tracción superiores a 10 Kp/cm<sup>2</sup> en situaciones normales, 12 Kp/cm<sup>2</sup> en las accidentales y 14 Kp/cm<sup>2</sup> en las extremas.

En lo relativo a los coeficientes de seguridad respecto de las tensiones a las que llega a someterse el hormigón propuestos por la Guía n° 2 son los que siguen:

Situación	Clasificación de la presa		
	A	B	C
Normal	3,0	2,5	2,0
Accidental	2,0	2,0	1,5
Extrema	1,5	1,5	1,2

Tabla 2-16. Coeficientes de minoración de resistencias del hormigón y cimienta según la Guía n° 2 (CNEGP 2002).

La guía recomienda mantener los coeficientes de seguridad mínimos anteriores con los siguientes criterios:

- Los coeficientes mínimos recomendados para presas de categoría B ó C se considerarán en el caso de que, con muy alta probabilidad, no vayan a variar en el tiempo de vida de la presa las condiciones que justificaron su clasificación como B ó C. En caso contrario, los coeficientes mínimos a considerar deben ser los indicados para la categoría A.
- Se tomará como resistencia del hormigón a compresión su resistencia característica a 90 días.
- La resistencia a tracción podrá obtenerse a partir de la resistencia a compresión mediante aplicación de la fórmula correspondiente que se indique en la Instrucción de Hormigón vigente.
- Se podrá considerar como valor de la tensión máxima obtenida en el cálculo el valor medio en una extensión de suficiente amplitud para que su rotura suponga un peligro real para la presa, evitando condicionar el diseño a valores puntuales sin relevancia práctica.
- Se aconseja evitar la utilización de hormigones con resistencias características muy elevadas, de más de 250 Kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente que, si bien permitirían estructuras más esbeltas, agravan el problema térmico.

También se aconseja evitar que la estructura trabaje con tensiones altas, pues ello conduce a un más rápido envejecimiento del hormigón, lo que resulta contrario al objetivo esencial de durabilidad. Se recomienda que las tensiones no rebasen los 100 Kg/cm<sup>2</sup>, en situaciones normales ni los 120 Kg/cm<sup>2</sup> en situaciones accidentales, ni 140 Kg/cm<sup>2</sup> en situaciones extremas. Se recomienda no admitir tensiones de tracción superiores a 10 Kg/cm<sup>2</sup> en situaciones Normales. En las situaciones Accidentales podrán admitirse tensiones de tracción de hasta 12 Kg/cm<sup>2</sup>, y de hasta 14 Kg/cm<sup>2</sup> en situaciones Extremas

Como puede apreciarse de la observación de las dos tablas anteriores, los coeficientes adoptados por la guía son menores que los de la Instrucción, y ello se debe al avance tecnológico de la fabricación y puesta en obra del hormigón en el lapso de tiempo entre ambas normativas.

Debido al valor relativo entre los coeficientes de seguridad se da la circunstancia frecuente de que las mayores exigencias de resistencia se dan en la situación normal con embalse vacío, cuando el talón de la presa está fuertemente comprimido por el peso del hormigón.

## 2.7 Métodos probabilísticos

Los métodos probabilísticos son particularmente útiles para evaluar la seguridad de estructuras existentes o que se encuentren en explotación durante largos periodos de tiempo, ya que permiten incorporar información recogida durante la explotación como pueda ser la auscultación, prospecciones, etc. y utilizarla racionalmente para fines concretos (Westberg 2010).

Por otro lado un modelo probabilístico para que pueda ser incorporado a códigos estructurales y en particular a la normativa requiere que el diseño, construcción y mantenimiento de las presas cumplan su objetivo con unos niveles adecuados de garantía. Esta exigencia implica que deben soportar todas las combinaciones de solicitaciones previstas en los vigentes códigos de manera segura y económica, teniendo en cuenta las incertidumbres de los factores que la definen. A mayor conocimiento de la realidad de la presa y su comportamiento, o lo que es equivalente, a menor incertidumbre de éstas mayor reducción de gastos innecesarios en seguridad, pero sin reducirla ya que se localizarán las actuaciones donde sea necesario y con la intensidad adecuada (Kreuzer, H., Léger, P. 2013).

### 2.7.1 Planteamiento general

Como se adelantó en el epígrafe 2.5, el enfoque de la seguridad basada en riesgo busca la respuesta a la cuestión de cuál es la probabilidad  $P_f$  de que una estructura alcance un estado límite identificado como fallo, durante un periodo de tiempo determinado normalmente de un año, planteando para ello la resolución de un problema estrictamente matemático que, con mayor generalidad que el enunciado entonces, puede reescribirse como (Kottegoda 1997):

$$P_f = \iint \dots \int_{g(\mathbf{X}) < 0} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{X}) d\mathbf{X} \quad (2-24)$$

con:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = \begin{cases} \geq 0 & \text{No fallo} \\ < 0 & \text{Fallo} \end{cases}$$

siendo  $\mathbf{X}=(X_1, X_2, \dots, X_n)$  un vector de estado que toma valores en el dominio  $\Omega$  y cuyas componentes  $X_1, X_2, \dots, X_n$  son variables aleatorias que definen el sistema estructura-entorno,  $f_{\mathbf{X}}: \mathbb{R}^n \rightarrow \mathbb{R}$  la función de densidad de probabilidad conjunta de éstas. Para una presa,  $\mathbf{X}$  aglutina valores del diseño, características geométricas o dimensiones, densidad, características resistentes y deformabilidad del hormigón, así como las propiedades del terreno que la sustenta; también incluye las solicitaciones exteriores que soporta como sobrecargas, aceleración sísmica, subpresión, etc. En el caso más general  $\mathbf{X}$  puede ser función del tiempo.

La función  $g:\mathbb{R}^n \rightarrow \mathbb{R}$  representa la respuesta del sistema y divide el dominio  $\Omega$  del vector  $\mathbf{X}$  en dos regiones, si  $g(\mathbf{X}) \geq 0$  es la zona segura mientras que  $g(\mathbf{X}) < 0$  la región es insegura y la estructura se encuentra en fallo. El dominio de  $\mathbf{X}$  tal que  $g(\mathbf{X}) = 0$  define la frontera entre la zona segura e insegura y es la superficie de estado límite de fallo de la estructura. Por ello a  $g(\mathbf{X})$  se le conoce como función de modo de fallo.

Para evaluar la integral anterior pueden utilizarse procedimientos y técnicas muy diferentes que dependen sobre todo de la forma de la función respuesta del sistema  $g(\mathbf{X})$ , de las suposiciones razonables que puedan hacerse sobre el vector  $\mathbf{X}$ , cuyas componentes son variables aleatorias cuya función de densidad de probabilidad es a priori desconocida, etc., los cuales se abordan en los epígrafes siguientes. Los métodos de nivel I no se tratarán en lo que sigue pues realmente hacen referencia al método de los coeficientes de seguridad y sus variantes y por lo tanto no son métodos probabilísticos propiamente dichos.

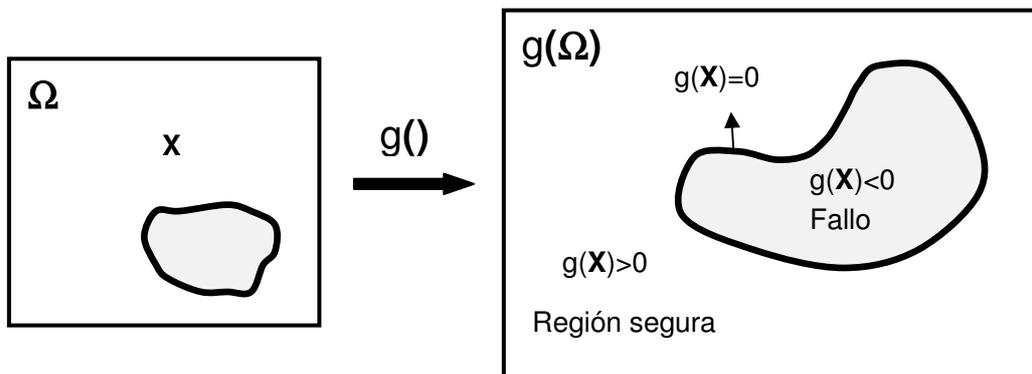


Figura 2.15- Dominios de fallo y no fallo

### 2.7.2 Métodos de Nivel II

Se trata de métodos que utilizan técnicas analíticas para encontrar un punto en el dominio  $\Omega$  que pueda ser relacionado con la probabilidad de fallo (Robinson 1998). La técnica más simple para evaluar la integral (2-24) es utilizar aproximaciones de la función  $g(\mathbf{X})$  de tipo lineal, con desarrollos en series de Taylor mediante polinomios de hasta primer orden tomando como punto de referencia el valor medio  $\mu_x$  de  $\mathbf{X}$ . A partir de esta aproximación pueden estimarse la media y la varianza de  $g(\mathbf{X})$ . Por último la probabilidad de fallo se evalúa haciendo la hipótesis de que  $g(\mathbf{X})$  se adapta a algún tipo de distribución estadística conocida, siendo lo más usual la distribución normal de media  $E[g(\mathbf{X})]$  y varianza  $V[g(\mathbf{X})]$ .

Como resultado parcial suele obtenerse el índice de seguridad o índice de fiabilidad  $\beta$  que es un estimador de la seguridad de la estructura y su interpretación física se vincula a la diferencia

entre el valor más probable del dominio  $g(\boldsymbol{\Omega})$  y la superficie de estado límite ( $g(\mathbf{X}) = 0$ ) medida en términos de la desviación típica de  $g(\boldsymbol{\Omega})$ . El índice de fiabilidad  $\beta$  responde a la expresión:

$$\beta = \frac{E[g(\mathbf{X})]}{\sigma[g(\mathbf{X})]} \quad (2-25)$$

por tanto, cuanto mayor sea éste, mayor es el nivel de seguridad de la estructura analizada; sin embargo no cuantifica la probabilidad de fallo por sí mismo, por lo que solo proporciona una medida relativa de la seguridad. No obstante, precisamente a partir de este los métodos de nivel II, haciendo hipótesis simplificaciones de la función  $g(x)$  y el tipo de variables aleatorias  $X_1, X_2, \dots, X_n$  obtienen una estimación de la probabilidad de fallo a partir de:

$$P_f = P[g(\mathbf{X}) \leq 0]$$

Una suposición simple es asumir que la función de distribución de probabilidad de  $\beta$  es la estándar normal,  $\beta \rightarrow N(0,1)$ , entonces la relación entre el índice de fiabilidad y la probabilidad de fallo viene dada por:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2-26)$$

En la Tabla 2-17 se muestran algunos valores de esta relación a la que se ha añadido también el periodo de retorno T o tiempo medio en años esperable entre sucesos de rotura.

T	$P_f$	$\beta$
2	0,5	0
10	0,10000	1,282
20	0,05000	1,645
50	0,02000	2,054
100	0,01000	2,326
500	0,00200	2,878
1000	0,00100	3,090
5000	0,00020	3,540
10000	0,00010	3,719
20000	0,00005	3,891
100000	0,00001	4,265

Tabla 2-17. Relación entre la probabilidad de fallo, índice de fiabilidad y periodo de retorno

Los métodos de nivel II son conocidos en lengua inglesa como *First Order Second Moment* (FOSM), debido a que linealizan la función de respuesta  $g()$  con polinomios de primer orden y

la evalúan utilizando exclusivamente los momentos de primer y segundo orden del vector  $\mathbf{X}$ , es decir su media ( $\mu_{\mathbf{X}}$ ) y varianza ( $\sigma_{\mathbf{X}}^2$ ).

### 2.7.2.1 Desarrollo de Taylor alrededor del valor medio

Este procedimiento consiste en la linealización de  $g()$ , para lo que se utiliza el desarrollo en serie de Taylor hasta polinomio de primer orden alrededor del valor esperado de  $\mathbf{X}$ , es decir:

$$g(\mathbf{X}) \approx \mathbf{a}^T \cdot \mathbf{X} + b \quad (2-27)$$

donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{a} &= \nabla g(\mu_{\mathbf{X}}) \\ b &= g(\mu_{\mathbf{X}}) - [\nabla g(\mu_{\mathbf{X}})]^T \cdot \mu_{\mathbf{X}} \end{aligned}$$

Suponiendo que las componentes del vector  $\mathbf{X}$  son independientes la evaluación del primer momento de  $g()$  queda como sigue:

$$E[g(\mathbf{X})] = \mathbf{a}^T \cdot \mu_{\mathbf{X}} + b$$

o lo que es lo mismo:

$$E[g(\mathbf{X})] = g(\mu_{\mathbf{X}})$$

La evaluación del segundo momento o varianza responde a:

$$V[g(\mathbf{X})] = E[(g(\mathbf{X}) - g(\mu_{\mathbf{X}}))^2] = V[\mathbf{X}]^T \cdot \nabla g(\mu_{\mathbf{X}})^2$$

a partir de éstos dos la evaluación del índice de fiabilidad es inmediata

### 2.7.2.2 Método de estimación puntual

Este método debido a Rosembueth (Rosembueth 1975), al igual que el anterior, evalúa el índice de fiabilidad a partir de la estimación de los dos primeros momentos de  $g()$ ,  $E[g(\mathbf{X})]$  y  $\sigma[g(\mathbf{X})]$  conforme a (2-25), si bien la forma de la función de probabilidad no es determinada.

Si  $X$  es una variable aleatoria unidimensional, este procedimiento está basado en concentrar la probabilidad de  $X$  en una familia de puntos estratégicamente elegidos  $x_i$  haciendo uso de la cuadratura de polinomios ortogonales, de forma que el momento de grado  $m$  ( $\mu_{X,m}$ ) puede expresarse como:

$$\mu_{X,m} = \int (x - \mu_X)^m f_X(x) dx = \sum (x_i - \mu_X)^m p_X(x_i) \quad (2-28)$$

En el caso más general las componentes del vector  $X$  pueden ser variables aleatorias correlacionadas y con funciones de densidad de probabilidad asimétricas. Para la aplicación del método es necesario discretizar la función de densidad de cada variable aleatoria  $X_i$  en un número determinado de puntos  $x_i$  (en la práctica no superior a 3) donde se concentra toda la probabilidad, que para el caso de dos puntos se concretan en las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} P_{i+} + P_{i-} &= 1 \\ x_{i+} &= \mu_{x_i} + d_{xi+} \cdot \sigma_{x_i} \\ x_{i-} &= \mu_{x_i} + d_{xi-} \cdot \sigma_{x_i} \end{aligned} \tag{2-29}$$

donde los coeficientes  $d_i$  se obtienen a partir de las propiedades asimétricas de las funciones de densidad de probabilidad conforme a:

$$\begin{aligned} d_{i+} &= \frac{\gamma_i}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\gamma_i}{2}\right)^2} \\ d_{i-} &= d_{i+} - \gamma_i \end{aligned} \tag{2-30}$$

donde  $\gamma_i = \mu_X^3 / \sigma_X^3$  es el coeficiente de asimetría de la variable aleatoria  $X_i$ . Finalmente, la concentración de la probabilidad en cada punto responde a:

$$\begin{aligned} P_{i+} &= \frac{d_{i+}}{d_{i+} + d_{i-}} \\ P_{i-} &= \frac{d_{i-}}{d_{i+} + d_{i-}} \end{aligned} \tag{2-31}$$

Así, por ejemplo para el caso de 3 variables aleatorias  $X_i$ ,  $i=1,2,3$  la aplicación requiere de la evaluación de la probabilidad en  $2^3=8$  puntos (combinaciones de 2 elementos tomados de 3 en 3) obtenida como producto de las probabilidades puntuales anteriores, de forma que es necesaria la evaluación en los siguientes:

n	$x_1$	$x_2$	$x_3$
1	-	-	-
2	-	+	-
3	-	-	+
4	+	-	-
5	+	+	-
6	-	+	+
7	+	-	+
8	+	+	+

Tabla 2-18. Signos de las combinaciones de los productos de las probabilidades puntuales para tres variables aleatorias en la aplicación del método de la estimación puntual

La probabilidad de que ocurra un suceso  $x_{\pm 1}, x_{\pm 2}, x_{\pm 3}$  cualquiera viene dada por:

$$P_{x_{1\pm}, x_{2\pm}, x_{3\pm}} = P_{x_{1\pm}} \cdot P_{x_{2\pm}} \cdot P_{x_{3\pm}} \cdot a_{11\pm} a_{12\pm} a_{13\pm} a_{21\pm} a_{22\pm} a_{23\pm} a_{31\pm} a_{32\pm} a_{33\pm} \quad (2-32)$$

donde los signos del punto de evaluación  $x_{1\pm}, x_{2\pm}, x_{3\pm}$  pueden adoptar cualquier combinación de la Tabla 2-18, así por ejemplo  $x_{1+}, x_{2+}, x_{3+}$  y  $x_{1-}, x_{2-}, x_{3-}$  hacen referencia a:

$$\begin{aligned} x_{1+}, x_{2+}, x_{3+} &= \mu_{x1} + d_{x1+} \cdot \sigma_{x1} & , & & \mu_{x1} + d_{x2+} \cdot \sigma_{x2} & , & & \mu_{x3} + d_{x3+} \cdot \sigma_{x3} \\ x_{1-}, x_{2-}, x_{3-} &= \mu_{x1} - d_{x1-} \cdot \sigma_{x1} & , & & \mu_{x1} - d_{x2-} \cdot \sigma_{x2} & , & & \mu_{x3} - d_{x3+} \cdot \sigma_{x3} \end{aligned}$$

Los coeficientes  $a_{ij}$  vienen dados por:

$$a_{ij} = \frac{\frac{\rho_{ij}}{2^3}}{\sqrt{\left(1 + \left(\frac{\gamma_1}{2}\right)^2\right) \left(1 + \left(\frac{\gamma_2}{2}\right)^2\right) \left(1 + \left(\frac{\gamma_3}{2}\right)^2\right)}}$$

siendo  $\gamma_i$  los coeficientes de asimetría y  $\rho_{ij}$  los coeficientes de correlación de las variables aleatorias.

Entonces la evaluación de momentos de  $g()$  se realiza a partir de:

$$\begin{aligned} E[g(\mathbf{X})] &= \sum P_{x_{1\pm}, x_{2\pm}, x_{3\pm}} \cdot g(x_{1\pm}, x_{2\pm}, x_{3\pm}) \\ E[g(\mathbf{X})^2] &= \sum P_{x_{1\pm}, x_{2\pm}, x_{3\pm}} \cdot g(x_{1\pm}, x_{2\pm}, x_{3\pm})^2 \end{aligned} \quad (2-33)$$

y la varianza de  $g()$  se obtiene finalmente como:

$$V[g(\mathbf{X})] = E[g(\mathbf{X})^2] - \mu_g^2 \quad (2-34)$$

Un inconveniente del método, por otro lado inherente a los métodos de integración por cuadraturas, es que se requiere  $2^n$  evaluaciones de  $g()$ , de forma que el esfuerzo de cálculo se incrementa de forma exponencial con el número de componentes del vector  $\mathbf{X}$ .

### 2.7.2.3 Método de Hasofer-Lind

Uno de los inconvenientes que presenta el procedimiento basado en el desarrollo de Taylor es que se obtienen probabilidades de fallo distintas con formulaciones equivalentes de  $g()$ , de esta manera la

resolución de un mismo problema con formulación algebraica diferente pueden no proporcionar un único resultado cuando la solución debería ser única:

$$P\left[\frac{R}{S} - 1 < 0\right] \neq P[R - S < 0]$$

Ello se debe a que la linealización de  $g()$  mediante expansión de Taylor alrededor de  $\mu_X$  depende de cómo se exprese matemáticamente por lo que no es un invariante. Este inconveniente puede soslayarse a través de la definición invariante del índice de fiabilidad (Hasofer y Lind 1974), mediante la linealización de  $g()$  alrededor del llamado *punto de diseño*  $X^*$  en un espacio de variables normalizado con media nula y desviación estándar unidad. De esta manera el problema resulta invariante formulado como sigue:

$$\beta = \min_X \left[ (X - \mu_X)^T \sigma_X (X - \mu_X) \right]^{1/2} \quad (2-35)$$

sujeto a

$$g(X) = 0 \quad (2-36)$$

donde  $\sigma_X$  es la matriz de covarianzas de  $X$ . La solución del anterior problema y punto de diseño se encuentra sobre la superficie de fallo y de todos los puntos de esta superficie, es el más probable por minimizar (2-35).

Para la aplicación del método se debe transformar el vector  $X$  en otro vector  $Z$  cuyas componentes sean variables aleatorias normales independientes estandarizadas, de media nula y varianza la unidad, de manera que el problema anterior queda expresado ahora según:

$$\beta = \min_Z [Z^T Z]^{1/2} \quad (2-37)$$

sujeto a

$$g(Z) = 0 \quad (2-38)$$

cuya solución  $Z^*$  se corresponde con el punto de diseño  $X^*$  en el dominio transformado.

Es usual utilizar las transformaciones de Rosenblatt o Nataf para la obtención directa de variables normales estándar e independientes a partir de variables aleatorias cualesquiera ( $X \rightarrow Z$ ). En el espacio transformado el índice  $\beta$  es la mínima distancia entre el origen de coordenadas y la región de fallo, es decir, la distancia entre el punto de diseño y el origen. La dirección definida por los cosenos directores obtenida como el gradiente de la superficie límite  $g()$  es tal que:

$$\alpha = \frac{\nabla g(\mathbf{Z}^*)}{\|\nabla g(\mathbf{Z}^*)\|} \quad (2-39)$$

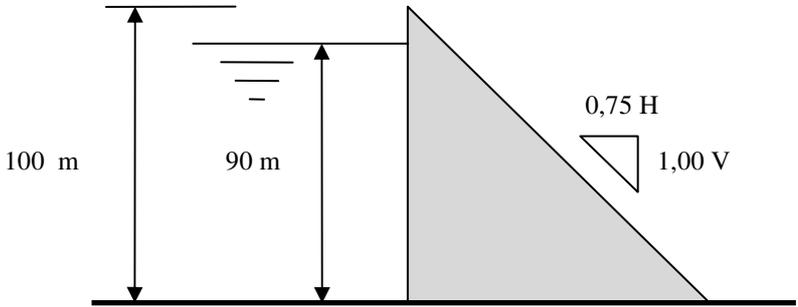
Los cosenos directores tienen la propiedad de representar la sensibilidad del índice de fiabilidad con respecto a las variables aleatorias. Como el punto  $\mathbf{Z}^*$  es desconocido la aplicación del método requiere la utilización de algún algoritmo de búsqueda y la selección de un punto inicial. Los propios autores del método propusieron un procedimiento iterativo basado en el siguiente proceso recurrente:

$$\mathbf{Z}_{i+1} = -\alpha \left( \|\mathbf{Z}_i\| + \frac{g(\mathbf{Z}_i)}{\|\nabla g(\mathbf{Z}_i)\|} \right) \quad (2-40)$$

dándose por finalizando cuando la distancia de  $\mathbf{Z}_i$  entre dos iteraciones consecutivas es inferior a un cierto umbral.

**Ejemplo**

Aplicación del método de Hasofer-Lind para la evaluación de la seguridad al deslizamiento de una presa (tomado de (Altarejos García 2009) con variantes):



*Figura 2.16- Sección tipo presa*

Sea una presa de gravedad de perfil triangular de 100 m de altura, talud de aguas arriba vertical y talud de aguas abajo 0,75H:1V. La densidad del hormigón es 2.300 Kg/m<sup>3</sup>, la densidad del agua es 1.000 Kg/m<sup>3</sup>, el plano de contacto presa cimiento es horizontal. La subpresión se supone triangular con valor en el pie de aguas igual a la carga del embalse y nulo en el pie de aguas abajo. Se supone también que no puede producirse el despegue del cimiento. Se consideran variables aleatorias:

- ángulo de fricción,  $\phi \rightarrow N(45^\circ ; 6,75^\circ)$
- cohesión,  $c \rightarrow N(5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2 ; 1,25 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2)$
- nivel de embalse,  $h \rightarrow N(90 \text{ m} ; 2 \text{ m})$

Todas ellas se suponen independientes

Las variables transformadas son:

$$Z_\varphi = \frac{\varphi - 45}{6,75}$$

$$Z_c = \frac{c - 5 \cdot 10^5}{1,25 \cdot 10^5}$$

$$Z_h = \frac{h - 90}{2}$$

siendo  $Z_\varphi$ ,  $Z_c$  y  $Z_h$  variables  $N(0,1)$  y por tanto la función de estado límite viene expresada como:

$$g(\varphi, c, h) = \frac{R}{S} - 1 = \frac{1}{h^2} (17250 \tan \varphi + 0,015c) - \frac{75 \tan \varphi}{h} - 1$$

y con el cambio de variables resulta

$$g(Z_\varphi, Z_c, Z_h) = \frac{1}{(2Z_h + 90)^2} \left( 17250 \tan(0,0375Z_\varphi\pi + 0,25\pi) + 1,5 \cdot 10^3 (1,25Z_c + 5) \right) - \frac{75 \tan(0,0375Z_\varphi\pi + 0,25\pi)}{2Z_h + 90} - 1$$

y la evaluación de las derivadas parciales resulta:

$$\frac{\partial g}{\partial Z_\varphi} = 0,0375 \left( \frac{17250}{2Z_h + 90} + 75 \right) \frac{1 + \tan^2(0,0375Z_\varphi\pi + 0,25\pi)}{2Z_h + 90}$$

$$\frac{\partial g}{\partial Z_c} = \frac{1875}{(2Z_h + 90)^2}$$

$$\frac{\partial g}{\partial Z_h} = \frac{1}{(2Z_h + 90)^2} \left( 75 \tan(0,0375Z_\varphi\pi + 0,25\pi) - \frac{69000 \tan(0,0375Z_\varphi\pi + 0,25\pi) + 6 \cdot 10^3 (1,25Z_c + 5)}{2Z_h + 90} \right)$$

Como punto de inicio de la búsqueda se toma el origen de coordenadas en el dominio estandarizado, es decir:

$$Z_\varphi = 0 \rightarrow \varphi = \frac{\pi}{4}$$

$$Z_c = 0 \rightarrow c = 5 \cdot 10^5$$

$$Z_h = 0 \rightarrow h = 90$$

resultando los siguientes resultados para la primera iteración:

$$\beta = \|\mathbf{Z}\| = [\mathbf{Z}^T \mathbf{Z}]^{1/2} = 0$$

$$g(\mathbf{Z}) = 1,22222$$

$$\nabla g(\mathbf{Z}) = (0,22222 ; 0,23148 ; -0,12654)^T$$

y

$$\alpha = \frac{\nabla g(\mathbf{Z})}{\|\nabla g(\mathbf{Z})\|} = (0,64425 ; 0,67109 ; -0,36686)^T$$

por tanto el primer punto  $\mathbf{Z}_1$  resulta:

$$\mathbf{Z} = -\alpha \left( \frac{g(\mathbf{Z})}{\|\nabla g(\mathbf{Z})\|} \right) = (0,64425 ; 0,67109 ; -0,36686)^T$$

La siguiente tabla muestra los resultados del mismo proceso para sucesivas iteraciones:

i	Z $\phi$	Z $c$	Z $h$	g(Z $i$ )	$\partial g/\partial Z\phi$	$\partial g/\partial Zc$	$\partial g/\partial Zh$	$\alpha_\phi$	$\alpha_c$	$\alpha_h$
1	0	0	0	1,22222	0,2222	0,2315	-0,1265	0,64425	0,67109	-0,36686
2	-2,28279	-2,37790	1,29992	0,03716	0,1399	0,2187	-0,0597	0,52531	0,82086	-0,22412
3	-1,93465	-3,02313	0,82541	-0,01182	0,1496	0,2232	-0,0598	0,54331	0,81091	-0,21734
4	-1,97762	-2,95164	0,79111	-0,00265	0,1488	0,2236	-0,0601	0,54075	0,81234	-0,21838
5	-1,96309	-2,94903	0,79279	0,00077	0,1491	0,2235	-0,0603	0,54147	0,81170	-0,21899
6	-1,96721	-2,94896	0,79560	-0,00020	0,1490	0,2235	-0,0602	0,54127	0,81187	-0,21882
7	-1,96610	-2,94901	0,79485	0,00005	0,1490	0,2235	-0,0603	0,54133	0,81183	-0,21887
8	-1,96640	-2,94900	0,79505	-0,00001	0,1490	0,2235	-0,0603	0,54131	0,81184	-0,21886
9	-1,96632	-2,94900	0,79499	0,00000	0,1490	0,2235	-0,0603	0,54132	0,81184	-0,21886
10	-1,96634	-2,94900	0,79501	0,00000	0,1490	0,2235	-0,0603	0,54132	0,81184	-0,21886

por tanto se comprueba la rápida convergencia y estabilidad de la aplicación para el presente caso y el índice de fiabilidad  $\beta$  se evalúa como:

$$\beta = [\mathbf{Z}_{10}^T \mathbf{Z}_{10}]^{1/2} = 3,63251$$

El punto más probable de la superficie de fallo o punto de diseño  $\mathbf{Z}^*$  se obtiene invirtiendo la transformación resultando:

$$\begin{aligned} Z_\phi &= -1,96634 \rightarrow \phi = 31,72721^\circ \\ Z_c &= -2,94900 \rightarrow c = 1,31 \cdot 10^5 \\ Z_h &= 0,79501 \rightarrow h = 91,59 \text{ m} \end{aligned}$$

La contribución de cada una de las variables aleatorias al índice de fiabilidad viene dada por los cosenos directores  $\alpha$ :

$$\begin{aligned} \text{sensibilidad de } g \text{ respecto de } (\phi) &= 0,54132 \\ \text{sensibilidad de } g \text{ respecto de } (c) &= 0,81184 \end{aligned}$$

sensibilidad de  $g$  respecto de  $(h) = -0,21886$

lo que viene a indicar que, para este modelo simple, en los alrededores del punto de diseño, se obtiene mayor seguridad aumentando la cohesión de la interfaz presa-cimiento que aumentando el ángulo de rozamiento. El signo de la sensibilidad del nivel de embalse es negativo puesto que un aumento de éste disminuye la seguridad.

Finalmente, suponiendo que  $g()$  se distribuyera normalmente se obtiene la probabilidad de fallo:

$$P_f = P[g(Z) \leq 0] = F_N(0) = \Phi(-\beta) = \Phi(-3,63251) = 0,000140$$

### 2.7.3 Métodos de Nivel III

En general los métodos de nivel III son más exactos que los de nivel II y I por evaluar la probabilidad de fallo de forma directa, sin aproximaciones. Dentro de este nivel los dos métodos más comunes son el de integración numérica y la simulación de Montecarlo.

#### 2.7.3.1 Método de Monte Carlo

El método de Monte Carlo, o también llamado simulación de Monte Carlo, es por excelencia el más utilizado dentro de los de nivel III para la estimación de la probabilidad de fallo. Está basado en la evaluación exacta de la función de fallo si  $G(\mathbf{X}) \geq 0$ , preferentemente en el dominio físico posible, utilizando las funciones de probabilidad de las variables aleatorias. La estimación de la probabilidad de fallo  $P_f$  viene dada por:

$$P_f = \frac{n(G(\mathbf{X}) < 0)}{N} \quad (2-41)$$

siendo  $n$  el número de veces que la función de fallo es menor que cero y  $N$  el número de simulaciones totales realizadas. Al método se le denomina también *exacto* porque proporcionaría el valor exacto de  $P_f$  cuando  $N \rightarrow \infty$ .

Considerando un número finito de realizaciones  $N$ , el resultado obtenido es un estimador de fallo  $\widehat{P}_f$ , o variable aleatoria, que presenta un media y varianza, según:

$$\begin{aligned} E[\widehat{P}_f] &= P_f \\ \sigma^2[\widehat{P}_f] &= \frac{P_f(1 - P_f)}{N} \end{aligned} \quad (2-42)$$

La precisión del estimador viene dada por su coeficiente de variación, o relación entre la desviación típica y la media, que a partir de las anteriores expresiones resulta inversamente dependiente de la raíz cuadrada del número de simulaciones  $N$ . De ello se sigue que doblar la precisión del método implica realizar cuatro veces más realizaciones.

Este método, por su propia naturaleza, requiere mayor número de simulaciones a medida que el resultado buscado  $P_f$  es menor, es decir, el número de realizaciones es inversamente proporcional a la probabilidad de fallo  $P_f$  y solo ofrece resultados significativos para valores del número de realizaciones del orden de la probabilidad que se pretende estimar. De hecho, es común llevar a cabo millones de simulaciones de un experimento si la probabilidad de fallo se mueve en el entorno de lo habitual en el campo presístico ( $10^{-3}$  -  $10^{-7}$ ). Por ello el tiempo de evaluación de la  $G(\mathbf{X})$  limita en gran medida la aplicación haciéndolo inabordable para funciones complejas o no explícitas si no se utilizan procedimientos para técnicas inteligentes de muestreo que disminuyan el número de realizaciones  $N$ , es decir, reducir éste al máximo para alcanzar un determinado grado de precisión.

De entre estas técnicas destaca la llamada *Hipercubo Latino* (Iman, R.L. et al. 1980) que se basa en dividir la función de densidad en intervalos de igual área, de modo que el espacio de probabilidad  $[0,1]$  queda particionado en intervalos (o cubos en  $n$ -dimensiones) de igual magnitud o equiprobables, dentro de los cuales se extraen el mismo número de muestras de  $\mathbf{X}$ . De esta manera se fuerza a que el muestreo barra de manera uniforme todo el rango posible de  $\mathbf{X}$ , incluso aquellas de menor probabilidad situadas en la cola de la distribución, de forma compensada según el peso de la probabilidad. Según esto, un modelo que incorpore  $n$  variables aleatorias requiere, en general, un mínimo de  $2n$  simulaciones, mientras que adoptando esta técnica permitiría desarrollarse con tan solo  $n$  simulaciones.

### Ejemplo

Aplicación del método de Monte Carlo (tomado de (Altarejos García 2009) con variantes):

\*\*\*\*\*

Sea el ejemplo del epígrafe 2.7.2.3 donde se adoptan como variables aleatorias el ángulo de rozamiento, la cohesión y el nivel de embalse, todas independientes. Se va a resolver mediante simulación de Monte Carlo puro según dos casos:

- a) Caso 1: variables aleatorias independientes: ángulo de rozamiento, cohesión y nivel de embalse adoptando sus funciones de densidad de probabilidad normales sin truncamientos, es decir:

- ángulo de fricción,  $\varphi \rightarrow N(45^\circ ; 6,75^\circ)$
- cohesión,  $c \rightarrow N(5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2 ; 1,25 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2)$
- nivel de embalse,  $h \rightarrow N(90 \text{ m} ; 2 \text{ m})$

b) Caso 2: Ídem anterior pero considerando la variable cohesión como:

- cohesión,  $c \rightarrow \text{Lognormal}(1,579 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2 ; 0,246 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2)$

donde la media  $\mu_y$  y desviación típica  $\sigma_y$  de la función lognormal se han obtenido de la media  $\mu_x$  y desviación típica  $\sigma_x$  de la función normal a partir de las relaciones:

$$\mu_y = \ln \mu_x - \frac{\sigma_y^2}{2}$$

$$\sigma_y^2 = \ln \left( 1 + \frac{\sigma_x^2}{\mu_x^2} \right)$$

La función de fallo  $g()$  se define como:

$$g(\varphi, c, h) = \frac{R}{S} - 1 = \frac{1}{h^2} (17250 \tan \varphi + 0,015c) - \frac{75 \tan \varphi}{h} - 1$$

La representación gráfica de las funciones de probabilidad consideradas se muestran a continuación:

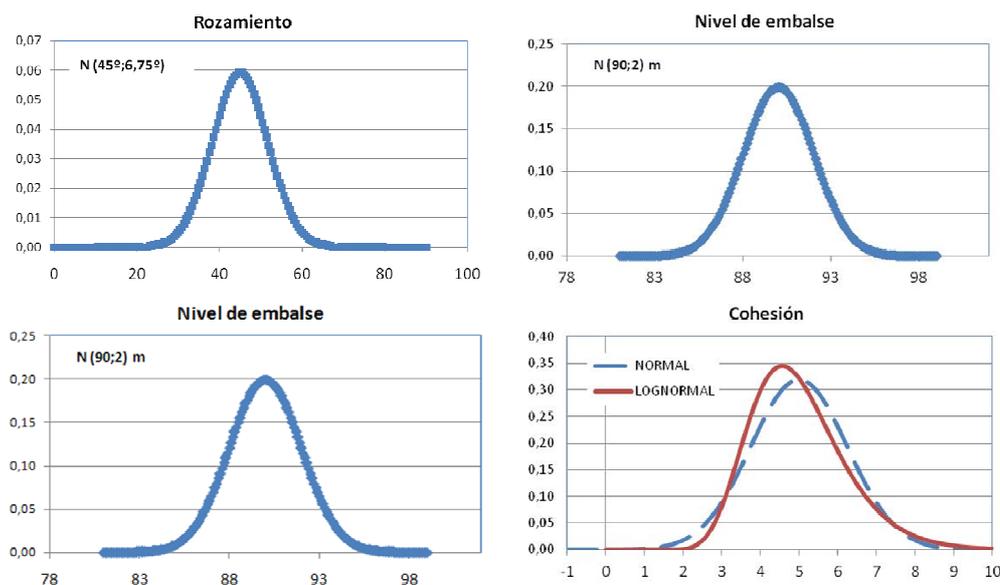


Figura 2.17- Funciones de probabilidad ejemplo Monte Carlo.1.

Los resultados se han obtenido como media de tres experimentos para cada uno con un número de realizaciones de  $10^3$  hasta  $10^6$ . Las siguientes tablas resumen las probabilidades de fallo y las características estadísticas de la función de fallo.

N	Probabilidad			
	Cohesión Normal		Cohesión Lognormal	
	Nº fallos	Pf	Nº fallos	Pf
1.000	0	0	0	0
10.000	3	2,67E-4	0	0
100.000	14	1,43E-4	1	1,00E-5
1.000.000	152	1,52E-4	13	1,33E-5
10.000.000	1.712	1,71E-4	152	1,52E-5

Y la función de fallo  $G(x)$  queda caracterizada estadísticamente como sigue en función del número de simulaciones  $N$ :

COHESIÓN NORMAL			
N	MED(G)	Var(G)	CA(G)
1.000	1,274	0,1777	-0,3848
10.000	1,260	0,1759	-0,4927
100.000	1,266	0,1790	-0,5234
1.000.000	1,266	0,1786	-0,5193
10.000.000	1,265	0,1793	-0,5299

COHESIÓN LOGNORMAL			
N	MED(G)	Var(G)	CA(G)
1.000	1,266	0,1705	-0,5052
10.000	1,266	0,1777	-0,6278
100.000	1,266	0,1780	-0,6379
1.000.000	1,266	0,1786	-0,6479
10.000.000	1,265	0,1781	-0,6445

Finalmente la función de densidad de  $G(x)$  obtenida se muestra en la siguiente gráfica, la cual se ha representado para una simulación de  $N=1.000.000$ , junto con las propiedades estadísticas y la variación de  $P_f$  según el número de simulaciones  $N$ , en las cuales puede apreciarse el proceso de convergencia con  $N$ .

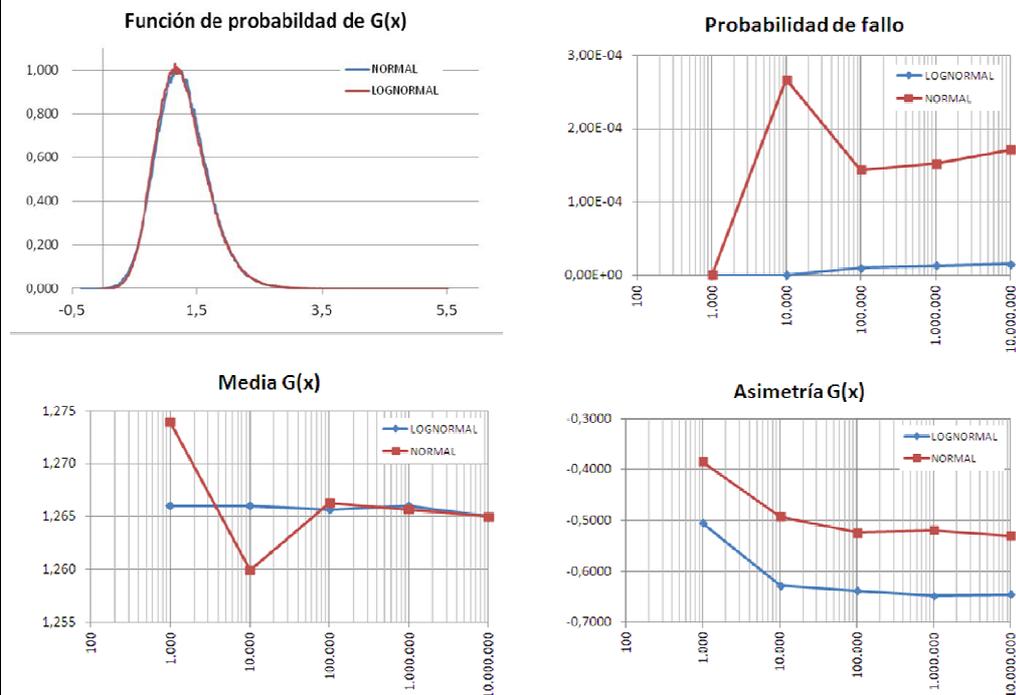


Figura 2.18- Función de probabilidad, probabilidad de fallo  $P_f$  y variación de estadísticos de  $G(x)$  según el número de simulaciones  $N$ . Caso 1)

Se comprueba a través de los resultados que la función de probabilidad de la cohesión tiene una gran influencia en la probabilidad de fallo, mucho mayor cuando se considera como distribución

normal que lognormal ( $1,71 \cdot 10^{-4}$  frente a  $1,52 \cdot 10^{-5}$ ). Sin embargo los estadísticos de la función de fallo de  $G(x)$  son muy similares en ambos casos, lo que se confirma con la forma tan similar de  $G(x)$  que también puede apreciarse en la figura. De todo ello puede concluirse que la adopción de una u otra función de probabilidad para las variables de estado puede influir de forma decisiva de la cola de la distribución de  $G(x)$  aún sin alterar su forma aparente, lo que, tiene gran importancia en la evaluación de la probabilidad de fallo. En la siguiente figura puede apreciarse la forma de la cola de la función de densidad de la cohesión  $G(x)$  para distribución normal y lognormal y con  $N=1.000.000$  simulaciones.



Figura 2.19- Colas inferiores de la función de probabilidad  $G(x)$

Tal y como la teoría determina, la cola para la distribución lognormal no se extiende más allá de la izquierda del cero (valores negativos de la cohesión) al contrario de lo que ocurre con función normal.

### 2.7.3.2 Método de Integración numérica

Este procedimiento, integrado en el grupo de los de nivel III, evalúa la probabilidad de fallo  $P_f$  de la integral dada en (2-24) mediante métodos numéricos que implementan un algoritmo aplicable un número finito de pasos que dependerá de la precisión que se desee. Lógicamente para poder ponerlo en práctica es necesario que tanto las funciones de distribución de las variables aleatorias intervinientes como el dominio de integración estén analíticamente definidos así como la subdivisión de éste en otros más pequeños.

Los algoritmos para la evaluación de la integral pueden ser muy diversos, entre los más conocidos se encuentran la regla trapezoidal, Euler, Regla de Simpson y Gauss-Legendre o cuadratura gaussiana.

Uno de los procedimientos más populares es precisamente la cuadratura gaussiana que tiene gran utilización en los métodos de nivel III así como en el método de los elementos finitos. Su aplicación para el caso unidimensional se basa en el desarrollo que se expone a continuación y es fácilmente extrapolable a dos y tres dimensiones (Ralston 1970).

Supóngase que se desea evaluar la integral  $I$  de  $f(x)$  en el intervalo  $x = [-1, 1]$ , es decir:

$$I = \int_{-1}^1 f(x) dx \quad (2-43)$$

entonces, según la cuadratura gaussiana dicha integral puede expresarse mediante el sumatorio de la evaluación de  $f(x)$  en determinados puntos  $\xi_i$  del intervalo  $[-1,1]$  afectado por unos pesos  $w_i$ , y al número de sumandos  $p$  se le denomina orden de la cuadratura, es decir:

$$I = \sum_{i=1}^p f(\xi_i) \cdot w_i \quad (2-44)$$

Una propiedad fundamental que reviste este método es que la cuadratura de orden  $n$  proporciona el valor exacto de la integral  $I$  para un polinomio de orden  $2n-1$  o inferior. Otra propiedad es que el error cometido  $\delta$  depende de la potencia de distancia  $\Delta$  entre los puntos de evaluación  $\xi_i$ , de manera que puede expresarse como:

$$\delta < \Delta^{2p} \quad (2-45)$$

A partir de lo cual puede determinarse el número mínimo de puntos  $p$ , u orden de la cuadratura, para obtener una precisión determinada aproximando  $I$  por debajo de un valor requerido y por tanto minimiza el número de veces que ha de evaluarse  $f(x)$ .

Las coordenadas y pesos para son los siguientes:

$p$	$\pm \xi_i$	$w_i$
1	0	2
2	0,5773502692	1,0
3	0,774596697 0	0,55555555556 0,88888888888
4	0,8611363116 0,3399810436	0,3478548451 0,6521451549
5	0,9061798459 0,5384693101 0	0,2369268851 0,4786286705 0,5688888889
6	0,9324695142 0,6612093865 0,2386191861	0,1713244924 0,3607815730 0,4679139346
7	0,9491079123 0,7415311856 0,4058451514 0	0,1294849662 0,2797053915 0,3818300505 0,4179591837
8	0,9602898565 0,7966664774 0,5255324099 0,1834346425	0,1012285363 0,2223810345 0,3137066459 0,3626857834

Tabla 2-19. Coordenadas y pesos de la cuadratura gaussiana (Ralston 1970).

**Ejemplo**

Aplicación del método de Integración numérica (tomado de (Altarejos García 2009) con variantes):

\*\*\*\*\*

Sea el ejemplo del epígrafe 2.7.2.1 del que se va calcular por el procedimiento de integración numérica la probabilidad de fallo  $P_f$  para un nivel de embalse de  $z = 90$  m, asumiendo como variables aleatorias independientes el ángulo de rozamiento  $\varphi$  y la cohesión  $c$ , adoptando funciones de probabilidad normales sin truncamientos, es decir:

- ángulo de fricción,  $\varphi \rightarrow N(45^\circ ; 6,75^\circ)$
- cohesión,  $c \rightarrow N(5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2 ; 1,25 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2)$

El dominio de rotura dado por la función de fallo viene dado por la ecuación del ejemplo referido particularizada para  $z= 90$  m, resultando:

$$g(\varphi, c) = -1 + 1,30 \tan \varphi + 1,85 \cdot 10^{-6} \leq 0$$

Por tanto el dominio de rotura (o dominio de integración) se conoce con total exactitud y por el tipo de función es inmediato obtener los valores límite de una variable en función de la otra.

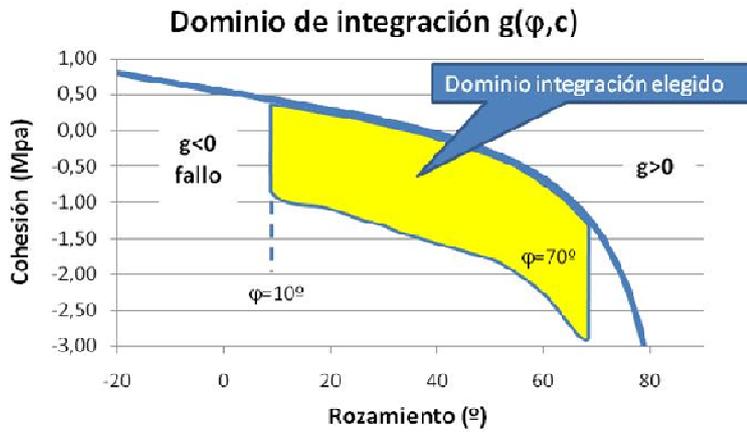


Figura 2.20- Dominio de integración de  $G(x)$  elegido

$$P_f = \iint_{g(\varphi, c) < 0} f(\varphi, c) d\varphi dc = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n f(\varphi_i, c_j) w_i w_j$$

Por ser  $\varphi$  y  $c$  variables independientes:

$$f(\varphi, c) = f(\varphi) \cdot f(c)$$

La función de transformación entre los intervalos de  $\varphi = [10^\circ, 70^\circ]$  y  $\xi = [-1, 1]$  puede expresarse como:

$$\begin{aligned} \varphi(\xi) &= 30\xi + 40 \\ d\varphi &= 30d\xi \end{aligned}$$

Se elige la cuadratura de orden  $p=6$  tanto para el rozamiento  $\varphi$  como la cohesión  $c$ , de manera que la discretización o puntos donde se evalúa la función de probabilidad del rozamiento resulta para  $\varphi$ :

$i$	$\xi_i$	$w_i$	$\varphi(^\circ)$	$f(\varphi)$
1	-0,93246951	0,17132449	12,03	3,89E-07
2	-0,66120939	0,36078157	20,16	6,79E-05
3	-0,23861919	0,46791393	32,84	1,17E-02
4	0,23861919	0,46791393	47,16	5,62E-02
5	0,66120939	0,36078157	59,84	5,28E-03
6	0,93246951	0,17132449	67,97	1,80E-04

Con respecto a la cohesión  $c$ , para aumentar la precisión de la probabilidad a calcular la discretización se ha efectuado de forma variable, eligiendo para cada  $\varphi$  el intervalo  $[c_{inf}, c_{sup}]$  de manera que los valores de  $f(c)$  proporcionen valores significativos en el resultado final  $P_f$ , donde  $c_{sup}$  se obtiene de resolver la función de fallo  $g(\varphi_i, c_{sup}) = 0$ , resultando la siguiente tabla:

$i$	$\varphi$	$c_{sup}$	$c_{inf}$	$f(c_{sup})$	$f(c_{inf})$
1	12,03	0,39	-0,3	1,82E+00	1,32E-08
2	20,16	0,28	-0,3	5,28E-01	1,32E-08
3	32,84	0,09	-0,6	1,24E-03	4,20E-17
4	47,16	-0,22	-0,4	1,71E-07	4,31E-12
5	59,84	-0,67	-2	1,09E-20	5,51E-84
6	67,97	-1,20	-3	3,85E-43	1,36E-164

Nótese que incluso eligiendo de esta manera los valores de la cohesión los valores para los índices  $i=4,5$  y 6 resultan claramente inferiores a los tres primeros para  $f(c_{sup})$ , por lo que su contribución a  $P_f$  es escasa.

Para  $i=2$ ,  $\varphi_2=20,16^\circ$  se tienen los siguientes resultados parciales:

$$f(20,16^\circ) = 6,79E-05$$

$$\xi_2 = -0,6612093865$$

$$W_2 = 0,360781573$$

$\eta_i$	$w_i$	$c_j$	$f(c_j)$	$w_j \cdot f(c_j)$	$\Sigma 1$	$\Sigma 2$
-0,93246951	0,17132449	-0,28	1,10E-08	1,89E-09	4,093E-02	3,01E-05
-0,66120939	0,36078157	-0,20	4,66E-07	1,68E-07		
-0,23861919	0,46791393	-0,08	7,20E-05	3,37E-05		
0,23861919	0,46791393	0,06	6,65E-03	3,11E-03		
0,66120939	0,36078157	0,18	1,30E-01	4,70E-02		
0,93246951	0,17132449	0,26	5,28E-01	9,04E-02		

Análogamente la contribución del resto de índices de  $\varphi$ , resulta:

$j$	$\Sigma 2$
1	3,82E-07
2	3,01E-05
3	7,80E-05
4	3,78E-09
5	7,11E-23
6	5,51E-47
$\Sigma$	<b>1,085E-04</b>

Por tanto la probabilidad de rotura resulta para el dominio de integración elegido.

$$P_f = 1,085 \cdot 10^{-4}$$

## 2.8 Factor de seguridad y probabilidad de fallo

A efectos prácticos y aplicando las bases de los epígrafes anteriores al caso más simple y unidimensional para la evaluación de la seguridad estructural procede comparar la relación entre la sollicitación  $S$  y la resistencia  $R$  para predecir el fallo.

Bajo esta perspectiva tanto la sollicitación como la resistencia se caracterizan mediante variables aleatorias utilizando la función de densidad representativas de su incertidumbre pudiéndose entonces cuantificar mediante procedimientos probabilísticos (*reliability analysis*) la probabilidad de fallo o, lo que es lo mismo, la probabilidad de que la sollicitación exceda a la resistencia, cuantificada como la superficie solapada entre ambas (Burdekin 2006).

En el caso de que tanto  $S$  como  $R$  fueran variables aleatorias con distribución normal  $S:N(\mu_S, \sigma_S)$  y  $R:N(\mu_R, \sigma_R)$  entonces el índice de fiabilidad definido en 2.7.2 puede expresarse como:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2-46)$$

Y su interpretación gráfica está vinculada a la separación de los valores característicos o medias de las funciones de probabilidad y a su desviación típica, en definitiva, al solape o probabilidad de fallo según se muestra en la figura adjunta.

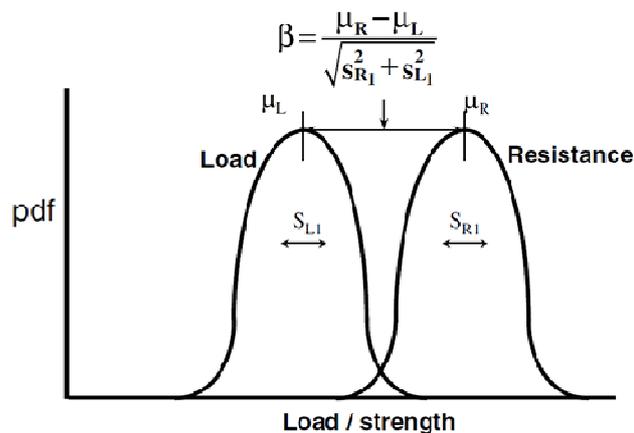


Figura 2.21- Interpretación gráfica del índice de fiabilidad  $\beta$  (Burdekin 2006)

Una consecuencia de lo anterior es que manteniendo los valores característicos o medias de  $R$  y  $S$  a medida que se reducen sus desviaciones típicas  $\sigma_R$  y  $\sigma_S$ , el valor del índice de fiabilidad aumenta y por consiguiente se reduce la probabilidad de fallo.

La definición del factor de seguridad  $F$  suele realizarse como la relación de valores característicos de la resistencia  $R$  y la sollicitación  $S$ . Ahora bien, existen diferentes opciones a la hora de su definición como el uso de distintos parámetros estadísticos como la media aritmética o moda. A veces se emplean límites superiores de la sollicitación e inferiores de la resistencia según se muestra en la figura adjunta y según:

$$\begin{aligned} C_S &= \mu_S + n_S \sigma_S \\ C_R &= \mu_R - n_R \sigma_R \end{aligned} \quad (2-47)$$

Donde  $n_L$  y  $n_R$  es el número de desviaciones típicas por arriba y por debajo de las medias de la sollicitación y resistencia respectivamente.

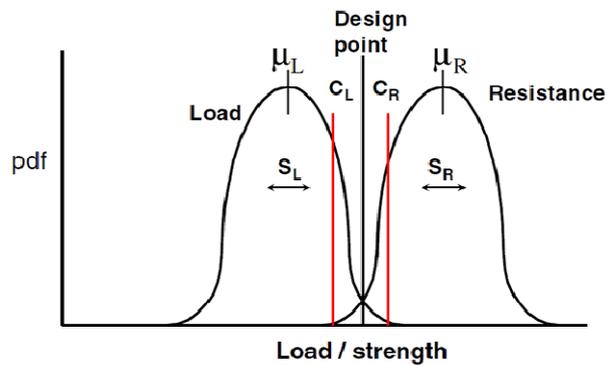


Figura 2.22- Valores característicos de la resistencia y sollicitación  $\beta$  (Burdekin 2006)

El punto de diseño para la sollicitación  $S$  y resistencia  $R$  puede definirse como:

$$\begin{aligned} S_d &= \mu_S + \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_S \\ R_d &= \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \end{aligned} \quad (2-48)$$

Y normalmente un criterio de diseño conservador consiste en igualar ambos ( $S_d = R_d$ ). A partir de aquí pueden plantearse la definición de coeficientes de seguridad para la resistencia y la sollicitación, lo que es conocido como coeficientes parciales de seguridad de mayoración de cargas y minoración de resistencias. Para el establecimiento del margen de seguridad  $F$  se debe tener en cuenta (Elishakoff 2006):

- La variabilidad o incertidumbre de las variables que definen la sollicitación y la resistencia.
- La incertidumbre sobre el modelo utilizado en verificar el modo de fallo.
- Las consecuencias del fallo.

- La posibilidad de solicitaciones u otros mecanismos de fallo no contemplados.
- La posibilidad de errores humanos que puedan provocar eventos no previstos.

En el planteamiento que sigue dichos coeficientes serían los necesarios para alcanzar un nivel determinado de fiabilidad, ya que son dependientes del coeficiente  $\beta$ .

$$\gamma_S = \frac{S_d}{\mu_S + n_S \sigma_S} \tag{2-49}$$

$$\gamma_R = \frac{\mu_R - n_R \sigma_R}{R_d}$$

Y a partir de las anteriores puede derivarse la relación entre el coeficiente de fiabilidad  $\beta$  y los coeficientes parciales de seguridad en función del coeficiente de correlación de la variable CV. Se muestra en la siguiente figura la representación gráfica de esta relación para el caso de la resistencia R.

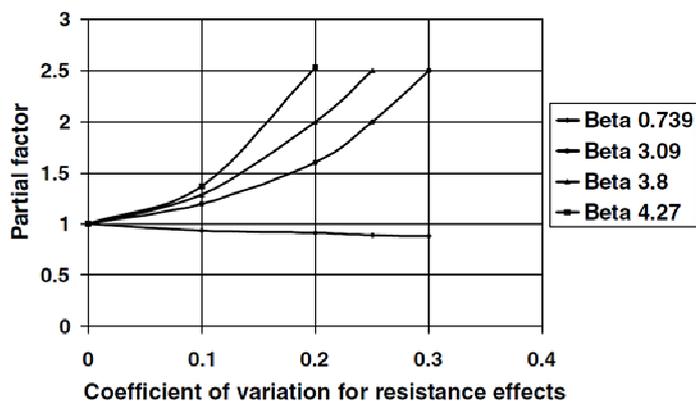


Figura 2.23- Relación entre el índice de fiabilidad  $\beta$  y el coeficiente de seguridad en función del coeficiente de variación de la resistencia (Burdekin 2006)

## 2.9 Caracterización aleatoria

Se ha visto al comienzo de este capítulo que el procedimiento probabilístico prevé que si un parámetro que interviene en la seguridad de una estructura está sujeto a incertidumbre, se utiliza para éste una variable aleatoria con una función de densidad de probabilidad determinada, con la que predecir su comportamiento, la cual se incorpora al análisis de la seguridad. Por ejemplo, la resistencia a corte del cimiento de una presa varía espacialmente a lo largo de la superficie presa-cimiento y si conociéramos en todos los puntos que conforman dicha superficie los parámetros que la definen, ángulo de rozamiento y cohesión, en puridad sería posible por

integración conocer el valor medio de la resistencia en esta superficie. No cabe duda, que los valores existen y son determinados, pero en general, serán desconocidos en mayor o menor medida o solo conocidos de forma aproximada. Una manera de soslayar esta circunstancia es utilizar variables aleatorias con una función de densidad *ad-hoc*, que refleje el grado de conocimiento (o ignorancia) de su variabilidad o incertidumbre.

En este epígrafe se va a repasar la caracterización, desde el punto estadístico, de las variables y parámetros que intervienen en la función de modo de fallo realizada por diversos investigadores para la aplicación de métodos probabilísticos, los cuales están básicamente vinculados a las solicitaciones y a la resistencia de la estructura.

Las variables más importantes son la resistencia del hormigón del cuerpo de presa y de la roca de cimiento, la densidad de los materiales, el ángulo de rozamiento, la cohesión, la subpresión, etc. Mientras que algunas son importantes en todos los casos (por ejemplo la resistencia a compresión del hormigón), habrá otras que su importancia o contribución en el análisis de la seguridad radicarán en las características de la presa y su entorno (por ejemplo la solicitación sísmica o la de hielo).

La modelización estadística de una variable requiere la selección de una función de densidad que debe ser considerada como el *adn* de la célula o la huella dactilar de un individuo. Por muy bien calibrados que estén los parámetros de una función si la elección de ésta no ha sido acertada por no asemejarse a la función real no proporcionará los resultados esperados. Por ello, los principios generales que deben tenerse en cuenta a la hora de seleccionar las funciones de densidad de las variables aleatorias son (Kreuzer, H., Léger, P. 2013) :

- Aquellas variables que sean bien conocidas como puedan ser las dimensiones, densidad y cargas bien determinadas pueden ser consideradas como valores fijos.
- Las cargas normales de carácter variable pueden ser representadas por la función de Gauss o Normal a menos que su variabilidad sea muy alta o no bien conocida, como por ejemplo la subpresión en presas sin auscultación y el empuje de sedimentos.
- Las solicitaciones extraordinarias es preferible modelizarlas con funciones de densidad extrema (Gumbel, valores extremos, Pearson-III, etc.).
- Las características de los materiales no tienen valores negativos ni infinitos, por ello es preferible utilizar la función log-normal (LN), u otras que hayan sido truncadas para mejor representación de los resultados de muestras homogéneas.
- En todos los casos las funciones de distribución de las solicitaciones y resistencias deberían estar acotadas, pues en el mundo real no pueden adoptar valores infinitos.

Hay que destacar que la elección del tipo de función de densidad para una variable aleatoria influye en gran medida en el resultado del análisis probabilístico y, en consecuencia, en la evaluación del índice de fiabilidad (Kreuzer, H., Léger, P. 2013).

A estos efectos es común truncar las colas o modificar la función de probabilidad de manera que la variable aleatoria no pueda adoptar valores excesivamente grandes, pequeños, o negativos. La forma de truncar consiste en recortar la función de probabilidad en un número determinado de desviaciones típicas de la media, por encima y por debajo de la misma, de modo que la variable pueda tomar valores en un intervalo acotado en el cual se concentra toda la probabilidad, es decir, que su masa sea la unidad.

Investigaciones al efecto demuestran que las funciones truncadas proporcionan resultados mucho más realistas que las no truncadas a menos que la dispersión o incertidumbre de éstas sea tan pequeña que tengan poca influencia en la evaluación del índice de fiabilidad. En general puede afirmarse que una función truncada aumenta el índice de fiabilidad, es decir, aumenta la seguridad de la estructura, por ello es importante acotar o reducir al máximo el intervalo de las variables, tanto si se trata de solicitaciones como de resistencias. También puede afirmarse, que en general, para funciones de modo de fallo del tipo  $g(\mathbf{X}) = R - S$ , que aumentando la incertidumbre de la resistencia R tiene un efecto más desfavorable sobre la seguridad que aumentando, en la misma proporción, la incertidumbre de la sollicitación S. Todo ello lleva a la utilización preferente de funciones de probabilidad truncadas.

### 2.9.1 Peso y densidad de los materiales

En este punto se hace referencia a la densidad de los materiales que tienen una misión resistente como es el hormigón y la roca de cemento.

El peso propio de la estructura es el producto del volumen y la densidad del hormigón y a ambas cabe considerarlas como variables aleatorias, si bien, es habitual tener bastante certeza sobre las dimensiones (volumen) de la estructura ya que su variación, debido a imperfecciones geométricas durante la construcción, es normalmente mucho menor en comparación con otras variables como las propiedades de los materiales. Por este motivo es habitual tomarla como un valor determinado, aunque, ha habido más de una sorpresa al respecto y aplicado al caso de presas, cimentaciones que se pensaba comenzaban a una cota determinada ha resultado que, en realidad, empezaban a otra bastante superior según prospecciones ejecutadas muy posteriormente a la finalización de la construcción, estando la presa muchos años en explotación. Por tanto en caso de que no se tenga certeza en cuanto a las dimensiones es procedente adoptar el volumen como variable aleatoria o al menos llevar a cabo un análisis de sensibilidad.

No obstante existen referencias para caracterizar la variabilidad de las dimensiones o volumen en función del tipo de estructuras y sobre todo de la manera de fabricación (JCSS, Probabilistic Model Code 2001). La tabla siguiente muestra las desviaciones medias y típicas de las secciones tipo obtenidas a partir de un amplio muestreo, en la que se incluyen estructuras de hormigón puesto en obra cuya variabilidad dimensional es varios órdenes de magnitud superior al prefabricado.

Tipo estructura	Desviación media	Desviación típica
Acero Laminado		
Perfil	0,01 S	0,04 S
Plancha	0,01 e	0,02 e
Hormigón armado in situ	3 mm	10 mm
Hormigón en masa	0,02 S	0,04 S
Madera	0,05 S	2 mm

Tabla 2-20. Variabilidad geométrica de secciones según tipo de estructuras (JCSS, Probabilistic Model Code 2001).

La densidad del hormigón es un parámetro que, en principio, presenta poca variabilidad para un material tecnológico sujeto a un control de producción y puesta en obra, en comparación con otros que intervienen en la función de fallo. Tanto es así que lo usual es que sea considerado un valor fijo determinado no sujeto a variación. Además puede comprobarse, analíticamente o por la experiencia, que no hay grandes variaciones del resultado final o probabilidad de fallo si se toma como variable aleatoria o como parámetro fijo, no porque no tenga importancia, ya que el peso propio de la estructura es una fuerza estabilizadora básica, sino porque la incertidumbre es pequeña.

La Tabla 2-21 muestra valores adoptados por algunos autores o normas de la densidad del hormigón en masa en estructuras en la que figura también el tipo de función de distribución cuando han sido utilizados para análisis probabilísticos:

Valor (KN/m <sup>3</sup> )	Coefficiente Variación	Distribución	Referencia
24	0,04	-	(JCSS, Probabilistic Model Code 2001)
24	-	-	(MOPU 1996)
23,5	0,02	Normal truncada	(Altarejos García 2009)
23,5 (20 Mpa)	0,04 (20 Mpa)	Log Normal	(CIB 1989)
24,5 (40 Mpa)	0,03 (40 Mpa)		

Tabla 2-21. Caracterización probabilística de la densidad del hormigón en masa.

Una de las guías de desarrollo del Reglamento Técnico de Seguridad de presas y Embalses (MOPU 1996), propugna que la densidad del hormigón a tener en cuenta es de 2400 kg/m<sup>3</sup>, apuntando no obstante que si existen dudas sobre ésta, el valor utilizado debe ser 2350 kg/m<sup>3</sup>.

El comité internacional del hormigón (CIB 1989) da como referencia los valores de densidad de 23,5 y 24,5 KN/m<sup>3</sup> y coeficientes de variación de 0,04 y 0,03 para hormigones de 20 y 40 Mpa de resistencia características respectivamente.

Puede afirmarse que el valor habitual del coeficiente de variación  $CV = \sigma/\mu$  para variables aleatorias con poca incertidumbre se encuentra en el entorno de 0,05 y que un valor razonable para un material natural como el caso de suelos es de 0,03, entonces teniendo en cuenta que el hormigón es un material elaborado, el coeficiente de variación de éste debe ser todavía menor, en el orden de 0,02 (Altarejos García 2009).

En cuanto a la densidad de la roca por ser un material natural no pueden darse valores de referencia sino que dependerá del tipo de roca y, por supuesto, es esperable adoptar coeficientes de variación mayores que en el caso del hormigón.

### 2.9.2 Resistencia de los materiales

Está comúnmente aceptado que las propiedades de los materiales varían de manera aleatoria en el espacio. La resistencia en un punto concreto de una presa no será la misma que en otro punto distinto de la misma presa, a pesar de que el tipo de hormigón sea el mismo o estén localizados ambos en el mismo lote de hormigonado o en la misma zona del cuerpo de presa.

Por ese motivo es común considerar la resistencia del hormigón como variable aleatoria caracterizada por parámetros estadísticos como media y desviación típica. El valor medio se asigna en función de los datos de los dos ensayos disponibles. El valor medio de la resistencia a compresión del hormigón representativo de una muestra puede estimarse a partir de su coeficiente de variación  $CV$  (Westberg 2010):

$$f_{CM} = f_{CK} \cdot \exp(1,64 \cdot CV) \quad (2-50)$$

Si el coeficiente de variación no es conocido un valor usual para la desviación típica del hormigón medio es  $\sigma_{fc} = 5$  Mpa. Si no se disponen de datos puede considerarse los utilizados por otros autores resumidos en la siguiente tabla:

Coeficiente Variación	Distribución	Referencia
0,10 (*)	Normal	(Altarejos García 2009)
0,11	-	(Kreuzer, H., Léger, P. 2013)

(\*) Calidad del hormigón con pobre control de calidad

Tabla 2-22. Caracterización probabilística de la resistencia a compresión del hormigón.

### 2.9.3 Rozamiento

La caracterización probabilista del rozamiento puede hacerse dependiente de la resistencia del material y por ello algunos autores se proponen distribuciones de tipo normal con desviaciones típicas en el orden de 0,15 (Westberg 2010).

### 2.9.4 Cohesión

De entre las variables que intervienen en la función de estado límite por deslizamiento la cohesión es sin duda una de las relevantes y cuya participación influye decisivamente en la seguridad, de ahí que ampliar al máximo su conocimiento siempre ha de reportar una mejora en la incertidumbre del comportamiento (Altarejos García 2009). No obstante, tal y como se apuntó en el epígrafe 2.6.1, por su propia naturaleza la cohesión no es fácil de evaluar y presenta a su vez gran incertidumbre porque normalmente hay pocos ensayos disponibles y, si los hay, si la unión entre el hormigón y la roca de un testigo está rota es difícil saber si se ha roto durante la ejecución del sondeo o ya lo estaba con anterioridad al sondeo (Westberg 2010).

Existe información dispersa de valores característicos de la cohesión de casos reales de presas a partir de investigaciones y ensayos realizados por numerosos autores como los aportados por Rocha, Link, EPRI, Lo & Grass (Rugeri et al. 2004).

Valor (Mpa)	Coefficiente Variación	Distribución	Referencia
0,1-0,7	-	-	Rocha
0,1-3,0	-	-	Link
0,3-1,1	-	-	EPRI
1,84-2,16			Lo & Grass, 1994
0,06-2,60	0,65		Fishman,2009
1,1-1,5 <sup>(1)</sup>	0,36	LN	(China Electric Council 2000)
1,33 <sup>(2)</sup>	0,44	LN	(Westberg 2010)
0,43 <sup>(3)</sup>	0,70	LN, truncada	(Altarejos García 2009)

(1) Roca competente  
 (2) Adoptado para un caso de aplicación con información de 4 ensayos.  
 (3) Adoptado para un caso de aplicación a partir de Link

Tabla 2-23. Caracterización probabilística de la cohesión.

Por su extensión (prospecciones en más de 33 presas) es de mencionar el trabajo de Lo & Grass que evaluaron la cohesión mediante la realización de ensayos de tracción de probetas. Aquellas

que rompieron por la superficie presa-cimiento lo hicieron con tensiones medias entre 0,92 y 1,08 Mpa, a partir de lo cual la cohesión fue estimada entre 1,84 y 2,16 Mpa. Hay que destacar que en su investigación concluyeron que la localización de aquellas probetas que mostraban contacto intacto entre el hormigón y la roca era totalmente aleatoria, de lo que se deduce que el área del cimiento que presenta cohesión está uniformemente distribuida, sin asimetrías en su disposición.

También es de mención el reciente trabajo de Fishman (Fishman 2009) que proporciona resultados de 32 ensayos realizados en 24 presas con un amplio abanico de formaciones rocosas. Los resultados para la cohesión oscilan entre 0,06 MPa a 2,60 MPa, esta última para caliza sana y una desviación típica 0,74 MPa.

Otro punto de interés es la extrapolación de los resultados experimentales de las probetas, muy variables en tamaño respecto de la superficie de contacto presa-cimiento por el efecto escala, aspecto que también ha sido estudiado, llegándose a la conclusión que los prototipos presentan un comportamiento más dúctil si bien la resistencia pico es algo menor.

Como se ha comentado en el epígrafe 2.6.1.5 al comprobar experimentalmente que cuando la interfaz presa-cimiento presenta cohesión el tipo de fallo por deslizamiento es frágil y se produce con pequeños o prácticamente nulos desplazamientos, este hecho unido a que es bastante probable que no toda la superficie presenta cohesión, implica que la capacidad de redistribución de cargas en el plano de deslizamiento es limitada y por tanto, considerar para su representación un valor medio aplicable a una gran superficie no responde a la realidad. Esto ha llevado a modelizar la cohesión en el plano de cimiento como un sistema estructural paralelo frágil, a partir de un número finito de  $n$  celdas, gobernada cada una por una función de distribución LN y correlacionadas por su distancia de separación. Esto último se debe al hecho de que es plausible que la cohesión se presente en cierta forma acumulada ya que también es lógico que las zonas de buena y mala calidad de la roca presenten cierta agregación. La adopción de la función de densidad LN es para evitar valores negativos (Westberg 2010).

### 2.9.5 Subpresión

La incertidumbre de la subpresión siempre ha de estar presente en todo análisis de estabilidad, no solo en la interfaz presa cimiento o en el cuerpo de presa sino en el propio cimiento, ya que es muy difícil establecer conclusiones categóricas que la relacionen con las características geológicas del apoyo de las presas, porque pequeñas diferencias pueden dar lugar a grandes cambios en el perfil de las subpresiones. Puede concluirse, a los efectos de la estabilidad del conjunto presa-cimiento, que la subpresión viene gobernada fundamentalmente por las discontinuidades en la matriz rocosa en lugar de la mayor o menor impermeabilidad del hormigón como medio poroso o de la roca intacta (Ebeling 1996). Dichas discontinuidades suponen una permeabilidad equivalente varios órdenes de magnitud superior al del hormigón o la roca sana y por tanto la subpresión será dependiente de la apertura de las juntas y su

variabilidad, la dirección y buzamiento de éstas, el grado de interconexión en el macizo rocoso, espaciamiento, rugosidad, impermeabilidad del material de relleno de las discontinuidades, temperatura, etc. Es claro por tanto que si por algo se caracteriza la subpresión es por la incertidumbre de ahí que sea tan importante su control y vigilancia.

Es por ello que esta variable es difícil de caracterizar y depende a su vez de un elenco de otras variables que además de las ya citadas son la altura de la galería de drenaje, la distancia de la cortina de drenes al paramento de la presa, la anchura de la base de la presa, el coeficiente de reducción o eficacia del drenaje, etc.

Algunos autores han propuesto funciones de densidad triangular asimétrica y truncada para el coeficiente de reducción del drenaje al tiempo que para niveles de embalse superiores al máximo normal el incremento de la subpresión sobre éste en el pie de aguas arriba de la presa responde a una ley de probabilidad uniforme y truncada (Altarejos García 2009).

## 2.10 El análisis de riesgos

El análisis de riesgos aplicado a estructuras cuya rotura puede originar pérdida de vidas humanas y daños catastróficos ha tenido un importante auge en las últimas décadas, especialmente en el sector nuclear y aeronáutico. Su aplicación concreta a presas no se encuentra en la actualidad tan desarrollada como en los anteriores sectores si bien diferentes universidades e instituciones de Estados Unidos (U.S. Bureau of Reclamation, U.S. Army Corps of Engineers, UTAH State University, FERC), Canadá (BC Hydro) y Australia (University of New South Wales) y Gran Bretaña (Health and Safety Executive) han hecho posible que se considere una herramienta fundamental en la toma de decisiones referente a la seguridad, sobre todo en los casos de presas que se encuentran largos periodos en funcionamiento, que incumplen algún aspecto de la vigente normativa o han desarrollado alguna patología. Hay que subrayar que el análisis de riesgos, un procedimiento que es completo por sí mismo, no es sin embargo excluyente respecto al análisis determinista tradicional y que viene siendo utilizado como complemento de éste, como se ha dicho, fundamentalmente en los casos anteriores.

Una característica que distingue el proceso es su capacidad de integrar y utilizar toda la información existente relativa a la seguridad de la presa, normalmente recopilada en el archivo técnico. Tanto es así que un paso preliminar a cualquier análisis de riesgos debe ser la revisión pormenorizada de este Archivo. En España los documentos más relevantes de las grandes presas, por otro lado obligatorios, son las Normas de Explotación, Plan de Emergencia y las Revisiones Anuales de Seguridad. Los pasos fundamentales que conlleva son los siguientes:

- Análisis probabilístico de las solicitaciones.
- Análisis de la respuesta de la estructura o probabilidad de fallo.

- Análisis de las consecuencias.
- Uso de criterios para la Evaluación del Riesgo.

### 2.10.1 El análisis de riesgos aplicado a presas

De manera simplificada puede decirse que el riesgo es la combinación de tres conceptos: qué puede pasar, qué probabilidad de que ocurra y cuáles son sus consecuencias. Cuando se realiza un Análisis de Riesgo cuantitativo en seguridad de presas, el riesgo suele reducirse al producto de la probabilidad de fallo por sus consecuencias (Serrano Lombillo, A. 2011).

Para evaluar el primer factor es de vital importancia definir con precisión el significado de *probabilidad de fallo*, bien entendido que este término se aplica no solo a la rotura catastrófica de una presa sino a cualquier evento en relación con esta que origine daño o un efecto negativo. Algebraicamente la probabilidad de fallo  $P_f$  se expresa como:

$$P_f = \sum p(e) \cdot p(f/e) \quad (2-51)$$

siendo  $p(e)$  la probabilidad de que ocurra un evento no deseado  $e$ , por ejemplo, un terremoto de magnitud determinada o una avenida de un periodo de recurrencia característico y  $p(f/e)$  es la probabilidad de rotura condicional producida por ese evento. El símbolo de sumatorio se justifica porque la probabilidad total de rotura de una presa no se limita a un solo evento no deseado ni modo de fallo sino que debe obtenerse por suma de los físicamente posibles, todas las formas en que la presa puede fallar. Por otro lado hay que introducir también el aspecto temporal ya que  $P_f$  puede ser evaluado para un periodo de tiempo concreto, normalmente un año, que debe coincidir con el periodo de tiempo para el que se evalúa  $p(e)$ .

Para la evaluación de las probabilidades de rotura se utilizan los diagramas de árboles de eventos que son una representación gráfica organizada y secuencial de todos los posibles eventos desarrollados a partir de uno dado que es el origen del árbol (normalmente una avenida o un sismo, etc.). El objeto final de éstos es evaluar la probabilidad de ocurrencia de cada una de los eventos posibles, en especial, aquellos que terminan en fallo de la presa. Es de notar que un árbol típico bien desarrollado asociado a la rotura de una presa puede constar de miles de ramas, lo que hace en muchos casos arduo su manejo final (Hartford et al. 2004).

Además, también pueden utilizarse árboles de fallo que son representaciones gráficas, al igual que los árboles de eventos, pero basadas en un procedimiento deductivo en el que se parte de un fallo o rotura del sistema y se va analizando exhaustiva y secuencialmente los procesos o eventos necesarios para llegar a ese estado desde la situación inicial. Los árboles de fallo constituyen una de las técnicas deductivas y probabilísticas utilizadas en el análisis de riesgos y la valoración en la fiabilidad de sistemas en la actualidad. Suelen utilizarse predominantemente en sistemas industriales y maquinaria (Stamatelatos, M. et al. 2002).

El segundo factor del riesgo es referente a las consecuencias, las cuales son en general muy elevadas o catastróficas y entre éstas pueden distinguirse (Serrano Lombillo, A. 2011):

- 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 o damnificados, pero por su difícil cuantificación los análisis cuantitativos suelen centrarse sólo en el primer aspecto. Es claramente la consecuencia más grave, al menos desde un punto de vista ético, y la que mayor impacto tiene en la opinión pública. Es un daño intangible y directo que no puede ser traducido en términos económicos de forma objetiva.
- Daños económicos directos: son los ocasionados directamente por el impacto de la inundación y son los más visibles, incluyen también el coste de los daños a la propia presa. Son daños tangibles normalmente sobre viviendas, comercio, industria, infraestructuras de servicios y comunicaciones, agricultura, etc.
- Daños económicos indirectos: son los que se dan tras el impacto del evento y reflejan la interrupción de la economía, disminución de oferta a consumidores, pérdida de regulación de recursos hídricos tras la rotura para abastecimiento, uso agrícola, producción hidroeléctrica, protección frente a nuevas inundaciones y otras actividades en la zona como recreacional. Son daños tangibles y pueden ser valorados monetariamente. También incluyen este tipo los costes los derivados por salvamento, realojamiento para los damnificados que hayan perdido la vivienda,
- Otros daños: como pueden ser los daños medioambientales, el trastorno social, la pérdida de reputación del titular, la afcción al patrimonio histórico o cultural, e incluso las enfermedades posteriores al evento, etc., todos difícilmente cuantificables y por lo tanto tratados habitualmente de forma cualitativa.

Como es lógico la evaluación de las consecuencias se basa en la magnitud del hidrograma de salida como consecuencia de la rotura o funcionamiento incorrecto de la presa y en el contexto del análisis de riesgos se refiere al incremento de daños ocasionados por la rotura de la presa ocurrido un suceso no deseado (avenida, terremoto, etc.), es decir, como sustracción para la hipótesis de fallo de la presa y de no fallo.

$$C_{\Delta}(e,r) = C(e,r) - C(c,s) \quad (2-52)$$

siendo  $C(e,r)$  las consecuencias de la rotura dado un evento no deseado,  $C(c,r)$  las consecuencias del evento cuando no se produce rotura y  $C_{\Delta}(e,r)$  las consecuencias incrementales.

La tabla siguiente muestra un resumen categorizado de las consecuencias de una inundación discriminándolas en base a su intangibilidad.

	Tangibles	Intangibles
Directos	Zonas residenciales Vías de comunicación Vehículos Interrupción actividad económica Operaciones de rescate Reconstrucción de la presa	Víctimas humana Heridos Pérdidas culturales Daño al medio ambiente
Indirectos	Sectores económicos exteriores Residencias temporales afectados Pérdida de regulación hídrica	Pérdida de reputación titular presa Daño político

Tabla 2-24. Clasificación general de las consecuencias de una inundación por rotura de presa (Serrano Lombillo, A. 2011).

Sin embargo, para la aplicación del método todos los tipos de daños anteriores a efectos prácticos suelen concretarse en dos clases: daños económicos valorados en unidades monetarias y, sobre todo, la pérdida de vidas humanas. (Graham 1999). Siendo esta última clase de daño la más sensible ha sido ampliamente estudiada y se han propuesto metodologías basadas en corregir las tasas de mortalidad tipo aplicando un factor de vulnerabilidad a la población en riesgo (Reiter 2001), la modificación de las tasas de mortalidad en función a la cercanía de la presa (FEMA 2006) o en zonas de alta vulnerabilidad (ANCOLD 2003), categorizando la población según la existencia de sistemas de alerta, coordinación de los medios de protección civil y autoridades locales, formación, etc (Barendregt et al 2002).

En esta línea, recientemente han sido publicadas tasas de mortalidad por inundación sobrevenida por una rotura incorporando la variable de la *severidad*, que depende básicamente del nivel de comunicación en caso de emergencia, coordinación de los agentes de protección civil, formación de la población para afrontar estos eventos y existencia de un plan de emergencia de la presa (Escuder I. et al 2011).

Para la cuantificación el parámetro desencadenante es el caudal máximo instantáneo junto con la forma del hidrograma producido por la rotura de la presa, siendo éste muy característico en función de la clase de rotura (súbita o lenta), que a su vez también se relaciona con el tipo de presa (gravedad, materiales sueltos, etc.). Este proceso hace uso inexorable de la modelización hidráulica de la llanura de inundación, al objeto de evaluar variables como el calado o velocidad máxima producidos en los lugares sensibles o aquellos donde pueden producirse daños potenciales, el tiempo en ocurrir el calado máximo o el tiempo de llegada de la onda desde la rotura. Huelga decir que el fenómeno es altamente transitorio, difícil de modelizar, más difícil

todavía de calibrar porque obviamente no existe normalmente información de sucesos anteriores.

Finalmente, una vez son conocidas la probabilidad de fallo y las consecuencias, el análisis de riesgos de una presa evalúa el riesgo incremental que supone para sociedad su utilización y rotura, respecto a la situación de no ocurrencia de rotura de la presa. Atendiendo a lo anterior, el riesgo incremental asociado al fallo de una presa puede ser evaluado según (Serrano Lombillo, A. 2011):

$$R_{\Delta} = \sum p(e) \cdot p(f/e) \cdot C_{\Delta}(e, r) \quad (2-53)$$

### 2.10.2 Formas de representación del riesgo

Como se ha expuesto el riesgo es el resultado de combinar la probabilidad de ocurrencia de un suceso y sus consecuencias y su representación completa debe considerar ambos conceptos, no obstante, en algunas ocasiones, se utiliza también una representación parcial del mismo ya que es sólo una parte de la ecuación del riesgo, es decir, o bien solo la probabilidad o solo las consecuencias.

La probabilidad anual de rotura es utilizada porque un evento de este calibre, independientemente de las consecuencias económicas o humanas que tenga, supone un daño a la imagen del propietario o responsable de la presa (bien sea administración pública o empresa privada) y se trata de un dato objetivo y por lo tanto se debe limitar la probabilidad de que esto suceda. Además, 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 objetiva de limitar el riesgo individual (principio de equidad).

Otro estimador incompleto del riesgo es el valor esperado de las consecuencias o también llamado *riesgo anual*, con unidades de consecuencias/año y se obtiene como sumatorio ponderado respecto de su probabilidad de ocurrencia de todos los posibles eventos con consecuencias. 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.

Con respecto a los estimadores que combinan la probabilidad de ocurrencia y consecuencias, en la disciplina de análisis de riesgos, suelen emplearse curvas que relacionan estas dos variables y que se exponen a continuación.

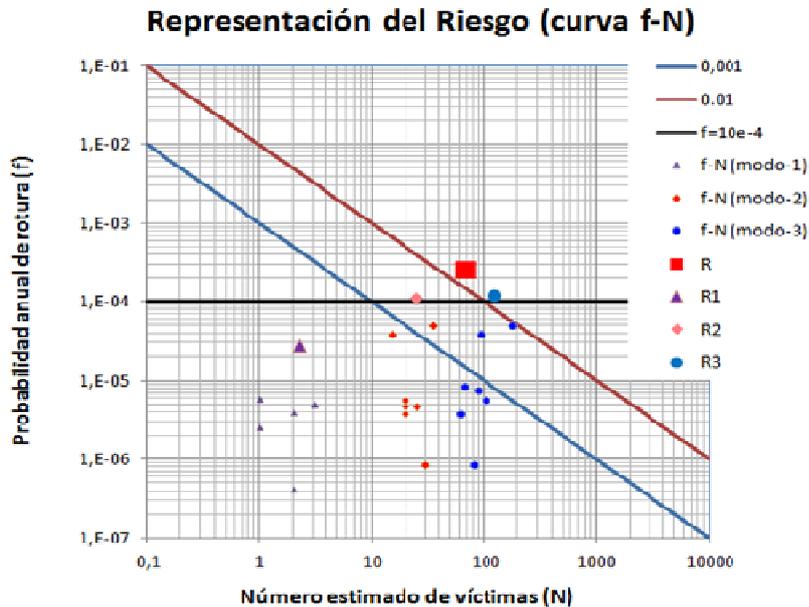


Figura 2.24- Ejemplo de curva f-N

Los gráficos f-N, que suelen usar escalas logarítmicas, representan en el eje vertical la probabilidad de rotura y en el horizontal las consecuencias, de manera que el riesgo es el área 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, mientras que las líneas diagonales en sentido ortogonal al descrito serían líneas de isorriesgo. Dado que en una presa se pueden presentar muchos eventos con diferentes consecuencias normalmente en estas gráficas aparecen una gran nube de puntos, cada uno de ellos representando una rotura y sus consecuencias. Por ello se suelen agregar estos resultados y lo habitual no es representar todas las parejas f-N por separado sino agregarlas por algún criterio (modo de fallo, solicitud que produce la rotura 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. En la Figura 2.24 puede apreciarse un ejemplo de este resultado en la que se han plasmado las situaciones de rotura de tres modos de fallo (series de puntos correspondientes a los modos 1 a 3), así como la ponderación o representatividad del riesgo de cada modo (R1, R2 y R3), finalmente el resultante considerando todos los modos (R).

Es de destacar que cada uno de los pares  $(N_i, f_i)$  contribuyen a la probabilidad total de rotura y al riesgo en la proporción de consecuencias dada por su producto  $N \cdot f$ . Es posible además ordenar estos pares según número creciente de víctimas mortales N y acumular el riesgo y la probabilidad obteniendo de esta manera una curva de probabilidad anual de excedencia, también llamada curva F-N, según se muestra en la figura adjunta particularizada para el ejemplo anterior.

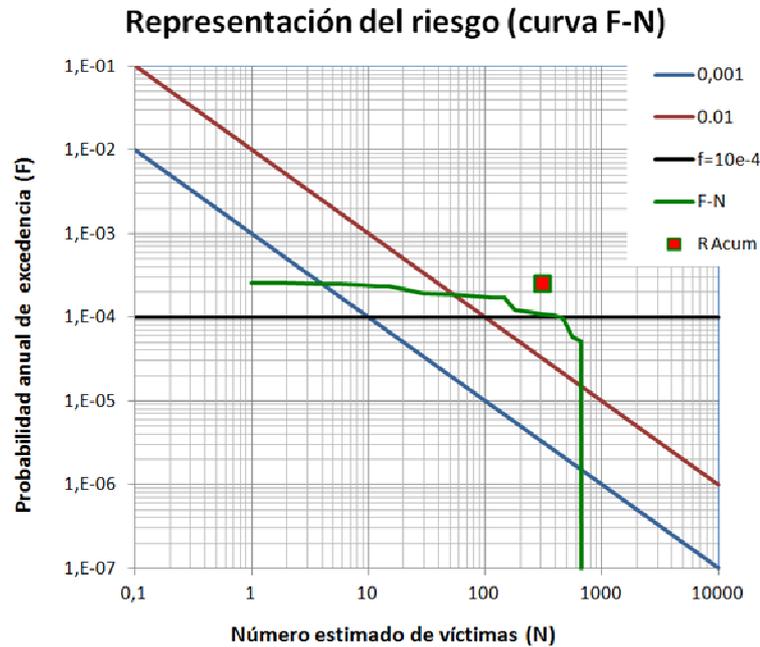


Figura 2.25- Ejemplo de curva F-N

Esta curva así calculada, que no es más que una forma de expresión acumulada de las curvas f-N, es siempre monótona decreciente y muestra la dependencia entre la frecuencia anual de accidentes en función de las víctimas en todos los escenarios de rotura posibles. Si bien es muy utilizada para la representación de los criterios de tolerabilidad del riesgo no siempre es bien comprendida por aquellos no familiarizados con esta técnica, aunque posiblemente de todas las formas de representación del riesgo es la que más información ofrece de forma inmediata.

Nótese que el área bajo la curva equivale al riesgo total de la presa y su ordenada mayor u ordenada de partida por la izquierda es la probabilidad anual total de rotura. De ello se deriva que un estimador del número promediado de víctimas  $\tilde{N}$  del riesgo acumulado puede obtenerse según:

$$\tilde{N} = \frac{Area}{P_T} \tag{2-54}$$

y que corresponde con la abscisa de riesgo acumulado anteriormente empleada en la figura anterior.

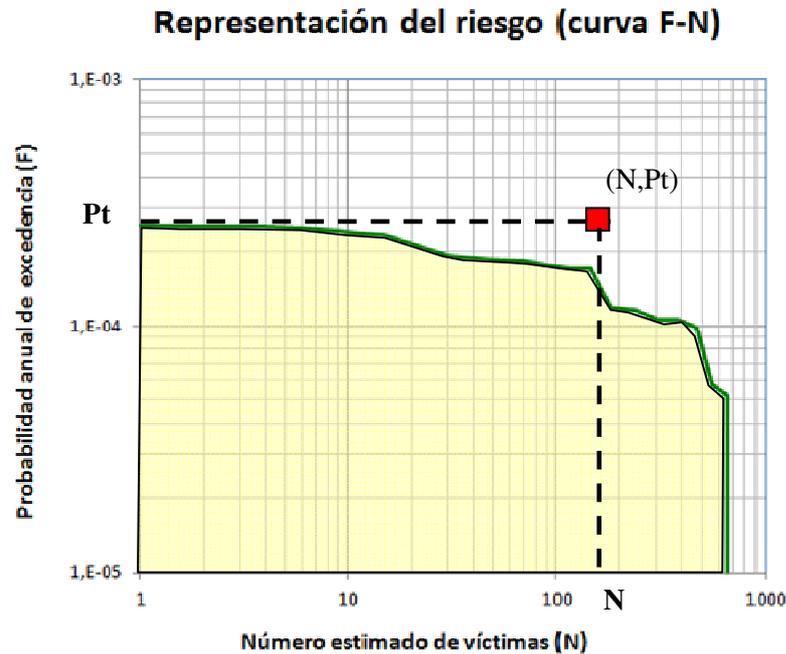


Figura 2.26- Esquema significado curva F-N

### 2.10.3 La gestión de la seguridad basada en riesgo

El análisis de riesgos de una presa es el resultado de confeccionar un modelo global que integra una gran variedad de información referente a la seguridad, desde solicitaciones (hidrológicas, sísmicas, térmicas, etc.), las consecuencias de su rotura y en especial la respuesta de la estructura.

Puede decirse que para elaborar el modelo global de riesgo es necesario seguir los siguientes pasos básicos (SPANCOLD 2013):

1. Identificación de los modos de fallo.
2. Elaboración de un modelo de riesgo:
  - a. Análisis de solicitaciones
  - b. Análisis de probabilidades de fallo
  - c. Análisis de consecuencias
3. Cálculo del riesgo
4. Evaluación del riesgo
5. Estudio de medidas de reducción del riesgo

Es deseable que la identificación de los modos de fallo de una presa concreta se lleve cabo por un grupo de expertos si va a ser utilizado en el contexto de un análisis de riesgos, ya que, en general, proporciona mayores garantías que la que pueda ofrecer un técnico.

En cuanto a la identificación de los modos de fallo (epígrafe 2.1.2), en el contexto del análisis de riesgos cabe mencionar las recomendaciones de la Comisión Federal Reguladora de la Energía de Estados Unidos (Federal Energy Regulatory Commission), en las que propone para presas de producción hidroeléctrica un procedimiento de evaluación de la seguridad consistente en vincular los programas de auscultación y vigilancia con los modos de fallo, y para ello prioriza éstos según una valoración cualitativa con la siguiente gradación (FERC 2002):

- Grado I: aquellos modos que claramente se consideren factibles al existir alguna condición o estado sintomático detectado, resultado de una serie de eventos probables e que impliquen 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.

No obstante la clasificación anterior no deja de ser una recomendación y no constituye en modo alguno una base fundamental del Análisis de Riesgos, si bien se considera muy conveniente su aplicación.

La evaluación del riesgo asigna importancia al riesgo asociado a la rotura mediante juicio de valor y que conlleva toma de decisiones. La base que sirve para evaluar el riesgo se fundamenta en umbrales de riesgo relativos a la tolerabilidad y que en mayor o menor medida han sido aceptados internacionalmente.

#### **2.10.4 Criterios de tolerabilidad del riesgo**

El concepto de aceptabilidad o tolerabilidad del riesgo ha sido desarrollado y utilizado preferentemente para sectores industriales (centrales químicas, energéticas, etc.). Se trata de criterios objetivos que, como su nombre indica, sirven para comparar el resultado de la evaluación del riesgo de una determinada infraestructura con el marco deseable establecido por la comunidad por el que se considera que la misma es segura y, por lo tanto, se acepta social o normativamente el riesgo de las consecuencias que un incidente indeseado o accidente pudiera originar.

Los criterios de aceptabilidad pueden ser implícitos o explícitos. Los primeros son criterios comparativos muy utilizados en el pasado y poco en la actualidad y, a menudo, hacen referencia a la seguridad o riesgo equivalente de otros sectores, por ejemplo, imponiendo que una cierta actividad no puede suponer un riesgo más elevado que otras ya existentes. Los segundos son cuantitativos en términos de valoración de riesgo (JCSS 2008).

La percepción del riesgo puede ser de dos tipos: Individual y colectiva o social. La primera se aplica a las actividades desarrolladas por una persona aislada (viajar en motocicleta, esquiar, bucear en mar abierto, etc.) y cada persona posee una percepción y preferencias distintas del riesgo aceptable. Buena parte del riesgo individual está sujeto a la voluntariedad o deseo de *correr el riesgo* de forma que puede cesarse la actividad a voluntad si la percepción del riesgo es excesiva para el criterio personal. De hecho puede aportarse un patrón de riesgo o probabilidad anual de perecer en función del grado de voluntariedad de la actividad que oscila entre  $10^{-2}$  cuando la actividad es totalmente voluntaria (por ejemplo hacer escalada o montañismo) y  $10^{-5}$  cuando es involuntaria (por ejemplo prestar servicios en el puesto de trabajo).

La segunda tiene que ver con actividades cuyas consecuencias puedan afectar a grupos numerosos de personas (explotación de una central nuclear, viajar en avión y otros) las cuales están sujetas a una cierta coacción o imposición a soportar el riesgo. Es evidente que los criterios de tolerabilidad del riesgo no pueden ser iguales en un caso que en otro, si se considera la dimensión del problema, la imposición o voluntad de asumir el riesgo, el hecho de que siempre sea posible reducir el riesgo de una instalación mediante la implementación de medidas, la aversión social a las grandes catástrofes, los beneficios que se obtienen de asumir el riesgo, etc. El concepto de riesgo social  $R$  puede ser estimado según la expresión:

$$R = \sum_{i=1}^n p_i C_i \quad (2-55)$$

siendo  $n$  el número de todos los posibles, independientes y mutuamente excluyentes sucesos con consecuencias,  $p_i$  es la probabilidad anual de ocurrencia del suceso  $i$ , y  $C_i$  es la valoración de la consecuencia del suceso  $i$ . Las consecuencias pueden expresarse en número de víctimas mortales por año o daños económicos en unidades monetarias. En el caso de víctimas mortales  $R$  corresponde con el número previsible de víctimas mortales en el periodo de un año y depende de las consecuencias como de la probabilidad de los sucesos. Precisamente los criterios de tolerabilidad surgen de combinar la frecuencia y la consecuencia de los eventos o accidentes.

Aplicado al sector presístico, en caso de que la evaluación de una presa no cumpla con los criterios de tolerabilidad implica la necesidad de acometer actuaciones para modificar las características de la infraestructura, o bien, modificar las condiciones de la zona potencialmente afectada por una rotura para mitigar sus efectos, hasta que la nueva evaluación recaiga dentro del marco de la tolerabilidad. En el proceso se pueden distinguir las siguientes clases:

- *Riesgo inaceptable*: es aquel que la sociedad no puede aceptar, independientemente de los beneficios que pueda reportar.
- El *riesgo tolerable*: en sentido general y subjetivo, se define como *aquel dentro de un determinado rango con el que la sociedad puede convivir, de forma que en contrapartida, obtenga ciertos beneficios sociales netos. Es un rango de riesgo que no es considerado como despreciable o que se pueda ignorar, sino como algo que debe mantenerse en continua observación y reducido, siempre que sea posible, con los medios al alcance de la sociedad (ICOLD 2002).*
- *Riesgo ampliamente aceptable*: 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 tienen, no suelen poder ser clasificados en esta categoría.

En relación a ellos cabe apuntar también que los conceptos de equidad social y eficacia deben estar igualmente presentes a la hora de aplicar los criterios de tolerabilidad. La equidad, en su sentido más puro, hace referencia a que ningún ciudadano debe ser discriminado a favor o en contra por sometimiento a un riesgo excesivamente alto.

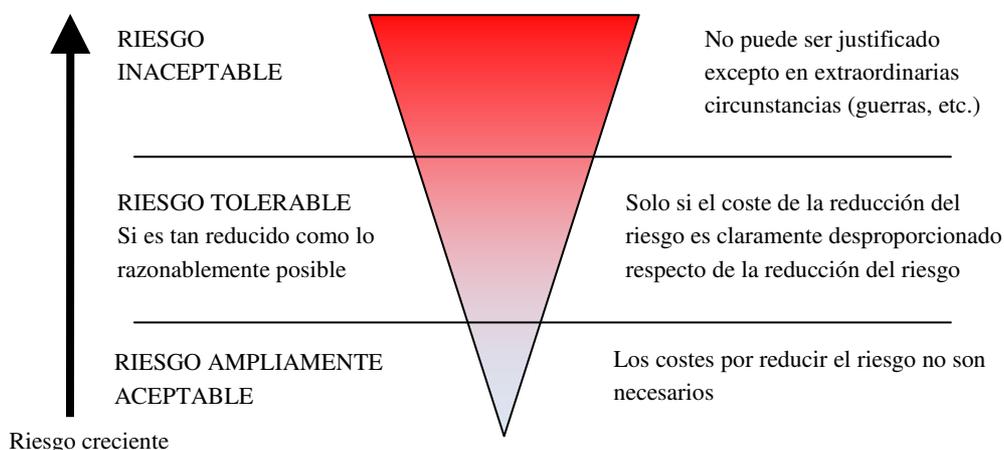


Figura 2.27- Aceptabilidad del riesgo (JCSS 2008)

Desde un punto de vista cualitativo la frecuencia de ocurrencia de los eventos o accidentes puede categorizarse en relación a la frecuencia matemática:

Clase	Frecuencia cualitativa	Frecuencia matemática
A	Frecuente	>10
B	Ocasional	1-10

C	Remoto	0,1-1
D	Improbable	0,01-0,1
E	Muy improbable	0,001-0,01

Tabla 2-25. Categorías de eventos por frecuencia de ocurrencia (JCSS 2008).

Análogamente puede hacerse con la categorización de las consecuencias en relación a las víctimas mortales:

Clase	Frecuencia cualitativa	Frecuencia matemática
1	Insignificante	-
2	Marginal	Heridos
3	Crítico	1
4	Severo	10
5	Catastrófico	100

Tabla 2-26. Categorías de eventos por consecuencias (JCSS 2008).

Las anteriores clasificaciones pueden combinarse para dar lugar a los criterios de aceptabilidad o matriz de clasificación del riesgo. Un ejemplo del mismo puede ser el ofrecido en la siguiente tabla donde el acrónimo ALARP (*As low as reasonably possible*) indica que el riesgo es aceptable si ha sido reducido lo razonablemente posible (epígrafe 2.10.6):

	1	2	3	4	5
A	ALARP	RI	RI	RI	RI
B	ALARP	ALARP	RI	RI	RI
C	RT	ALARP	ALARP	RI	RI
D	RT	RT	ALARP	ALARP	RI
E	RT	RT	RT	ALARP	ALARP

RI: Riesgo inaceptable. RT: Riesgo tolerable.

Tabla 2-27. Ejemplo de matriz de clasificación de riesgo (JCSS 2008).

Aunque existen un gran elenco de criterios, a continuación se presentan sucintamente los más empleados actualmente, propuestos por las agencias del USBR (US Bureau of Reclamation), ANCOLD (Australian Comitee on Large Dams) y el USACE (United States Corps of Engineers). Es mencionable que en Holanda por su situación y el hecho de ganar tierra al mar mediante la construcción de diques también disponen de criterios de tolerabilidad aplicables a este tipo de estructuras que además se incluyen en normativa de obligado cumplimiento.

### 2.10.5 Criterio de USBR

El USBR considera como criterios para la tolerabilidad la certidumbre en el desarrollo de un modo de fallo, la probabilidad anual de rotura y, la estimación del riesgo de rotura, medido éste

último como el producto del número de víctimas por la probabilidad de anual de rotura de la presa pudiera ocasionar (Bureau of Reclamation 2003).

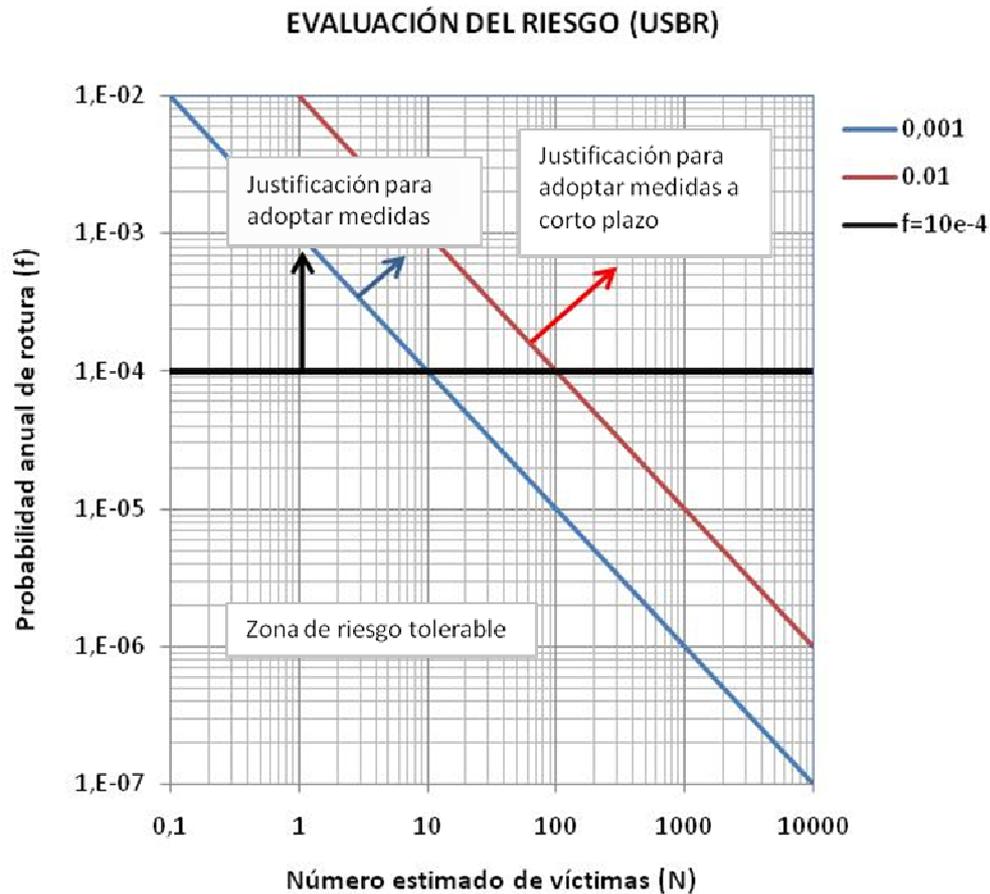


Figura 2.28 Gráfico para la evaluación de del riesgo en función de la probabilidad de rotura de la presa y del número de víctimas mortales según USBR (Bureau of Reclamation 2003)

Concretando lo anterior en cifras, el Bureau sostiene que se deberían acometer acciones siempre que en alguna de sus presas la probabilidad anual de rotura exceda de  $10^{-4}$ , independientemente de las consecuencias a que pudiera dar lugar.

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 titular de la presa.

La segunda limitación se establece en términos de riesgo, debiendo éste limitarse, en un tiempo razonable, a valores inferiores a  $10^{-2}$  vidas/año.

Las líneas punteadas diagonales continuas de la Figura 2.28 marcan las fronteras de acción inmediata (roja) y a largo plazo (azul), son líneas de *iso-riesgo*, es decir, de igual valor del

producto entre probabilidad anualizada de fallo y consecuencias. Como puede apreciarse por debajo de  $10^{-3}$  vidas/año disminuye la justificación de medidas de reducción de riesgo, aunque las medidas que se consideren razonables y prudentes siguen estando recomendadas.

#### 2.10.6 Criterio de ANCOLD

En ausencia de otros criterios, el ANCOLD propone tres criterios de tolerabilidad de riesgo (ANCOLD 2003). Para presas ya construidas en explotación se limita el riesgo de las personas a  $10^{-4}$  y para nuevas presas en proyecto o ampliaciones de las existentes a  $10^{-5}$ . Además se limita el riesgo social mediante un criterio aplicable a las curvas F-N según se muestra en la Figura 2.29. Cuando los riesgos quedan por encima del criterio, se dice que el riesgo es inaceptable excepto en circunstancias excepcionales. No obstante la decisión de cuándo existen dichas circunstancias excepcionales no debe ser del titular de la presa sino de la Administración o del organismo regulador que proceda. Por ejemplo, unos riesgos altos que normalmente serían inaceptables, podrían ser tolerables si son necesarios para asegurar unos beneficios excepcionales, pero no es el titular de la presa el responsable de realizar este juicio.

Además, para la aplicación de este criterio se introduce un nuevo concepto conocido por sus siglas en inglés, ALARP (*As low as reasonably possible*), que es un principio clave propuesto también por ANCOLD según el cual los riesgos menores que un umbral máximo de tolerabilidad se asumen únicamente si su reducción resulta impracticable o si el coste necesario para ello es desproporcionado en comparación con la mejora de la seguridad alcanzada. Es decir, el titular de la infraestructura, estaría obligado a reducir el riesgo hasta el punto que el coste de una reducción adicional del riesgo fuera desproporcionado frente al beneficio obtenido por la reducción aún cuando se sitúe por debajo de las curvas de riesgo tolerable (Bowles 2003).

Es evidente que un prerequisite para conocer si el criterio de aceptabilidad de riesgo es satisfecho es identificar cualquier medida estructural o de otro tipo para la reducción del riesgo, medidas que por otro lado requieren de los conocimientos y experiencia de los ingenieros y gestores dedicados a las presas.

### EVALUACIÓN DEL RIESGO (ANCOLD)

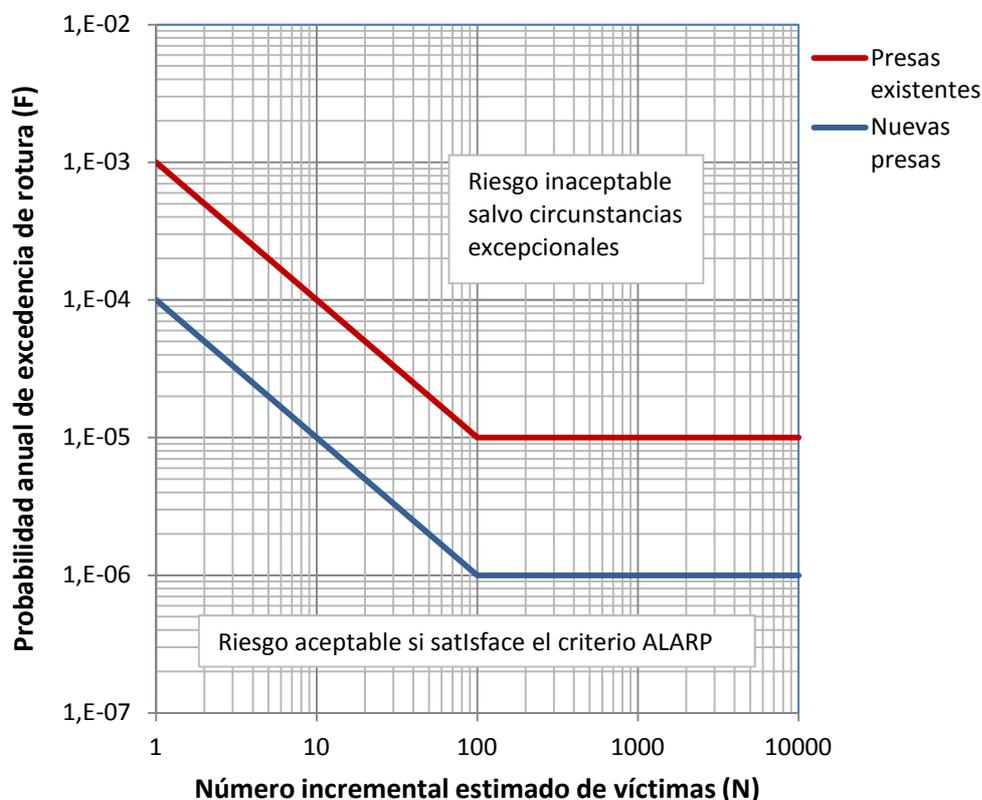


Figura 2.29 - Criterio de tolerabilidad del riesgo en función de la probabilidad anual de rotura y el número incremental de víctimas mortales según ANCOLD (ANCOLD 2003).

#### 2.10.7 Criterio de USACE

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha desarrollado una serie de criterios de tolerabilidad de riesgos sobre la base de las denominadas curvas F-N, aportando una limitación adicional a las máximas consecuencias tolerables.

La curva propuesta por USACE, a diferencia de la gráfica utilizada por el USBR, no representa el riesgo mediante un único punto (que puede dibujarse asumiendo unas consecuencias promedio), sino que aporta la acumulación de la distribución completa dimanada del árbol de eventos, es decir, con qué probabilidad pueden producir las consecuencias.

## 2.11 Resumen y conclusiones

El planteamiento y los objetivos de esta tesis se motivan en las siguientes conclusiones derivadas de la situación del parque presístico actual en nuestro país y en otros, que por tener gran tradición y acervo presista, se encuentran en una situación parecida, junto con consideraciones sobre los procedimientos de evaluación de su seguridad.

### 2.11.1 Conclusión 1

*El desfase normativo: entendido éste como la diferencia entre el contenido de las normas de aplicación y el estado actual del conocimiento, la técnica y las mayores exigencias de la seguridad demandadas por la sociedad.*

Como resultado de la evolución normativa de seguridad de presas y embalses en España desde sus orígenes hasta la actualidad y especialmente durante la segunda mitad del siglo XX, los requerimientos técnicos exigibles se han visto elevados en general en todos los aspectos de la seguridad. Esta circunstancia se ha propiciado por un lado por los avances en el conocimiento de la técnica y, por otro, a las mayores exigencias de seguridad para las grandes infraestructuras demandados por la sociedad.

Lo anterior, aplicado a la seguridad hidrológica sin ir más lejos, revela que los caudales de las avenidas de proyecto se han incrementado de manera significativa desde la Instrucción de Grandes Presas de 1967 al Reglamento Técnico de seguridad de 1996; bien es cierto que el Reglamento no establece ningún periodo de retorno específico para los escenarios de avenida y, al contrario, la Instrucción concreta el límite superior en 500 años. Este incremento se debe a que las recomendaciones y buenas prácticas para la evaluación de la seguridad de presas, que en España se han concretado en una serie de Guías Técnicas de seguridad posteriores a la aprobación del Reglamento y editadas por el Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD) con la colaboración del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (ver epígrafe 2.3), pasando de 500 hasta 5.000 o más años de periodo de retorno (CNEGP 1997), lo que equivale en la mayoría de casos a un incremento del caudal máximo del orden del 80%. Además, la recopilación de datos hidrológicos durante los años de explotación suele arrojar caudales más elevados para los mismos periodos de retorno en los estudios hidrológicos posteriores a la construcción de la presa. En nuestro país esta norma se aplica con carácter retroactivo al menos para las presas de titularidad pública, por tanto muchas de éstas que hoy se encuentran en explotación pueden ser deficientes a priori en cuanto a la capacidad de alivio que se exige actualmente a las presas de nuevo cuño. Lo anterior redundante en que, a no ser que se demuestre lo contrario, es necesario un estudio pormenorizado caso a caso sobre la adopción de medidas para que estas presas, ya maduras, alcancen los niveles de seguridad exigidos en la actualidad.

La seguridad estructural puede también ser condicionada por el régimen hidrológico de avenidas introducido por el Reglamento aunque de manera indirecta, ya que, los nuevos escenarios van a suponer niveles de embalses distintos, normalmente superiores, respecto de los considerados en proyecto. Dicho de otro modo, un nuevo estado de solicitaciones se deriva de los nuevos escenarios hidrológicos. Algo similar puede apuntarse al respecto de los sismos y los periodos de retorno a considerar.

Asimismo otros aspectos relacionados con la seguridad han visto elevadas sus exigencias con el paso del tiempo, entre éstos se encuentran por ejemplo, las necesidades de garantizar las fuentes de energía para movimientos de maquinaria y equipos, duplicidad en sistemas de comunicaciones, accesos, sistema de auscultación, nivel tensional o seguridad estructural.

Unido lo anterior a la escasa problemática que puedan presentar, en general, las presas recientemente construidas y a la pobre perspectiva de nuevos proyectos puede decirse de hecho que, en nuestro país y actualmente, la disciplina de seguridad de presas se ha de centrar esencialmente en las presas existentes, las que se encuentran en explotación, y no en las que están por construir (SEPREM 2014), bien entendido que ello no es óbice para que se siga avanzando en la seguridad de las nuevas presas.

Para abordar esta problemática, es decir, el desfase normativo, no se han elaborado, al menos en España, normas técnicas específicas que permitan valorar la seguridad de las presas existentes que fueron diseñadas y construidas con criterios menos exigentes de los que propugnan las normas vigentes. Este es un aspecto no reglado que ha de resolverse a criterio del titular de la presa y que, en su caso, la Administración competente deberá mostrar su conformidad o disconformidad de manera motivada.

### 2.11.2 Conclusión 2

*La seguridad de las presas antiguas: la sociedad cuestiona si las presas que lleven largos periodos en explotación pueden continuar su función en las condiciones actuales o requieren de modificaciones para poder seguir prestando servicio.*

Como consecuencia de lo anterior, para cada una de las presas en explotación en que incurran las circunstancias referidas surgen preguntas obligadas del tipo: ¿es la presa suficientemente segura en el momento presente? y si la presa es suficientemente segura hoy ¿durante cuánto tiempo seguirá siendo lo bastante segura? Estas cuestiones no pueden sino originar un debate técnico que tiene un trasfondo económico de gran calado. Nótese que el impacto económico puede ser enorme si se aplica a todo el ámbito de un país como es el caso de España por sus especiales circunstancias: elevado número de grandes presas (más de mil doscientas), muchas de las cuales fueron construidas durante la primera mitad del siglo XX (Sánchez Caro 2005).

En caso de que se concluya la falta de seguridad o inseguridad de una presa deberán adoptarse por el titular medidas adecuadas para reducir el riesgo hasta situarlo en un nivel tolerable, entendiendo por adecuadas aquellas que maximicen el beneficio esperado, de manera que se alcance un equilibrio entre la reducción de las consecuencias (vidas, económicas, ambientales, etc.) y el coste de implementación de las medidas, las cuales abarcan un amplio abanico, si bien pueden clasificarse en dos grandes grupos: técnicas y administrativas. Las primeras, que son de carácter físico y estructural, se fundamentan en la modificación del diseño de nuevas presas o reforma de existentes, aumentar por ejemplo el grado de mantenimiento, aumentar mediante encauzamiento la capacidad de desagüe de la posible llanura de inundación o implantar áreas de retención hidráulica, etc. Las segundas van encaminadas a disminuir los efectos de la rotura, es decir tienen un carácter más preventivo, como la implementación de planes de evacuación (planes de emergencia de presas), operaciones de rescate, protección civil, etc.

El caso de los Estados Unidos refleja claramente esta situación ya que la edad promedio de su parque presístico que cuenta con unas 84.000 entre presas y azudes es de unos 52 años, de las cuales se calcula que 14.000 ocasionarían consecuencias catastróficas en caso de rotura (*high-hazard dams*). De éstas se estima que unas 2.000 no cumplen con el nivel de seguridad exigible para este tipo de infraestructuras (*deficient high-hazard dams*) de manera que sería necesaria una inversión de 21.000 millones de dólares para su reforma que se traduce en un presupuesto medio de algo más de 10 millones de dólares por presa (ASCE 2013).

Por lo tanto es claro que adoptar medidas para adecuar los niveles de seguridad de las presas antiguas, hoy en explotación, supone un impacto económico de proporciones importantes para los titulares de las presas, y al fin y a la postre para la sociedad en su conjunto, que hace del debate técnico al efecto un asunto importante y delicado, y casi nunca cómodo para administraciones públicas y titulares.

### 2.11.3 Conclusión 3

*La información utilizada para la evaluación de la seguridad de las presas en explotación es especialmente trascendente porque representa la capacidad de conocer y analizar los cambios resultantes en el tiempo del sistema presa-cimiento.*

La información utilizada en la evaluación de la seguridad de las presas antiguas en explotación es crucial y, si cabe, incluso más trascendente que en presas de reciente construcción por varios motivos. El primero es que con mucha mayor probabilidad las primeras van a estar más lejos de verificar los criterios actuales de seguridad por haber sido diseñadas y construidas con otros, en general, menos restrictivos y sin el beneficio de las tecnologías actuales, si bien no por ello puede concluirse que su funcionamiento sea insatisfactorio o inseguro (Lo, K.Y. et al. 1991). El segundo es conocer el estado actual y las características de los materiales que conforman el

sistema presa-cimiento y la evolución habida o degradación sufrida desde la construcción por el paso del tiempo (ICOLD 1993).

Así por ejemplo, está comprobado que la eficiencia de la pantalla de impermeabilización disminuye con el paso del tiempo debido al deterioro de la lechada de cemento inmersa en un medio dinámico como es la cimentación de la presa sometida a un flujo de agua permanente debido a las filtraciones y cambios tensionales. Si además se producen reacciones químicas por la agresividad del agua del embalse entonces el ritmo de deterioro puede ser muy superior (De Cea Azañedo 2008).

Otro elemento muy importante para la seguridad que sufre deterioro por pérdida de eficiencia o desgaste es el sistema de drenaje. En efecto, está comprobado también que al ser éste una llamada al paso del agua circulante se produce, de manera continua la deposición de sales (la más común carbonato cálcico) y acreciones de las sustancias disueltas en el agua, terreno u hormigón, de forma que se colmata progresivamente y a un ritmo que depende de las condiciones de los drenes, dificultando que el agua intersticial llegue al dren de manera que éstos pueden dejar de funcionar eficazmente. Para devolver la efectividad hay que realizar labores de mantenimiento o bien ejecutar un nuevo sistema de drenaje durante la explotación de la presa (García 2008).

En la actualidad existen cuatro metodologías para la rehabilitación de los drenes: Reperforación a rotoperforación, reperforación a rotación, tratamiento químico e hidrolimpieza a alta presión. Según estudios llevados a cabo en presas en explotación la rehabilitación del sistema de drenaje de las presas debería acometerse de media cada 15 años, aunque este número se sitúa entre los 5 y los 20 años dependiendo de las particularidades de cada presa (Román 2006).

El hormigón del cuerpo de presa puede sufrir deterioros con el paso del tiempo por diversos motivos como hinchamiento, agrietamiento, pérdida de resistencia entre otros motivados por procesos, a medio o largo plazo, como la reacción álcali-sílice (Bermúdez 2008).

La roca de cimentación no queda libre de permanecer intacta ya que puede alterarse al ser sometida a un estado tensodeformacional e hidráulico totalmente distinto al previo a la construcción del embalse y en continua evolución.

Los aterramientos cercanos al cuerpo de presa, sobre todo en vasos de embalses pequeños y en servicio durante mucho tiempo, pueden llegar a alturas importantes, taponar los desagües de fondo y suponer una sollicitación por empuje, en función de la naturaleza del material, muy distinta del inicio de la explotación (González 2008).

En esta línea, se pretende en lo que sigue caracterizar la información utilizada en la evaluación de seguridad de presas referida al nivel de incertidumbre que puede asignarse en función del origen, dispersión, cantidad, fiabilidad y otros factores afines.

Más específicamente se incide en la información utilizada para la comprobación de la estabilidad a deslizamiento de las presas de gravedad, tomando como referencia, los umbrales de seguridad establecidos en las Guías Técnicas de Seguridad editadas con posterioridad al Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses de 1996 (MOPU 1996). Los parámetros resistentes básicos utilizados por los modelos simples para esta comprobación son el ángulo de rozamiento y la cohesión, ambos con una consideración muy diferente en cuanto a la fiabilidad ya que, según su tratamiento por la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 2 (CNEGP 2002) la garantía de actuación de cada uno de ellos es muy diferente y de ahí que los coeficientes de minoración propuestos sean muy distintos, mucho mayores para la cohesión. De esta manera, en el caso extremo de que la contribución de la cohesión fuera del 100% de la resistencia al deslizamiento, para presas de la categoría A y escenarios de sollicitación normales, el coeficiente de seguridad exigible es de 5, y en el otro extremo, cuando el 100% fuera debida al rozamiento es de 1,50.

En principio, este criterio está justificado porque la experiencia demuestra que el rozamiento actúa siempre, en las condiciones peores en que pueda encontrarse la superficie presa-cimiento y además, de manera simplificada, es independiente del área de contacto ya que solo depende de las fuerzas de contacto. Sin embargo la cohesión no suele conocerse con un buen grado de aproximación además de que puede variar con el tiempo en función de la alteración del material que rellena las juntas y diaclasas (ICOLD EUROPEAN CLUB 2004). De hecho, de existir puede ocurrir que con el paso del tiempo la degradación origine que la cohesión pueda desaparecer por completo. Estas circunstancias motivan que salvo adecuada justificación debiera considerarse cohesión nula en el contacto presa-cimiento tal y como se ha hecho en no pocos informes consultados para este trabajo. La cohesión puede estimarse a partir sondeos con recuperación de testigos que incluyan la superficie roca-cimiento, y si éste presenta unión a partir del ensayo a tracción puede estimarse aproximadamente como el doble de ésta (Lo, K.Y. et al. 1991). Es importante hacer notar que solamente se dispone de cohesión en esta superficie cuando exista una verdadera ligadura entre el hormigón y la roca de forma que sea necesario aplicar una tensión de tracción apreciable para separar ambos materiales.

Toda esta incertidumbre sobre la resistencia al deslizamiento ha motivado, a nivel internacional, que los factores de seguridad requeridos por la normativa nacional varíen considerablemente de unos países a otros e incluso hayan diferencias notables entre las recomendaciones al efecto de diferentes organizaciones de un mismo país (Altarejos L. et al. 2012).

#### 2.11.4 Conclusión 4

*El procedimiento de evaluación de la seguridad determinista tiene carácter incompleto y puede ser complementado con el probabilista: La aplicación normativa del procedimiento determinista no tiene en cuenta de forma directa la calidad de la*

---

*información con la que evaluar la seguridad, mientras que el probabilista cuenta con la capacidad para que la incertidumbre de ésta quede incorporada en el resultado final.*

La metodología determinista, tal y como está concebida hoy día, puede considerarse incompleta para la valoración de la seguridad por proporcionar resultados inconsistentes en ocasiones, lo que invita siempre a un análisis adecuado de los resultados. Esta inconsistencia se justifica porque en su aplicación no tiene en cuenta la calidad de la información utilizada en lo relativo a la incertidumbre, o dicho de otro modo, la evaluación de la calidad de la información si se realiza, no interviene en el resultado final. Puede ser que ésta se considere por los técnicos de manera independiente, en una fase previa, mediante el filtrado de la información de partida de manera que las variables que intervienen en el análisis queden del lado de la seguridad, por ejemplo desechando los valores más altos de la resistencia. Sin embargo, procediendo así no se realiza una valoración que cuantitativamente quede incorporada en el resultado final, es decir, el coeficiente de seguridad resultante. Por tanto, éste no depende de la calidad de la información utilizada sino, más bien, del criterio del proyectista en el filtrado previo y adopción de la información utilizada. En muchas ocasiones el filtrado previo no aparece en la justificación de los cálculos y cuando lo hace se lleva a cabo de manera arbitraria según el parecer del proyectista.

Más aún, la aplicación normativa del procedimiento determinista reconoce indirectamente el desconocimiento de las variables que gobiernan la seguridad al exigir diferentes coeficientes de seguridad (mayores en unos casos y menores en otros) para las estructuras, cuando, teóricamente, cualquiera de ellas es segura siempre que éste sea mayor que la unidad (Tarek, H. 2011).

La metodología probabilista, grosso modo, transforma el coeficiente de seguridad en una variable aleatoria. Ello requiere el paso previo de caracterizar la resistencia y la sollicitación como variables aleatorias mediante funciones de probabilidad perfectamente conocidas, lo que las vincula con patrones de dispersión o incertidumbre concretos.

La incertidumbre aplicada a las sollicitaciones y factores que influyen en la resistencia de una estructura, pueden agruparse en dos grandes grupos: la incertidumbre *aleatoria* y la *epistémica*. En líneas generales, la primera se relaciona con la aleatoriedad del propio fenómeno que la origina (por ejemplo lanzar un dado o una moneda al aire) y se relaciona con la dispersión de valores de una cualidad que puede ser observada y medida si se poseen los medios suficientes. La segunda se vincula a la falta de conocimiento del problema analizado, por ejemplo la falta de datos o que éstos no sean fidedignos o que los modelos matemáticos sean incompletos o inexactos. Existe un vínculo evidente entre la incertidumbre y la forma de las funciones de probabilidad, de manera que a mayor incertidumbre mayor variabilidad, mayor desviación típica o coeficiente de variación de la variable y viceversa.

Pues bien, en estas condiciones la probabilidad de fallo es la probabilidad de que el coeficiente de seguridad sea menor a la unidad. De manera gráfica, lo anterior es equivalente a evaluar el solape entre funciones de probabilidad de la resistencia y sollicitación, o lo que es lo mismo, el espacio en que la segunda es superior a la primera.

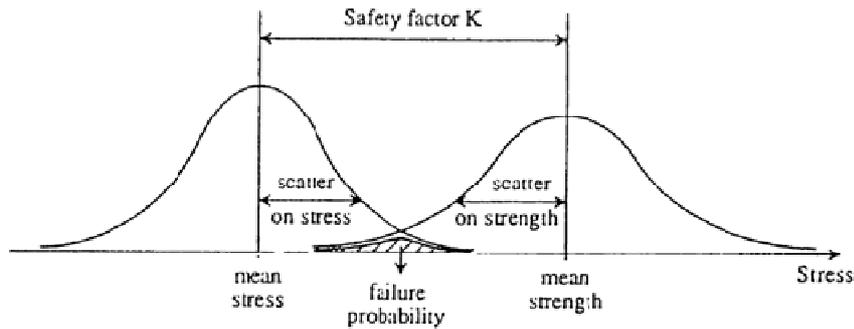


Figura 2.30- Interpretación gráfica del coeficiente de seguridad y la probabilidad de fallo. Tomado de (Esnault 1996)

Comparando ambos procedimientos es fácil notar que para el modelo determinista la seguridad depende de la separación o distancia entre los valores característicos de la sollicitación  $S_K$  y resistencia  $R_K$ , de forma que el coeficiente se evalúa como el cociente entre estas dos. Es interesante observar que para el modelo determinista esta relación no depende de la forma de las funciones de probabilidad caracterizada básicamente por los momentos de primer y segundo orden (normalmente las medias aritméticas  $\mu$  y desviación típica  $\sigma$ ), sino exclusivamente de los valores característicos o medias (según se muestra en la figura 2.30). Para soslayar lo anterior, en ocasiones no se emplean medias como valores característicos de la resistencia o sollicitación sino otros definidos en función de la dispersión de la variable (Burdekin 2006):

$$\begin{aligned} S_K &= \mu_S + n \sigma_S \\ R_K &= \mu_R - n \sigma_R \end{aligned} \quad (2-56)$$

siendo  $n$  un número entero.

Por otro lado, en el modelo probabilista el fallo se evalúa a partir del solape entre las funciones de probabilidad de la resistencia y sollicitación y éste no depende exclusivamente de los valores característicos ya que, pares de funciones con los mismos valores característicos o medias y, por tanto, con idéntico coeficiente de seguridad pero diferentes desviaciones típicas tienen, en general, diferentes solapes que arrojan diferentes probabilidades de fallo (Esnault 1996).

Para mostrar la inconsistencia del procedimiento determinista en la figura 2.31 se ha representado un modelo simple probabilístico de dos casos en el que la resistencia de una estructura se modeliza con funciones de probabilidad de la misma media o valor característico  $R_K$  y diferente desviación típica o coeficiente de variación, es decir, con diferente dispersión o

incertidumbre. La sollicitación se ha caracterizado por una recta vertical o valor determinado y concreto  $S$ , inferior en una cierta magnitud a  $R_k$ . Es precisamente esta magnitud positiva o margen de seguridad la que se asocia al coeficiente de seguridad  $F$  en el procedimiento determinista. Ahora bien, como se adelantó en el epígrafe 2.7.1 la cuantificación de la probabilidad de fallo en el presente caso puede obtenerse a partir de:

$$P_f = \text{Prob}[R < S] = \int_{R < S} f_R(x) dx \quad (2-57)$$

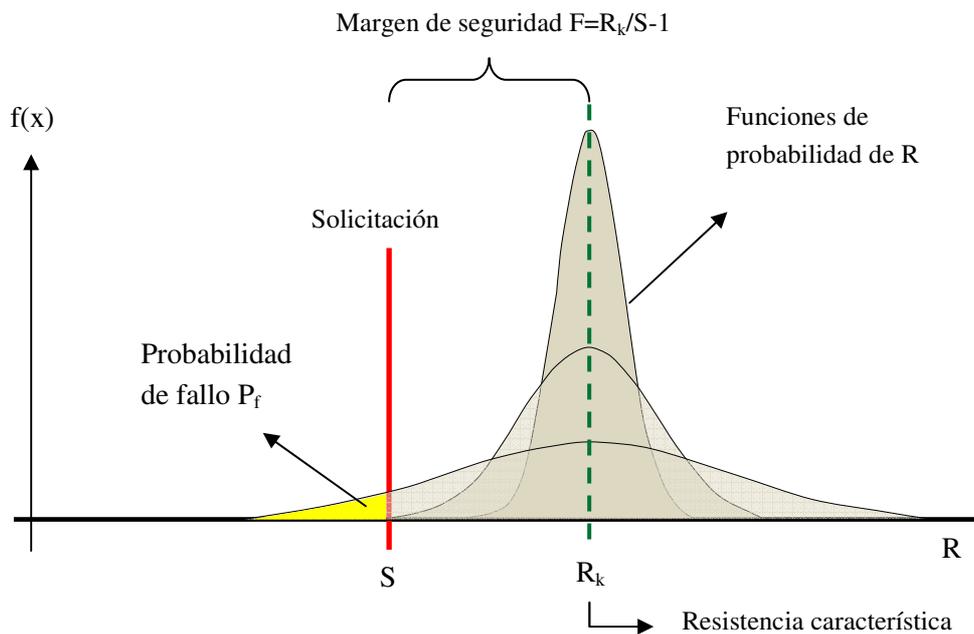


Figura 2.31- Representación procedimiento probabilista y margen de seguridad.

Por lo tanto, y en el supuesto más general de que la sollicitación también fuera una variable aleatoria, la probabilidad de fallo se evalúa a partir de los solapes entre funciones de probabilidad de resistencia  $R$  y de sollicitación  $S$ . En el presente caso este valor coincide con el área entre la función de probabilidad y el eje de abscisas que se encuentra a la izquierda de la recta vertical que define  $S$ . Ahora bien, según puede inferirse de la figura, para las diferentes funciones de probabilidad con diferente variabilidad de la resistencia  $R$  se obtienen diferentes probabilidades de fallo  $P_f$  mientras que el margen de seguridad, entendido como la relación entre  $R_k$  y  $S$  es la misma para los dos casos.

Este razonamiento hace pensar que el método determinista puede ser en ocasiones inconsistente por evaluar con el mismo coeficiente de seguridad a sistemas que cuentan con probabilidades de fallo distintas y consecuentemente su nivel de seguridad es también distinto.

A modo de resumen de lo anterior puede decirse que la inconsistencia del modelo determinista radica en que utiliza la caracterización de los factores de que depende la seguridad por

aproximaciones de momento de primer orden (medias), mientras que el fundamento del probabilista es que utiliza aproximaciones de superior orden e incluso funciones de probabilidad completas.

Puesto que las funciones de probabilidad de las variables que intervienen en la evaluación de la seguridad dependen de la incertidumbre, el método probabilística tiene en cuenta la *calidad* y *cantidad* de la información, es decir, su incertidumbre, bien sea epistémica o aleatoria, y ésta queda incorporada en el resultado de la evaluación. Precisamente esta cualidad es una de las virtudes del método que reconoce y tiene en cuenta la limitada información disponible, en su caso, para evaluar la seguridad con origen múltiple.

### 2.11.5 Conclusión 5

*La psicología del evaluador puede dirimir el resultado final en un procedimiento determinista.*

No considerar la calidad de la información puede llevar a resultados muy diferentes según la psicología del evaluador y sus circunstancias. Lo anterior se muestra gráficamente en los dos supuestos representados de la figura 2.32 que abordan el mismo problema estructural, sea por ejemplo, la comprobación de estabilidad a deslizamiento de una presa de hormigón. La información que se disponga sobre la situación estructural de la presa, en concreto, sobre la evaluación de los parámetros resistentes del ángulo de rozamiento y la cohesión, representados en la gráfica sobre los ejes coordenados va a hacer depender el resultado final. Es evidente que la presa dispone de valores reales de estos parámetros que podrán ser puntuales sobre la superficie del cimiento, pero que agregados proporcionan una media de carácter real ( $\varphi_{\text{real}}, c_{\text{real}}$ ).

Pues bien, supongamos que en el primero la información  $I_1$  es pobre y dispersa y que apunta a unos parámetros resistentes  $P_1$  que distará una cierta magnitud de los reales  $R$ . En este caso si el proyectista es consecuente, juzgando insuficiente la información, no adoptará  $P_1$ , sino que tenderá a reducirlo hasta un límite que considere razonable y decidirá que los parámetros representados por  $A_1$  situados en el borde *sensato* del conocimiento son los razonables a adoptar (psicología *consecuente*). Es posible también que en el mismo caso un evaluador con psicología *temeraria* o presionado por las circunstancias seleccionara un par como el representado por  $A_3$ , eligiendo por tanto parámetro de diseño superiores a los reales y resultando la evaluación claramente insegura.

En el otro caso, el carácter completo y preciso de la información, resultante por ejemplo de una extensa campaña de prospección geotécnica que incluyera la extracción y ensayo de testigos, acompañada de un conocimiento exhaustivo de las características de la cimentación, permitiría aproximarse al valor real mediante la adopción del par  $P_2$ , lógicamente mucho más próximo a  $R$

que P1, aunque el proyectista, no obstante, también puede aplicar una dosis de prudencia y selecciona el par A<sub>2</sub> (evaluador *muy prudente*).

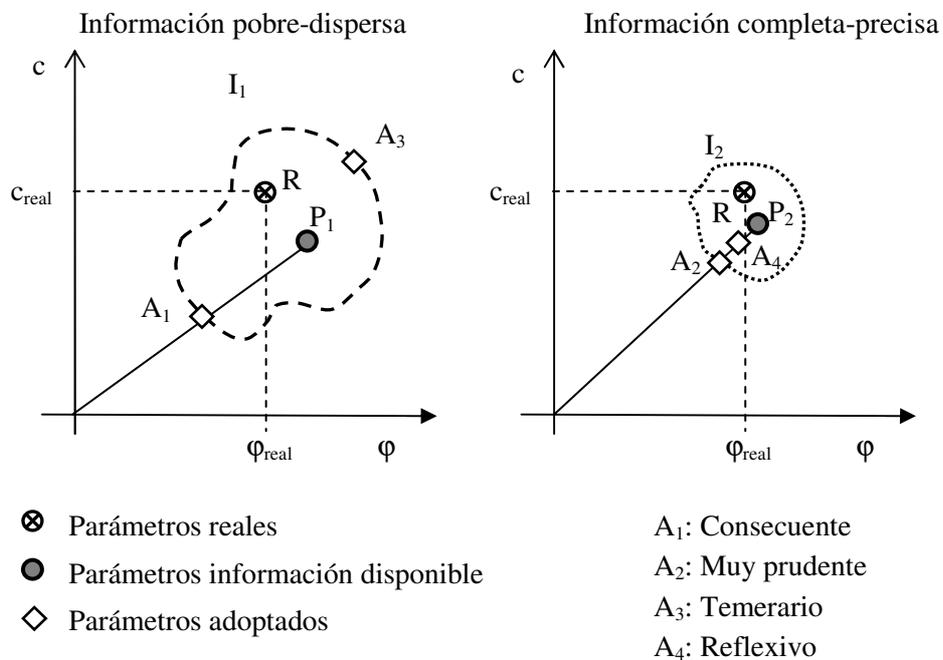


Figura 2.32- La incertidumbre de la información

Por último puede darse el caso de que el evaluador, consciente de la gran calidad y precisión de la información, decida utilizar como parámetros de diseño el par A<sub>4</sub> que se encuentre por el lado de la seguridad muy próximo a P<sub>2</sub> o incluso éste mismo, pudiéndole entonces calificarse de carácter *reflexivo*.

## Capítulo 3 – Metodología propuesta

Como se ha visto anteriormente la evaluación de seguridad de las estructuras en general, y en particular de las presas, se puede abordar por dos enfoques diferentes y en buena medida complementarios: el determinístico y el probabilístico. El primero, que ha sido tradicionalmente empleado y hoy sigue siendo el procedimiento por defecto, hace uso de coeficientes de seguridad; el segundo, más moderno y en continua evolución, utiliza como criterio básico de decisión la probabilidad de fallo. La metodología que se propone en este capítulo hace uso de ambos procedimientos y utiliza el segundo para complementar el primero ya que, eventualmente, evalúa la seguridad a partir de coeficientes de seguridad.

### 3.1 Bases de la metodología

Según se ha expuesto la metodología determinista, tal y como está concebida para su aplicación por la normativa, puede completarse incluyendo en el procedimiento la *calidad* de la información utilizada en lo relativo a la fiabilidad, limitación, incertidumbre e incluso consistencia (ver epígrafe 2.11.4).

De forma alternativa el método probabilístico tiene en cuenta la *calidad* y *cantidad* de la información, en suma su incertidumbre, bien sea epistémica o aleatoria, y ésta queda incorporada en el resultado de la evaluación. Precisamente esta cualidad es una de las virtudes del método que cuenta con la capacidad de reconocer la limitada información disponible para evaluar la seguridad dependiendo de la incertidumbre.

La metodología propuesta pretende, de alguna manera, hacer uso de las ventajas de cada procedimiento, de la robustez y facilidad del primero y de la capacidad de tratar la incertidumbre del segundo, y por ello reevalúa el coeficiente de seguridad exigible contra deslizamiento para riesgo hidrológico de presas de gravedad en explotación recomendado por las buenas prácticas para la evaluación de la seguridad y concretado en la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 (CNEGP 2002), como referente al espíritu del Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses. Ahora bien, para llevar a cabo la reevaluación se aplican criterios probabilistas.

El procedimiento también podría ser aplicado para escenarios sísmicos que se analizaran pseudo-estáticamente ya que la forma de evaluación es similar por tratarse de la comprobación del equilibrio de un sistema de fuerzas, si bien este caso no se ha implementado ni aplicado en el presente trabajo.

Es necesario remarcar que el procedimiento planteado tiene carácter cualitativo porque, por un lado, si bien se fundamenta en cierta base probabilista buena parte de la metodología, se apoya en la intuición y juicio ingenieril, y por otro porque la mayor parte de la información que utiliza es subjetiva, no permite un análisis estadístico y proviene del juicio crítico del evaluador. No obstante el procedimiento concluye en una estimación cuantitativa en forma de coeficiente de seguridad a verificar.

Para la reevaluación de este coeficiente, que puede resultar en un incremento o una reducción, se tiene en cuenta la *cantidad* y *calidad* de la información disponible por un lado y, en segundo término, el valor de los parámetros resistentes adoptados en función del rango característico o usual para la litología de la cerrada. El procedimiento se apoya en las siguientes bases:

- Utilización de la relación entre probabilidad de rotura, coeficiente de seguridad y coeficiente de variación de las variables de que depende la seguridad (solicitación y resistencia). Curvas Pf-F-CV.
- Paridad entre el modelo determinista y probabilista: lo que implica similitud de resultados cualitativos en la aplicación a una misma presa de ambos procedimientos Y equivale a asumir resultados cualitativamente similares de ambos procedimientos aplicados a una misma presa, es decir, a un coeficiente de seguridad elevado le corresponde una probabilidad de rotura muy reducida y viceversa. A partir de esta paridad se puede establecer una correspondencia biunívoca entre el enfoque determinista (coeficientes de seguridad recomendados) y el análisis de riesgos (criterios de tolerabilidad del riesgo), con el que vincular la probabilidad de fallo con el coeficiente de seguridad. El uso de esta hipótesis permite conocer el coeficiente de variación de la información (referente a la resistencia y solicitación) en la relación Pf-F-CV. En esta tesis se planteará exclusivamente para el modo fallo a deslizamiento por riesgo hidrológico.
- Se asume que el punto neutro, o de referencia de las recomendaciones para la aplicación del Reglamento Técnico de seguridad, corresponde con información de calidad media y nivel de los parámetros de diseño también medio. Ello permite obtener el coeficiente de variación de partida sobre la información de la presa, que posteriormente se verá incrementado o reducido en virtud de la calidad y cantidad de información disponible.

- Valoración de la incertidumbre de la información sobre el conocimiento de la presa a partir de elementos directamente relacionados con los parámetros resistentes del modo de fallo considerado, pero también de otros no directamente vinculados. Esta valoración se lleva a cabo mediante un juicio crítico sobre la *calidad* y *cantidad* de la información disponible.
- Modificación por incremento o reducción del coeficiente de variación de la resistencia a deslizamiento que depende, a su vez, del coeficiente de variación de los parámetros resistentes, en función del juicio crítico realizado y dependiendo de la posición del valor de los parámetros de diseño adoptados dentro del rango característico en función de la litología de la cerrada.
- A partir del nuevo coeficiente de variación de los parámetros es posible reevaluar el coeficiente de seguridad exigible y compararlo con el calculado.

A continuación se desarrollan los anteriores fundamentos en los siguientes epígrafes.

### 3.2 Paridad entre enfoque determinista y probabilista

Como se ha señalado en el Capítulo 2 la evaluación de seguridad de las estructuras en general, y en particular de las presas, se puede abordar por dos enfoques diferentes y en buena medida complementarios: el *determinístico* y el *probabilístico*, este último utilizado como herramienta para la aplicación del *Análisis de Riesgos*. El primero, que ha sido tradicionalmente empleado y todavía hoy sigue siendo el procedimiento general por excelencia, hace uso de coeficientes de seguridad; el segundo, mucho más innovador y en continua evolución, utiliza como criterio básico de decisión la probabilidad de fallo.

Las normas vinculantes comúnmente utilizadas en el campo presístico, perfeccionadas durante muchas décadas a través del uso y modificaciones sucesivas, ampliamente sancionadas por la experiencia acumulada, hacen referencia exclusiva al método determinístico, al menos como metodología a la que siempre hay que recurrir, por lo que habitualmente establecen coeficientes de seguridad mínimos a verificar en los diferentes escenarios de sollicitación. Lo que tienen en común ambos enfoques es la utilización de modelos que representan la mecánica de fallo de las estructuras. Recientemente algunas normas, además de la base determinista, incorporan la posibilidad de aplicar métodos probabilísticos o de fiabilidad, especialmente en ciertos casos concretos, como aquellos en que la presa lleve largos periodos en explotación o que sufra alguna patología determinada, aunque siempre, como herramienta complementaria a la metodología determinista. Por ejemplo la normativa de Panamá o en la norma francesa del decreto de seguridad de obras hidráulicas que para la evaluación de riesgos prevé el uso de procedimientos probabilísticos y la disciplina del *Análisis de Riesgos* (Peyras et al. 2012).

Ahora bien, sin perjuicio de las diferencias que puede existir entre los dos procedimientos (ver epígrafe 2.11.4) parece lógico aceptar que los niveles de seguridad propugnados por la normativa de presas vigente a través del método determinístico deban ser parejos a los que resulten de la aplicación del método probabilístico aplicado a presas, por lo que cabe plantearse una correspondencia entre el coeficientes de seguridad del primero y la probabilidad de fallo del segundo, y de ahí que exista una paridad entre los dos procedimientos. Lo anterior es equivalente a asumir correspondencia en la fiabilidad de resultados de ambos procedimientos, es decir, si por ejemplo el resultado del determinista es que la presa es poco segura porque el coeficiente de seguridad global es cercano a la unidad entonces la probabilidad de rotura debe rozar el umbral de tolerabilidad de riesgo. Contrariamente un coeficiente de seguridad alto debería ir parejo a una probabilidad baja muy alejada del criterio de tolerabilidad y por tanto muy segura.

La metodología que se propone se basa conceptualmente en la representación de la siguiente figura en la que finalmente se alcanza una equivalencia entre probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad.

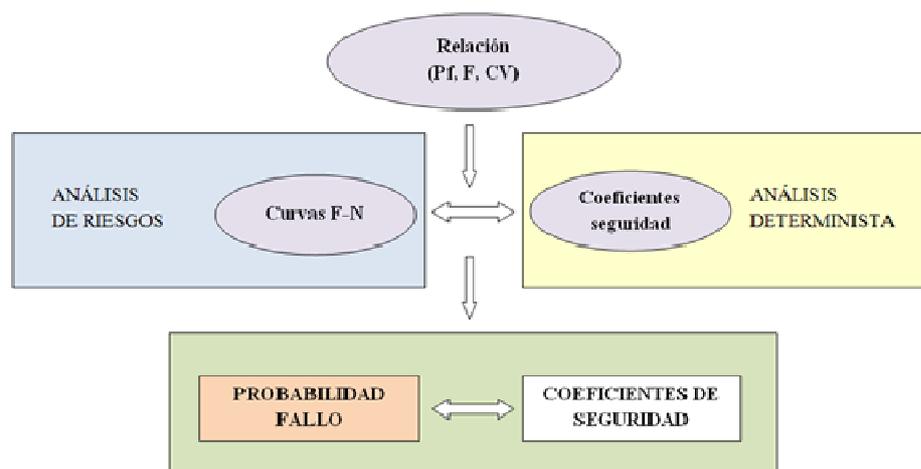


Figura 3.1- Mapa conceptual en que se basa la metodología propuesta

Según lo visto, los criterios de tolerabilidad de riesgo empleados en el análisis de riesgos pueden servir para establecer la base de equivalencias entre el enfoque probabilista y el determinista, es decir, relacionando coeficientes de seguridad y probabilidad de rotura. En este sentido se realiza una propuesta de equivalencias según la categoría de la presa en función del riesgo potencial sobre los diagramas f-N, esto es, según los criterios de tolerabilidad que relacionan la frecuencia de fallo con el número de víctimas humanas. Se particulariza lo anterior exclusivamente para el modo de fallo abordado en la presente tesis, es decir, fallo por deslizamiento en presas de gravedad por riesgo hidrológico.

De esta manera, el desarrollo del procedimiento planteado requiere de la investigación y propuesta de una equivalencia entre el coeficiente de seguridad y la probabilidad de rotura. Dicha relación debe ser consistente por lo que requiere una concordancia cuantitativa biunívoca. Particularizado al caso español la relación biunívoca debe aplicarse por separado para cada una de las categorías (A, B y C) de presas según el riesgo potencial, es decir, que para cada coeficiente de seguridad ha de corresponderle una probabilidad de fallo y viceversa por categoría de presa. En esta tesis solamente se propondrá dicha relación para las presas de categoría A.

### 3.3 Relación entre probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad

#### 3.3.1 Las curvas Pf-F-CV

Las curvas que relacionan los coeficientes de seguridad, la probabilidad de fallo y la variabilidad de la resistencia y sollicitación tienen carácter *universal*, porque para su aplicación no hay que considerar las variables de diseño de la infraestructura a la que se aplican sino, simplemente, que ésta responda en su modo de respuesta según estas tres variables. Por tanto, son aplicables a cualquier estructura con tal de que estas variables sean representativas y respondan según el modo de funcionamiento de la presa o estructura que se trate.

Estas curvas representan la relación característica entre el coeficiente de seguridad  $F$ , la probabilidad de fallo  $P_f$  y la variabilidad o incertidumbre de las variables que intervienen en la evaluación de  $F$  (normalmente la sollicitación  $S$  y la resistencia  $R$ ), resultantes de aplicar un modelo matemático para evaluar el coeficiente de seguridad  $F$ . Es una relación estrictamente matemática entre estas variables y como se ha dicho no se particulariza para cada estructura, de ahí que se pudieran etiquetar con el apelativo de *universal*.

Mediante la representación adecuada se puede, a partir de cualquiera de dos de las variables obtenerse la tercera, de manera que las relaciones son del tipo:

$$(F, P_f) \rightarrow CV \quad (F, CV) \rightarrow P_f \quad (P_f, CV) \rightarrow F \quad (3-1)$$

Para obtener una curva universal  $P_f$ - $F$ - $CV$  es necesario cumplimentar los siguientes trámites:

- a) Disponer de un modelo de coeficiente de seguridad entre las sollicitaciones y resistencias  $F=F(R,S)$ : Este modelo debe definir la obtención del coeficiente de seguridad  $F$  a partir de la sollicitación  $S$  y la variable resistente  $R$ . Normalmente el significado del coeficiente es que produce fallo cuando es inferior a la unidad y no ocurre fallo en otro caso. Ejemplos simples y comunes pueden ser los siguientes:

$$F = \frac{R}{S} \quad F = R - S \quad (3-2)$$

- b) Disponer de funciones de probabilidad de la resistencia R y la sollicitación S: Mediante las cuales caracterizar su comportamiento, tipo de función y parámetros estadísticos que la definen. En el caso más simple la función de probabilidad será un valor real determinado. Por ejemplo pueden adoptarse las siguientes donde  $N$  indica distribución normal o estándar y  $LN$  lognormal:

$$\begin{array}{ll} R: N(R_k, \sigma_k) & R: LN(R_k, \sigma_R) \\ S: N(S_k, \sigma_S) & R: LN(S_k, \sigma_S) \end{array} \quad (3-3)$$

Pueden analizarse situaciones mixtas en que la sollicitación sea un valor real determinado y la resistencia sea una descrita por una variable aleatoria o viceversa, como es el caso del procedimiento que se plantea en la presente tesis en que la sollicitación se supone perfectamente definida.

- c) Materialización de la curva con la precisión y densidad de valores que se requieran. Para ello hay que evaluar la probabilidad de fallo  $P_f$  a partir de las dos variables restantes F y CV. Para ello pueden básicamente utilizarse dos metodologías: Integración numérica y Monte Carlo. La ecuación a evaluar proviene de la anteriormente incluida en el epígrafe 2.7.1 y que particularizada para este planteamiento resulta:

$$Pf = \iint \dots \int_{F < 1} f_{RS}(\mathbf{R}, \mathbf{S}) d\mathbf{X} \quad (3-4)$$

Algebraicamente hablando, al intervenir tres variables la relación entre ellas es realmente una superficie 3D y no curvas 2D, ahora bien, fijada una de las variables las otras dos se relacionan mediante curvas 2D. A continuación se muestra la forma teórica que presentan con carácter general, ya que la particular dependerá de la concreción de la información que la define como se ha apuntado anteriormente, al tiempo que se acompañan unas aclaraciones de su significado.

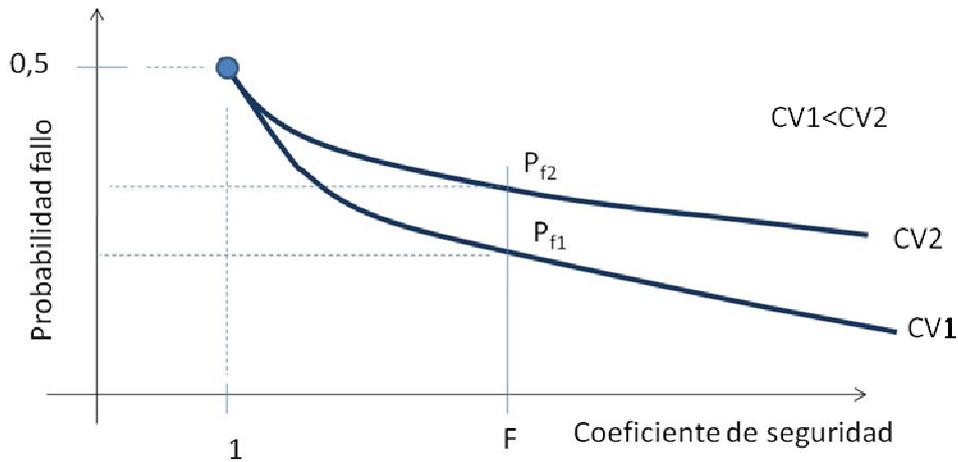


Figura 3.2- Representación general de la curva F-Pf

La Figura 3.2 muestra la relación entre el coeficiente de seguridad  $F$  en el eje de abscisas y la probabilidad de fallo  $P_f$  en el de ordenadas, manteniendo el coeficiente de variación de la resistencia/solicitación constante  $CV1$  o  $CV2$  para cada curva. La forma de las curvas muestra que si el coeficiente de seguridad  $F$  aumenta la probabilidad de fallo  $P_f$  disminuye lo que casa con el razonamiento estructural. Se da también la circunstancia de que todas las curvas convergen en el punto de probabilidad de fallo 0,50 y coeficiente de seguridad la unidad. Ello quiere decir que una probabilidad de fallo tan grande se daría cuando los valores característicos de la resistencia y solicitación coinciden sin importar la variabilidad de éstas.

Ahora bien si tenemos en consideración las dos curvas  $CV1$  y  $CV2$ , para una probabilidad de fallo concreta el coeficiente de seguridad  $F$  debe ser mayor a medida que crece la variabilidad de la resistencia  $R$  o solicitación  $S$ . Esta conclusión parece también del todo razonable y está en consonancia con la idea intuitiva de que a mayor incertidumbre se requiere adoptar mayor margen de seguridad para una misma probabilidad de fallo. Recíprocamente para un mismo coeficiente de seguridad  $F$  la probabilidad de fallo  $P_f$  crece con la variabilidad (o incertidumbre) de la resistencia y disminuye con ésta.

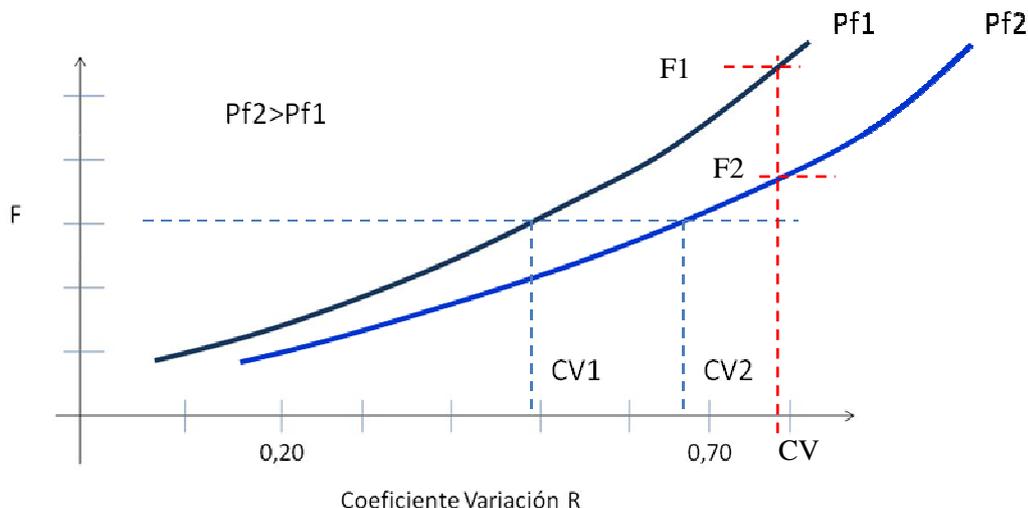


Figura 3.3- Representación general de la curva CV-F

La figura adjunta muestra la relación entre la variabilidad CV de la resistencia R o sollicitación S en el eje de abscisas y el coeficiente de seguridad F en el de ordenadas, manteniendo la probabilidad de fallo constante. La forma de las curvas indica que a mayor variabilidad de la resistencia R se requiere mayor coeficiente de seguridad F para una misma probabilidad de fallo, lo que es acorde a lo postulado en el presente trabajo.

Teniendo en cuenta dos curvas Pf1 y Pf2, se observa que para un mismo coeficiente de seguridad F aumenta el coeficiente de variación CV cuando también aumenta la probabilidad de fallo. Recíprocamente, para la misma incertidumbre el coeficiente de seguridad aumenta cuando la probabilidad de fallo se reduce. Es precisamente esta forma de presentación de las curvas (CV, F) la que más se utiliza en el presente trabajo en la aplicación del procedimiento propuesto.

Finalmente la siguiente figura muestra la relación entre la probabilidad de fallo Pf en el eje de ordenadas y el coeficiente de variación de la resistencia/sollicitación en el de abscisas manteniendo el coeficiente de seguridad constante. La forma de las curvas indica que cuando aumenta el coeficiente de variación debe aumentar también la probabilidad de fallo para mantener el coeficiente de seguridad. Una curva singular es la correspondiente con el coeficiente unitario que se transforma en una recta.

Si se consideran dos curvas de distinto coeficiente de seguridad se tiene que para una misma probabilidad de fallo el coeficiente de seguridad aumenta conforme aumenta la variabilidad de la resistencia R o sollicitación S. Recíprocamente, para un mismo coeficiente de variación el aumento de la probabilidad de fallo requiere de menores coeficientes de seguridad.

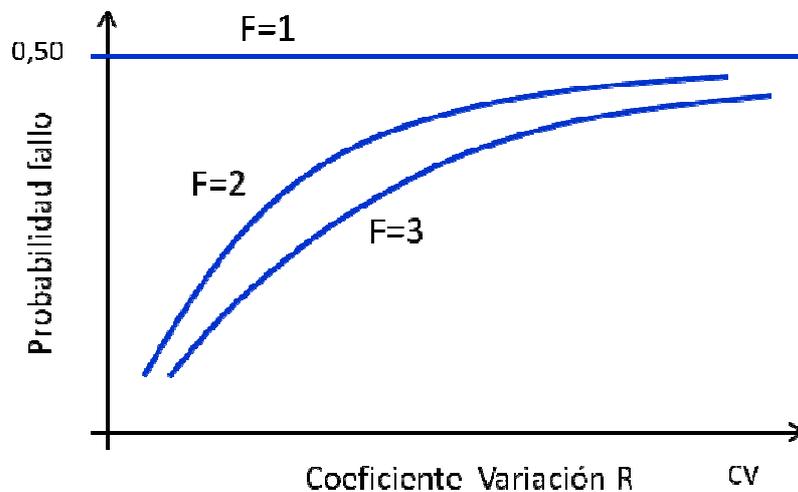


Figura 3.4- Representación general de la curva CV-Pf

La aplicación del modelo propuesto requiere del uso de estas curvas por lo que es necesario concretarlas para los valores usualmente utilizados en el problema a resolver, es decir, la comprobación de la estabilidad de presas de gravedad a deslizamiento. Este paso se ha resuelto aplicando el método numérico de Monte Carlo al modelo de fallo considerado, materializando la triple dependencia entre la probabilidad de fallo, coeficientes de variación que intervienen en la evaluación de la seguridad relativos a las solicitaciones y resistencia (por ejemplo, niveles de embalse, resistencias, rozamientos, cohesión, etc.) y, finalmente, los coeficientes de seguridad globales.

En concreto, para la aplicación simplificada que se propone a continuación, partiendo de los coeficientes de seguridad y la variabilidad de la resistencia se ha obtenido la probabilidad de fallo, es decir:

$$\left. \begin{matrix} F \\ CV \end{matrix} \right\} \rightarrow P_f \quad (3-5)$$

Como se ha dicho anteriormente el coeficiente CV representa conjuntamente en un solo parámetro tanto la incertidumbre como la aleatoriedad de la variable de solicitación S y resistencia R. Es evidente que los resultados, es decir, la forma de las curvas, dependerán en gran medida de las funciones de probabilidad consideradas para las variables S y R (normal, lognormal, etc.) y su truncamiento. La siguiente tabla muestra, como ejemplo, el resultado de obtención de las curvas mediante el método de Monte Carlo, que se ha obtenido mediante las hipótesis siguientes:

- Modelo de coeficiente de seguridad entre las solicitaciones y resistencias:

$$F = \frac{R}{S}$$

- Funciones de probabilidad de la resistencia R y la solicitación S:

$$R: N(R_k, \sigma_k) \quad S = 1$$

- Aplicación de Monte Carlo para lo que se han realizado tres experimentos (fallo 1, fallo 2 y fallo 3) generando para cada uno de ellos N=10.000.000 simulaciones.

F	Resist.		Solicit.		CV(R)	CV(S)	Nº de pruebas			Pf
	R	DT(R)	S	DT(S)			Fallo1	Fallo2	Fallo3	
2	2	0,10	0	0,05	0,00	0	0	0	1,00E-100	
		0,20	0	0,10		5	6	4	5,00E-07	
		0,30	0	0,15		4.316	4.310	4.236	4,29E-04	
		0,40	1	0		62.161	62.125	62.153	6,21E-03	
		0,60	0	0,30		477.973	477.657		4,78E-02	
		0,80	0	0,40		1.056.797	1.057.050		1,06E-01	
		1,20	0	0,60		2.022.943	2.022.918		2,02E-01	
		1,60	0	0,80		2.658.784	2.659.166	2.660.997	2,66E-01	
2,59	2,59	0,130	0	0,05	0,00	0	0		1,00E-100	
		0,259	0	0,10		0	0		1,00E-100	
		0,389	0	0,15		233	229		2,31E-05	
		0,518	1	0		10.758	10.696		1,07E-03	
		0,777	0	0,30		203.778	203.503		2,04E-02	
		1,036	0	0,40		624.493	624.709		6,25E-02	
		1,554	0	0,60		1.530.694	1.530.851		1,53E-01	
		2,072	0	0,80		2.215.482	2.214.350		2,21E-01	

Tabla 3-1. Ejemplo obtención curva universal  $P_f$ - $F$ - $CV$  por Monte Carlo

La siguiente figura muestra una forma de representación de estas curvas en el plano bidimensional, en forma de ábaco, en el eje de abscisas la variabilidad de R o coeficiente de variación de la resistencia, en ordenadas el coeficiente de seguridad  $F$  y tres curvas que las vinculan para las probabilidades de fallo de  $1e-5$ ,  $1e-4$  y  $5e-4$ .

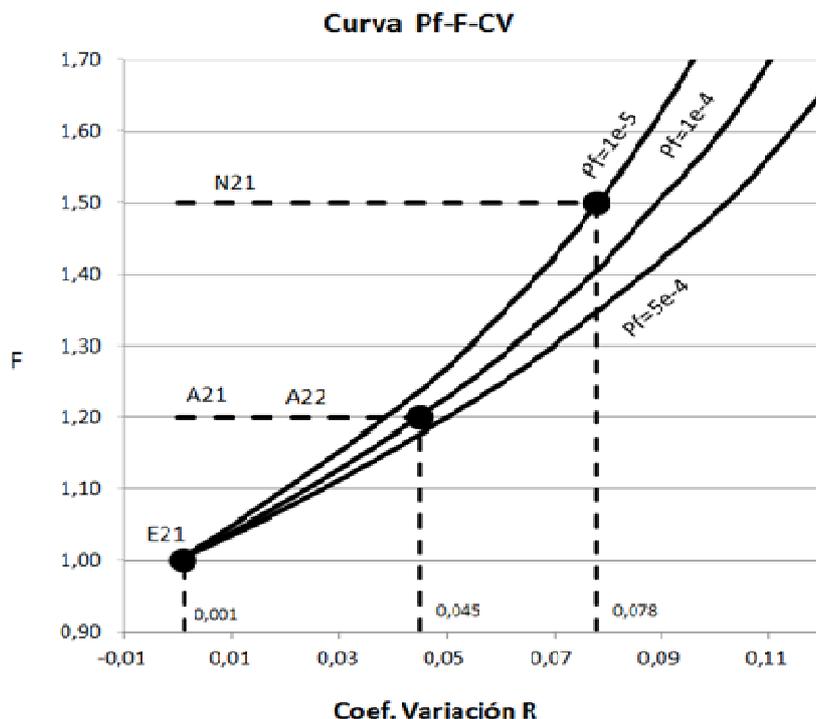


Figura 3.5- Ejemplo de equivalencia entre probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad en función de la dispersión de la resistencia

De la figura se puede concluir que, por ejemplo, para un coeficiente de variación de 0,078 y un coeficiente de seguridad de 1,50 la probabilidad de fallo es de  $1e-5$ , mientras que para esa misma variabilidad (recta vertical) un coeficiente de seguridad de  $F=1,40$  corresponde a una probabilidad de  $1e-4$  que es inferior a la anterior.

Las curvas también muestran que para un mismo coeficiente de seguridad (recta horizontal) a medida que aumenta el coeficiente de variación (incertidumbre) de la resistencia R también aumenta la probabilidad de fallo.

### 3.3.2 Aplicación al modo de fallo por deslizamiento

Los criterios de tolerabilidad vistos en el epígrafe 2.10.4 han de servir de base para las equivalencias entre el enfoque probabilista y el determinista postulada por la paridad de enfoques, es decir, servirán de relación entre los coeficientes de seguridad y probabilidad de rotura condicionada a la ocurrencia de un evento. Esta equivalencia permitirá en el procedimiento que se propone conocer el coeficiente de variación de la resistencia de partida en la relación entre la probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad.

Considerando que los niveles de seguridad exigidos por la normativa vigente a través de los métodos determinísticos deben ser parejos a los que se obtendrían por la aplicación de los

métodos probabilísticos, cabe plantearse una correspondencia entre los coeficientes de seguridad  $F$  y los índices de fiabilidad  $\beta_{obj}$  o probabilidad de fallo  $P_f$  aplicado a la evaluación de presas. Se plantea encontrar justificadamente una relación biunívoca entre ambas:

$$F \leftrightarrow \beta_{obj}(P_f) \quad (3-6)$$

La relación anterior es básica en la línea de investigación para proseguir con los objetivos perseguidos y se fundamenta en los resultados satisfactorios y ampliamente utilizados por los métodos determinísticos y probabilísticos. Este planteamiento se va a realizar para presas de la categoría A frente al riesgo potencial, aunque puede extrapolarse fácilmente a las otras categorías (B y C) sin más que repetir el procedimiento que sigue con distintas consecuencias derivadas de la rotura.

La correspondencia entre coeficientes de seguridad  $F$  y probabilidad de rotura debe hacerse particularizada para la probabilidad de rotura condicionada a la ocurrencia del evento  $P_{f,e}$ , ya que, precisamente este coeficiente evalúa la seguridad en esa situación, es decir:

$$F \leftrightarrow P_{f,e} \quad (3-7)$$

Ahora bien los criterios de tolerabilidad de riesgo limitan la *probabilidad anual total de fallo*  $P_f$  para todos los eventos desencadenantes físicamente posibles (incluyendo riesgo hidrológico, sísmico y otros) y en consideración de todos los modos de fallo posibles (deslizamiento, vuelco, desbordamiento, erosión del cimiento, etc.). Dicha limitación se lleva a cabo en función de las consecuencias en términos de vidas humanas  $N$  sin considerar daños económicos ni afecciones a servicios esenciales (ver epígrafe 2.10.4). En resumen, los criterios de tolerabilidad se refieren a la probabilidad total anual de rotura en el contexto de un *análisis de riesgos completo*, considerando  $n$  modos de fallos y  $j$  escenarios en cada modo de fallo.

Pues bien, como quiera que lo que se pretende es vincular  $P_{f,e}$  y  $F$  para un único modo de fallo y escenario objeto de la presente tesis, es decir, deslizamiento y riesgo hidrológico, se va a utilizar un criterio de tolerabilidad reducido en un orden de magnitud para reservar un margen de seguridad adicional para los otras situaciones de riesgo y modos de fallo no considerados.

No puede utilizarse ni cumplirse un criterio de tolerabilidad sin conocer las consecuencias de la rotura  $N$  ni las frecuencias o probabilidad anual total de rotura  $P_f$  de la presa. Por tanto si se quiere proceder de la manera descrita hay que asumir ciertas hipótesis al respecto, es decir:

- Asumir un determinado número de víctimas  $N$  por la rotura en función de los eventos.
- Conocer probabilidades de rotura condicionada y las probabilidades de ocurrencia de los eventos desencadenantes, es decir, la probabilidad total de rotura.

de manera que se verifique el criterio elegido. Para el primer punto, podría considerarse los daños causados particularizados para el caso de estudio, es decir, el número de muertes en caso de rotura, sin embargo se utilizará un criterio general y para ello se considera el texto de la Guía para la clasificación de presas (MMA 1998) para las presas de categoría A, ya que, en la situación actual no se conoce con suficiente aproximación estas consecuencias. Los planes de emergencia, que por su carácter se presume el documento que debería realizar una estimación de las consecuencias en términos de víctimas, no evalúan necesariamente esta magnitud.

De esta manera, para presas de categoría A la guía referida estipula que su rotura afecta gravemente a un núcleo urbano o número de viviendas equivalente, siendo éste un conjunto de al menos diez edificaciones, que estén formando calles, plazas u otras vías urbanas y, por excepción, el número de edificaciones podrá ser inferior a 10, siempre que la población de derecho que habita las mismas supere los 50 habitantes.

El segundo punto obliga a establecer las probabilidades de fallo condicionadas al tiempo que las probabilidades de ocurrencia de sus eventos desencadenantes. Para estas últimas se considera una función de densidad tipo para la variable de nivel máximo anual de embalse, al objeto de evaluar el riesgo hidrológico que se muestra en la figura adjunta. Se trata de una distribución cualitativa ya que solo se conocen determinados puntos de la misma coincidentes con los niveles de seguridad establecidos el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas (Nivel Máximo Normal, Nivel Avenida de Proyecto y Nivel Avenida Extrema), es decir que se ignora su forma exacta. Dicha función, de carácter cualitativo, se postula en base a la experiencia adquirida de los embalses de la vertiente mediterránea española y más concretamente los ubicados en la Demarcación del Júcar, de los que se tiene constancia que por su hidrología particular solo alcanzan el nivel máximo normal cada cierto número de años, en concreto cada 10 años aproximadamente (Figura 3.6).

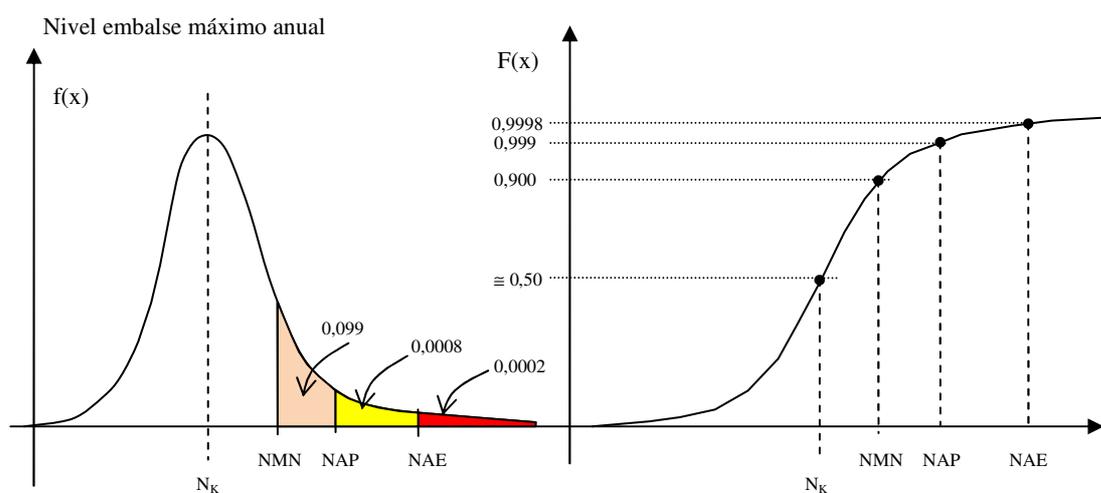


Figura 3.6- Distribución de probabilidad del nivel de embalse máximo anual para riesgo hidrológico

Se conocen también los percentiles de los periodos de retorno establecidos por la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 (CNEGP 2002) como referente del Reglamento para los escenarios accidentales y extremos, es decir, 1000 y 5000 años para las presas de hormigón.

Por tanto, los valores adoptados para los periodos de retorno de los niveles de referencia han sido los que figuran en la siguiente tabla.

Nivel	T	Pr
NMN	10	0,9000
NAP	1000	0,9990
NAE	5000	0,9998

Tabla 3-2. Periodos de retorno aplicados para el riesgo hidrológico

Para continuar con el establecimiento de las probabilidades de fallo condicionada se harán las siguientes hipótesis:

- a) Se adopta como referencia el criterio de tolerabilidad de riesgo de ANCOLD (ANCOLD 2003) para presas en servicio con la consideración del apartado siguiente, y el motivo de esta elección es discrecional sin más justificación que ser uno de los criterios ampliamente utilizado que se sitúan en el rango medio de los consultados.
- b) Para tener en cuenta que caben más modos de fallo y escenarios de riesgo que el abordado (sismo, vuelco, desbordamiento por coronación, etc.) en este procedimiento se adopta el criterio ANCOLD reducido en un orden de magnitud ( $10^{-1}$ ), como se ha adelantado anteriormente.
- c) Se limita el número de víctimas *promedio* por riesgo hidrológico y fallo por deslizamiento a 50 aproximadamente.
- d) Se asume la siguiente serie de puntos probabilidades de excedencia - víctimas (curva f-N):

Probabilidad excedencia anual Pe	Probabilidad rotura condicionada deslizamiento Pfe	Víctimas N
0,9	1,00E-06	10
0,099	1,00E-05	75
0,0008	5,00E-05	150
0,0002	5,00E-05	500

Tabla 3-3. Curva f-N

De lo anterior el número promedio de víctimas viene dado por

$$N = \frac{\sum P_e(i) \cdot P_{fe}(i) \cdot N(i)}{\sum P_e(i) \cdot P_{fe}(i)} = \frac{9,43E - 05}{1,94E - 06} = 48,6$$

Resultando punto de riesgo promedio representativo del modo de fallo:

$$(N, f) = (48,6 ; 1,94E - 06)$$

La representación de los criterios de tolerabilidad junto con la asignación de probabilidades puede observarse en la siguiente figura de la cual puede inferirse que cumple el criterio seleccionado, ya que tanto el riesgo acumulado como la curva F-n se sitúan por debajo del criterio ANCOLD y el reducido en un orden de magnitud.

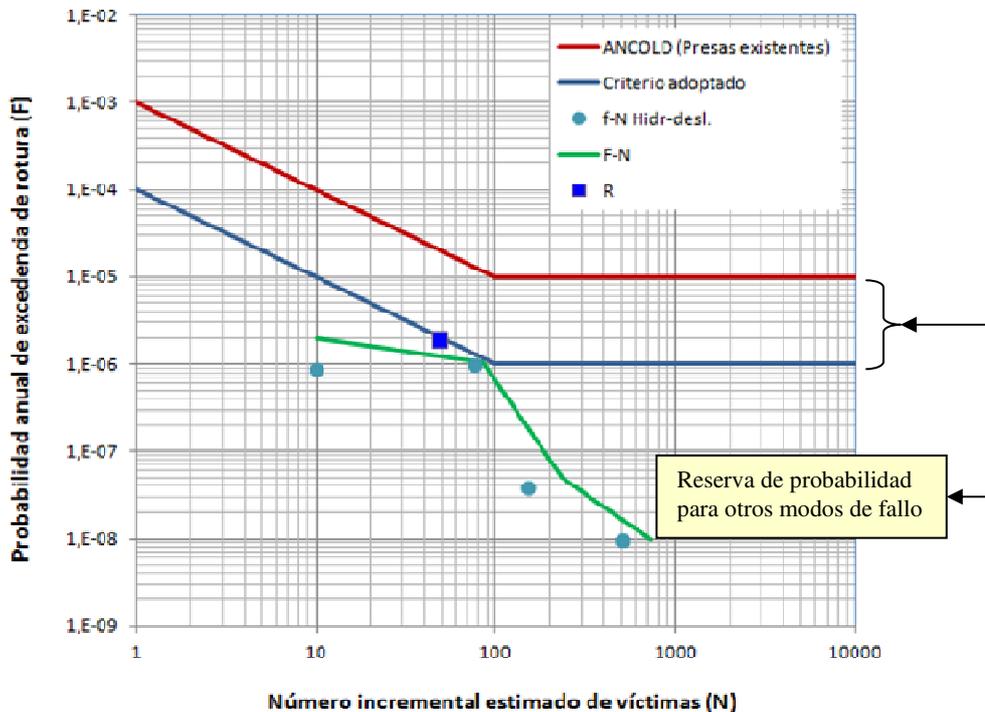


Figura 3.7- Representación de probabilidad anual de rotura. Curva F-N

Por tanto las probabilidades de rotura condicionada para riesgo hidrológico y modo de fallo por deslizamiento que se adoptan figuran en la siguiente tabla:

	Probabilidad rotura condicionada
Normal	$1 \cdot 10^{-6}$
Accidental	$1 \cdot 10^{-5}$
Extremo	$5 \cdot 10^{-5}$

Tabla 3-4. Probabilidades de rotura condicionada adoptadas para riesgo hidrológico y modo de fallo por deslizamiento según escenarios para las presas de categoría A.

Se puede también evaluar, con independencia del número de víctimas N, la probabilidad total de rotura  $P_f$ , (riesgo hidrológico y deslizamiento) de forma que la integración en todo el espacio muestral del producto de ambas sea inferior, es decir:

$$P_f = \iint p(e)p_f(e) de \tag{3-8}$$

La cual se evalúa a partir de la información de la Tabla 3-3 y Tabla 3-4.

Categoría	Nivel embalse (z)	Probab. Excedencia	Situación	Pf	(Pr · Pf)
<b>A</b>	z < NMN	0,9	Normal	1,00E-06	9,00E-07
	NMN-NAP	0,099	Accidental	1,00E-05	9,90E-07
	NAP-NAE	0,0008	Extrema	5,00E-05	4,00E-08
	z > NAE	0,0002	Extrema	5,00E-05	1,00E-08
$\Sigma 1$					<b><math>\Sigma 1,94E-06</math></b>

Tabla 3-5. Estimación de la probabilidad total de fallo por deslizamiento de la categoría A a partir de las probabilidades condicionadas asignadas a los escenarios normal, accidental y extremo.

Coincidente con la ordenada de riesgo acumulado calculada anteriormente. Por otro lado la tabla muestra que, según la anterior asignación, la probabilidad de fallo en situación normal y accidental es parecida, del mismo orden de magnitud, resultando ser el escenario extremo el de menor probabilidad de fallo que los anteriores. Por tanto según lo expuesto no se disminuye la seguridad en exceso en situaciones accidentales o extremas respecto de la situación normal lo que parece dar mayor consistencia a esta asignación.

Por último se señala que el punto de riesgo acumulado representativo de la curva F-N se sitúa ligeramente sobre la línea que define el criterio adoptado, ya que el número promediado de víctimas N del riesgo acumulado resulta:

$$\tilde{N} = \frac{Area}{P_T} = \frac{2,09 \cdot 10^{-4}}{1,94 \cdot 10^{-6}} = 107 \tag{3-9}$$

Para una probabilidad de fallo total de  $1,94 \cdot 10^{-6}$  lo que no invalida sin embargo la aplicabilidad ya que la toda la curva F-N se sitúa por debajo de la línea del criterio seleccionado según se ha mostrado en la figura.

La Guía Técnica nº 2 (CNEGP 2002) recomienda en aplicación del Reglamento Técnico español de Seguridad de Presa y Embalses (MOPU 1996) que para verificar la estabilidad a deslizamiento de las presas de fábrica deben considerarse superficies de rotura cinemáticamente compatibles con un fallo por deslizamiento, y se debe analizar, en todo caso, la superficie de contacto entre la presa y la cimentación (ver epígrafe 2.6.1). En la determinación de las posibles superficies de deslizamiento, hay que considerar especialmente las superficies cercanas al contacto presa-cimentación, más aún cuando la roca disponga de bajo rozamiento interno, meteorización o diaclasado, así como aquellas zonas limitadas por planos de discontinuidad, tanto en la cimentación como en los estribos y las zonas de posible erosión. La estabilidad del conjunto presa-cimiento y cada una de sus partes, previa selección de las superficies de deslizamiento potencialmente críticas, se debe comprobar en todos los escenarios de sollicitación.

En concreto el análisis de la estabilidad consiste en analizar el equilibrio a lo largo de la superficie de rotura entre las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras lo que, en caso de rotura plana, se plantea según la desigualdad (2-15), en la que intervienen la resultante de las fuerzas tangenciales, la resultante de las fuerzas normales a la superficie, el ángulo de rozamiento a lo largo de la superficie, la cohesión  $c$ , el área movilizada  $S$  y los coeficientes de seguridad respecto de rozamiento y cohesión (ver Tabla 2-12). Se comprueba por tanto, que en este caso particular de análisis determinista la normativa no se decanta por mayorar la sollicitación  $T$  sino por minorar las resistencias debidas al rozamiento  $\varphi$  y la cohesión  $c$ .

Como ya se adelantó en el epígrafe 2.6.1.2 por causa de la elevada incertidumbre que recae en la resistencia debida a la cohesión, en general, salvo adecuada justificación, la guía recomienda considerar cohesión nula en el contacto presa-cimiento. Con respecto del rozamiento, la guía advierte de que el valor de  $\varphi$  utilizado en los cálculos debe responder al valor real del mismo, sea en el contacto hormigón-roca, sea a lo largo de un estrato o litoclasa de posible rotura. Por ello deberían realizarse, en su caso, los ensayos necesarios bien en laboratorio, bien *in situ*. Frente a una dispersión de los mismos se deberán adoptar los valores de cálculo con un margen suficiente de seguridad.

De esta manera se ha elaborado la Tabla 3-6 en la que se expresa el coeficiente de seguridad mínimo para presas de la categoría A y para cada uno de los escenarios de sollicitación (normal, accidental y extremo), y según el porcentaje de contribución a la resistencia al deslizamiento del rozamiento ( $\tan \varphi$ ) y la cohesión ( $c$ ). Por ejemplo para las situaciones normales, el primer caso límite corresponde cuando toda la resistencia se confía a la cohesión siendo entonces exigible un coeficiente de seguridad mínimo  $F_{\min} = 5,0$ . El caso límite opuesto es cuando toda la resistencia se debe al rozamiento y entonces  $F_{\min} = 1,5$ .

La expresión que permite conocer el coeficiente de seguridad global  $F_G$  en función de las coeficientes de minoración y la contribución de resistente del rozamiento  $\rho \in [0,1]$  es la siguiente:

$$F_G = \frac{F_\phi \cdot F_c}{\rho(F_c - F_\phi) + F_\phi} \quad (3-10)$$

Contribución		Normal	Accidental	Extrema
tg( $\phi$ )	c	Fmin	Fmin	Fmin
1,00	0,00	1,50	1,20	1,00
0,90	0,10	1,61	1,29	1,07
0,80	0,20	1,74	1,40	1,15
0,70	0,30	1,90	1,52	1,25
0,60	0,40	2,08	1,67	1,36
0,50	0,50	2,31	1,85	1,50
0,40	0,60	2,59	2,07	1,67
0,30	0,70	2,94	2,35	1,88
0,20	0,80	3,41	2,73	2,14
0,10	0,90	4,05	3,24	2,50
0,00	1,00	5,00	4,00	3,00

Tabla 3-6. Coeficientes de seguridad mínimos al deslizamiento conforme el RTSP y según la contribución rozamiento-cohesión.

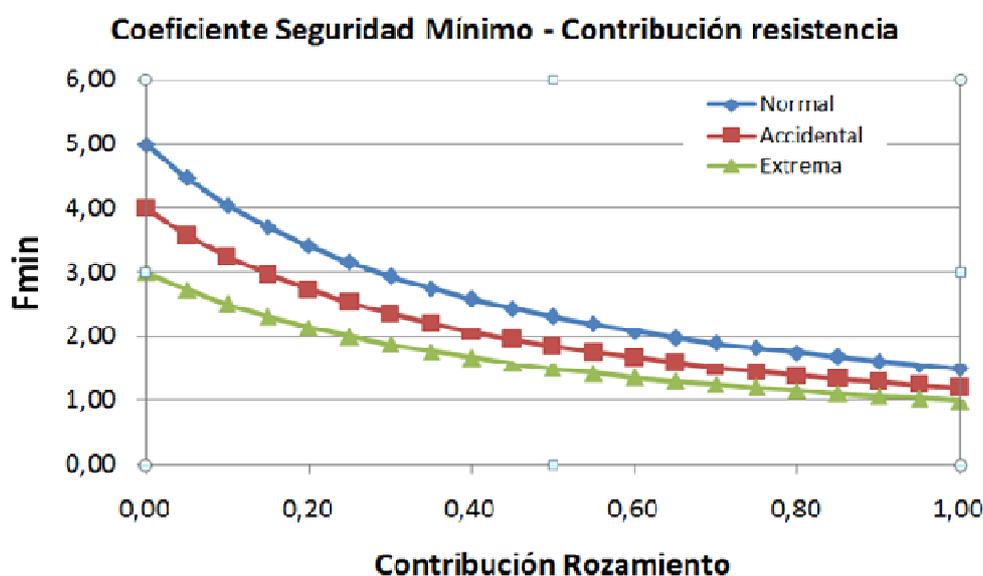


Figura 3.8- Representación de coeficientes de seguridad mínimos en función de la contribución rozamiento-cohesión

A partir de la probabilidad condicionada de rotura para los diferentes escenarios que se han establecido en el epígrafe anterior en virtud de la equivalencia ente la probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad ( $10^{-6}$ ,  $10^{-5}$  y  $5 \cdot 10^{-5}$  para escenarios normal, accidental y extremo

respectivamente) se puede vincular ambos en función de las diferentes contribuciones parciales entre el rozamiento y la cohesión en la resistencia a deslizamiento en un ábaco que se muestra en la siguiente figura.

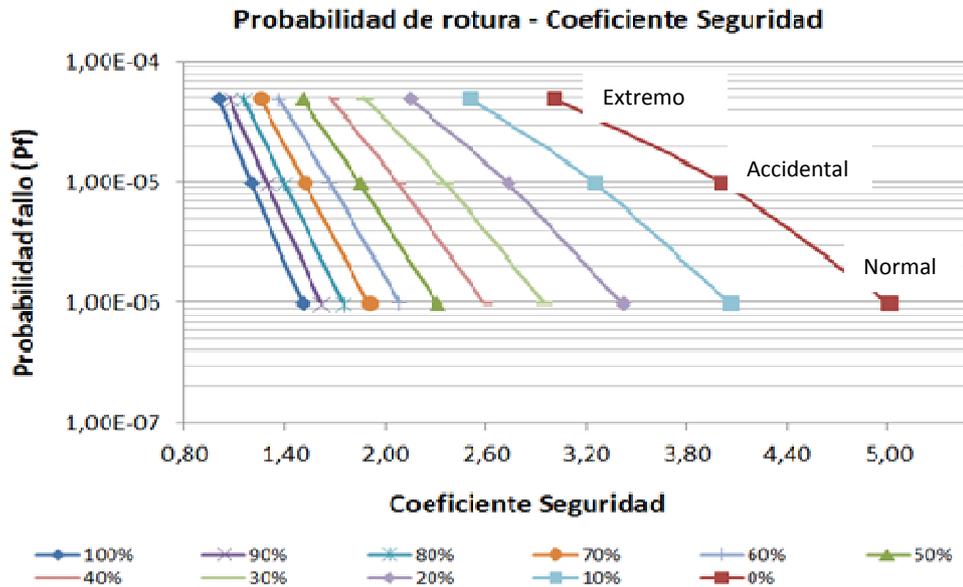


Figura 3.9- Coeficiente de seguridad-Probabilidad de rotura - Contribución rozamiento-cohesión. Modo de fallo por deslizamiento. Presas de categoría-A.

Por ejemplo para una presa de la categoría A en la que del total de su resistencia a deslizamiento el 70% se deba al rozamiento y 30% a la cohesión, entonces, según los diferentes escenarios de sollicitación normal, accidental o extremo los coeficientes de seguridad globales dados por la Guía Técnica nº 2 junto con las probabilidades asignadas son los siguientes:

Situación normal

$$\left. \begin{matrix} F_{\varphi} = 1,50 \\ F_c = 5,00 \end{matrix} \right\} \rightarrow F_{min} = \frac{F_{\varphi} \cdot F_c}{\rho(F_{\varphi} + F_c) + F_{\varphi}} = 1,90 \rightarrow P_f = 10^{-6}$$

Situación accidental

$$\left. \begin{matrix} F_1 = 1,50 \\ F_2 = 5,00 \end{matrix} \right\} \rightarrow F_{min} = \frac{F_{\varphi} \cdot F_c}{\rho(F_{\varphi} + F_c) + F_{\varphi}} = 1,52 \rightarrow P_f = 10^{-5}$$

Situación extrema

$$\left. \begin{matrix} F_1 = 1,00 \\ F_2 = 3,00 \end{matrix} \right\} \rightarrow F_{min} = \frac{F_{\varphi} \cdot F_c}{\rho(F_{\varphi} + F_c) + F_{\varphi}} = 1,25 \rightarrow P_f = 5 \cdot 10^{-5}$$

La figura siguiente muestra la relación cuantitativa entre el coeficiente de seguridad y la probabilidad de fallo particularizada para el presente caso.

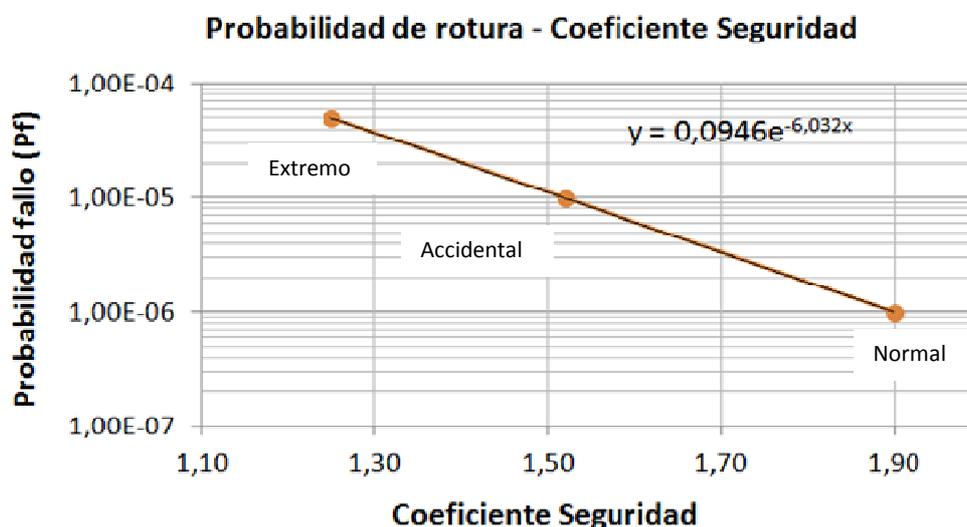


Figura 3.10- Coeficiente de seguridad-Probabilidad de rotura. Ejemplo de una presa de categoría-A.

### 3.4 Estimación de la incertidumbre de la información

En la secuencia del proceso propuesto el paso previo a la reevaluación de la seguridad, y que resulta ser fundamental por su influencia en el resultado final, es la estimación de la incertidumbre de la resistencia en función de la información disponible, o su concepto equivalente: variabilidad de la información a través del coeficiente de variación.

En puridad, como se ha mencionado en el apartado 3.3, la incertidumbre debería concernir a todas las variables que afectan a la seguridad, es decir, tanto a la resistencia como a la sollicitación; no obstante, en este trabajo por simplicidad se ha considerado exclusivamente la relativa a la resistencia adoptando la sollicitación como cierta y determinada y, por consiguiente, únicamente la resistencia está sujeta a incertidumbre.

Se ha mostrado conceptualmente en los apartados anteriores cómo la variabilidad de los datos disponibles debido a la incertidumbre o la calidad de la información (todos términos equivalentes) de un modelo probabilístico influye decisivamente en el resultado de la estimación de la seguridad, es decir, tienen una incidencia muy importante en la estimación de la probabilidad de fallo o coeficiente de seguridad. Se plantea ahora la cuestión de si es posible, de una manera consistente y con rigor, establecer una relación entre la incertidumbre de las

variables que intervienen en esta estimación, es decir, las solicitaciones y resistencias de un modelo para los modos de fallos considerados y la cantidad y calidad de la información disponible.

Lo usual y deseable es que una gran cantidad de información de calidad sobre un aspecto derive en certeza acerca de las características del mismo, apunte por ejemplo a un valor medio con poca dispersión de resultados y de esta manera poder acotar los límites de variabilidad de una determinada variable.

Paradójicamente disponer de abundante y contrastada información puede sin embargo proporcionar, per se, incertidumbre, es decir, cuando de manera fehaciente se tiene constancia de dispersión de una determinada variable, naturalmente dispersa, como por ejemplo la desviación típica elevada del peso específico que un hormigón mal ejecutado muestra a partir de un gran número de ensayos, si bien este es un caso totalmente atípico y nada representativo del problema que se quiere abordar aquí.

Es habitual que no se disponga de suficiente información de las variables que determinan el comportamiento estructural que se está evaluando, o al menos no toda la deseable, lo que imposibilita conocer su realidad última y por tanto no hay base para acotar su variabilidad. El quid de la cuestión y asunto clave a abordar en este epígrafe es la asignación de la incertidumbre en función de la información y la pregunta a contestar es si es posible asignar valores concretos a los coeficientes de variación de los parámetros que intervienen en la estimación de la probabilidad y coeficiente de seguridad en función de la información que se disponga de la presa a analizar. ¿Es esto posible en todos los casos o, por el contrario, habrá situaciones en que se pueda, con suficiente base científica, asignar tales coeficientes y otros en que no lo sea? (SEPREM 2014).

A este respecto es interesante aludir a los valores patrón dados por la Guía Técnica de seguridad nº 2 (CNEGP 2014) para el ángulo de rozamiento y la cohesión aplicada a la evaluación de la estabilidad de presas de materiales sueltos. Para materiales con homogeneidad normal, el coeficiente de variación del ángulo de rozamiento es del orden del 7% y en consecuencia el valor de cálculo debe tomarse del orden del 90 % de la media para que la probabilidad de excedencia supere el 95%. Con respecto a la cohesión, dado que es un parámetro de mayor variabilidad este coeficiente puede ser del orden del 30%, por lo que, a falta de datos concretos el valor de cálculo no debe ser superior a la mitad de la media.

Como se ha avanzado anteriormente el origen básico de la incertidumbre se debe o bien a la falta de información o conocimiento (epistémica) o al carácter aleatorio de ésta. Aunque el origen es distinto, la incertidumbre final o total es la suma de ambos y, normalmente, para una variable concreta que intervenga en la estimación de la seguridad se mide únicamente con un número real positivo, de carácter adimensional, resultado de la relación entre su valor medio o

característico  $\mu$  y la desviación típica  $\sigma$  representativa de su dispersión, es decir, el coeficiente de variación CV.

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (3-11)$$

Para las estructuras la información utilizada en la valoración de la seguridad hace referencia globalmente a elementos relacionados con:

- Las solicitudes
- Las resistencias
- Los modelos analíticos o físicos utilizados en la estimación del coeficiente de seguridad

Por tanto la incertidumbre vinculada a éstos tiene que ver con aspectos estrechamente relacionados con los siguientes factores:

- Cantidad de datos disponibles. En general, a mayor cantidad menor incertidumbre.
- Fiabilidad de los datos.
- Origen de los datos. Fuente fidedigna implica menor incertidumbre.
- Tiempo transcurrido desde la obtención de información. En general a mayor lapso de tiempo mayor incertidumbre motivado por cambios habidos en el sistema.
- Precisión. A mayor exactitud menor incertidumbre. Cuanto más preciso sea un modelo matemático mayor fiabilidad.
- Dispersión. A mayor dispersión mayor incertidumbre.

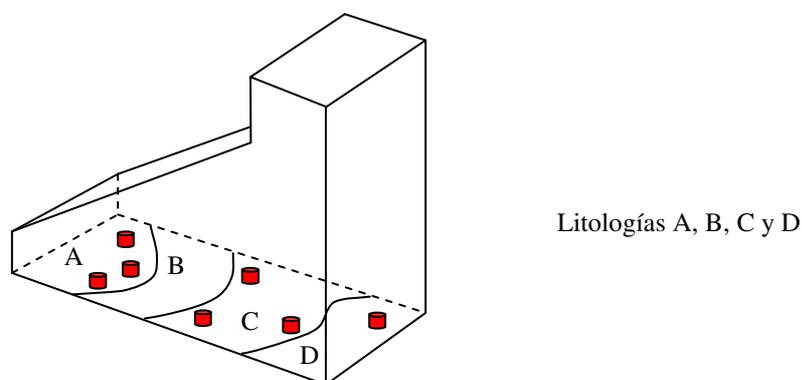
Se pueden aproximar los anteriores aspectos al problema de la comprobación de la estabilidad al deslizamiento, que necesariamente pasa por la estimación de los parámetros resistentes del ángulo de rozamiento y la cohesión.

#### Cantidad de datos disponibles

A su vez la cantidad de información puede hacer referencia a multitud de aspectos que tienen relación con la seguridad. La regla general de que cuánto más información existe sobre la presa también más información suele haber sobre un aspecto concreto se aplica bien en el mundo presístico (algo parecido al buen estudiante que lo es de todas o casi todas las asignaturas en general).

La existencia de abundante y variada información recabada a lo largo de toda la vida de la presa suele ser indicativo de una dedicación importante del equipo de explotación a cargo de la presa, lo que es garantía de conocimiento de las particularidades de la obra.

Por ejemplo, con respecto de la información geológica y geotécnica de la superficie presacimiento la cantidad de datos disponibles puede ser relativa a los ensayos realizados sobre probetas. No suele ser habitual que se disponga de un gran número de ensayos, normalmente inferior a la decena en caso de haberlos según las fuentes consultadas, por lo que es dudoso que sean representativos de toda la superficie de apoyo si bien dependerá de la mayor o menor homogeneidad litológica. Además si los ensayos se han realizado durante la explotación de la presa lo habitual es que se hayan ejecutado desde el pie de aguas abajo o desde las galerías inferiores, por lo que es difícil dominar desde éstas toda la superficie de contacto del bloque. Por estos motivos, la carestía de datos y la difícil representatividad complican la cuestión e impiden su resolución como un problema estadístico puro. No parece razonable estimar matemáticamente la desviación típica del rozamiento o de la cohesión a partir de unos pocos ensayos.



*Figura 3.11- Cantidad y representatividad de ensayos en el contacto presa-cimiento*

Por ello, se considera más razonable utilizar el resultado de los ensayos cualitativamente, de manera que sirvan para acotar los valores extremos o rango de los mismos y que también puedan ayudar a fundamentar el rango del coeficiente de variación de la resistencia.

#### Fiabilidad de los datos

La fiabilidad de la información debe ser estimada en virtud de cómo haya sido obtenida, por ejemplo, si se trata de caudales registrados por una estación de aforos se debería tener en cuenta la precisión de la curva de gasto que a su vez dependerá de su calibración periódica, frecuencia de la toma de datos, mantenimiento de la infraestructura, etc. Si se trata de valorar el asiento de una presa de materiales sueltos en coronación se deberá tener en cuenta la precisión del equipo de topográfico utilizado, etc.

#### Origen de los datos

El origen o fuente de los datos tiene asociado *per se* un nivel de incertidumbre, por ejemplo, habría en este punto que diferenciar la información particular asociada al anteproyecto o proyecto, de la del proyecto de construcción y de la de explotación. Normalmente y en iguales condiciones habrá menos incertidumbre cuando se trate de un proyecto que un anteproyecto ya que los medios empleados en el primero (prospecciones, ensayos, estudios específicos) y el volumen de información obtenida en aquel es mucho mayor. La información recabada durante la explotación será, en general, más fiable que la del anteproyecto o proyecto, ya que es en esta fase cuando se tiene mayor conciencia de los problemas de que la presa adolece y por tanto la información recabada *ex profeso* apunta directamente hacia ellos.

La fuente de los datos también puede ser indicativa de mayor o menor incertidumbre. Por ejemplo considerar más fidedigna la información recabada por una institución de prestigio contrastado (organismo oficial) con respecto a otra que no lo sea tanto (asociación privada) puede tener fundamento.

Por último el aspecto temporal es otro punto a valorar ya que, en iguales condiciones, la información recabada con posterioridad es más fiable que la anterior.

#### 3.4.1 El coeficiente de variación

Aplicada al procedimiento propuesto en este trabajo, la cuestión que se suscita es si es posible aventurar valores de la variabilidad de R y S ( $CV_S$  y  $CV_R$ ) a partir de información cualitativa o cuantitativa en el archivo técnico, en función de si la documentación contenida es completa o incompleta, existen ensayos, si éstos son recientes o suficientemente representativos, etc.

La respuesta a la pregunta anterior resulta ser desgraciadamente insatisfactoria ya que la información de la que se parte no es enteramente numérica sino que tiene muchos aspectos cualitativos que no son posibles trasladar de una forma objetiva a carácter numérico. Es decir, el estado actual del conocimiento no permite conocer los coeficientes de variación reales de las variables que intervienen en la seguridad de la presa, por ejemplo, el de la resistencia a deslizamiento.

Ahora bien, una manera de soslayar lo anterior es realizar la valoración a partir de incrementos o reducciones de los coeficientes de variación de los parámetros resistentes o solicitaciones supuestamente conocidos. Como se verá en la parte de aplicación, el procedimiento estima el coeficiente de variación neutro o de referencia ( $CV_R$ ,  $CV_S$ ) calculado a partir de las curvas Pf-F-CV, que debe tener la información para que los márgenes de seguridad sean los establecidos por la normativa, en nuestro caso el Reglamento Técnico de Seguridad. Pues bien a partir de éstos y con el resultado de un juicio crítico de la información disponible y los parámetros resistentes de cálculo utilizados para la evaluación, se pueden variar estos coeficientes en más o en menos.

$$CV'_R = CV_R \pm \Delta_R \quad (3-12)$$

$$CV'_S = CV_S \pm \Delta_S$$

Para ello en primer lugar hay que realizar un juicio crítico de la información que va a servir de base para la comprobación, normalmente la existente en el archivo técnico de la presa. Los criterios para llevar a cabo el juicio deben versar sobre la calidad y cantidad de información. Un ejemplo de lo anterior se propone en la siguiente tabla para el parámetro resistente combinado a deslizamiento. Nótese que el elemento diferenciador ha sido la disponibilidad de ensayos y su antigüedad.

Información pobre Incertidumbre máxima	Información normal Incertidumbre media	Información precisa Incertidumbre mínima
<ul style="list-style-type: none"> <li>• No se han realizado ensayos recientes.</li> <li>• No hay ensayos anteriores a 20 años.</li> <li>• El archivo técnico no está bien ordenado ni es completo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se han realizado ensayos anteriores a 20 años.</li> <li>• Referencia a casos similares</li> <li>• El archivo técnico está ordenado</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se han realizado ensayos a propósito para la comprobación.</li> <li>• Se realizaron ensayos anteriores (más de 20 años) y muestran concordancia con los actuales</li> <li>• El archivo técnico está ordenado y es completo</li> </ul>

Tabla 3-7. Ejemplo del grado de incertidumbre en función de la información disponible

Pero para la asignación del incremento o reducción del coeficiente de variación debe considerarse, además del juicio crítico de la calidad de la información, el valor de los parámetros resistentes de rozamiento y cohesión que se adopten para la comprobación (o parámetros de diseño) y su encuadre en el rango razonable en función de la litología de la cimentación. Es evidente que si el proyectista adopta un valor conservador del ángulo de rozamiento o de la cohesión claramente reducido no se debería penalizar mediante el incremento del coeficiente de seguridad de referencia exigible, incluso si la información utilizada es extensa y precisa hasta podría redundar en una cierta disminución, ya que habilita un margen de seguridad en un proceso previo al procedimiento (ver 2.11.4).

En la figura adjunta se muestra con detalle cualitativo esta idea en la que una adopción de un parámetro resistente prudente redunda en una reducción del coeficiente de variación (equivalente a la reducción del coeficiente de seguridad exigible) si la calidad de la información fuera precisa o estándar y un ligero incremento (aumento del coeficiente de seguridad exigible) si fuera pobre. De la misma manera en el caso de que el valor adoptado del parámetro resistente

se situara cerca del límite superior se penalizaría mucho si la información fuera pobre y solo disminuiría ligeramente con información precisa.

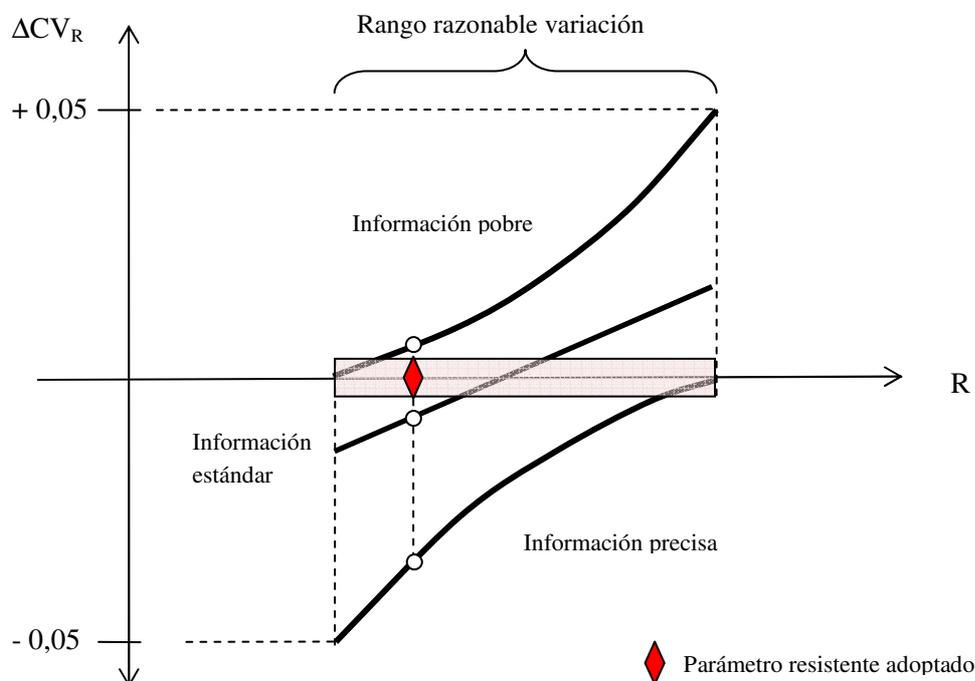


Figura 3.12- Propuesta cualitativa de variación del coeficiente de variación en función de la calidad de la información disponible y del valor del parámetro resistente adoptado.

La Tabla 3-9 es un ejemplo que pone en práctica lo anterior aplicable a litologías de calizas o rocas ígneas duras y que se ha utilizado en el procedimiento propuesto, la cual propone incrementos positivos o negativos del coeficiente de variación del parámetro resistente del rozamiento en función del juicio crítico de la información (precisa, estándar o pobre) y el valor adoptado del rozamiento. Como se aprecia el rango posible para incremento y reducción del coeficiente de variación de la resistencia se propone que oscile entre  $-0,05$  y  $+0,05$  y no hay justificación alguna para ello más que la proporcionalidad y consistencia de los resultados obtenidos en la fase de aplicación.

Los extremos de la tabla corresponden con los cuatro caracteres psicológicos del evaluador (temerario, muy prudente, consecuente y reflexivo) ya apuntados en 2.11.5. El extremo inferior derecho corresponde a un escenario que podría calificarse de *temerario* por elegir rozamientos altos siendo la información pobre, y por tanto según lo razonado, se penaliza el coeficiente de variación con un incremento positivo de  $+0,05$  que ha de redundar en un incremento del coeficiente de seguridad exigible. El caso opuesto se ubica en el extremo superior izquierdo, calificable como *muy prudente*, al disponer de información muy precisa y adoptar un valor de rozamiento bajo. Nótese que tanto a los otros dos extremos, el superior derecho como el inferior

izquierdos son neutros es decir no se varía el coeficiente de variación y por tanto tampoco el coeficiente de seguridad resultante. El superior derecho corresponde a la adopción de un rozamiento elevado pero muy justificado por una información tildada de precisa y con incertidumbre mínima, esta situación podría denominarse como *reflexiva*. Por último el inferior izquierdo se produce cuando se adopta un rozamiento muy bajo y la información es pobre y con máxima incertidumbre, por lo que se puede llamar *consecuente*.

Nivel incertidumbre	Parámetro resistente adoptado	
	Muy bajo	Muy alto
Mínima	<i>Muy prudente</i>	<i>Reflexivo</i>
Máxima	<i>Consecuente</i>	<i>Temerario</i>

Tabla 3-8. Los cuatro caracteres en la toma de decisión de los parámetros resistentes en función de la incertidumbre de la información

Por ejemplo en el caso de que el rango factible de las rocas ígneas duras y calizas o rocas sedimentarias en la naturaleza fuera de  $[40^\circ, 80^\circ]$  y  $[30^\circ, 60^\circ]$  respectivamente, en función de la calidad de la información precisa, normal o pobre se podrían proponer las siguientes incrementos del coeficiente de variación en función del valor de resistencia adoptado.

Incertidumbre	Ángulo de rozamiento ( $^\circ$ )			
	Bajo	Medio		Alto
GRANITOS, ESQUISTOS, DIORITAS				
	40-50	50-60	60-70	70-80
Mínima	-0,05	-0,04	-0,02	0
Media	-0,02	-0,01	+0,01	+0,02
Máxima	0	+0,02	+0,04	+0,05
CALIZAS, DOLOMÍAS, MARGAS				
	30-35	35-40	40-45	45-60
Mínima	-0,05	-0,04	-0,02	0
Media	-0,02	-0,01	+0,01	+0,02
Máxima	+0,01	+0,02	+0,04	+0,05

Tabla 3-9. Propuesta de variación del coeficiente de variación del ángulo de rozamiento en función del nivel de incertidumbre de la información disponible y del valor del parámetro resistente adoptado.

Análogamente, para el caso del parámetro resistente de la cohesión se propone la siguiente Tabla 3-10.

		Cohesión (T/m <sup>2</sup> )			
		Baja	Media		Alta
<b>GRANITOS, ESQUISTOS, DIORITAS</b>					
Incertidumbre		<20	20-80	80-150	>150
Mínima		-0,05	-0,04	-0,02	0
Media		-0,02	-0,01	+0,01	+0,02
Máxima		0	+0,02	+0,04	+0,05
<b>CALIZAS, DOLOMIÁS, MARGAS</b>					
Incertidumbre		<10	10-50	50-100	>100
Mínima		-0,05	-0,04	-0,02	0
Media		-0,02	-0,01	+0,01	+0,02
Máxima		+0,01	+0,02	+0,04	+0,05

Tabla 3-10. Propuesta de variación del coeficiente de variación de la cohesión en función del nivel de incertidumbre de la información disponible y del valor del parámetro resistente adoptado.

Ahora bien, con objeto de que los resultados de la aplicación presenten continuidad es preferible que el incremento del coeficiente de variación sea continuo en lugar de escalonado. Por este motivo la aplicación de las anteriores tablas se hará utilizando las siguientes curvas continuas:

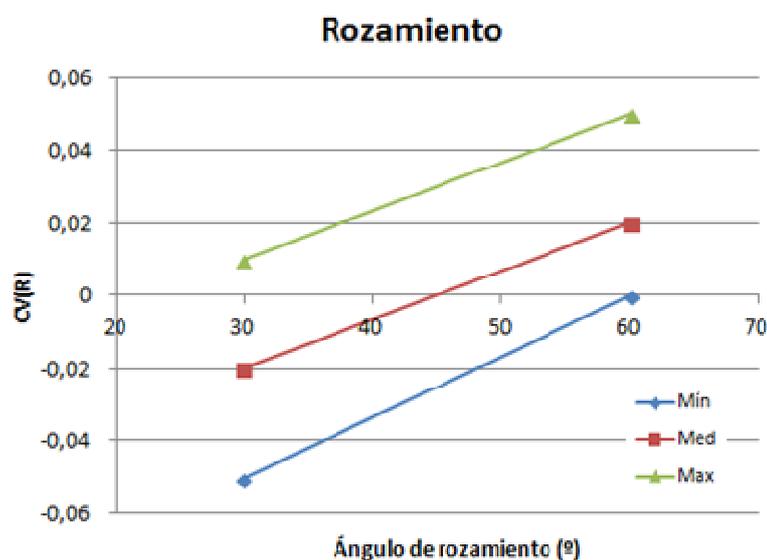


Figura 3.13- Incremento del coeficiente de variación del ángulo de rozamiento en función de la incertidumbre de la información y del valor adoptado. Litología para calizas, dolomías y margas.

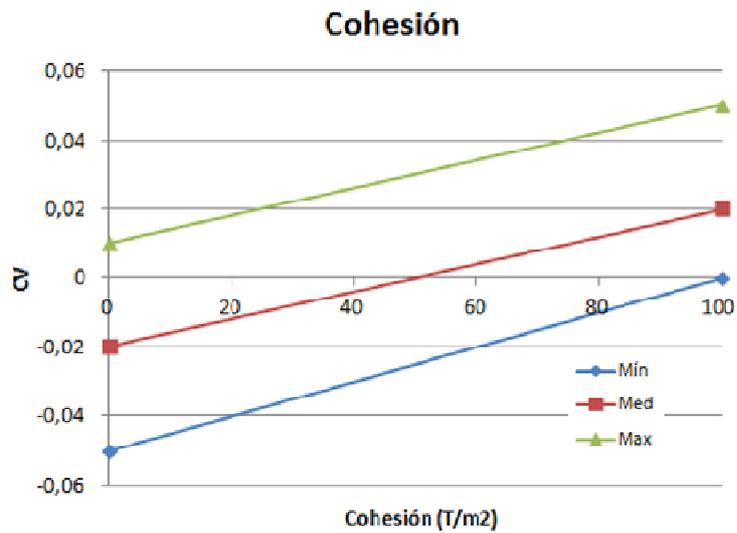


Figura 3.14- Incremento del coeficiente de variación de la cohesión en función de la incertidumbre de la información y del valor adoptado. Litología para calizas, dolomías y margas.

El binomio de los parámetros resistentes llevado a un plano puede ser útil para intentar gradar el carácter alto, medio o bajo de su combinación. La siguiente figura muestra un intento de llevarlo a cabo para la litología caliza tomando como referencia las tablas anteriores. Esta propuesta adolece de carácter continuo, ya que, como puede apreciarse los bordes entre las distintas zonas quedan perfectamente delimitados por líneas rectas y por tanto dos selecciones muy próximas a uno u otro lado de los bordes propuestos proporcionarían clasificaciones distintas, lo que no arrojaría resultados con continuidad en esas zonas. Se ha representado también los binomios del portfolio de presas analizado.

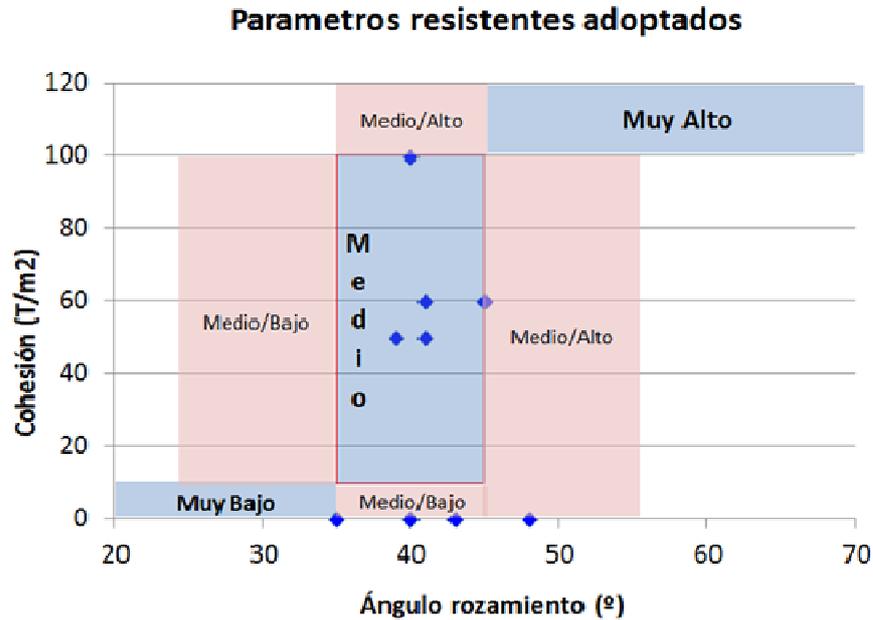


Figura 3.15- Propuesta de tipificación de los parámetros resistentes para litología calizas/dolomías/margas

Sin embargo para la aplicación del procedimiento se ha unidimensionalizado el binomio para la tipificación de los parámetros. De esta manera el estimador utilizado es:

$$i_R = \frac{1}{2} \left( \frac{\varphi}{\varphi_{max}} + \frac{c}{c_{max}} \right) \quad (3-13)$$

Siendo  $\varphi_{max}$  y  $c_{max}$  los valores límite considerados en la Tabla 3-9 y

Tabla 3-10, con la siguiente gradación cuantitativa:

- $i_R$ : [0,80 ; 1,00] – Muy alto
- $i_R$ : [0,55 ; 0,80] – Alto
- $i_R$ : [0,40 ; 0,55] – Medio
- $i_R$ : [0,30 ; 0,40] – Bajo
- $i_R$ : [0,00 ; 0,30] – Muy bajo

### Valoración cualitativa Parámetros resistentes adoptados

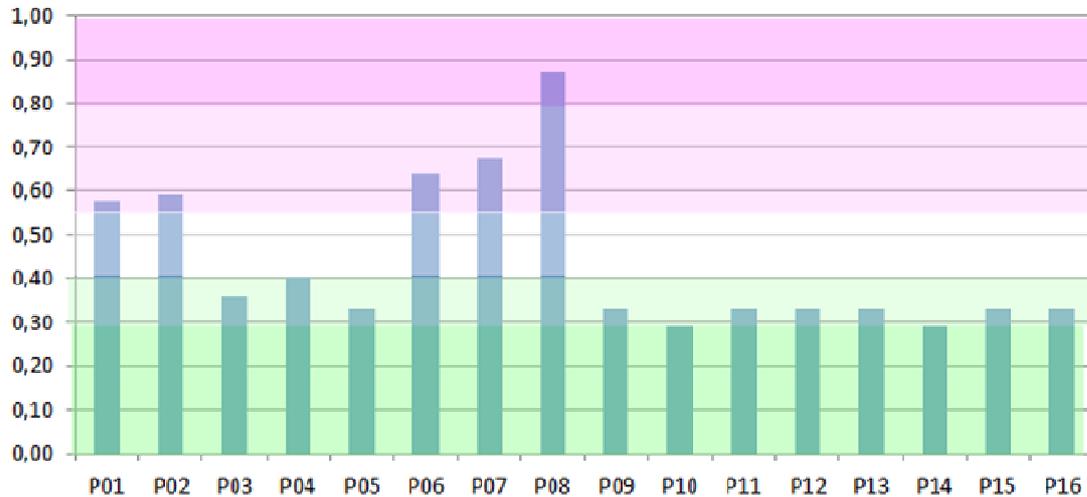


Figura 3.16- Propuesta de tipificación unidimensional de los parámetros resistentes para litología calizas/dolomías/margas

Por último, es necesario para obtener el incremento del coeficiente de variación de la resistencia combinar los de los parámetros individuales. A tal efecto se propone simplemente la media aritmética de ambos sin más justificación que el de ser un gran estimador estadístico.

Resumiendo: para calcular el incremento del coeficiente de variación de la resistencia primeramente se obtiene el incremento del coeficiente de variación para cada uno de los parámetros resistentes  $\Delta_\phi$  y  $\Delta_c$ , para a continuación combinarlos de la forma antedicha según:

$$\Delta_R = \frac{\Delta_\phi + \Delta_c}{2} \quad (3-14)$$

Y obtener el coeficiente de variación final de la resistencia  $CV'_R$ :

$$CV'_R = CV_R + \Delta_R \quad (3-15)$$

Nótese que de esta manera, en el caso de que los incrementos sean de signo opuesto, se compensan. Esta circunstancia se daría, por ejemplo, si con incertidumbre media el revisor hubiera elegido un ángulo de rozamiento sensiblemente elevado para la tipología de roca ( $\Delta\phi > 0$ ) mientras que la cohesión fuera nula ( $\Delta c < 0$ ).

En el caso de que ambos fueran de signo positivo colaborarían en el incremento de  $R(\varphi, c)$  cuando, en las mismas condiciones, tanto la cohesión como el rozamiento se consideraran elevados.

Con esta manera de combinación se logra acotar el incremento total absoluto del coeficiente de variación de  $R$  en  $\pm 0,05$  con independencia del valor que adopten los incrementos individuales de  $\varphi$  y  $c$ ; verificando por tanto la hipótesis de partida al objeto de limitar el coeficiente de seguridad resultante del procedimiento tal y como se describe a continuación en el epígrafe 3.5.

### 3.4.1 Elementos de la información

La información a tener en cuenta para la evaluación de la seguridad a los efectos de comprobación de la presa de gravedad frente al deslizamiento puede clasificarse en tres categorías, la directamente relacionada con los parámetros resistentes (rozamiento y cohesión), los que mantienen una relación indirecta y los que no están en principio relacionados.

Para llevar a cabo la valoración se ha buscado sistematizar las posibles respuestas para facilitar objetividad en los resultados.

Aspectos directamente relacionados:

- Información geológica: Documentación litológica y de prospecciones en los alrededores de la cerrada.
  - o Existencia de plano litológico de la cerrada de pequeña escala (e: 1/500)
  - o Existencia de fotografías de la cimentación.
  - o Descripción de la cerrada
  - o Existencia y en su caso profusión de sondeos de reconocimiento en las proximidades de la cerrada
- Información geotécnica: Características mecánicas de los materiales que conforman la cerrada, índices cualitativos de la calidad del macizo rocoso de apoyo, valoración de la permeabilidad, etc.
  - o Existencia de ensayos de la roca
  - o Valoración calidad de un macizo rocoso (a partir de índices de Barton o Rock Mass Rating)
  - o Ensayos roca compresión
  - o Ensayos a corte superficie roca-cimiento. Parte del testigo hormigón y la otra roca.

- Plano litológico del cimiento
- Ensayo de permeabilidad Lugeon
- Información sobre el cuerpo de presa: Características mecánicas del hormigón de la presa.
  - Ensayo para determinación peso específico
  - Ensayos hormigón a compresión
  - Permeabilidad
- Información sobre la subpresión vinculada al nivel de embalse.
- Información sobre los tratamientos de mejora de la cerrada en el caso de haberlos.
- Información sobre niveles altos de embalse superados y tiempo de permanencia que permitan sacar conclusiones sobre la resistencia exhibida por la presa.

Aspectos indirectamente relacionados:

- Sistema de auscultación. Historial de información captada por el sistema de auscultación.
- Niveles de embalse superados y estudiada la respuesta presa-cimiento. La documentación y registro de eventos o situaciones prolongadas en el tiempo con niveles de embalse considerados altos o muy altos que permitan sacar conclusiones sobre la resistencia exhibida por la presa.
- Existencia en archivo técnico de indicios que puedan sugerir riesgo o propensión a la inestabilidad por deslizamiento.
- Elección de la ubicación de la cerrada, alternativas descartadas y motivos justificativos de la finalmente adoptada.

Aspectos no relacionados:

- Reseña histórica (nivel de detalle, extensión, etc.)
- Calidad y compleción del archivo técnico.
- Uso del embalse: Laminación, regulación o producción de energía.

- Estabilidad de laderas cercanas a la cerrada y estribos.
- Titular de la presa. Prestigio, medios, historia.
- Implantación del plan de emergencia de la presa.

Se debe también considerar el tiempo en que se obtuvo o elaboró la información, otorgando a igual calidad más peso a la más reciente.

La tabla adjunta ordena los aspectos con mayor aproximación, especificando los sub-aspectos a tener en cuenta junto con el criterio de valoración. Se ha hecho también una clasificación del carácter fundamental o esencial y complementario o secundario de la información. La primera totaliza 120 puntos mientras que la segunda solamente 40, es decir, que se le ha dado un peso relativo de 3 a 1.

Capítulo 3

Orden	Aspecto	Sub-aspecto	Criterio	Carácter	
1	Geotecnia descriptiva	Plano litológico cerrada Fotografías de la cimentación Descripción de la cerrada	Escala  Representatividad	<b>Esencial</b>	
2	Geotecnia experimental	Ensayo a compresión simple Ensayo densidad Ensayo Presiométrico Ensayo permeabilidad Lugeon Ensayo de corte la unión presa-cimiento	Representatividad y edad Representatividad y edad Representatividad y edad Representatividad y edad Representatividad y edad		
3	Geotecnia deductiva	Índices de Barton o Rock Mass Rating Índice RQD			
4	Geometría	Plano geométrico	Representatividad		
5	Subpresión	Información directa Información indirecta	Representatividad y serie histórica Representatividad		
6	Auscultación	Deformacional Hidráulica	Representatividad y serie histórica Representatividad y serie histórica		
7	Niveles históricos	Informes específicos Datos hidrológicos	Grado elaboración y conclusiones Existencia		
8	Diagnóstico	Informes específicos Modelo 2D o 3D Hipótesis funcionamiento 2D o 3D	Grado elaboración y conclusiones Grado sofisticación y calibración Indicios fundamentados		
9	Uso de presa	Regulación, laminación, hidroeléctrico	Según usos		<b>Secundario</b>
10	Archivo técnico	Calidad Compleción	Grado Grado		
11	Titular	Prestigio, medios, historia			
12	Plan de Emergencia	Implantación	Situación		

Tabla 3-11. Aspectos a valorar para llevar a cabo el juicio crítico de la información disponible

### 3.4.1.1 Geotecnia descriptiva

#### Plano litológico de la cerrada

A menor escala, es decir a mayor detalle de la litología mayor precisión de la información. Como punto a tener en cuenta se indica que la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas (MOP 1967) señala que el plano topográfico de la cerrada debe tener una escala no inferior a 1:500.

Criterio	Puntuación
Escala inferior a 1:200	10
Escala 1:200 – 1:500	7
Escala superior a 1:500	5
Escala superior a 1:1000	3
Sin plano	0

#### Fotografías de la cimentación

La existencia de fotografías de la cimentación tomadas previamente al hormigonado de la primera tongada de los bloques, es una información cualitativa de calidad sobre el aspecto de la superficie del cimiento. De ellas se puede obtener noción del tipo y densidad de discontinuidades, cambios de litología, etc.

Criterio	Puntuación
Fotografías muy descriptivas	5
Fotografías poco descriptivas	2
Sin fotografías	0

#### Descripción de la cerrada

Se valora el detalle de la descripción, con indicación de litologías, estratos, potencias y buzamientos. Las discontinuidades y otros fenómenos geológicos como cabalgamientos deben abordarse con especial dedicación.

Criterio	Puntuación
Descripción de alta precisión	5
Descripción de poca precisión	2

### 3.4.1.2 Geotecnia experimental

### Ensayo de compresión simple

Aplicado tanto a la roca de cimiento como al hormigón del cuerpo de presa. La existencia de ensayos representativos para el volumen de hormigón de la presa o la superficie del cimiento. El tiempo transcurrido desde la ejecución de los ensayos es un matiz a considerar por la posible degradación de las propiedades resistentes.

Criterio	Puntuación
Representatividad alta, hace menos de 5 años	10
Representatividad media, hace menos de 5 años	7
Representatividad alta, hace más de 5 años	7
Representatividad media, hace más de 5 años	5
Representatividad baja, hace menos de 5 años	3
Representatividad baja, hace más de 5 años	1
Sin ensayos	0

Como criterio simple de representatividad puede considerarse que es alta si se disponen de más de 10 resultados cuando la presa es mayor de 70 metros de altura o más de 5 si es mayor de 40 metros.

### Ensayo de densidad

Aplicado tanto a la roca de cimiento como al hormigón del cuerpo de presa. El criterio de puntuación es muy parecido al del sub-aspecto anterior si bien no se considera la variable tiempo ya que no se estima que la densidad pueda alterarse significativamente.

Criterio	Puntuación
Representatividad alta	3
Representatividad media	2
Representatividad baja	1
Sin ensayos	0

### Ensayo presiométrico

Aplicado tanto a la roca de cimiento como al hormigón del cuerpo de presa. El criterio de puntuación es idéntico al del sub-aspecto del ensayo de compresión simple por lo que se omite.

### Ensayo permeabilidad Lugeon

Aplicado tanto a la roca del cimiento como al hormigón del cuerpo de presa. La existencia de este índice aparte de estimar la permeabilidad es un dato más que

corroborar la buena o mala calidad de un macizo rocoso. Si el ensayo se realiza en los drenes del cuerpo de presa también puede ser indicativo de la calidad de ejecución del hormigón de la presa.

Criterio	Puntuación
Representatividad alta o media	2
Representatividad baja	1
Sin ensayos	0

#### Ensayo de corte unión presa-cimiento

Este ensayo mediante el cual se reproducen las condiciones del deslizamiento en laboratorio puede aportar gran información del estado y comportamiento de la unión, lo que es apropiado para estimar los parámetros resistentes, si bien es muy susceptible de enmascarar los parámetros reales por el efecto escala. No obstante, se le ha conferido la máxima puntuación en el aspecto de la geotecnia experimental con 15 puntos.

Criterio	Puntuación
Representatividad alta antes de 5 años	15
Representatividad media antes de 5 años	10
Representatividad alta hace más de 5 años	10
Representatividad media hace más de 5 años	7
Representatividad baja antes de 5 años	5
Representatividad baja hace más de 5 años	3
Sin ensayos	0

#### 3.4.1.3 Geotecnia deductiva

##### Índices de Barton o Rock Mass Rating

Estos índices o clasificaciones geomecánicas, normalmente evaluados en los estribos de la cerrada, aportan información sobre la estabilidad del macizo de apoyo de la presa en el caso de que la litología de la cimentación coincida con aquella para la que se realizaron.

Criterio	Puntuación
Representatividad alta	5
Representatividad media	3
Representatividad baja	1
Sin índices	0

## Índice RQD

Este índice aporta información sobre la estabilidad del macizo de apoyo de la presa. El criterio de puntuación es idéntico al anterior por lo que se omite.

### 3.4.1.4 Geometría

#### Plano geométrico

Se debe valorar la precisión del plano que sirva para obtener la información que ha de servir para llevar a cabo el análisis de estabilidad. De gran importancia es la precisión de la definición geométrica de la presa con indicación de dimensiones, taludes y ángulos, la ubicación de las galerías o cámaras interiores, la posición del sistema de drenaje cuando lo hubiere, la ubicación de las juntas de hormigonado si procede analizar el equilibrio sobre éstas, etc.

A menudo existen planos en que existen discrepancias entre los parámetros geométricos y las dimensiones. Por ejemplo la suma de las dimensiones verticales que totalizan la altura de la presa, o diferencia de cota entre la coronación y el punto más bajo de la cimentación, multiplicada por sus correspondientes taludes no coincide como la dimensión de la base.

Un dato muy importante es la cota de cimentación y la disposición de ésta, es decir, si presenta escalonamientos, su pendiente, si dispone de rastrillo, etc. Muchas veces esta información es vaga, contradictoria, o simplemente no existe.

Criterio	Puntuación
Gran precisión, nivel de detalle muy alto, escala bien proporcionada, sin discrepancias entre parámetros geométricos y dimensiones. Plano resultante de un levantamiento topográfico realizado para la comprobación.	15
Precisión media, nivel de detalle bueno, escala adecuada, discrepancias reducidas entre parámetros geométricos y dimensiones.	12
Precisión media, escala adecuada aunque se aprecian discrepancias moderadas entre parámetros geométricos y dimensiones.	8
Precisión baja, escala inadecuada y discrepancias	5
Sin plano	0

### 3.4.1.5 Subpresión

#### Información indirecta

Se trata del conocimiento cualitativo del flujo del agua en los alrededores de la cerrada y sobre la presencia de presiones de agua elevadas en el subsuelo de la presa. Por ejemplo la existencia de informes sobre surgencias en la zona del pie de aguas abajo o pozos artesianos, manantiales, especialmente cuando el embalse se encuentra con niveles altos. Lo habitual es que esta información provenga de una red de piezómetros abiertos cercanos suficientemente representativa. Para que la información sea relevante estos elementos deben conectar con las zonas del cimiento susceptibles de transmitir la subpresión.

Sin embargo este tipo de información solo debería utilizarse complementariamente a la información directa para corroborar lo concluido por aquella y reducir la incertidumbre. En caso de discrepancia debería profundizarse el conocimiento hasta que haya convergencia.

Criterio	Puntuación
Red de piezómetros abiertos representativa del entorno del cimiento aguas abajo de la presa. Abundancia de datos	5
Red de piezómetros abiertos con representatividad media	3
Red de piezómetros abiertos poco representativa.	1
Sin red de piezometría	0

#### Información directa

Es la relativa a la información directa y precisa de la presión del agua bajo el cimiento y a través de la presa. Su conocimiento requiere de la ayuda de piezómetros que registren la presión del agua, con precisión y de forma localizada. Los piezómetros pueden ser de cuerda vibrante o abiertos y solamente los primeros proporcionan información de la presión puntual allá donde están instalados. Los segundos, dependiendo de su construcción (entubados o no), proporcionan una lectura que puede ser de la del fondo de la perforación o un valor promedio de la presión de todas los estratos que atraviesa.

La valoración de esta información debe hacerse a partir de la representatividad del sistema instalado respecto del volumen de presa y de la longitud de la serie histórica de los datos registrados. También puede incluirse como tercer parámetro en la valoración el rango de nivel de embalse habido durante la serie histórica.

Criterio	Puntuación
Red de piezometría completa, totalmente representativa del entorno del cimientto. Larga serie de datos de subpresión registrado, asociada a todo el rango de niveles de embalse posible.	15
Red de piezometría completa, totalmente representativa del entorno del cimientto. Serie de datos de subpresión de longitud media y sin cubrir todo el rango de niveles de embalse posible.	12
Red de piezometría con representatividad media del entorno del cimientto. Serie de datos de subpresión media y sin cubrir todo el rango de niveles de embalse posible.	8
Red de piezometría poco representativa, de unos pocos piezómetros.	5
Sin red de piezometría	0

### 3.4.1.6 Auscultación

#### Deformacional

La existencia de instrumentación instalada y un programa de lecturas que permita conocer los movimientos de la presa es importante para el modo de fallo de deslizamiento. Sensores como extensómetros de varillas en el cimientto o juntas tridimensionales entre bloques evalúan movimientos relativos entre los elementos. La topografía puede aportar movimientos absolutos. Haber auscultado la presa, sobre todo en situaciones con solicitaciones altas, y conocer su respuesta debe aportar gran valor a la certidumbre de los parámetros que la gobiernan.

Criterio	Puntuación
Sistema de auscultación completo, redundante y totalmente representativo para el volumen de presa. Incluye todo tipo de instrumentación (juntas 3D, extensómetros, péndulos, topografía). La serie de datos es de gran longitud y permite conocer la respuesta de la presa con niveles altos de embalse.	10
Sistema de auscultación representativo para el volumen de presa. La serie de datos es suficientemente larga para conocer razonablemente la respuesta de la presa.	7
Sistema de auscultación incompleto, si bien la serie de datos es suficientemente larga para conocer razonablemente	5

la respuesta de la presa.	
Sistema de auscultación incompleto y la serie de datos no permite conocer razonablemente la respuesta de la presa.	2
Sin instrumentación	0

#### Hidráulica (filtraciones)

La auscultación hidráulica relativa a presiones intersticiales y filtraciones puede aportar mucha información sobre la subpresión, factor decisivo para evaluar el riesgo de deslizamiento. Sobre las presiones ya se ha dedicado un apartado, pero no sobre las filtraciones. En efecto, si se dispone de un sistema completo de medición de las filtraciones interiores y exteriores de la presa se puede inferir el comportamiento de las presiones del flujo bajo la presa.

Criterio	Puntuación
Sistema de aforadores que permite conocer el origen de las filtraciones en el cuerpo de presa. Serie de datos suficientemente representativa del comportamiento.	5
Sistema de aforadores. Serie de datos no representativa.	2
Sin aforadores.	0

#### 3.4.1.7 Niveles históricos

Este apartado hace referencia la existencia de niveles altos de embalse bien documentados durante la explotación. La documentación y registro de eventos o situaciones con niveles de embalse considerados altos o muy altos prolongadas en el tiempo permite extraer conclusiones sobre la resistencia exhibida por la presa.

#### Informes específicos

En el caso de que hayan habido eventos que han llevado a situaciones accidentales o extremas relativas a altos niveles de embalse y éstas estén bien documentadas, de manera que hayan descrito cualitativa y cuantitativamente el comportamiento o reacción de la presa, se puede reducir la incertidumbre sobre la información. El conocimiento cualitativo puede realizarse por el personal técnico a cargo de la explotación o por un equipo independiente contratado para tal fin y el cuantitativo solamente si se dispone de un sistema de auscultación adecuado.

Criterio	Puntuación
Existencia de informe(s) suscrito por un equipo técnico no vinculado a la explotación de la presa.	4
Existencia de informe(s) equipo técnico a cargo de la explotación de la presa.	2
Sin informes	0

#### Datos hidrológicos

Es posible que se hayan producido eventos hidrológicos asociados a altos niveles de embalse registrados en las series históricas y que la presa las haya soportado en condiciones de seguridad aunque, sin embargo, no se disponga de informes sobre los mismos.

Criterio	Puntuación
Registros de niveles altos, por encima del nivel máximo normal en situaciones de avenidas.	4
Registros de niveles altos/medios, por debajo del nivel máximo normal.	2
Sin registros o solo registros de niveles bajos	0

#### 3.4.1.8 Diagnóstico

##### Informes específicos

Este aspecto trata sobre si se ha realizado durante la vida de la presa, posterior a su construcción, algún estudio específico sobre el modo de fallo de deslizamiento. Su valoración versará sobre la elaboración y amplitud del estudio.

Criterio	Puntuación
Uno o más informes específico riguroso	4
Sin informes	0

##### Modelo 2D o 3D

Las conclusiones derivadas de un modelo matemático complejo, más sofisticado que el de equilibrio límite, pueden aportar más conocimiento sobre la forma de funcionamiento del conjunto presa-cimiento y arrojar luz sobre resistencias adicionales no contempladas en los modelos simples.

Criterio	Puntuación
Modelo calibrado	4
Sin modelo	0

#### Hipótesis de funcionamiento 2D o 3D

Si la presa presenta una respuesta 3D ello puede contribuir a una resistencia adicional no evaluada por los modelos de cálculo utilizados (usualmente 2D). Por ejemplo si la presa presenta una cierta curvatura en planta puede desarrollar el efecto arco. La valoración debe hacerse sobre la existencia de indicios que hagan sospechar que la presa funciona de uno u otro modo.

Criterio	Puntuación
Respuesta 3D justificada	4
Sin informe	0

#### 3.4.1.9 Uso del embalse

Dependiendo de la utilización del embalse, aunque condicionado por la hidrología, los niveles de embalse van a ser más frecuentes en determinados rangos o carrera del mismo. Así por ejemplo los embalses de uso hidroeléctrico estarán preferentemente con niveles altos de manera que la energía aprovechable sea máxima. Por el contrario los embalses para protección de avenidas tenderán a tener niveles bajos para que su efecto laminador sea máximo. Por último, la última gran categoría de embalse, es decir los embalses de regulación dispondrán en general de grandes variaciones de nivel en función de si son de regulación anual o hiperanual.

El hecho de la fluctuación y permanencia de niveles de embalse da la oportunidad de conocer mejor su respuesta frente a variaciones de solicitaciones y por este motivo parece procedente valorar este aspecto.

Criterio	Puntuación
Regulación	3
Producción hidroeléctrica	2
Laminación	1

#### 3.4.1.10 Archivo Técnico

El archivo técnico es la memoria escrita de la presa. El grado de compleción u organización del archivo es indicativo de la dedicación del titular. En particular el cumplimiento conforme lo estipulado por el RTSPE puede ser utilizado para valorar de manera indirecta la calidad de la información.

#### Calidad

Este apartado hace referencia, en promedio, al grado de calidad de los documentos que forman parte del archivo técnico.

Criterio	Puntuación
Calidad alta	4
Calidad media	2
Muy poca calidad	1

#### Compleción

Valoración de la existencia y en su caso clasificación de los documentos pertinentes, es decir, justificación de la clasificación de la categoría de la presa, según el riesgo, los proyectos de ejecución de la presa, estudios hidrológicos y de avenidas, informes geológicos, ensayos y análisis realizados durante la construcción y explotación, tratamientos del terreno y la presa, actas de los procesos de prueba y puesta en carga, evolución de los niveles de embalse, de los caudales entrantes y salientes al mismo, datos climatológicos, evolución de los caudales de las filtraciones a través del terreno y de la presa y de las presiones registradas, plan de auscultación en sus diferentes fases así como los resultados de la auscultación y su interpretación, actas de las inspecciones realizadas, descripción de los trabajos realizados para la conservación o la seguridad de la presa, etc.

Criterio	Puntuación
Totalmente completo	4
Parcialmente completo respecto a lo requerido por el RTSPE aunque pudiera ser suficiente para cumplir con las necesidades impuestas por la seguridad de la obra.	2
Muy incompleto respecto a lo requerido en el RTSPE se considera que las deficiencias pueden encubrir carencias en la seguridad de la obra o no permiten una calificación definitiva de las condiciones reales de seguridad.	1

#### 3.4.1.11 Titular

El prestigio está claramente vinculado al patrimonio presístico, trayectoria profesional desarrollada por el titular y a los medios humanos y económicos de que dispone. Por este motivo el prestigio reconocido del titular de la presa puede ser un indicador de rigurosidad de los estudios realizados sobre la presa.

Criterio	Puntuación
Gran prestigio, reconocida trayectoria, etc.	4
Prestigio medio	2
Poco significativo	1

#### 3.4.1.12 Plan de emergencia

El plan de emergencia implica la mejora de los procedimientos de actuación ante emergencias y una mejor comunicación a la población a través de los sistemas de aviso, lo que puede reducir el número de víctimas.

La existencia de un plan implantado cuando la presa esté clasificada de categoría A o B frente al riesgo puede ser indicativo del nivel de cumplimiento de la normativa de seguridad de presas y por tanto de la dedicación del titular para ese fin. El grado de implantación del plan puede utilizarse para valorar este aspecto.

Criterio	Puntuación
Plan de emergencia implantado	5
Plan de emergencia aprobado	2
Sin plan	0

#### 3.4.2 Baremo

Queda el paso último de baremar o caracterizar el juicio de la información a partir del resultado de los elementos anteriores. Para ello se propone el siguiente método que hace uso del resultado obtenido en el grupo clasificado como esencial (125 puntos) y secundario (40 puntos). La justificación de este baremo estriba en asignar un peso mucho mayor a la información esencial sobre la secundaria, nótese que la incertidumbre solo puede ser mínima si se ha obtenido en la primera más de 80 puntos sobre 125 y que por otro lado será máxima si se obtienen menos de 60 sobre 125 puntos en lo esencial con independencia de lo que ocurra con la información secundaria.

##### Incertidumbre mínima

- 100 puntos o más puntos en lo esencial.

- 80 o más puntos en lo esencial y 25 o más puntos en lo secundario.

#### Incertidumbre media

- 80 o más puntos en lo esencial.
- 60 o más puntos en lo esencial y 25 o más puntos en lo secundario

#### Incertidumbre máxima

- Entre 60 y 80 puntos en lo esencial y menos de 24 puntos en lo secundario.
- 60 o menos puntos en lo esencial.

### 3.4.3 Cuestionario

Debido a la subjetividad inherente de los aspectos a valorar en el juicio crítico de la información con el que estimar la incertidumbre de la resistencia, muchos de ellos de carácter más cualitativo que cuantitativo, se ha preparado un cuestionario a fin de recabar la opinión de expertos nacionales en campo el presístico, técnicos y científicos familiarizados con la disciplina de la seguridad de presas, bien como titulares, consultores especializados o profesores, que la practiquen habitualmente o lo hayan hecho durante su vida profesional, o que investiguen sobre ella. En el apéndice **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra el cuestionario completo.

Con ello se pretende fundamentar la bondad en la elección de los elementos de la información al tiempo que ponderar su contribución en el resultado final del procedimiento.

El resultado obtenido de la encuesta puede calificarse de uniforme y poco disperso, lo que corrobora el peso asignado a los diferentes elementos de la valoración.

## 3.5 Reevaluación de coeficiente de seguridad exigible

A partir de la relación entre probabilidad de fallo  $P_f$  y coeficiente de seguridad  $F$  a partir de la variabilidad de la resistencia  $R$ , junto con la paridad asumida entre los métodos determinista y probabilista puede formularse un procedimiento para reevaluar el coeficiente de seguridad a verificar por una estructura.

Más aún, este procedimiento puede utilizarse para mejorar conceptualmente el modelo determinista; mejora consistente en la consideración de la incertidumbre de la información utilizada en la comprobación, con la que evaluar el coeficiente de seguridad a partir de probabilidad de fallo a verificar. De esta manera asignando una probabilidad de rotura

determinada  $P_f$  y partiendo del coeficiente de variación de la resistencia  $R$  que dependerá de la información puede obtenerse fácilmente el coeficiente de seguridad que lo garantiza.

El planteamiento toma como base el coeficiente de seguridad contra deslizamiento para riesgo hidrológico recomendado por las buenas prácticas para la evaluación de la seguridad y concretado en la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 (CNEGP 2002) como referente del Reglamento, que como se ha dicho anteriormente, es función del porcentaje de contribución entre los parámetros resistentes de la cohesión y el rozamiento. Una vez calculado se procede a reevaluarlo en función de la *calidad y cantidad* de la información disponible, en definitiva de su incertidumbre de forma que a mayor precisión y justificación de la información el coeficiente experimental sería una reducción y viceversa, según fuera más vaga e injustificada aumentaría según se muestra en la figura adjunta.

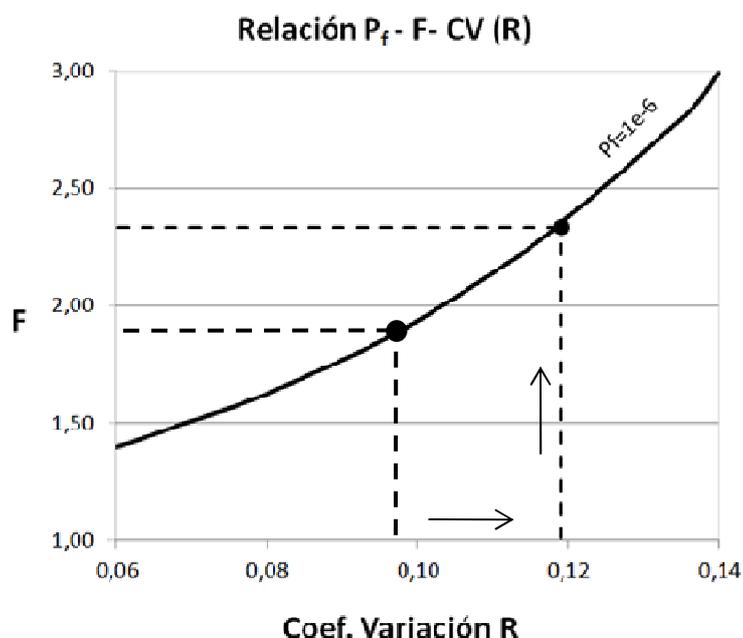


Figura 3.17- Ejemplo de reevaluación del coeficiente de seguridad

Cualitativamente la forma de funcionamiento de la metodología propuesta radica en que a medida que la incertidumbre es mayor, para una misma probabilidad de fallo, se exige mayor coeficiente de seguridad y viceversa. En el caso extremo de que hubiera una certeza absoluta de las solicitaciones, resistencias y modelos de cálculo el coeficiente de variación sería nulo y el coeficiente de seguridad exigible sería la unidad con independencia de la probabilidad de fallo pues las curvas  $P_f$ -F-CV convergen en el punto (0,1) para todas las probabilidades. El caso opuesto se tendría cuando la incertidumbre fuera absoluta resultando coeficientes de seguridad ingentes.

Esta propuesta se muestra gráficamente en la figura adjunta en la que la línea continua representa la curva real adoptada por la Guía referida para el coeficiente de seguridad exigible, mientras que las discontinuas por arriba y por debajo de ésta son las curvas que se postulan de forma cualitativa en el presente trabajo.

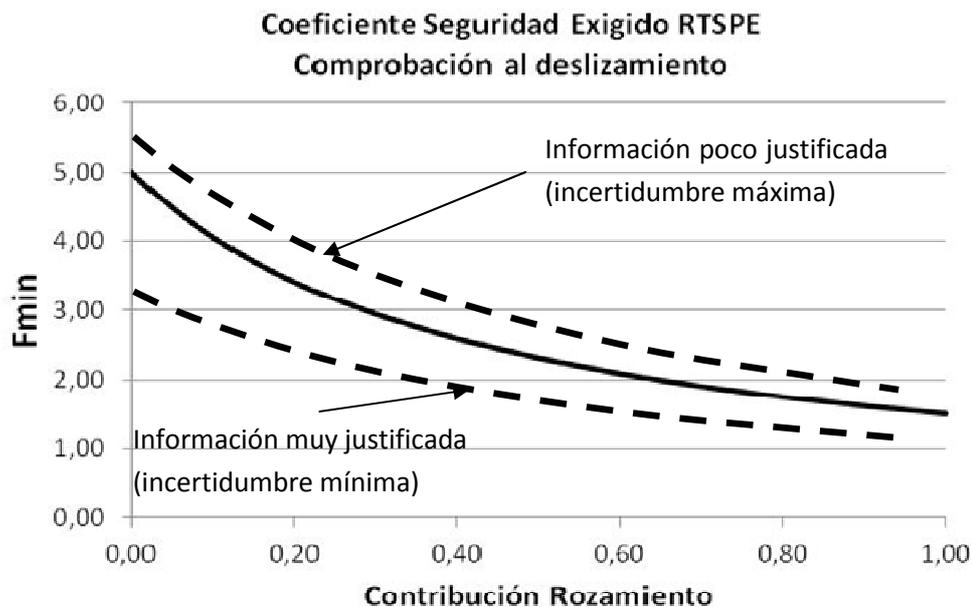


Figura 3.18- Coeficiente de seguridad exigible en función de la información

Por último, para la reevaluación del coeficiente de seguridad el procedimiento propuesto tiene en cuenta además de la incertidumbre de la información los valores de cálculo adoptados para los parámetros resistentes (ángulo de rozamiento y cohesión). Su fundamento estriba en que, con independencia de la incertidumbre de la información, las adopciones por los revisores técnicos de valores conservadores del ángulo de rozamiento o cohesión deberían redundar en una cierta disminución del coeficiente de seguridad frente a la adopción de valores altos o muy altos. Dicho de otro modo, la adopción de parámetros resistentes prudentes redunda en una reducción del coeficiente de variación y por ello en la reducción del coeficiente de seguridad exigible.

Finalmente para poder proceder a la reevaluación del coeficiente de seguridad se han confeccionado tablas de doble entrada (incertidumbre de la información y parámetros de cálculo adoptados) con las que evaluar el coeficiente de variación de la resistencia.

El último paso del procedimiento que se propone es la evaluación del coeficiente de seguridad exigible a verificar por la presa en estudio, particularizado para el estado límite último de deslizamiento y mediante la re-evaluación del establecido por Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 (CNEGP 2002) en referencia al RTSPE (MOPU 1996). El criterio para la re-

evaluación es que la probabilidad de fallo condicionada a la ocurrencia de un evento hidrológico extremo (riesgo hidrológico) sea inferior a una dada en función del escenario normal, accidental o extremo.

Para ello se hace uso de la relación entre probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad en función de la variabilidad de la resistencia ( $P_f - F - CV$ ) obtenida previamente (ver epígrafe 3.3.1), y se entra en ellas con el coeficiente de seguridad  $F_0$  propuesto por la Guía con el que se obtiene el coeficiente de variación de referencia  $CV_0$  (ver figura adjunta) para la probabilidad de fallo de que se trate.

Una vez posicionado el punto de partida ( $F_0, CV_0$ ) lo que se plantea en este trabajo es aumentar o disminuir el anterior el coeficiente de seguridad  $F_0$  como resultado de llevar a cabo un juicio crítico de la información utilizada y de la elección de los parámetros resistentes empleados en la comprobación. El aumento o disminución será función del incremento o decremento del coeficiente de variación de la resistencia que haya resultado del juicio crítico realizado que al desplazarse por la curva  $P_f - F - CV$  se obtendrá el nuevo coeficiente de seguridad a verificar ( $F_{REQ}$ ). Como queda reflejado en la figura 3.1.9 el coeficiente resultante puede ser mayor o menor que el inicial según sea el signo de la variación de  $CV$ .

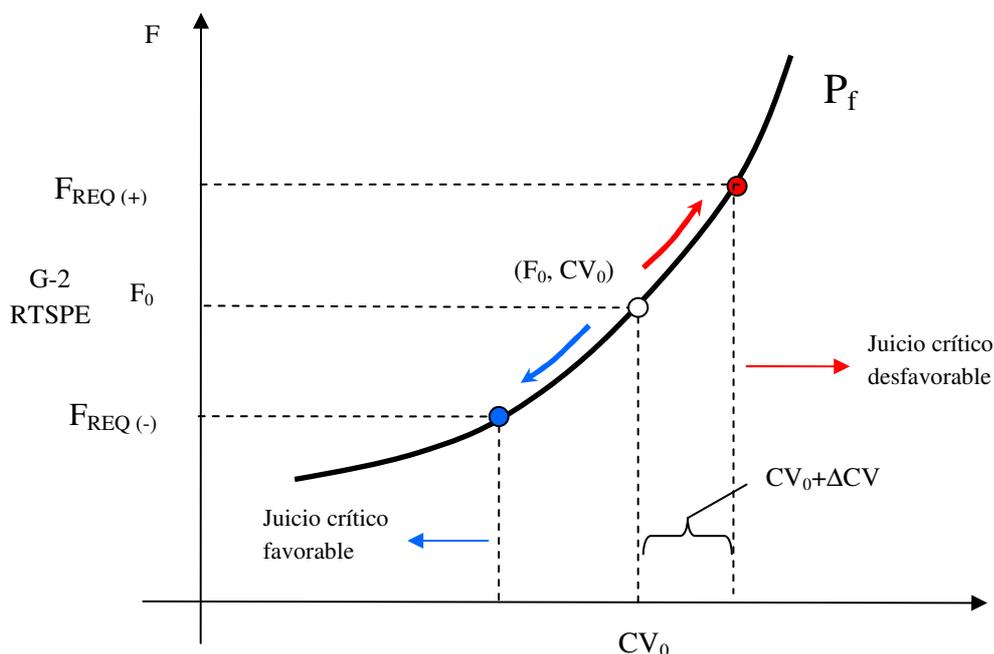


Figura 3.19- Procedimiento para la evaluación del coeficiente de seguridad exigible

Además, según la metodología por haber propuesto un incremento/decremento máximo de 0,05 para el coeficiente de variación de la información, indirectamente se está proponiendo un incremento/reducción máximo del coeficiente de seguridad exigible  $F_{REQ}$  que vendrá dado por las curvas  $P_f-CV-F$ , para cada escenario y en función del juicio crítico de la información.

Nótese que este coeficiente global de seguridad  $F_0$  de la Guía puede variar en función de que el escenario sea normal, accidental o extremo como se expresó en la Tabla 3-6, el cual dependerá de las contribuciones contra el deslizamiento del rozamiento y la cohesión. Lo rangos posibles de variación de este coeficiente en función del escenario son los siguientes:

Normal	$F_G [1,50 - 5,00]$
Accidental	$F_G [1,40 - 4,00]$
Extremo	$F_G [1,00 - 3,00]$

Pues bien, según lo anterior los coeficientes de variación de la información máximos y mínimos que presentará el caso de estudio se obtienen fácilmente a partir de la particularización de las curvas  $P_f - CV - F$ , para las probabilidades de fallo asignadas según los escenarios de sollicitación normal, accidental o extremo, es decir, las probabilidades  $10^{-6}$ ,  $10^{-5}$  y  $5 \cdot 10^{-5}$  respectivamente, tal y como se muestra en la figura siguiente:

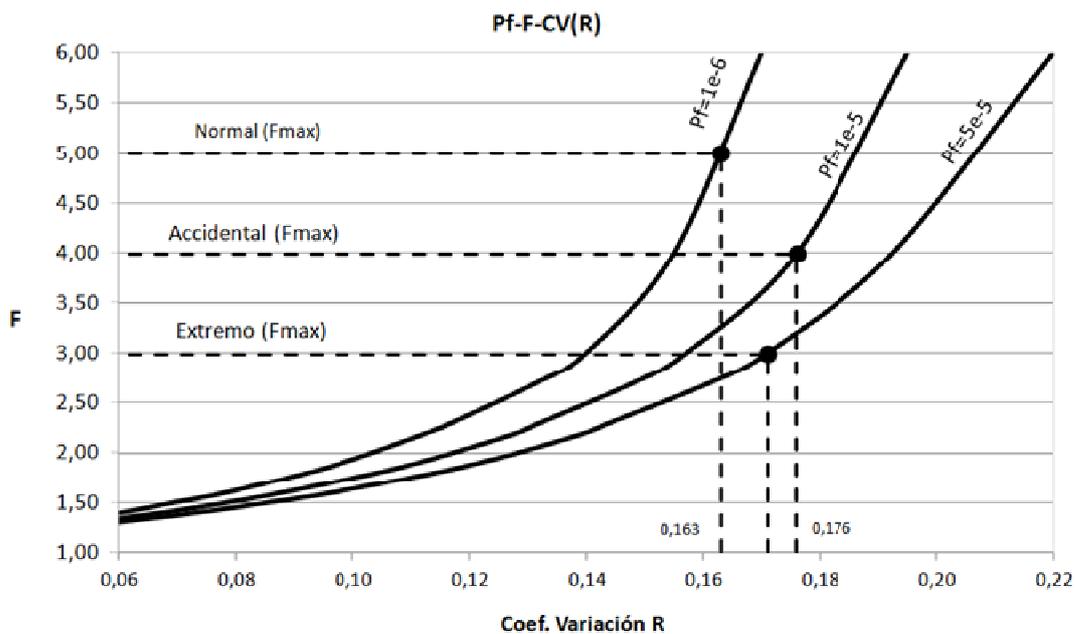


Figura 3.20- Rango del coeficiente de variación de la resistencia resultando los rangos expuestos en la Tabla 3-12:

Escenario	Probabilidad fallo	Rango coeficiente variación referencia	
		Min	Max
Normal	$10^{-6}$	0,0750	0,163
Accidental	$10^{-5}$	0,0450	0,176
Extremo	$5 \cdot 10^{-5}$	0	0,171

Tabla 3-12. Rango del coeficiente de variación de referencia.

Nótese que necesariamente el valor mínimo del coeficiente de variación R para el escenario extremo en nulo puesto que todas las curvas de probabilidad convergen el punto (0,1) y por ser el coeficiente mínimo 1 para este escenario se deriva lo anterior.

La variación máxima en más y en menos ( $\pm 0,05$ ) del coeficiente de variación de la resistencia CVR, proporcionan los límites de esta variable que se expresan en la siguiente tabla:

Escenario	Coeficiente de variación			
	Referencia		Modificado	
	Min	Max	Min	Max
Normal	0,0750	0,163	0,0250	0,213
Accidental	0,0450	0,176	0	0,226
Extremo	0	0,171	0	0,221

Tabla 3-13. Rango del coeficiente de variación de referencia y modificado.

Los cuales dan lugar a los siguientes coeficientes máximos que gráficamente se representan en la siguiente figura:

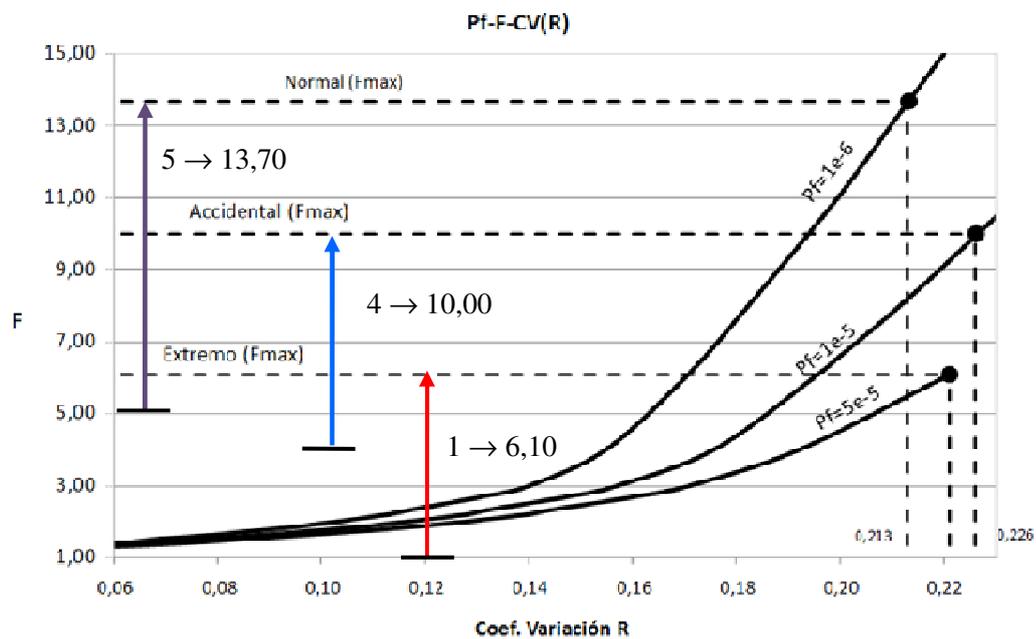


Figura 3.21- Rango de los coeficientes de seguridad exigibles

Los coeficientes exigibles máximos aumentan significativamente y los mínimos se sitúan en todos los escenarios en el entorno de la unidad, ya que el coeficiente de variación no puede ser negativo.

Por tanto las máximos incrementos o reducciones del coeficiente de seguridad de referencia dado por el RTSPE son los siguientes en función del escenario:

Escenario	Coef. Seguridad Max	
	Referencia	Modificado
Normal	5,00	13,70
Accidental	4,00	10,00
Extremo	3,00	6,10

Tabla 3-14. Coeficientes de seguridad máximos y mínimos obtenibles por el procedimiento propuesto

### 3.6 Procedimiento propuesto

El procedimiento propuesto, que posteriormente se aplicará a cada una de las presas del portfolio, ha consistido en la reevaluación de la comprobación a deslizamiento según las buenas prácticas o recomendaciones en la aplicación del Reglamento Técnico de Presas y Embalses y concretamente con lo estipulado en la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 (CNEGP 2002) a partir del un juicio crítico de la información utilizada y los parámetros de cálculo adoptados, para las combinaciones N21, A21, A22 y E21.

Hay que advertir que el resultado del juicio crítico es la parte subjetiva del procedimiento al no estar plenamente justificada la valoración de los elementos de la información, es decir su incertidumbre, según se ha explicado en el epígrafe 3.4.1, por lo que ha de ser considerada como un dato más del procedimiento, cuya implementación requiere de los siguientes pasos que ha de realizarse para cada una de las combinaciones consideradas (N21, A21, A22 y E21).

1. Utilización de un modelo simple para la estimación de la contribución del rozamiento y la cohesión al deslizamiento a partir de las características de la presa. El uso de este modelo puede no ser necesario si se conocen previamente estas contribuciones, normalmente disponibles en el informe de primera revisión. Por tanto el uso de este modelo simple no es estrictamente necesario para la aplicación del procedimiento.
2. Mediante aplicación del Reglamento Técnico se evalúa el coeficiente de seguridad global exigible  $F_G$ , a partir del porcentaje de reparto anterior. Este coeficiente es el que resulta de la involución por aplicación de los coeficientes de minoración de resistencias y mayoración de solicitaciones.
3. Asignación de la probabilidad de fallo en función del escenario de solicitud (normal, accidental o extremo) y la categoría de riesgo de la presa (A, B o C).

4. Obtención del coeficiente de variación de referencia de la resistencia  $CV_R$  a partir de las curvas  $P_f$ -F-CV (probabilidad de fallo – coeficiente de seguridad – coeficiente de variación) y la probabilidad de fallo  $P_f$  y el coeficiente de seguridad global establecido por el Reglamento Técnico.
5. Categorización de la incertidumbre de la información disponible en alguna de las siguientes: alta, media o baja mediante un juicio crítico. Para la fundamentación del juicio crítico se ha elaborado y distribuido un cuestionario entre técnicos y científicos familiarizados con la disciplina de la seguridad de presas con el que valorar el peso de los diferentes aspectos que puedan tener trascendencia a la hora de evaluar el modo de fallo considerado.
6. Se eligen los parámetros resistentes de cálculo frente a deslizamiento, normalmente ángulo de rozamiento y cohesión.
7. Valoración del incremento o reducción de cada uno de los coeficientes de variación de los parámetros resistentes mediante el uso de las tablas *Información-Parámetros*, a partir de los cuales se obtiene un nuevo coeficiente de variación de la resistencia mayor o menor que el de referencia.
8. Reevaluación del coeficiente de seguridad a verificar: A partir del nuevo coeficiente de variación modificado, la probabilidad de fallo asignada y el uso de las curvas  $P_f$ -F-CV se reevalúa el coeficiente de seguridad a verificar.
9. Obtención del coeficiente de seguridad global: El modelo simple proporciona a partir información geométrica y los parámetros resistentes de cálculo el coeficiente a deslizamiento de cálculo. Es posible no utilizar el modelo si ya se cuenta con esa información normalmente disponible en los informes de primera revisión.
10. Se compara el coeficiente de seguridad a verificar con el de cálculo con el que dirimir si la presa es segura frente a deslizamiento.

En el primer apartado se hace uso de un modelo simple de equilibrio con los que evaluar la contribución de los parámetros resistentes (rozamiento y cohesión) para la estabilidad frente al deslizamiento en cada escenario de sollicitación.

El paso segundo es directo, ya que a partir de las contribuciones anteriores y los coeficientes de minoración de resistencias establecidos por el Reglamento Técnico se puede obtener el coeficiente global a deslizamiento  $F_G$  para cada uno de los escenarios a comprobar N21, A21, A22 y E2. Esta norma no mayor a sollicitaciones y solamente minora resistencias.

Para el paso tercero es necesario conocer la categoría de la presa en estudio frente al riesgo potencial, es decir, categorías A, B o C y a partir de ésta se asigna la probabilidad de fallo en función del tipo de escenario de sollicitación, bien sea, normal, accidental o extremo. Para ello se utilizarán los criterios de tolerabilidad del Análisis de Riesgo.

El paso cuarto evalúa el coeficiente de variación de referencia vinculado al coeficiente de seguridad global  $F_G$  exigido por la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 (CNEGP 2002) para cada uno de los escenarios de sollicitación N21, A21, A22 y E21 obtenidos en el paso segundo, se hace uso de la relación entre probabilidad de fallo  $P_f$  y coeficiente de seguridad  $F$  en función del coeficiente de variación de la resistencia  $CV_R$ , según se muestra en el ejemplo de la figura adjunta en las que contemplan las probabilidades de rotura condicionadas al escenario de hidrológico para las situaciones normal (N21), accidental (A21 y A22) y extrema (E21), concretadas en los valores de  $10^{-6}$ ,  $10^{-5}$  y  $5 \cdot 10^{-5}$  respectivamente.

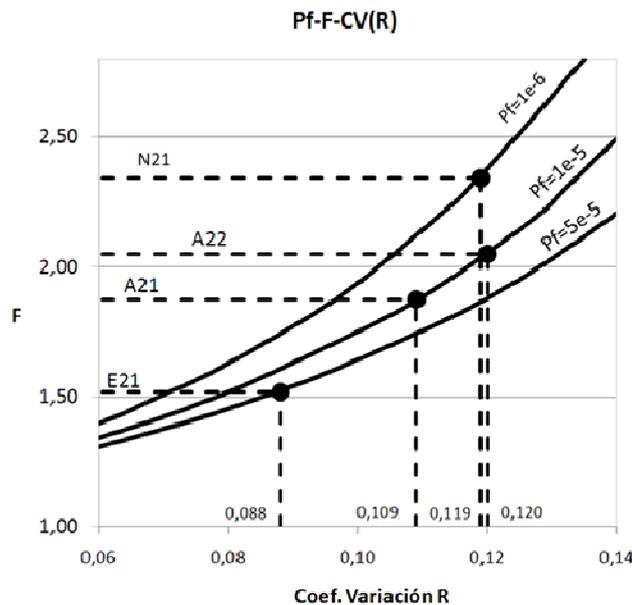


Figura 3.22- Ejemplo de obtención de la variabilidad estándar de la resistencia  $R$  a partir de los coeficientes de seguridad

El paso quinto es crucial en el desarrollo del procedimiento y consiste en realizar un juicio crítico sobre la cantidad y calidad de la información disponible para la comprobación de la seguridad, focalizada sobre todo en la relativa a los mecanismos resistentes a deslizamiento: la cohesión y el ángulo de rozamiento. Con el juicio crítico se pretende valorar la incertidumbre de esta información y encasillarla en una de las tres categorías siguientes: Alta, media o estándar y baja.

El paso sexto no merece mayor aclaración pues se trata de elegir los valores de cálculo de los parámetros resistentes en función del conocimiento y prudencia del técnico que lleve a cabo la comprobación, si bien, el resultado final dependerá de ésta elección.

El paso séptimo conlleva la evaluación del incremento o reducción del coeficiente de variación de los parámetros. Para ello debe utilizarse el resultado del juicio crítico de la incertidumbre de la información junto con el valor de los parámetros resistentes adoptados y su encuadre en el rango razonable en función de la litología de la cimentación, lo cual se materializa en un conjunto de tablas información-parámetros que se han detallado en el epígrafe 3.4.1

En el paso octavo se procede a reevaluar el coeficiente de seguridad a partir del nuevo coeficiente de variación de la resistencia a partir de la relación  $P_f$ - $F$ - $CV$ , se deducen los nuevos coeficientes para cada escenario de sollicitación. Un aumento del coeficiente de variación de los parámetros implica también un aumento del coeficiente de seguridad exigible según se muestra en la figura adjunta.

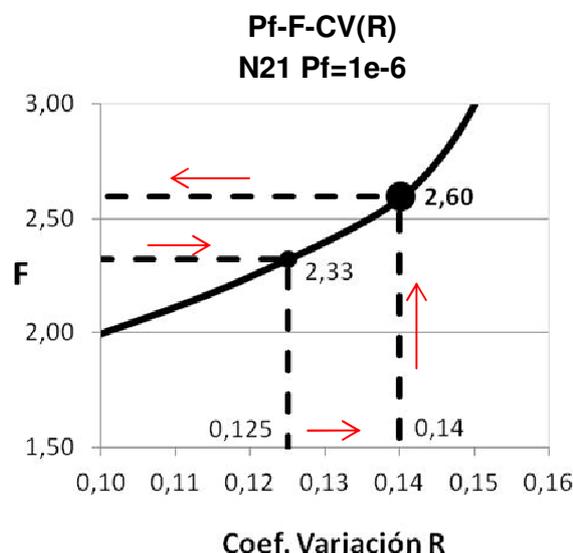


Figura 3.23- Ejemplo de obtención del nuevo coeficiente de seguridad a partir de la relación  $P_f$ - $F$ - $CV$ .

Con el paso noveno se obtiene el coeficiente de seguridad al deslizamiento de cálculo en cada una de las situaciones N21, A21, A22 y E21 y para ello puede utilizarse el modelo simple de estabilidad propuesto si no se conoce previamente.

Finalmente, comparando los coeficientes de seguridad resultantes del procedimiento para todas las situaciones analizadas con los obtenidos a partir del modelo simple se concluye la evaluación de la seguridad (paso décimo y último).



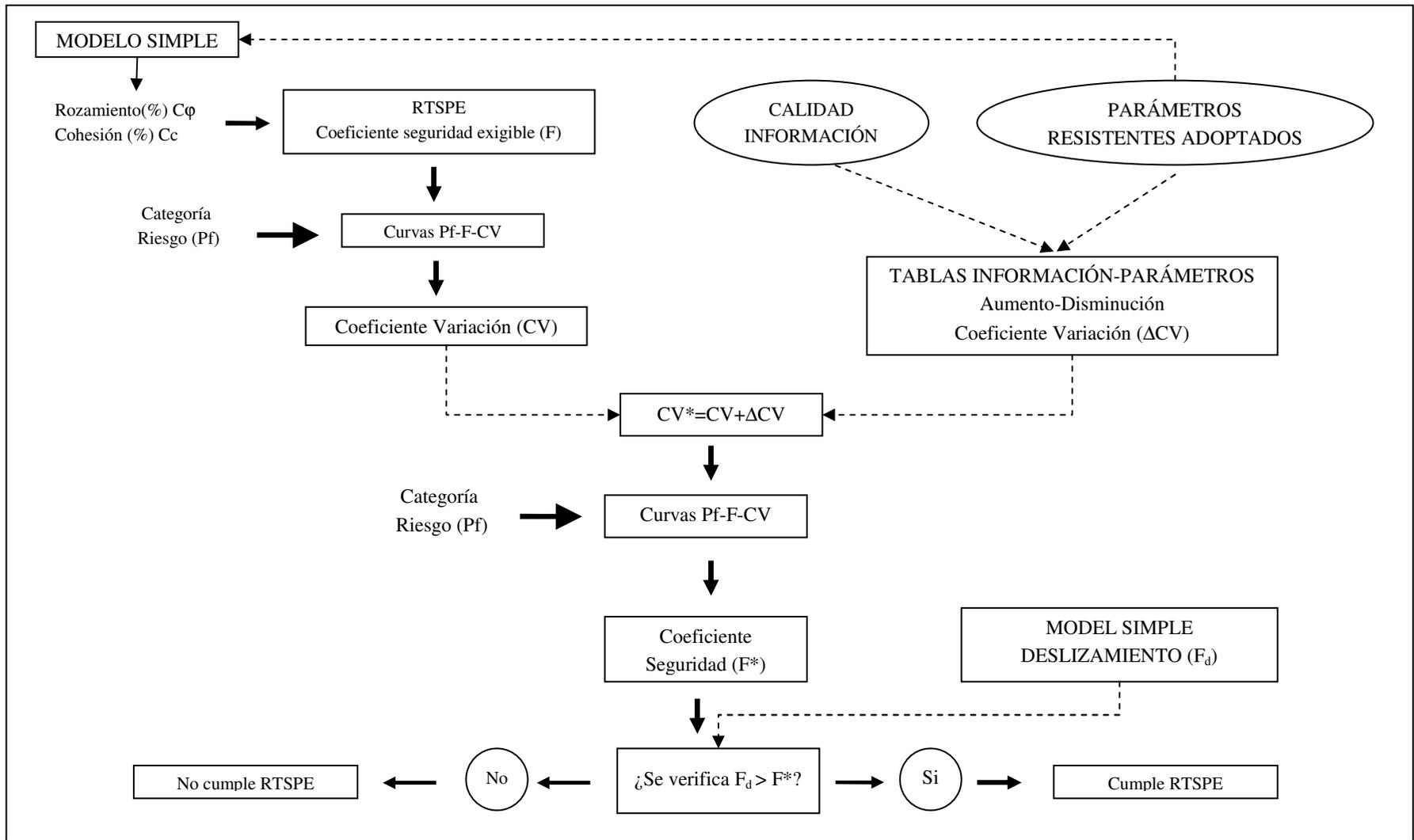


Figura 3.24- Diagrama del procedimiento propuesto



### 3.7 Listado de hipótesis

Para el desarrollo de la metodología se han hecho las siguientes asunciones o hipótesis:

- a) Las curvas Pf-F-CV empleadas se han obtenido asumiendo que:
  - La resistencia es una variable aleatoria caracterizada por una función normal de media R y coeficiente de variación CV.
  - La sollicitación es un valor determinado S perfectamente conocido.
  - El coeficiente de seguridad es la relación entre el valor medio de R y S.
- b) Los niveles de seguridad exigidos por la normativa vigente a través de los métodos determinísticos deben ser parejos o iguales a los que se obtendrían por la aplicación de los métodos probabilísticos.
- c) La praxis del apartado anterior se concreta en plantear la equivalencia entre el coeficiente de seguridad global contra el deslizamiento establecido en la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 2 (CNEGP 2002) y unas probabilidades de fallo condicionadas para riesgo hidrológico en los escenarios normal, accidental y extremo ( $10^{-6}$ ,  $10^{-5}$ ,  $5 \cdot 10^{-5}$  respectivamente). Estas probabilidades afectadas por la probabilidad de ocurrencia de las avenidas cumplen criterio de tolerabilidad de riesgo para presas en servicio (ANCOLD 2003) para un determinado número de víctimas. El número promediado de víctimas para riesgo hidrológico se sitúa en el entorno de 50. Se reserva cierto margen de seguridad. El motivo de esta elección es discrecional sin más justificación de ser uno de los criterios que se sitúan en el rango medio de los consultados. Para tener en cuenta el resto de situaciones de riesgo no considerados se aplica el criterio anterior con una reserva de probabilidad.
- d) Se asume que el coeficiente de variación de la información de partida es el que resulta de la relación entre probabilidad de fallo – coeficiente de seguridad – coeficiente de variación, para la probabilidad de fallo condicionada al escenario hidrológico normal, accidental o extremo y para el coeficiente de seguridad establecido por la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 2 (CNEGP 2002). Este coeficiente será el que se modifique a partir del juicio crítico de la información disponible.

- e) Para la revaluación de los coeficientes de seguridad exigibles el incremento o decremento máximo del coeficiente de variación de la resistencia es  $\pm 0,05$ , resultante de la interpretación conjunta del juicio crítico de información disponible y la adopción de los parámetros resistentes de cálculo.
  
- f) Para la evaluación del incremento del coeficiente de variación de la resistencia se adopta la media aritmética de los coeficientes de variación del ángulo de rozamiento y la cohesión.

## 3.8 La aplicación de la metodología propuesta

### 3.8.1 Portfolio de presas

Para la aplicación del procedimiento propuesto se ha elegido a un grupo de presas que cumplan dos criterios:

- a) Misma tipología (presa de hormigón y mecanismo resistente por gravedad).
- b) Llevar largos periodos de tiempo en explotación, ya que el promedio del inicio de la explotación del porfolio se remonta a principios de los años 60 del siglo XX.

Las presas del conjunto elegido son de titularidad estatal y están gestionadas por la Confederación Hidrográfica del Júcar, que es un organismo autónomo dependiente del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. La edad promedio del grupo es superior a cincuenta años, todas construidas con hormigón y de tipología gravedad y se encuentran en la actualidad en explotación.

Tratándose de presas de titularidad estatal, los usos de los embalses están parcialmente supeditados al interés general, y se aprovechan para el abastecimiento a población, riego o producción hidroeléctrica, y en todos los casos, en mayor o menor grado para la laminación de avenidas.

Puede decirse del portfolio que el uso principal es la regulación de caudales fluviales con destino al abastecimiento de población y riegos, mientras que la laminación de avenidas de avenidas se situaría en una segunda posición, si bien, la producción hidroeléctrica representa para alguna de ellas un uso destacado materializándose mediante una central de pie de presa (P15, P16, P07, P08).

La Confederación Hidrográfica del Júcar gestiona otras presas no incluidas en el grupo elegido pero éstas, o bien no se encuentran en explotación y por tanto no se ha llevado a cabo el informe de revisión preceptivo, o son de distinta tipología, normalmente de materiales sueltos o arco-gravedad.

Se relacionan a continuación las presas a las que se les ha aplicado el procedimiento propuesto, junto con el año en que finalizó su construcción y el río en que se encuentran.

*Sujeto a autorización*

*Tabla 3-15. Grupo de presas a las que se les ha aplicado la metodología propuesta*

**3.8.2 Informes de primera revisión y análisis general de la seguridad**

La información para la aplicación de la metodología se ha extraído principalmente de los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad, realizados entre los años 2003 y 2004, en aplicación del artículo 33.4 del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. Esta norma establece una periodicidad de cinco años para las revisiones de seguridad cuando la clasificación de la presa frente al riesgo potencial sea de categoría A o B. Todas las presas del grupo elegido cumplen esta condición ya que son todas de categoría A con excepción de la presa P12 que ha sido clasificada como C.

Los informes, como no puede ser de otra manera, repasan todos y cada uno de los aspectos relativos a la seguridad de la presa como la seguridad estructural, seguridad hidrológica, caracterización geológica y geotécnica, equipos electromecánicos e hidrodinámicos, accesos, comunicaciones, entre otros. Un completo repaso de su estructura particularizada para las presas del portfolio se proporciona en el epígrafe 4.3.

Estos informes hacen uso de la información relevante del archivo técnico de las presas; de hecho, uno de los aspectos a analizar es su grado de compleción, organización y existencia de los documentos requeridos para el cumplimiento del Reglamento Técnico de Seguridad.

Hay que destacar también que se trata de los primeros informes redactados desde la entrada en vigor de la normativa que los hace especialmente relevantes para las presas antiguas del grupo seleccionado, anteriores casi todas a los años 70 del siglo XX. Nótese que las comprobaciones de estabilidad y resistencia sólo tienen como precedente, en la mayoría de los casos, la del proyecto original ya que en general no se ha llevado a cabo ninguna otra comprobación desde entonces.

Por otro lado hay que puntualizar que los informes de primera revisión han sido encargados a consultores privados o expertos de reconocida solvencia técnica en el campo presístico, circunstancia que debe tener su origen en la precariedad de medios propios de la Administración Pública que se encuentran dedicados a las labores cotidianas y menos especializadas de la explotación ordinaria de los embalses y a que el Reglamento Técnico obliga a que sea un equipo técnico distinto del que explota la presa el que realice el informe. Otro motivo adicional es la conveniencia de que el personal que lleve a cabo las verificaciones de seguridad tenga amplia y reconocida trayectoria y experiencia profesional en el campo de las presas.

Estos condicionantes motivaron la encomienda por la Confederación Hidrográfica de varios de los informes a un mismo equipo de técnicos (o consultor) ya que la adjudicación de un contrato de asistencia técnica para este fin aglutinaba varias presas.

Por este motivo existen subgrupos de informes con la misma estructura y estilo, ya que fueron elaborados por el mismo equipo redactor. De esta manera se pueden agrupar los informes según la consultora y experto que han participado en su redacción, tal y como se muestra en la *Tabla 3-16*.

Como puede apreciarse en la tabla referida, cada consultora encargada de la elaboración de informe contaba con la colaboración de un experto presista asesor que lleva a cabo un importante papel a la hora de la evaluación de la seguridad y que incluso suscribe las justificaciones de los cálculos realizados en algunos casos.

	Consultora/Experto	Nº	Sistema
Subgrupo 1	INYPESA Francisco Sánchez Caro	P01	Marina Baja
		P02	Marina Baja
		P03	Serpis
Subgrupo 2	UTE MS-INYPESA Francisco Sánchez Caro	P04	Júcar
		P05	Júcar
Subgrupo 3	OFITECO José Antonio Baztan Ignacio Escuder Bueno	P06	Turia
		P07	Turia
		P08	Turia
Subgrupo 4	INGIOPSA Jesús Granell Vicent	P09	Mijares
		P10	Mijares
Subgrupo 5	VIELCA Jesús Granell Vicent	P11	Palancia
		P12	Mijares
		P13	Cenia
		P14	Mijares
Subgrupo 6	UTE MS-INYPESA Jesús Granell Vicent	P15	Júcar
		P16	Júcar

Tabla 3-16. Consultoras/expertos que han redactado los informes de primera revisión del grupo de presas analizado

Cabe preguntarse por qué no se ha empleado la información de las segundas revisiones de seguridad del grupo de estudio para la aplicación de la metodología, ya que, según la periodicidad establecida por el Reglamento Técnico si las primeras revisiones datan del año 2004 ya deberían haberse realizado. El motivo para el que suscribe es que están siendo demoradas hasta que la nueva normativa de seguridad, que está a punto de ver la luz cuando sean aprobadas las normas técnicas, establezca el nuevo marco de estas revisiones (ver epígrafe 2.2), lo que es extensible a buena parte de las presas de titularidad estatal de nuestro país por el sincronismo del funcionamiento de la Administración Pública española.

### 3.9 Análisis de sensibilidad

La significativa componente subjetiva de la metodología da pie a que los resultados obtenidos por su aplicación sean objeto de comprobación de su sensibilidad frente a cambios de las variables intervinientes.

La componente subjetiva deriva de un conjunto de hipótesis adoptadas para la concepción del procedimiento (apartado 3.7), y de entre estas, se considera que aquellas donde la valoración y apreciación subjetiva del ingeniero, fruto de su experiencia, podría dar lugar a un rango de variación más amplio, son la relativa al número promedio de víctimas  $N$  y a la variación máxima, en más y en menos, del coeficiente de variación de la resistencia. Los valores adoptados en el procedimiento para estos factores han sido respectivamente los siguientes:

- Cincuenta ( $N \approx 50$ ) víctimas promedio, número con el que establecer las probabilidades de fallo condicionadas a la ocurrencia del evento hidrológico desencadenante, y que se concretan en  $10^{-6}$ ,  $5 \cdot 10^{-5}$  y  $10^{-5}$  para las situaciones normales, accidentales y extremas respectivamente. Aumentar o disminuir este valor implicará aumentar o disminuir estas probabilidades para poder verificar el criterio de tolerancia de riesgo adoptado. Aumentar el número de víctimas promedio implicará disminuir estas probabilidades por lo que se requerirá un mayor factor de seguridad cuando aumente el coeficiente de variación de la resistencia en virtud de la forma de las curvas Pf-F-CV. De forma análoga disminuir el número de víctimas y por el mismo razonamiento implica reducir el requerimiento del coeficiente de seguridad en las mismas circunstancias.
- Cinco centésimas ( $\pm 0,05$ ) como límite máximo superior e inferior de la variación del coeficiente de la resistencia. Resulta claro que un aumento o disminución de este límite redundará en mayor o menor exigencia del coeficiente de seguridad.

Con objeto de conocer, en la medida de lo posible, la influencia en los resultados se va a realizar un análisis de sensibilidad respecto de las anteriores variables con la intención de comprobar la robustez del procedimiento y probar que se ha procedido de manera racional en el manejo de la inevitable componente subjetiva que implica su aplicación.

De esta forma dicho análisis va a estar acotado superior e inferiormente por la relación de dos (2), de manera que los extremos de análisis son:

- Número víctimas promedio  $N$ :

25 (50/2)

100 (50x2)

- Coef. Variación

$$\pm 0,025 \quad (0,05/2)$$

$$\pm 0,100 \quad (0,05 \times 2)$$

Para la aplicación se tomará los casos de mayor incremento y mayor reducción del coeficiente de seguridad resultante del portfolio, es decir, casos P01 y P03 respectivamente:

- Presa P01: Mayor incremento de coeficiente:

N21	A21	A22	E21
41%	27%	29%	18%

- Presa P03: Mayor reducción de coeficiente:

N21	A21	A22	E21
-21%	-17%	-17%	0%

### 3.9.1 Número de víctimas N

En el caso de aumentar hasta  $N=2 \times 50=100$  el número promedio de víctimas por riesgo hidrológico y fallo por deslizamiento se adoptan las mismas probabilidades de rotura condicionada que para  $N=50$  afectadas por 0,50, es decir se reducen a la mitad, y se eligen también los mismos números de víctimas para las situaciones N21, A21, A22 y E21 afectadas por 2, es decir se duplican, por tanto el cuadro de probabilidades-víctimas queda como sigue:

Probabilidad excedencia anual Pe	Probabilidad rotura condicionada deslizamiento Pfe	Víctimas N
0,9	5,00E-07	20
0,099	5,00E-06	150
0,0008	2,50E-05	300
0,0002	2,50E-05	1000

Tabla 3-17. Curva f-N, N=100

Resultado el número promedio de víctimas

$$N = \frac{\sum P_e(i) \cdot P_{fe}(i) \cdot N(i)}{\sum P_e(i) \cdot P_{fe}(i)} = \frac{9,43E - 05}{9,70E - 07} = 97,2$$

Y la representación de la curva F-N se muestra a continuación.

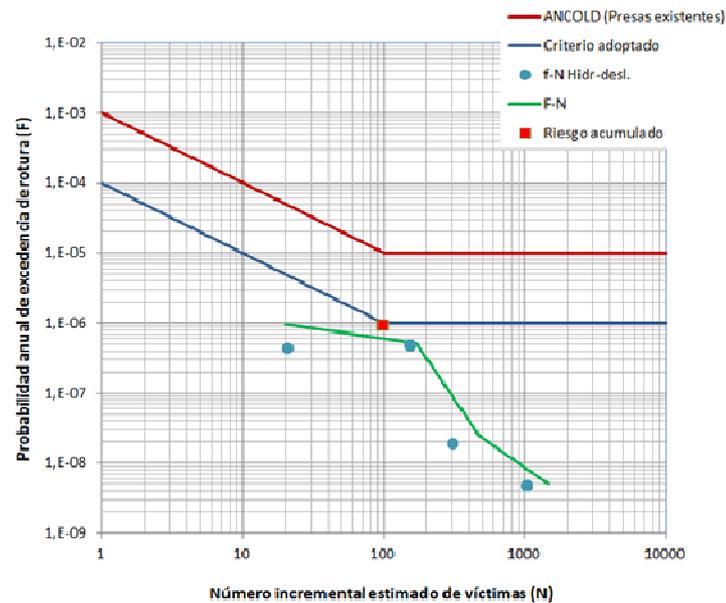


Figura 3.25- Representación de probabilidad anual de rotura. Curva F-N, N=100

Procediendo de la misma manera llegaríamos a que para al disminuir el número de víctimas promedio hasta  $N=50/2=25$  pueden seleccionarse como probabilidades de rotura condicionada válidas para cumplir el criterio ANCOLD reducido en un orden de magnitud las correspondientes a  $N=50$  afectadas por 2, es decir  $2 \cdot 10^{-6}$ ,  $2 \cdot 10^{-5}$  y  $1 \cdot 10^{-4}$  para las situaciones normales, accidentales y extremas respectivamente.

Habiendo procedido de esta manera nótese que la probabilidad total de fallo por deslizamiento disminuye en función del número de víctimas promedio conforme la tabla siguiente:

N	Pt
25	$4 \cdot 10^{-6}$
50	$2 \cdot 10^{-6}$
100	$1 \cdot 10^{-6}$

Tabla 3-18. Probabilidades totales de rotura en función del número de víctimas promedio

Los resultados obtenidos por incremento y reducción del número promedio de víctimas N muestran poca elasticidad o sensibilidad en los coeficientes de seguridad requeridos y la razón estriba en que la pendiente de las curvas Pf-F-CV es muy similar para las probabilidades

elegidas teniendo en cuenta el rango donde se mueve el coeficiente de variación y que todas las curvas convergen en el punto (0,1). Así por ejemplo para el escenario normal N21 y el caso P01 (máxima incertidumbre y parámetros resistentes altos) el coeficiente de seguridad de referencia es 2.34 el procedimiento arroja como resultados para los coeficientes de variación de la resistencia 0.147, 0.145 y 0.141 y para los coeficientes de seguridad requeridos 3.22, 3.30 y 3.34 para N=25, 50 y 100 respectivamente. En el caso de P03 (mínima incertidumbre y parámetros bajos) se obtienen todavía menor variación de los resultados, lo que es acorde a lo ya esgrimido si se tiene en cuenta además que al reducir el coeficiente de variación la zona de maniobra de las curvas Pf-F-CV es de menor pendiente. De este modo para un coeficiente de seguridad de referencia de 1.50 el procedimiento arroja coeficientes de variación de 0.031, 0.030 y 0.029 y coeficientes de seguridad requeridos de 1.17, 1.18 y 1.18 para N=25, 50 y 100 respectivamente.

La siguiente tabla muestra las variaciones porcentuales de los resultados para todos los escenarios considerados respecto de la solución adoptada (N=50).

<b>P01</b> (incertidumbre máx, parámetros altos)			
Escenar.	N=100	N=50	N=25
N21	101,2%	100,0%	97,6%
A21	101,7%	100,0%	99,2%
A22	100,4%	100,0%	99,2%
E21	101,1%	100,0%	98,3%

<b>P03</b> (incertidumbre mínima, parámetros bajos)			
Escenar.	N=100	N=50	N=25
N21	100,0%	100,0%	99,2%
A21	100,0% (*)	100,0% (*)	100,0% (*)
A22	100,0% (*)	100,0% (*)	100,0% (*)
E21	100,0% (*)	100,0% (*)	100,0% (*)

(\*) Valor mínimo, CV=0 y F=1

Tabla 3-19. Relación entre resultados en función del número de víctimas promedio

Para el caso P03 con mínima incertidumbre y parámetros resistentes bajos el procedimiento propone la reducción de los coeficientes de seguridad y puede ocurrir que el coeficiente de variación final que se obtiene como suma del de referencia menos el incremento fuera negativo. Lógicamente ello no tiene sentido físico pues este coeficiente debe ser positivo o nulo y por ello en tales situaciones se adopta CV=0 y F=1 que es el punto donde se produce la convergencia de todas las curvas de probabilidad. En la anterior tabla se han destacado con asterisco los resultados en que ocurre lo anterior con valor del coeficiente de seguridad mínimo (CV=0, F=1) y que, por tanto, no pueden disminuir más.

### 3.9.2 Coeficiente de variación de la resistencia $CV_R$

Para los supuestos de aumentar y reducir el incremento de la variación de la resistencia  $\Delta CV=2x(\pm 0,050)=\pm 0,100$  y  $\Delta CV=0,50x(\pm 0,050)=\pm 0,025$  manteniendo el número de víctimas promedio en  $N=50$  y por tanto las probabilidades de rotura condicionada  $1 \cdot 10^{-6}$ ,  $1 \cdot 10^{-5}$  y  $5 \cdot 10^{-5}$  para las situaciones normales, accidentales y extremas respectivamente, el análisis de sensibilidad es inmediato ya que queda definido completamente el algoritmo del procedimiento. De esta manera los resultados que se obtienen para las presas P01 y P03 se presentan en la siguiente tabla que muestra las variaciones porcentuales de los resultados para todos los escenarios considerados respecto de la solución adoptada ( $\Delta CV_{\max}=\pm 0,050$ ):

**P01** (incertidumbre máx, parámetros altos)

Escenar.	$\Delta CV=0,025$	$\Delta CV=0,05$	$\Delta CV=0,10$
N21	82,4%	100,0%	184,8%
A21	87,8%	100,0%	132,4%
A22	87,5%	100,0%	139,6%
E21	92,2%	100,0%	122,9%

**P03** (incertidumbre mínima, parámetros bajos)

Escenar.	$\Delta CV=0,025$	$\Delta CV=0,05$	$\Delta CV=0,10$
N21	111,0%	100,0%	84,7% (*)
A21	110,0%	100,0% (*)	100,0% (*)
A22	110,0%	100,0% (*)	100,0% (*)
E21	100,0% (*)	100,0% (*)	100,0% (*)

(\*) Valor mínimo,  $CV=0$  y  $F=1$

Tabla 3-20. Relación entre resultados en función del incremento máximo de coeficiente de variación  $CV$

En la anterior tabla, tal y como se hizo anteriormente, se han destacado con asterisco los resultados con valor del coeficiente de seguridad mínimo ( $CV=0$ ,  $F=1$ ) y que, por tanto, no pueden disminuir más.

A la vista de lo anterior se desprende que el incremento máximo del coeficiente de variación tiene gran repercusión en los resultados y que, consecuentemente, el procedimiento es muy sensible a este parámetro.

Además los efectos de la variación de éste son distintos para el caso de que el resultado de la valoración y selección de parámetros sea favorable o desfavorable, es decir, el incremento sea positivo o negativo. Ello se muestra en el gráfico de la figura siguiente en la que se aprecia que si se duplica la variación máxima ( $\Delta CV_{\max}=0,10$ ) se tienen incrementos de hasta el 80% de los

resultados para escenarios normales y bastante menores, del orden del 30%, para los accidentales y extremas respecto del valor adoptado ( $\Delta CV_{\max}=0,05$ ). Para incrementos máximos menores del adoptado ( $\Delta CV_{\max}=0,025$ ) las reducciones de los resultados son del orden del 20% para todos los escenarios, tanto normales como accidentales.

Sin embargo cuando el juicio crítico es favorable y el incremento del coeficiente de variación CV es negativo para incremento máximo de  $\Delta CV_{\max}=0,010$  las reducciones del coeficiente de seguridad para situaciones normales son moderadas (del orden del 20%) respecto del adoptado y para situaciones accidentales no experimenta ninguna variación. Lo mismo ocurre cuando el incremento máximo se reduce ( $\Delta CV_{\max}=0,025$ ) el coeficiente de seguridad requerido aumenta menos del 20% para situaciones normales y se mantiene para las accidentales.

Todo lo anterior se muestra en la siguiente figura que recoge los resultados anteriores en dos gráficas, la de la izquierda (P01) para el caso de incrementos del coeficiente de variación positivos, es decir, juicio crítico de la información desfavorable y por lo tanto resultado con mayor exigencia del coeficiente de seguridad recomendado por la normativa, y la de la derecha (P03) con juicio crítico favorable e incrementos del coeficiente de variación negativos. Se ha remarcado en círculo la solución adoptada, es decir  $\Delta CV_{\max}=0,050$ , respecto de la que se ofrecen los resultados.

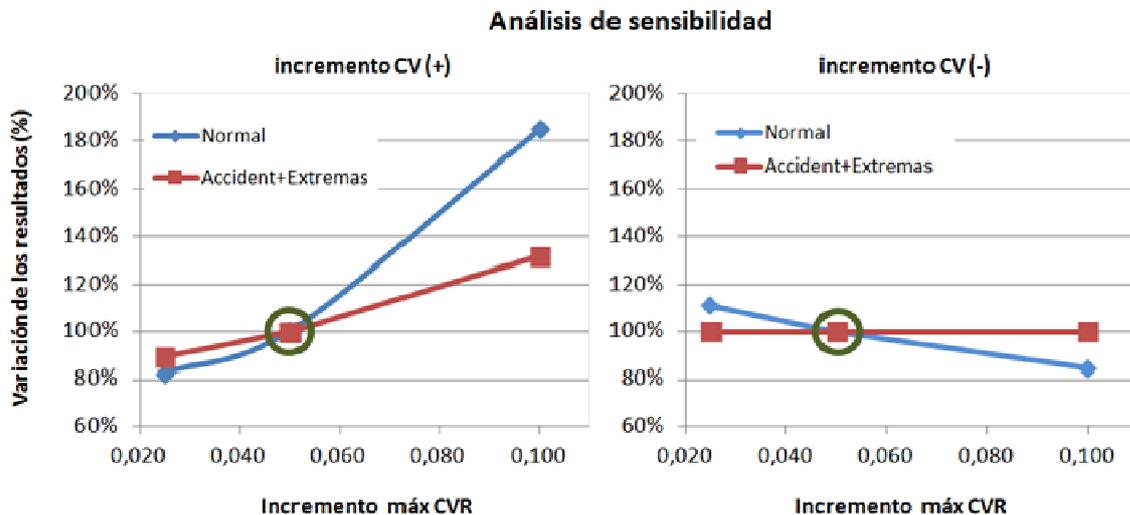


Figura 3.26- Resultados porcentuales del análisis de sensibilidad para CV

### 3.9.3 Resumen

Como conclusiones del análisis llevado a cabo puede apuntarse lo siguiente:

- El número de víctimas N tiene poca incidencia en los resultados siempre que su número se encuentre en el orden de 25-50 o superior.

- El incremento máximo del coeficiente de variación CV tiene una influencia significativa en los resultados, si bien, de forma asimétrica. Cuando el juicio crítico es desfavorable al duplicar el incremento máximo (0,10) se obtiene que el requerimiento del coeficiente de seguridad llega a ser hasta de un 80% superior respecto de la solución adoptada (0,05) en situaciones normales y algo menor, un 30%, en accidentales y extremas, mientras que su reducción a la mitad (0,025) solo disminuye el requerimiento en un 20%. Cuando el juicio crítico es favorable duplicar el incremento (0,10) solo lleva a reducciones del 20 % y su reducción a la mitad (0,025) a aumentos del 10% en situaciones normales y prácticamente no se alteran en situaciones accidentales o extremas.



## **Capítulo 4 – Análisis de los informes de primera revisión**

### **4.1 Introducción**

Para la aplicación del modelo propuesto se ha hecho previamente un análisis minucioso de los informes de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad (ver epígrafe 3.8.2) correspondientes a un grupo de dieciséis presas cuyo titular es la Confederación Hidrográfica del Júcar, que es un organismo autónomo dependiente del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (a excepción de dos de ellas que gestiona directamente si bien la propiedad es de los usuarios), siendo uno de sus principales cometidos la gestión de recursos hídricos superficiales de carácter público mediante infraestructuras hidráulicas. Todas las presas analizadas son de hormigón, de tipo gravedad y se encuentran en la actualidad en explotación. Se trata por tanto de infraestructuras estatales, que realizan una función de servicio público de interés general, utilizadas para el abastecimiento a población, riego o producción hidroeléctrica, y en todos los casos en mayor o menor grado para la laminación de avenidas. Un cuadro-resumen con las características básicas del portfolio se ha incluido como anexo de este documento.

La Confederación Hidrográfica del Júcar gestiona un número superior de presas al grupo estudiado pero éstas, o bien no se encuentran en explotación y por tanto no se ha llevado a cabo el informe de revisión preceptivo, o son de distinta tipología, normalmente de materiales sueltos o de hormigón de tipo arco-gravedad.

Hay que destacar que se trata de los primeros informes redactados desde la entrada en vigor de la normativa, es decir el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas que entró en vigor en 1996, y que establece para éstos una periodicidad de 5 años. Esta circunstancia los hace especialmente relevantes para las presas antiguas del grupo seleccionado, anteriores en casi todos los casos a los años 70 del siglo XX, dado que las comprobaciones de estabilidad y resistencia sólo tienen la referencia existente en el proyecto original, normalmente insuficiente para el estado del arte actual, y deben de solventar la forma de obtención de la información que ha de servir para realizar la comprobación estructural y el análisis tensodeformacional.

### **4.2 Categoría según el riesgo**

El grupo de dieciséis presas tiene por denominador común que han sido clasificadas de categoría A según la Directriz Básica de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones (MJI 1995), es decir que su rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes. A continuación se muestra una tabla con el año de construcción, las características básicas geométricas de las presas y la fecha de la declaración de la clasificación mencionada.

*Sujeto a autorización*

*Tabla 4-1. Portfolio de presas analizadas. Clasificación según el riesgo.*

A partir de los documentos de los planes de emergencia que se encuentran en los archivos técnicos de las presas puede conocerse los hidrogramas de avenida según las hipótesis H1, H2 y H3, lo que proporciona una idea de la severidad del daño que puede originarse tras un modo de fallo. Estos escenarios de rotura corresponden con las siguientes situaciones que vienen recogidas en una de las guías técnicas de desarrollo del RTSPE (MOPU 1996):

H1: Escenario de rotura sin avenida

H2: Escenario de rotura en situación de avenida extrema

A1: Escenario de rotura de las compuertas del aliviadero

La siguiente tabla muestra algunos ejemplos de los caudales de rotura de algunas presas del portfolio para dar idea de la magnitud de tal evento.

Presa #	Vol Emb. Normal (Hm3)	Caudal Punta tras rotura (m3/s)		
		A1	H1	H2
P 01	15,83	50	32.989	38.710
P 02	12,99	75	46.845	52.384
P 03	27,00	75	18.085	21.125
P 04	37,00	850	55.000	62.000
P 05	69,19	607	71.900	87.300
P 15	852,4	400	86.000	100.000
P 16	1.118,0	-	48.000	50.500

Tabla 4-2. Orden de magnitud de caudales en rotura de algunas presas del portfolio.

### 4.3 Estructura de los informes

En este apartado se detallan los factores más importantes que son abordados por los informes de Primera Revisión y el Análisis General de la Seguridad particularizados para las presas del portfolio, redactados entre los años 2003 y 2004, de obligada realización en aplicación del artículo 33.4 del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses que establece una periodicidad de cinco años para las revisiones de seguridad cuando la clasificación de la presa frente al riesgo potencial sea de categoría A o B.

Los informes hacen uso de la información relevante del archivo técnico de la presas, de hecho, una de los aspectos a analizar es su grado de compleción y organización, existencia de los documentos requeridos para el cumplimiento del Reglamento Técnico de Seguridad.

La estructura básica de la presentación de los informes sigue los siguientes puntos:

- **Ficha técnica de la presa y embalse**

Se resumen en este apartado los datos más significativos de la infraestructura, organizados según su contenido, como por ejemplo puedan ser datos administrativos, datos del embalse, datos hidrológicos, datos de la presa incluyendo características de los órganos de desagüe, tomas de agua, galerías, suministro de energía, datos de las instalaciones anexas, etc.

- **Archivo técnico de la presa**

Se proporciona en los informes el contenido y la forma de organización o estructura del mismo con indicación de si verifica lo establecido por el artículo 5.5 del Reglamento Técnico y que como mínimo debe incluir:

- La clasificación razonada de la categoría de la presa, según el riesgo.
- Los proyectos que han servido de base para la ejecución de la presa, incluyendo los estudios hidrológicos y de avenidas, así como los informes geológicos que se utilizaron para su elaboración.
- Los resultados de los ensayos y análisis realizados para comprobar la calidad de las obras.
- La información geológica adicional obtenida durante la ejecución de las obras.
- Las reformas introducidas en el proyecto durante la construcción de la presa.
- Los tratamientos realizados para la impermeabilización y drenaje del terreno y la presa.
- Las actas de los procesos de prueba y puesta en carga de la presa.
- La evolución de los niveles de embalse, de los caudales entrantes y salientes al mismo, y de los datos climatológicos.
- La evolución de los caudales de las filtraciones a través del terreno y de la presa y de las presiones registradas.
- El plan de auscultación de la presa en sus diferentes fases así como los resultados de la auscultación y su interpretación con especial referencia al primer llenado del embalse.
- Las actas de las inspecciones realizadas, en las que se incluirán las anomalías observadas.
- La descripción de los trabajos realizados para la conservación o la seguridad de la presa.

Además también se verifica que deben formar parte del Archivo Técnico los siguientes documentos:

- Normas de Explotación (art 5.7 y 30.4)
- Informe anual de las inspecciones y la auscultación (art. 33.2)

- Documentos generados en fase de explotación y en especial los que se refieren a las revisiones generales, tanto ordinarias como extraordinarias, auscultación, reconocimiento y operaciones de mantenimiento (art. 33.6)
- Memoria de la construcción y memoria de la puesta en carga (art 30.1)

Finalmente los informes llevan a cabo un análisis del grado de cumplimiento de los requisitos establecidos en el Reglamento referido al contenido, calificándolo según una de las siguientes opciones:

- a) La documentación contenida en el Archivo Técnico cumple con lo requerido en el Reglamento y con las necesidades impuestas por la seguridad de la obra.
- b) La documentación contenida en el Archivo Técnico es incompleta frente a lo requerido en el Reglamento, aunque pudiera ser suficiente para cumplir con las necesidades impuestas por la seguridad de la obra. Se proponen actuaciones para subsanar las deficiencias notadas.
- c) La documentación contenida en el Archivo Técnico es incompleta frente a lo requerido en el Reglamento y se considera que las deficiencias pueden encubrir carencias en la seguridad de la obra, o no permiten una calificación definitiva de las condiciones reales de seguridad. Se proponen actuaciones para mejorar la calificación y se valora su necesidad y repercusión en la seguridad de la explotación.

Para ello se realiza una recopilación de la información contenida en el propio Archivo así como la existente en otras fuentes como son el Archivo general de la Administración General del Estado (ubicado en Alcalá de Henares), el Ministerio de Medio Ambiente (actual Ministerio de Agricultura y Medio Ambiente) y Ministerio de Fomento. Seguidamente se constata que la clasificación y ordenación corresponde con la enumeración de asuntos efectuada en el artículo 5.5 del Reglamento y se encuentra organizada en archivadores identificados mediante una letra y un número, que indica el número de orden cronológico dentro del apartado correspondiente. Además, cuando procede, se indica el número que posee dentro del Archivo General de Confederación.

En ocasiones también se aprovecha esta revisión para realizar una actualización y mejora del Archivo mediante inclusión la documentación recopilada que se encontraba en ese momento pendiente de clasificación.

- ***Seguridad hidrológica e hidráulica***

Se trata de verificar el grado de cumplimiento de las instalaciones de presa y embalse de la legislación actualmente vigente. Es conveniente destacar que todas las presas del portfolio a

excepción de una están clasificadas como de categoría A en función del riesgo potencial que pueda derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, por lo que, según lo establecido en las recomendaciones de la Guía Técnica nº4 de Seguridad de Presas (*Avenida de Proyecto*), se recomienda que los periodos de retorno de las avenidas a considerar sean de 1.000 años como avenida de proyecto y de 5.000 años como avenida extrema.

Se incluye en este apartado una revisión de todos los estudios pluviométricos e hidrométricos realizados durante la vida de la presa, en particular los del proyecto inicial y los realizados para la redacción de las normas de explotación.

Se analizan también las características de los órganos de desagüe (normalmente desagüe de fondo y aliviadero) y tomas de agua y su correspondiente capacidad hidráulica en función del nivel de las aguas en el embalse y las aperturas de los elementos de regulación (compuertas y válvulas). El análisis de las tomas es en cierto modo innecesario, dado que teóricamente no debieran tenerse en cuenta a la hora de valorar la seguridad hidráulica de la presa en situación de avenidas si bien pueden aportar un margen adicional. Posteriormente se analiza la capacidad de laminación de la presa con los criterios de explotación establecidos para estas situaciones, considerando las afecciones aguas abajo por los caudales desaguados. Finalmente se verifican, en su caso, los resguardos que establece el Reglamento según los niveles alcanzados en los distintos escenarios considerados (situación normal, avenida de proyecto, avenida extrema, sismo de proyecto y sismo extremo).

- ***Caracterización geológica, geotécnica y sísmica***

El objeto de este apartado es realizar una caracterización geológica del vaso y la cerrada del embalse a partir del análisis de la documentación existente y las prospecciones realizadas que aporten información de la litología, composición de los materiales, la geomorfología y la tectónica de la zona, con las que llegar a conclusiones sobre la estabilidad y estanqueidad del vaso y de la cerrada.

Además se realiza también una caracterización sismo-tectónica por aplicación de la norma sismorresistente NCSE-02, aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre (MF 2002), con la que se clasifica la construcción (presa) y la determinación de la aceleración sísmica básica y aceleración sísmica de cálculo.

En cuanto a la zona de la cerrada, disponer de una buena información que caracterice la cimentación resulta básico para interpretar su comportamiento resistente y deformacional. En este sentido, el reconocimiento geotécnico puede no ser necesario si se considera que las prospecciones realizadas para el proyecto y estudios posteriores han recabado la necesaria información y con la garantía suficiente. Si este no es el caso, será necesario la extracción de nuevos testigos del terreno y las prospecciones geológicas que se consideren necesarias

(eléctrica, sísmica, micro-gravimétrica, etc.). Además será también necesario realizar los ensayos que procedan, como por ejemplo el grado de fracturación o valor RQD, la resistencia, cohesión y módulo de deformación, además de realizar ensayos in situ de permeabilidad tipo Lugeon, Lefranc, que permitan definir las características hidráulicas y resistentes del cimientado. También puede ser necesario llevar a cabo nuevos reconocimientos aún cuando, siendo éstos suficientes para la fase de proyecto, se considere o se tengan dudas de que ha habido una modificación de las condiciones del cimientado (karstificación o erosión hidráulica por la explotación del embalse, alteración química del material de las diaclasas, etc.), si bien este tipo de cambios suele tener una evolución suficientemente lenta como para que no represente problemas de seguridad. En cualquier caso, el nuevo reconocimiento estaría encaminado a conocer las características actuales del soporte de la presa.

- ***Seguridad estructural***

Este apartado es el que reviste mayor importancia dentro de los abordados por los informes de seguridad para el objeto de la presente tesis. Los datos utilizados para su realización provienen del Archivo Técnico de la presa y de las inspecciones realizadas con motivo de la elaboración de los propios informes de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad.

#### *Comportamiento*

El primer bloque analizado en cuanto a la seguridad estructural es verificar el comportamiento de la presa, ya que constituye la base esencial para el pronunciamiento sobre la seguridad. Este comportamiento puede desglosarse en varios aspectos:

*Comportamiento térmico:* Las acciones térmicas constituyen una sollicitación de importancia en las presas de fábrica y muy especialmente durante la construcción debido al calor de hidratación del hormigón. A veces hay que recurrir a información de aquella época para explicar determinados comportamientos o anomalías. Para realizar este análisis es importante disponer de termómetros embebidos en el hormigón, lo que no siempre es posible por no haberse dispuesto durante la construcción debido a la antigüedad de las presas.

*Comportamiento de las juntas:* Por ser las juntas discontinuidades entre los bloques del cuerpo de presa son los planos donde se producen los mayores movimientos; por ello suelen manifestar muchas peculiaridades del comportamiento general de la estructura. Es importante para poder analizar su movimiento disponer bases para su medición según los tres planos coordenados.

*Comportamiento por deformaciones unitarias y tensiones:* El comportamiento real de una presa de fábrica suele ser mucho menos homogéneo de lo previsto en proyecto. Por ello conviene analizar el comportamiento desde el punto de vista de las deformaciones unitarias medidas. Para la medida de las deformaciones es necesario disponer de extensómetros embebidos en el hormigón, o de instrumentación alternativa que proporcione información relativa a las tensiones y deformaciones a las que se ve sometida bajo diferentes combinaciones de carga.

*Comportamiento por movimientos horizontales:* Las presas de fábrica se mueven por sollicitaciones externas, fundamentalmente térmicas y de carga hidrostática. De la evolución y magnitud de las cargas en el tiempo, puede estimarse el comportamiento previsto y lo más importante, comprobar que el mismo es acorde a una estructura segura, o en su caso con riesgo. Es por tanto necesario disponer de bases topográficas de colimación para medida de movimientos horizontales, así como péndulos y medidores de juntas para poder realizar este análisis.

*Comportamiento por movimientos verticales:* Las causas que producen movimientos verticales en las presas de fábrica son debidas a debilidades en la cimentación, deslizamientos de ladera y fenómenos expansivos o de retracción en el hormigón incluyendo cambios volumétricos por temperatura. Es por tanto necesario disponer de bases topográficas de nivelación para medida de movimientos verticales para poder realizar este análisis.

*Comportamiento por deterioro de la fábrica:* En las obras de hormigón pueden producirse fenómenos, muy lentos en general, como puedan ser los fenómenos expansivos o degenerativos con multitud de orígenes, los cuales podrían tener repercusiones en la seguridad. Es por eso que se debe hacer un reconocimiento del hormigón de la presa, ensayos de resistencia, análisis mineralógicos y de difracción por rayos X, entre otros.

*Comportamiento de la cimentación:* La cimentación o sustrato rocoso donde asienta la presa sirve de transmisor de las reacciones de la presa hacia el macizo rocoso bajo la misma. La mayor parte de las acciones aplicables a la presa, por no decir todas, tienen su repercusión en la cimentación, cuyo comportamiento deformacional e hidráulico debe analizarse.

*Comportamiento del embalse:* La estabilidad de las laderas del vaso frente a los deslizamientos requiere un análisis obligado, sobre todo debido a las oscilaciones del agua embalsada, la erosión generada por estos movimientos o provocada por agentes externos o la propia pendiente del talud de la ladera, son potenciales elementos desestabilizadores, que pueden favorecer el desarrollo de deslizamientos.

Además la inspección visual puede resultar un elemento de seguimiento fundamental de estado del cimiento. En algunas presas, las galerías de prospección que comienzan en el cuerpo de presa hasta empotrarse varias decenas de metros en los estribos o bajo el cimiento, así como las que se encuentran aguas abajo, proporcionan una información importante sobre su comportamiento.

La evolución de las filtraciones bajo la cimentación o por el contacto presa-terreno, así como la naturaleza química de las mismas, matizada por la influencia del nivel del embalse, produce una información clave sobre la seguridad de la estructura.

Otro aspecto importante es el conocimiento de las pérdidas por filtraciones en el embalse, es decir, el comportamiento de la estanqueidad del vaso en función del nivel del embalse. Además puede que dicha relación haya evolucionado en el transcurso de los años, y en este caso, se debe proceder a esclarecer las causas que lo han motivado.

#### *Cálculo estructural*

Dada la tipología de las presas de estudio, se realiza un cálculo bidimensional 2D en deformación plana de la sección considerada más desfavorable de la presa a efectos de solicitaciones y que normalmente coincide con aquella de mayor altura, si bien estrictamente debería realizarse para todos y cada uno de los bloques de la presa. A veces se considera que esta sección es la que pasa por el eje del vertedero. El dominio de estudio incluye el cuerpo de presa de hormigón y una zona de influencia del terreno que difiere de unos autores a otros, aunque un buen descriptor de su extensión es la que tiene una profundidad de vez y media la altura de la presa y, lateralmente, una vez y media esta profundidad por cada uno de los lados.

Como parámetros de los distintos materiales que forman el conjunto presa-cimiento se toman los disponibles en el Archivo Técnico, complementados en su caso con los que han sido obtenidos a partir de las prospecciones geotécnicas realizadas para el informe de primera revisión y análisis de la seguridad general. Con generalidad, tanto para el hormigón como para la roca de cimentación, se trata del módulo de deformación longitudinal y coeficiente de Poisson. En el caso de que se incluya en el análisis efectos térmicos se consideran también los oportunos coeficientes de dilatación térmica.

Para la evaluación de tensiones y deformaciones, se emplea normalmente un programa de elementos finitos o de diferencias finitas, normalmente basado en un cálculo elástico lineal, utilizando un modelo bidimensional de deformación plana puesto que la flexión y deformación en el sentido perpendicular a la sección son nulas, no así las tensiones. Se seleccionan normalmente elementos tipo lámina de 4 a 8 nodos o de triangulares de 3 o 6 nodos. En algunos

casos, dependiendo de las dimensiones relativas de la presa, no se considera relevante la inclusión de las galerías.

Como condiciones de contorno se impone la ausencia de movimientos en el contorno exterior del terreno considerado, lo que equivale a suponer la movilización del empuje pasivo. Una condición bastante aceptada es que la línea horizontal inferior definida por el borde inferior de los elementos que representan el terreno tiene impedidos sus desplazamientos verticales, mientras que las dos líneas que definen los bordes izquierdo y derecho del terreno tienen impedidos sus desplazamientos horizontales.

El modelo reproduce tensiones, deformaciones y desplazamientos. Se evalúan las tensiones y desplazamientos en aquellas zonas del conjunto presa-cimiento más solicitadas, en forma de valores máximos y mínimos, siendo normalmente el pie de aguas arriba, el pie de aguas abajo y la coronación aquellas donde se producen.

En cuanto a las tensiones, la máxima compresión que se corresponde con la dirección de la tensión principal mayor se produce en el pie de aguas abajo. La máxima tracción, que corresponde con la dirección de la tensión principal menor, se produce en el pie de aguas arriba.

En cuanto a los movimientos, suele llegarse a conclusiones semejantes siendo el vértice de coronación el que sufre los mayores desplazamientos tanto verticales como horizontales.

#### *Cálculo de estabilidad de la presa*

Se pretende en este apartado comprobar la estabilidad al deslizamiento de la presa conforme a su situación real en el momento de redactar el informe, dado que ésta, ha podido sufrir variaciones con respecto a las hipótesis de proyecto relativas a solicitaciones y resistencias. Por otro lado, se pretende realizar esta comprobación según los criterios del Reglamento Técnico en los casos en que éste no era de aplicación cuando fueron redactados los proyectos.

La comprobación mecánica de las presas de fábrica se realizaba, antes de la entrada en vigor del Reglamento, de acuerdo a la combinación de solicitaciones que señala el artículo 38 de la Instrucción de Grandes Presas. En la actualidad se ha de cumplir lo establecido en el Reglamento Técnico lo cual implica un grado de exigencia mayor. Además, se considera también de aplicación lo establecido en la Guía Técnica nº 2 (CNEGP 2002). En el epígrafe 6 de la guía se detalla la combinación de solicitaciones de cálculo y los coeficientes de seguridad mínimos exigidos.

Es de destacar que, para las presas de gravedad, la estabilidad al deslizamiento es más restrictiva que la estabilidad al vuelco y por ello la primera condiciona la estabilidad de la presa. Esta

comprobación se realiza para aquellas secciones que se consideran más desfavorables, siendo una de ellas la sección de mayor altura sobre cimientos.

Para esta comprobación de forma general se hace uso de los siguientes datos:

- Angulo de rozamiento interno en el contacto hormigón-roca
- Cohesión
- Densidad del hormigón
- Densidad del agua
- Densidad de sedimentos hasta cota umbral des fondo
- Subpresión
- Subpresión con drenaje eficaz: reducción a 1/3 en galería drenaje
- Subpresión sin drenaje
- Aceleración básica
- Aceleración horizontal pseudo-estática
- Aceleración vertical
- Empuje hidrodinámico del agua
- Pendiente del cimiento

- ***Seguridad de los equipos electromecánicos***

En este apartado se realiza la revisión e informe de la inspección efectuada de los equipos electromecánicos de la presa, así como el grado de adecuación al Reglamento Técnico en términos de su seguridad de funcionamiento correcto.

Los equipos comúnmente inspeccionados son aquellos que tienen como fin directa o indirectamente el funcionamiento de los órganos de desagüe de la presa incluyendo la toma de agua, en los que pueden distinguirse:

- Centro de Transformación, incluyendo generadores diesel.
- Aliviadero (compuertas, mecanismos apertura/cierre, instalación eléctrica, motores, cuadros, líneas).

- Desagüe de fondo y Tomas de agua (compuertas, sistema de aireación y by-pass, sistema hidráulico, instalación eléctrica, motores, cuadros de accionamiento, líneas, puente grúa).
- Sistema de iluminación general de la presa.

Para ello se parte de la información al respecto incluida en el Archivo Técnico de la presa para tener un conocimiento previo de los equipos y de la posible problemática asociada a los mismos. Posteriormente se realiza el informe correspondiente a la inspección efectuada de campo de los equipos electromecánicos y, finalmente, un resumen y conclusiones de los trabajos de inspección, así como un análisis del grado de adecuación al Reglamento.

- **Otros aspectos relacionados con la seguridad**

La seguridad de instalaciones, accesos y otros, hace referencia a las revisiones a realizar para determinar su grado de adecuación al Reglamento Técnico por un lado y, adicionalmente, también verificar si la situación cumple con lo indicado por la Directriz Básica de planificación de Protección Civil ante el riesgo de inundaciones, por tratarse de una normativa complementaria al Reglamento Técnico.

El segundo aspecto a verificar en este apartado es el grado de adecuación de los sistemas actuales de comunicación de la presa. En particular se analizan todos los sistemas de comunicación de que dispone la presa.

#### **4.4 Información utilizada en los Informes de Seguridad revisados**

*Sujeto a autorización*

#### 4.4.1 Ensayos in situ

*Sujeto a autorización*

#### 4.4.2 Ensayos en laboratorio

*Sujeto a autorización*

## 4.5 **Análisis resultados de ensayos**

*Sujeto a autorización*

#### 4.5.1 Cimiento

*Sujeto a autorización*

4.5.2 Presa

*Sujeto a autorización*

## 4.6 **Análisis tensodeformacional**

### 4.6.1 **Modelos utilizados**

*Sujeto a autorización*

#### 4.6.2 Parámetros resistentes adoptados

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*



*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*

### 4.6.3 Combinaciones de solicitudes

*Sujeto a autorización*

#### 4.6.4 Resultados

*Sujeto a autorización*



*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*



#### 4.6.5 Resumen

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*



## 4.7 Estabilidad al deslizamiento

### 4.7.1 Modelos utilizados

*Sujeto a autorización*

#### 4.7.2 Valores adoptados de parámetros

*Sujeto a autorización*

### 4.7.3 Combinaciones

*Sujeto a autorización*

#### 4.7.4 Resultados

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*

#### 4.7.5 Combinación más desfavorable

*Sujeto a autorización*

#### 4.7.6 Resumen

*Sujeto a autorización*

## 4.8 Estabilidad al vuelco

### 4.8.1 Procedimiento

*Sujeto a autorización*

#### 4.8.2 Resultados

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*

### 4.8.3 Combinación más desfavorable

*Sujeto a autorización*

## Capítulo 5 – Aplicación de la metodología

En este capítulo se va a aplicar la metodología propuesta al grupo de dieciséis presas seleccionadas. En apéndice se ofrece un cuadro con las características más importantes de cada una extraídas del documento de primera revisión y análisis general de la seguridad (PRAGS), en la que se especifica, cuando es conocida, la siguiente información:

- Año finalización la construcción
- Altura sobre cimiento
- Longitud de coronación
- Talud paramento aguas arriba
- Talud paramento aguas abajo
- Cota de coronación
- Niveles de embalse (NMN, NAP, NAE)

A continuación se ofrece para la presa P01 del portfolio la aplicación completa del procedimiento. Para el resto de presas se han resumido los resultados al final del capítulo. La aplicación de la metodología conlleva, de forma sucinta, las siguientes etapas:

- Descripción general de la presa y de los aspectos más relevantes relativos a las comprobaciones a realizar.
- Características principales.
- Parámetros resistentes.
- Definición de los escenarios de sollicitación.
- Contribución rozamiento-cohesión.
- Coeficientes de seguridad exigible por la Guía Técnica nº2 para cada escenario.
- Coeficientes de variación de referencia para cada escenario.
- Juicio crítico de la información disponible.
- Reevaluación de los coeficientes de variación de la resistencia.
- Reevaluación de los coeficientes de seguridad
- Verificación y discusión

La parte que valora la incertidumbre de la información se ha hecho en base a la información disponible y se ofrece en este capítulo el resumen de los aspectos en el desarrollo de la aplicación. La exposición más detallada se presenta como apéndice del documento.

Puesto que el objetivo de la aplicación de esta metodología es la comparación con el procedimiento tradicional determinista utilizado en los informes de PRAGS del grupo de dieciséis presas, en la aplicación que sigue se van a incluir todos los escenarios de sollicitación contemplados en estos para cada presa y en su caso pueden completarse con otros por juzgarse interesantes para las conclusiones sobre la diagnosis de la presa. Las sollicitaciones consideradas han sido el peso propio de los materiales, el empuje hidrostático y de sedimentos y la subpresión. No se tienen en cuenta y se desprecian los efectos de variaciones térmicas, oleaje y acción del hielo que puedan generarse por tratarse de presas de gravedad ubicadas en zonas de climatología moderada. Todas las sollicitaciones se consideran de carácter determinado. A la componente horizontal de la presión del agua sobre los paramentos de la presa se le considera empuje hidrostático mientras que la componente vertical se integra en el peso de los materiales. La subpresión se incorpora en el modelo como una acción más actuando en la superficie presacimiento y para estimar la forma de variación sobre éste se hace uso de las recomendaciones que al efecto establece la Guía Técnica de Seguridad de presas n°2 (CNEGP 2002).

## 5.1 Caso de aplicación

### 5.1.1 Descripción General

La presa analizada es de titularidad estatal está clasificada de categoría A frente al riesgo y se encuentra en explotación desde el final de su construcción, en el año 1960. Una vista del paramento de aguas arriba de la presa y de su aliviadero se muestra en la figura adjunta.



*Figura 5.1- Vista de la presa 01 desde aguas arriba.*

El embalse tiene por objeto aprovechar al máximo, los recursos hidráulicos fluyentes para utilizarlos para abastecimiento de una importante comarca costera densamente poblada y también para atender necesidades de riego ya que la zona posee una importante superficie de regadío en una región considerada semiárida, por lo que principalmente la misión de la presa es la regulación de los recursos. Otra de sus funciones es la laminación de avenidas aunque, debido a la capacidad de embalse, solo es realmente efectiva para periodos de recurrencia moderados, inferiores a 100 años.

El volumen del embalse a nivel máximo normal es de 15,83 Hm<sup>3</sup>, la superficie de la cuenca aportante es de 211 Km<sup>2</sup> y la pluviometría media anual es de 360 mm.

La presa es de gravedad, de planta recta, conformada por 21 bloques de hormigón, de 64,15 metros de altura sobre cimientos y 58,00 sobre el cauce. El talud del paramento de aguas abajo es 1/0,76 y el de aguas arriba 1/0,05. La coronación se sitúa a la cota 129,65 m.s.n.m. y tiene una longitud de 335,70 metros. El cuerpo de presa cuenta con dos galerías de inspección y sistema de drenaje en aparente buen estado. Además cuenta con un sistema de instrumentación recientemente mejorado y en servicio.

El órgano de desagüe principal es un aliviadero de superficie constituido por dos vanos de 15 metros de anchura habilitados con compuertas de sector, con una capacidad de 505 m<sup>3</sup>/s a nivel máximo normal. Además dispone de un desagüe profundo con dos conductos y una capacidad de 78 m<sup>3</sup>/s.

El nivel máximo normal de explotación ordinaria es la cota 127,00 m.s.n.m. y en situación de avenida de proyecto (periodo de retorno T=1000 años) el nivel del embalse alcanza prácticamente la coronación de la presa. La avenida extrema para un periodo de T=5000 años provocaría el sobrevertido ocasional por coronación. Por ello se requiere, en principio y según las recomendaciones de guía de desarrollo del RTSPE (CNEGP 2002), adaptación de su capacidad de desagüe.

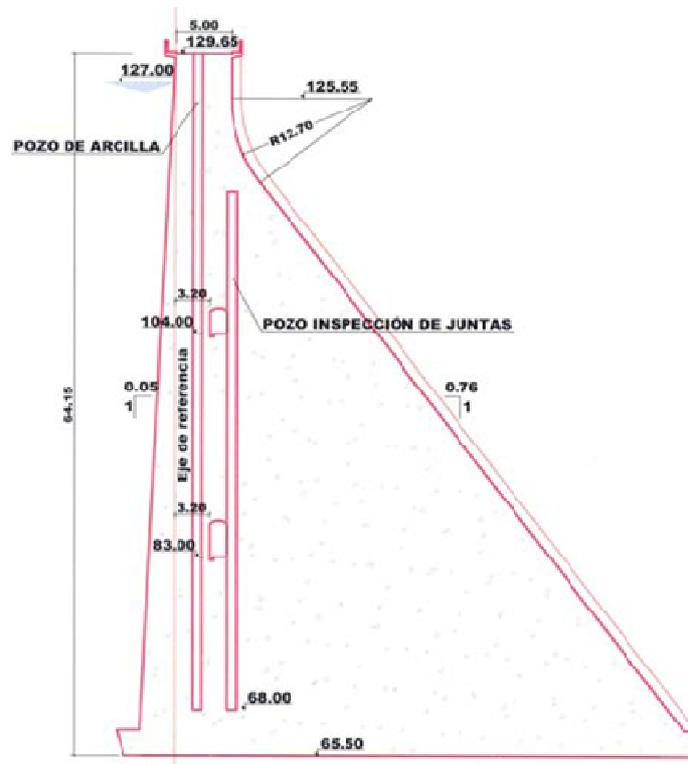


Figura 5.2- Sección tipo presa 01

Respecto a la geología cabe indicar que las unidades representadas se pueden agrupar en tres conjuntos litológicos; un Cretácico superior dolomítico, un Mioceno medio-superior margoso y brechoide, y un Cuaternario compuesto por depósitos fluviales, de ladera y glacis. La presa del embalse se asienta sobre una alternancia de areniscas, margas y calizas dispuestas formando secuencias de diferente espesor, cuyo aspecto general es sano a pesar de presentarse ligeramente alteradas por la meteorización.

Con respecto al Archivo Técnico, el Informe de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad considera que la documentación contenida es incompleta frente a lo requerido en el Reglamento, aunque pudiera ser suficiente para cumplir con las necesidades impuestas por la seguridad de la obra.

En lo que sigue la aplicación de la metodología se realiza a la sección del cuerpo de presa que se considera más desfavorable, que es la de mayor altura.

En lo que respecta a la explotación cabe decir que esta presa inició su andadura antes del inicio de la década de los sesenta y se encuentra en la actualidad siendo explotada a pleno rendimiento.

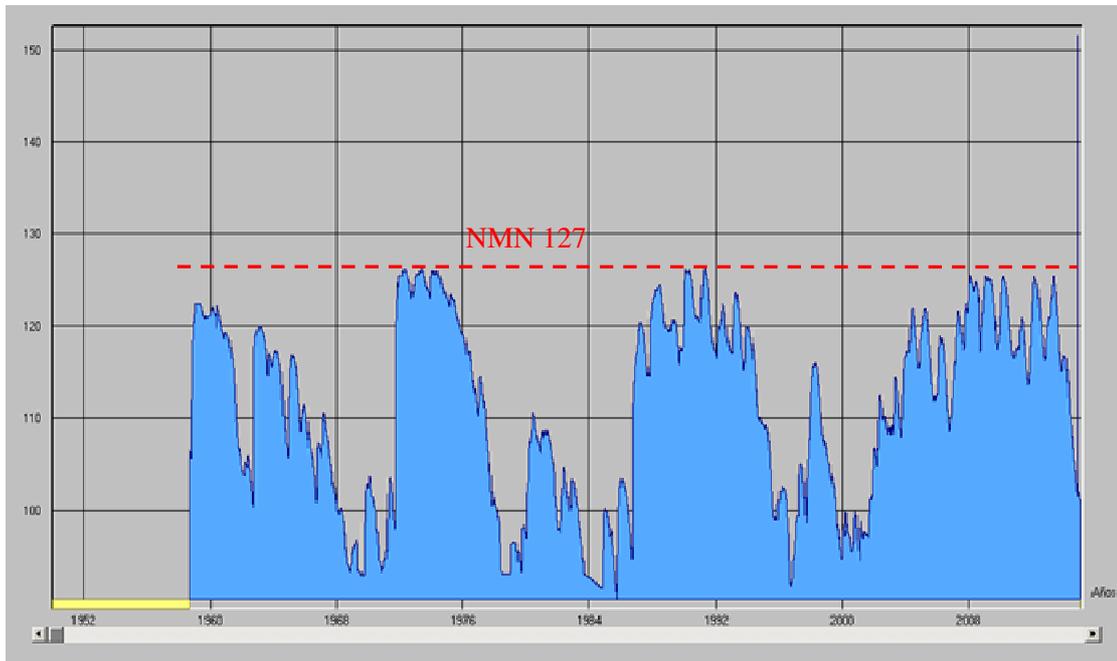


Figura 5.3- Presa 01. Nivel de embalse durante la explotación.

### 5.1.2 Geometría simplificada

- Altura  $H=64,15$  m
- Anchura de la coronación  $c=5$  m
- Altura del zócalo de coronación  $h_2=5$  m
- Base  $B=50,69$  m
- Talud paramento aguas arriba  $0,05$
- Talud paramento aguas abajo  $0,76$
- Altura del pie de aguas abajo  $h_1=4$  m
- Posición del drenaje a  $d=6,40$  m del pie de aguas arriba
- Superficie presa cimiento horizontal

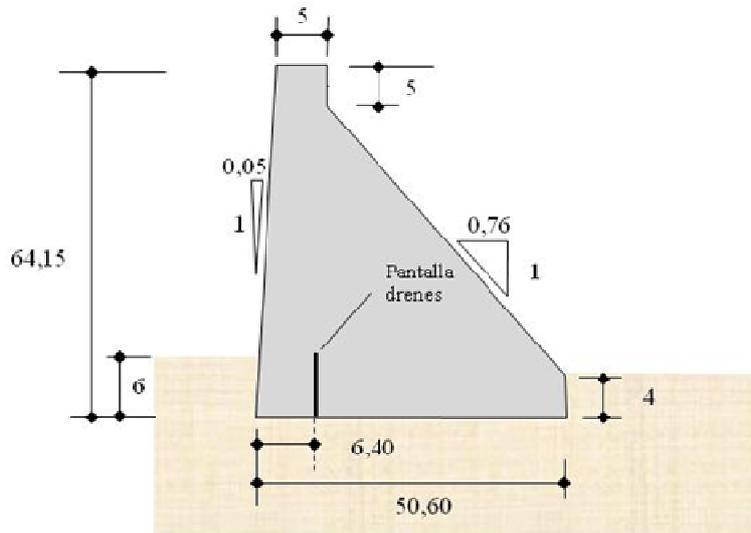


Figura 5.4- Presa 01. Sección tipo y geometría simplificada.

### 5.1.3 Parámetros resistentes

Los adoptados para las comprobaciones realizadas en el informe de primera revisión y análisis general de la seguridad han sido.

Ángulo de rozamiento (°)	Cohesión (T/m <sup>2</sup> )
<b>39</b>	<b>50</b>

Según la clasificación propuesta el binomio ( $\phi, c$ ) de los parámetros resistentes adoptados para la litología predominante de la cerrada del tipo calizo/margoso pueden considerarse situados en el rango alto.

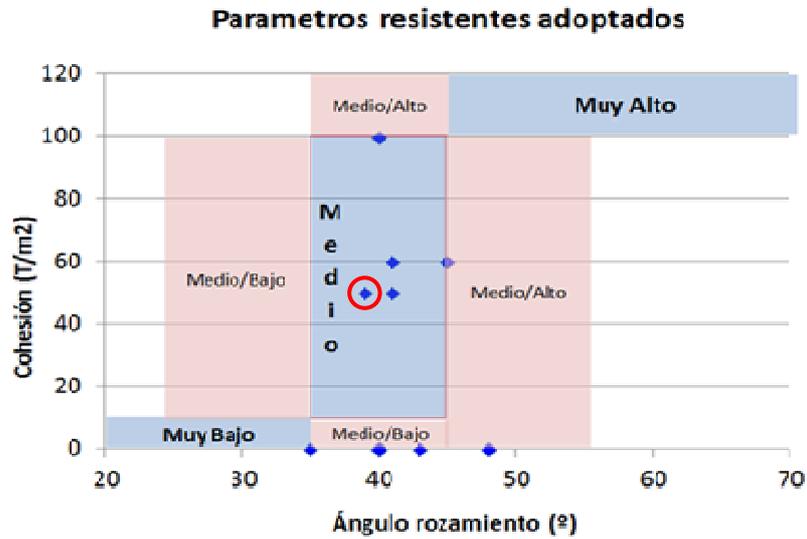


Figura 5.5- Presa 01. Parámetros resistentes adoptados.

Sin embargo la aplicación del índice unidimensional del binomio de los parámetros arroja el siguiente resultado:

$$i_R = \frac{1}{2} \left( \frac{39}{\varphi_{max}} + \frac{50}{c_{max}} \right) = 0,58$$

Que corresponde con nivel alto

### Valoración cualitativa Parámetros resistentes adoptados

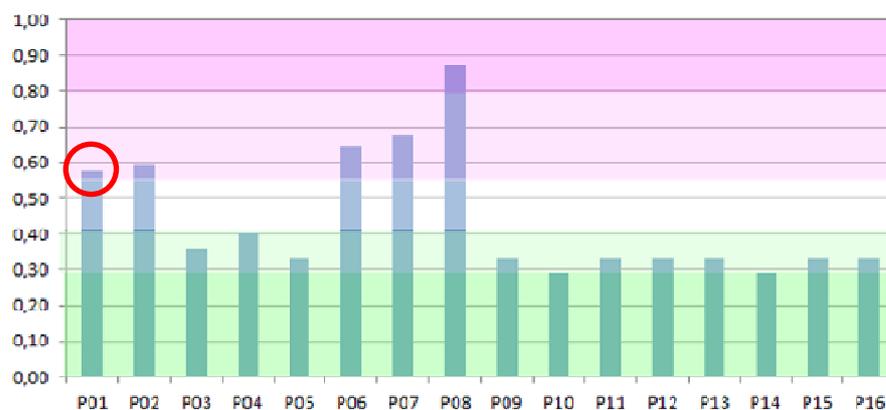


Figura 5.6- Presa 01. Nivel de los parámetros resistentes adoptados.

#### 5.1.4 Combinaciones de solicitaciones

Puesto que el objetivo de la aplicación de esta metodología es la comparación con el procedimiento tradicional determinista utilizado en los informes de PRAGS, se incluirán todos los contemplados en éste y en su caso pueden completarse con otros por juzgarse interesantes para las conclusiones sobre el diagnóstico de la presa.

Situación	Descripción
N21	Embalse NMN
A21	Embalse NAP
A22	Embalse NMN + drenes ineficaces
E21	Embalse NAE

Tabla 5-1. Casos de carga a comprobar en presa 01

Las solicitaciones consideradas han sido las siguientes:

- Peso propio
- Empuje sedimentos
- Empuje hidrostático
- Subpresión

#### 5.1.5 Contribución rozamiento-cohesión

Las contribuciones del rozamiento y la cohesión al deslizamiento obtenidas a partir de los cálculos de informe de primera revisión son los siguientes:

Escenario	Fuerzas		Contribución	
	Rozam.	Cohesión	Rozam.	Cohesión
	F <sub>R</sub>	F <sub>C</sub>	F <sub>R</sub>	F <sub>C</sub>
N21	2.421,61	2.530,00	49%	51%
A21	2.420,95	2.530,00	49%	51%
A22	1.750,74	2.530,00	41%	59%
E21	2.420,29	2.530,00	49%	51%

#### 5.1.6 Coeficientes de seguridad exigibles por la Guía Técnica nº2

Los coeficientes globales de seguridad recomendados por las buenas prácticas para la evaluación de la seguridad y concretados por la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 (CNEGP 2002), como referente al espíritu del Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses (MOPU 1996), obtenidos a partir de los coeficientes de minoración de los parámetros de diseño para cada escenario de sollicitación N21, A31, A22 y E21 y de la contribución del rozamiento y la cohesión al deslizamiento, son los siguientes:

$$F = \frac{F_{\varphi} \cdot F_c}{\rho(F_c - F_{\varphi}) + F_{\varphi}}$$

Escenario	Contribución	Rozamiento	Cohesión	Coefficiente seguridad global exigible (RTSPE)
	$\rho$	$F_{\varphi}$	$F_c$	$F_G$
N21	0,49	1,5	5,0	<b>2,34</b>
A21	0,49	1,2	4,0	<b>1,87</b>
A22	0,41	1,2	4,0	<b>2,05</b>
E21	0,49	1,0	3,0	<b>1,52</b>

### 5.1.7 Coeficientes de variación de referencia

Son exclusivamente relativos a la resistencia y no a la sollicitación. Las probabilidades máximas de rotura para los que van a ser evaluados son (presa cat. A):

	Normal	Accident.	Extremo
Cat-A	<b><math>1 \cdot 10^{-6}</math></b>	<b><math>1 \cdot 10^{-5}</math></b>	<b><math>5 \cdot 10^{-5}</math></b>

A partir de las curvas Pf-F-CV(R) concretadas para las probabilidades anteriores y con los coeficientes de seguridad globales exigibles se procede a estimar los coeficientes de variación estándar que se resumen en la siguiente tabla

Situación	$F_G$	Pf	<b>CV R</b>
N21	2,34	$1 \cdot 10^{-6}$	<b>0,119</b>
A21	1,87	$1 \cdot 10^{-5}$	<b>0,109</b>
A22	2,05	$1 \cdot 10^{-5}$	<b>0,120</b>
E21	1,52	$5 \cdot 10^{-5}$	<b>0,088</b>
		Media	<b>0,109</b>

Resultando la media de **0,109**

El siguiente gráfico muestra el procedimiento seguido.

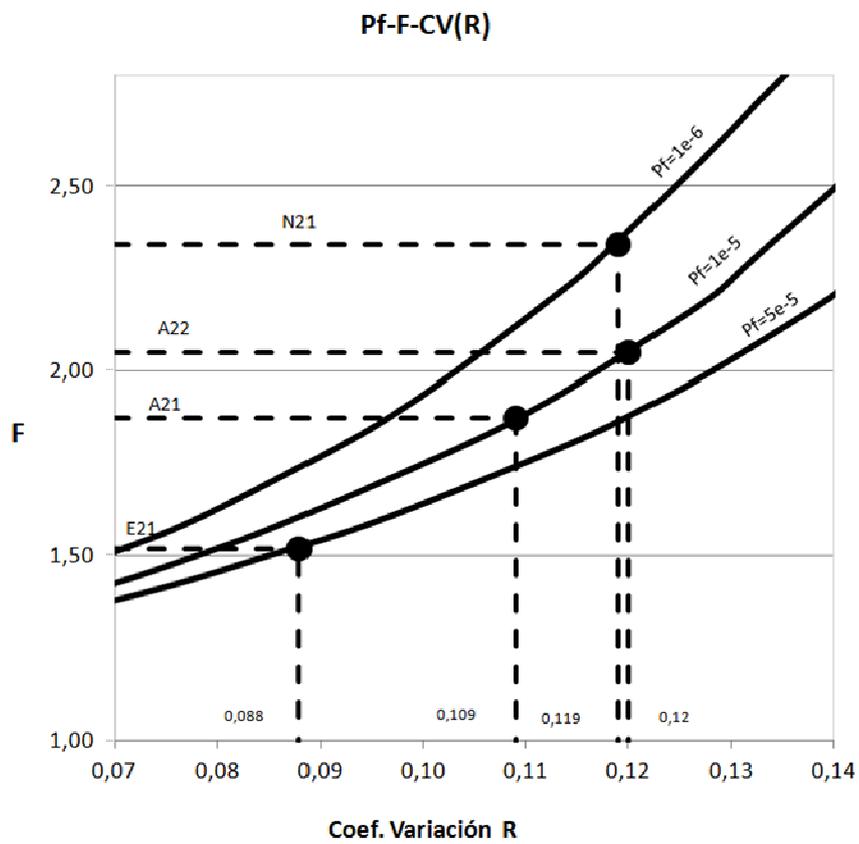


Figura 5.7- Estimación de los coeficientes de variación estándar. Presa 01

### 5.1.8 Juicio crítico de la información disponible

El análisis de la información del informe de Primera Revisión o la disponible en el archivo técnico de la presa se ha llevado a cabo conforme lo apuntado en el epígrafe 3.4.1. En el apéndice correspondiente figura la justificación de la misma cuyo cuadro resumen se facilita a continuación:

Orden	Aspecto	Valoración		Carácter
1	Geotecnia descriptiva	9/20		
2	Geotecnia experimental	23/40		
3	Geotecnia deductiva	7/10	58/125	Esencial
4	Geometría	8/15		
5	Subpresión	8/20		
6	Auscultación	3/20		
7	Niveles históricos	2/8		
8	Diagnóstico	7/12		
9	Uso de presa	2/3	21/40	Secundario
10	Archivo técnico	4/8		
11	Titular	4/4		
12	Plan de Emergencia	2/5		

Tabla 5-2. Juicio crítico información disponible. Presa 01

Por la calificación obtenida:

58 puntos en información esencial  
21 puntos en información secundaria

La valoración de la incertidumbre resulta (véase criterio en 3.4.2)

<b>Incertidumbre máxima</b>
-----------------------------

### 5.1.9 Reevaluación de los coeficientes de variación de la resistencia

Por otro lado los parámetros resistentes de diseño o cálculo adoptados por el proyectista fueron:

Parámetros adoptados	
$\text{tg}(\varphi)(^\circ)$	$c(\text{T/m}^2)$
39	50

los cuales son representativos de a una litología caliza de la cerrada.

Si solapamos lo anterior, es decir la calidad de la información con los parámetros adoptados, en aplicación de las tablas Información-Parámetros propuestas que se muestran a continuación se obtiene que se debe aumentar el coeficiente de variación en la línea de la última fila de la tabla propuesta

Nivel	Ángulo de rozamiento (°)			
	CALIZAS			
Incertidumbre	30-35	35-40	40-45	45-60
Mínima	-0,05	-0,04	-0,02	0
Media	-0,02	-0,01	+0,01	+0,02
Máxima	+0,01	+0,02	+0,04	+0,05

La modificación del coeficiente de variación para el rozamiento es:

$$\Delta CV_{\varphi} = \frac{0,05-0,01}{\varphi_{max} - \varphi_{min}} (39 - \varphi_{min}) + 0,01 = + 0,022$$

Análogamente respecto de la cohesión:

Nivel	Cohesión (T/m2)			
	CALIZAS, DOLOMÍAS, MARGAS			
Incertidumbre	<10	10-50	50-100	>100
Mínima	-0,05	-0,04	-0,02	0
Media	-0,02	-0,01	+0,01	+0,02
Máxima	+0,01	+0,02	+0,04	+0,05

La modificación del coeficiente de variación para la cohesión resulta:

$$\Delta CV_c = \frac{0,05-0,01}{c_{max} - c_{min}} (50 - c_{min}) + 0,01 = + 0,030$$

La combinación de ambas según la media aritmética es:

$$\Delta CV_R = \frac{\Delta CV_{\varphi} + \Delta CV_c}{2} = \frac{0,022 + 0,030}{2} = 0,026$$

5.1.10 Reevaluación de los coeficientes de seguridad a verificar

Como resultado del paso anterior la variabilidad de la información resultante es la siguiente y discriminada por escenario de solicitud:

Situación	CV R	Aumento/Reducción	CV* R
N21	0,119	0,026	0,145
A21	0,109	0,026	0,135
A22	0,12	0,026	0,146
E21	0,088	0,026	0,114

- Situación N21

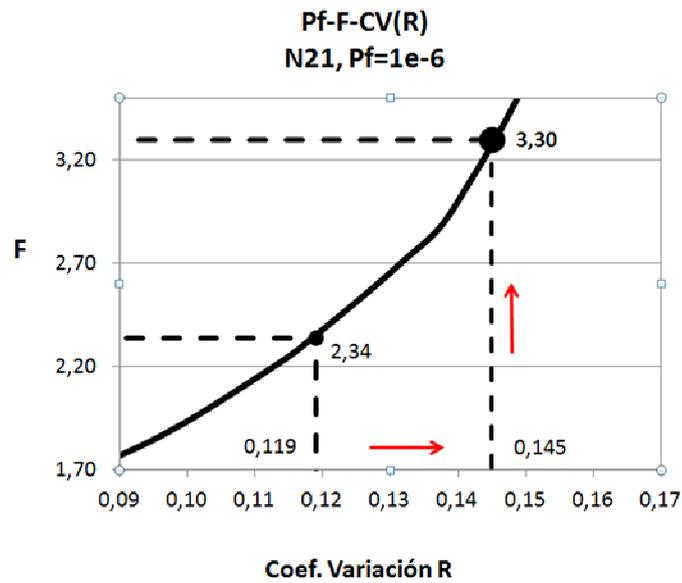


Figura 5.8- Coeficiente seguridad para situación N21

- Situación A21

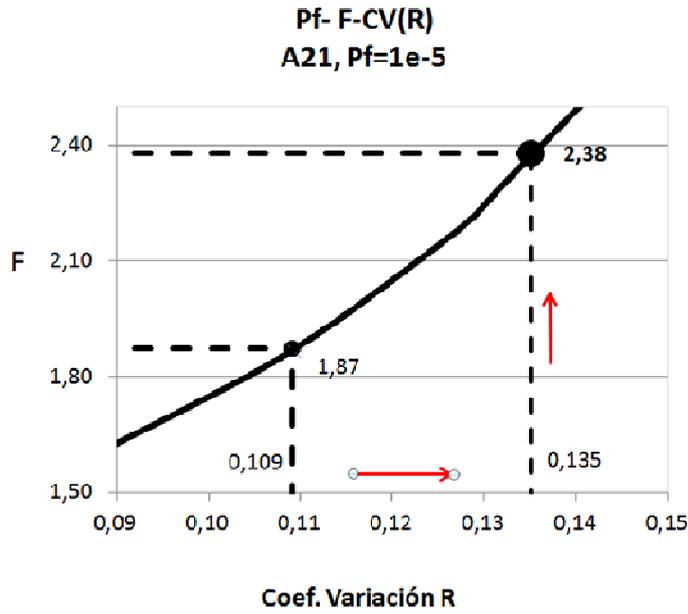


Figura 5.9- Coeficiente seguridad para situación A21

- Situación A22

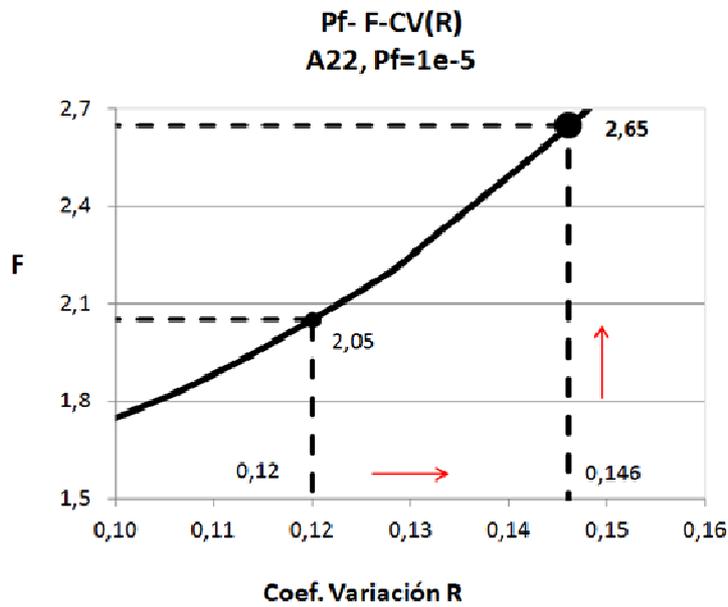


Figura 5.10- Coeficiente seguridad para situación A22

- Situación E21

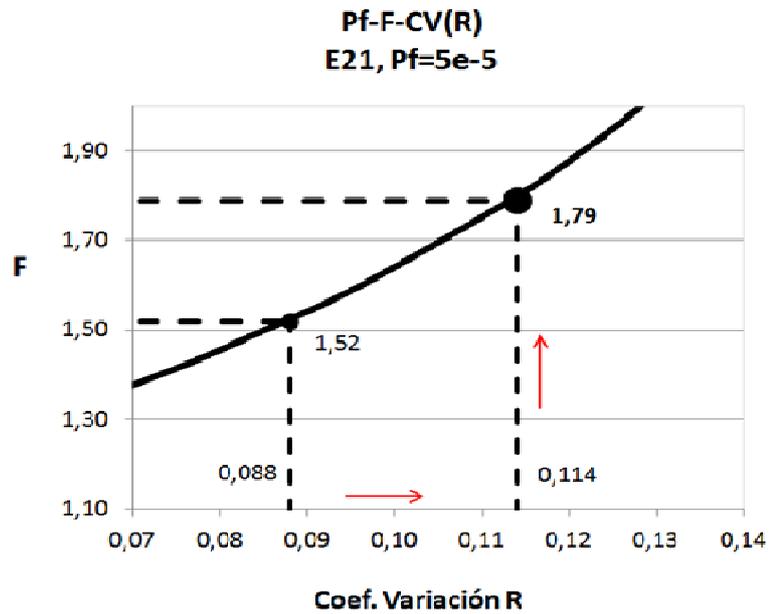


Figura 5.11- Coeficiente seguridad para situación E21

- Resumen

El incremento de la variabilidad de la información de la resistencia de los parámetros resistentes arroja el siguiente incremento de los coeficientes de seguridad exigibles para las situaciones consideradas respecto de la situación estándar.

**RESUMEN APLICACIÓN MODELO**

Situación	$F_G$	Pf	CV R
N21	2,34	1·10-6	0,119
A21	1,87	1·10-5	0,109
A22	2,05	1·10-5	0,12
E21	1,52	5·10-5	0,088

**0,109**



CV R	$F_G$
0,145	<b>3,30</b>
0,135	<b>2,38</b>
0,146	<b>2,65</b>
0,114	<b>1,79</b>

**0,135**

**5.1.11 Verificación y discusión**

A partir de los parámetros resistentes de diseño que fueron adoptados son:

Parámetros resistentes cálculo	
tg( $\phi$ )(°)	39
c(T/m2)	50

y haciendo uso de la relación entre las fuerzas desestabilizantes y resistentes es inmediato deducir los coeficientes de seguridad globales asociados:

Situación	FUERZAS		FUERZAS RESISTENTES		$(F_G)_d$
	FV(T)	FH (T)	$F\phi$ (T)	Fc (T)	
N21	3.055,68	1.941,24	2.474,44	2.530,00	<b>2,58</b>
A21	3.033,60	2.104,52	2.456,56	2.530,00	<b>2,38</b>
A22	2.215,18	1.941,24	1.793,82	2.530,00	<b>2,23</b>
E21	3.007,71	2.308,04	2.435,59	2.530,00	<b>2,15</b>

Por último solo queda la comparación entre los diferentes coeficientes de seguridad obtenidos para realizar la verificación. En la tabla se muestra en resumen todo el procedimiento llevado a cabo en términos de los coeficientes de seguridad. El primero de ellos es el exigido por el RTSPE, el segundo el resultado de la metodología propuesta que en el presente caso implica un incremento respecto del anterior como resultado de la información disponible y los parámetros de cálculo adoptados, y en tercer lugar se presenta el coeficiente de seguridad de cálculo obtenido a partir del modelo y haciendo uso de los parámetros adoptados. Por último, la última columna realiza una comparación entre los dos últimos.

Situación	COEFICIENTES SEGURIDAD			Diagnóstico
	$(F_G)_{RTSPE}$	$(F_G)_{EXIGIBLE}$	$(F_G)_d$	
N21	2,34	3,30	<b>2,58</b>	No cumple
A21	1,87	2,38	<b>2,38</b>	Verificado
A22	2,05	2,65	<b>2,23</b>	No cumple
E21	1,52	1,79	<b>2,15</b>	Verificado

Nótese que el resultado de la aplicación de la metodología propuesta es distinto del RTSP ya que aquella hubiera verificado todos los escenarios N21, A21 y E21, mientras que con ésta no verifican las situaciones N21 y A22.

Mediante la aplicación del modelo propuesto se ha mostrado como una presa que cumplía sobradamente, con un margen de seguridad amplio, las exigencias del Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses (según los coeficientes de la Guía de desarrollo nº 2), ha visto reducido de manera significativa dicho márgenes.

La reducción de los márgenes se produce por el incremento de los coeficientes de seguridad a verificar en los diferentes escenarios de sollicitación y ello se deriva a partir de un juicio crítico de la información utilizada en la primera evaluación y los parámetros resistentes adoptados, lo que conduce a un incremento del coeficiente de variación de +0,026. Los coeficientes exigibles experimentan el siguiente incremento:

Situación	COEFICIENTES SEGURIDAD		
	$(F_G)_{RTSPE}$	$(F_G)_{EXIGIBLE}$	$\Delta$
N21	2,34	3,30	41%
A21	1,87	2,38	27%
A22	2,05	2,65	29%
E21	1,52	1,79	18%



## 5.2 Resumen de los resultados

La *Tabla 5-3* aglutina todos los casos del portfolio según el resultado del juicio crítico y el nivel de los parámetros resistentes adoptados, en el que puede observarse que han quedado sin representación las clases de incertidumbre media y nivel de parámetros medio, incertidumbre mínima y nivel de parámetros alto e incertidumbre mínima y nivel de parámetros medio.

Incertidumbre	Nivel Parámetros		
	Alto	Medio	Bajo
Máxima	P01	P04	P09,P10,P11 P12,P14, P16
Media	P02,P06,P07,P08	-	P05, P13,15
Mínima	-	-	P03

*Tabla 5-3. Casuística del portfolio con respecto a la incertidumbre y el nivel de los parámetros resistentes adoptados.*

Se ofrece a continuación organizado por escenarios de solicitud (N21, A21, A22 y E21) los resultados obtenidos de la aplicación del procedimiento propuesto. Se hace uso de gráficas en las que figuran el coeficiente de seguridad global que sería de aplicación por el Reglamento Técnico ( $F_{G,RTSP}$ ), el resultante del procedimiento ( $F_{G,Tesis}$ ) y el calculado por los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad ( $F_{G,cál}$ ).

Además en la parte inferior se incluye en un primer cuadro la valoración de los parámetros resistentes adoptados (muy alto, alto, medio, bajo y muy bajo) y, en un segundo, el resultado de la incertidumbre de la información (mínima, media y máxima), con los que aparecen de forma gráfica los principales factores a tener en cuenta en el procedimiento.

5.2.1 Escenario normal N21

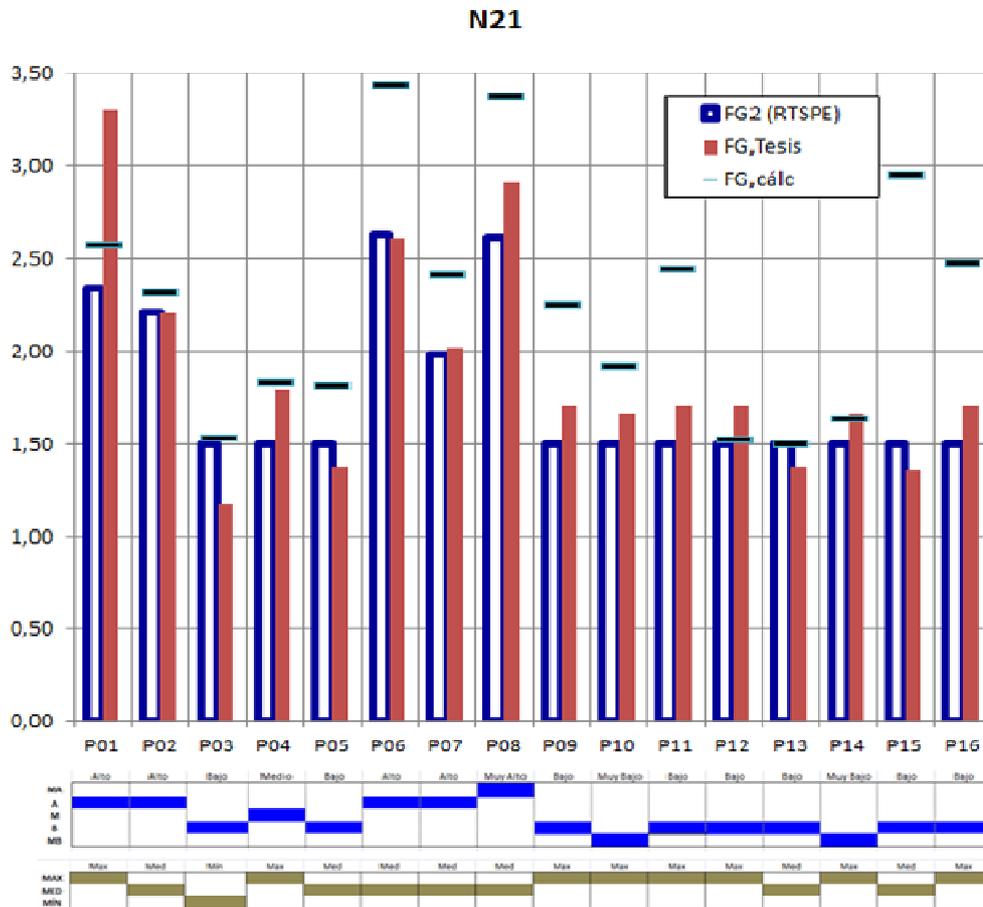


Figura 5.12- Resultados para el escenario N21

La tabla siguiente aglutina los resultados indicando el incremento (positivo o negativo) en porcentaje del coeficiente de seguridad del procedimiento propuesto respecto del establecido por la Guía Técnica de Seguridad n°2.

Presa	Incer. INFO	Nivel Parámet.	$\Delta F$	Presa	Incer. INFO	Nivel Parámet.	$\Delta F$
P01	Max	Alto	41%	P09	Max	Bajo	13%
P02	Med	Alto	0%	P10	Max	Muy Bajo	11%
P03	Mín	Bajo	-21%	P11	Max	Bajo	13%
P04	Max	Medio	19%	P12	Max	Bajo	13%
P05	Med	Bajo	-9%	P13	Med	Bajo	-9%
P06	Med	Alto	-1%	P14	Max	Muy Bajo	11%
P07	Med	Alto	2%	P15	Med	Bajo	-9%
P08	Med	Muy Alto	11%	P16	Max	Bajo	13%

Tabla 5-4. Resultados para el escenario N21

La aplicación del procedimiento al conjunto del portfolio arroja un incremento medio del 6%.

Comparando los resultados individuales se comprueba que en la mayoría de los casos el coeficiente de seguridad resultante es superior que al fijado por el Reglamento; solamente para la presa P02 se iguala y para P03, P05, P06, P13 y P15 es menor.

Se constata que para el caso P01 con el mayor incremento, que sobrepasa ligeramente el 40%, se produce cuando la incertidumbre de la información es máxima y el nivel de los parámetros es alto.

El caso P04 es el único con incertidumbre máxima y nivel de parámetros medio cuyo resultado arroja un incremento del 19%.

En el portfolio hay tres casos con nivel de parámetros bajo e incertidumbre media, P05, P13 y P15, que les corresponde una reducción del 9% sobre el coeficiente de referencia.

Cuando la incertidumbre es media y los parámetros son altos (P02, P06 y P07) no hay prácticamente variación respecto del coeficiente establecido por el Reglamento.

El caso P08 es el único en que la incertidumbre es media y el nivel de los parámetros es muy alto resultando un incremento del 11% respecto del coeficiente establecido por el Reglamento.

En los casos en que la incertidumbre es máxima y el nivel de parámetros es bajo o muy bajo (P09, P10, P11, P12, P14 y P16) el coeficiente resultante se sitúa ligeramente superior al 13% del de referencia.

Por último cuando la incertidumbre es mínima y el nivel de parámetros bajo, P03, la reducción del coeficiente se sitúa en el entorno del 20% del de referencia.

Nótese que todas las presas del portfolio verifican el criterio de la Guía Técnica nº 2, y también todas a excepción de P01, P12 y P14 verifican la metodología propuesta. La discusión de los motivos se lleva a cabo más adelante, en el epígrafe 5.2.5.

5.2.2 Escenario accidental A21

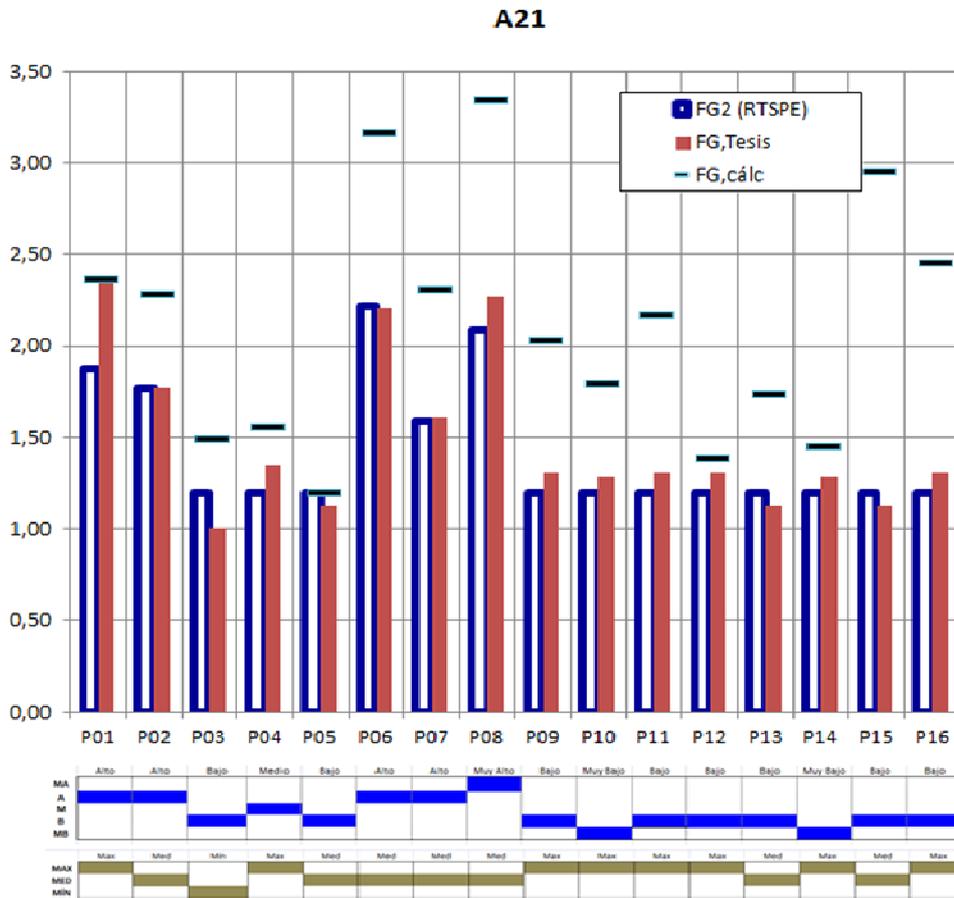


Figura 5.13- Resultados para el escenario A21

La tabla siguiente aglutina los resultados indicando el incremento (positivo o negativo) en porcentaje del coeficiente de seguridad del procedimiento propuesto respecto del establecido por la Guía Técnica de Seguridad n°2.

Presa	Incer.	Nivel	ΔF	Presa	Incer.	Nivel	ΔF
	INFO	Parám			INFO	Parám	
P01	Max	Alto	27%	P09	Max	Bajo	9%
P02	Med	Alto	0%	P10	Max	Muy Bajo	8%
P03	Mín	Bajo	-17%	P11	Max	Bajo	9%
P04	Max	Medio	13%	P12	Max	Bajo	9%
P05	Med	Bajo	-6%	P13	Med	Bajo	-6%
P06	Med	Alto	-1%	P14	Max	Muy Bajo	8%
P07	Med	Alto	1%	P15	Med	Bajo	-6%
P08	Med	Muy Alto	9%	P16	Max	Bajo	9%

Tabla 5-5. Resultados para el escenario A21

La aplicación del procedimiento al conjunto del portfolio arroja un incremento medio del 4%.

Comparando los resultados individuales se comprueba que en la mayoría de los casos el coeficiente de seguridad resultante es superior al fijado por el Reglamento. Solamente para la presa P02 se iguala y para la P03, P05, P06, P13 y P16 es menor.

Se constata que el mayor incremento para P01 sobrepasa ligeramente el 25% y se produce cuando la incertidumbre de la información es máxima y el nivel de los parámetros es alto.

En el portfolio hay tres casos con nivel de parámetros bajo e incertidumbre media, P05, P03 y P15 y les corresponde una reducción del 6% sobre el coeficiente de referencia.

Cuando la incertidumbre es media y los parámetros son altos o muy altos (P02, P06 y P07) no hay prácticamente variación respecto del coeficiente establecido por el Reglamento al igual que ocurría con el escenario N21

El caso P8 es el único en que la incertidumbre es media y el nivel de los parámetros es muy alto resultando un incremento del 9% respecto del coeficiente establecido por el Reglamento.

En los casos de incertidumbre máxima y nivel de parámetros bajo o muy bajo (P09, P10, P11, P12, P14 y P16) el coeficiente resultante se incrementa un 9% respecto al de referencia.

Por último cuando la incertidumbre es mínima y el nivel de parámetros bajo, P03, la reducción del coeficiente se sitúa en el entorno del 17% del de referencia.

Nótese que todas las presas del portfolio verifican el criterio de la Guía Técnica nº 2, y que también todas a excepción de P01 verifica la metodología propuesta. La discusión de los motivos se lleva a cabo en el epígrafe 5.2.5.

5.2.3 Escenario accidental A22

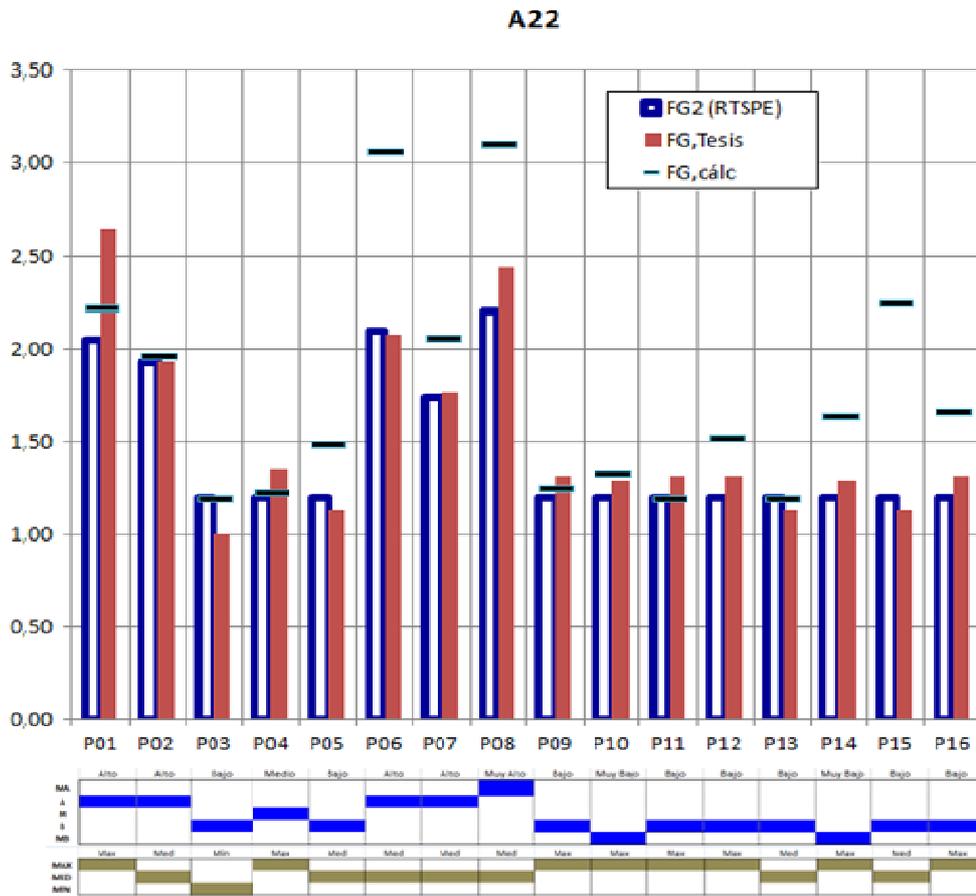


Figura 5.14- Resultados para el escenario A22

La tabla siguiente aglutina los resultados indicando el incremento (positivo o negativo) en porcentaje del coeficiente de seguridad del procedimiento propuesto respecto del establecido por Guía Técnica de Seguridad n°2..

Presa	Incer. INFO	Nivel Parám	$\Delta F$	Presa	Incer. INFO	Nivel Parám	$\Delta F$
P01	Max	Alto	29%	P09	Max	Bajo	9%
P02	Med	Alto	0%	P10	Max	Muy Bajo	8%
P03	Mín	Bajo	-17%	P11	Max	Bajo	9%
P04	Max	Medio	13%	P12	Max	Bajo	9%
P05	Med	Bajo	-6%	P13	Med	Bajo	-6%
P06	Med	Alto	-1%	P14	Max	Muy Bajo	8%
P07	Med	Alto	1%	P15	Med	Bajo	-6%
P08	Med	Muy Alto	11%	P16	Max	Bajo	9%

Tabla 5-6. Resultados para el escenario A22

La aplicación del procedimiento al conjunto del portfolio arroja un incremento medio del 4%.

Comparando los resultados individuales se comprueba que en la mayoría de los casos el coeficiente de seguridad resultante es superior que el fijado por el Reglamento, solamente para la presa P02 se iguala y para la P03, P05, P06, P13 y P16 es menor.

Se constata que el mayor incremento para P01, alcanza casi el 30%, y se produce cuando la incertidumbre de la información es máxima y el nivel de los parámetros es alto.

En el portfolio hay tres casos con nivel de parámetros bajo e incertidumbre media, P05, P13 y P15, que les corresponden una reducción del 6% sobre el coeficiente de referencia.

Cuando la incertidumbre es media y los parámetros son altos o muy altos (P02, P06 y P07) no hay prácticamente variación respecto del coeficiente establecido por el Reglamento al igual que ocurría con el resto de escenarios.

El caso P8 es el único en que la incertidumbre es media y el nivel de los parámetros es muy alto resultando un incremento del 11% respecto del coeficiente establecido por el Reglamento.

En los casos de incertidumbre es máxima y el nivel de parámetros es bajo o muy bajo (P09, P10, P11, P12, P14 y P16) el coeficiente resultante se sitúa ligeramente inferior al 9% del de referencia.

Por último cuando la incertidumbre es mínima y el nivel de parámetros bajo, P03, la reducción del coeficiente se sitúa en el entorno del 17% del de referencia.

Como se muestra en gráfico anterior, todas las presas del portfolio verifican el criterio de la Guía Técnica nº 2, y también todas, a excepción de P01, P04, P09 y P11 verifican la metodología propuesta. La discusión de los motivos se lleva a cabo más adelante, en el epígrafe 5.2.5.

5.2.4 Escenario extremo E21

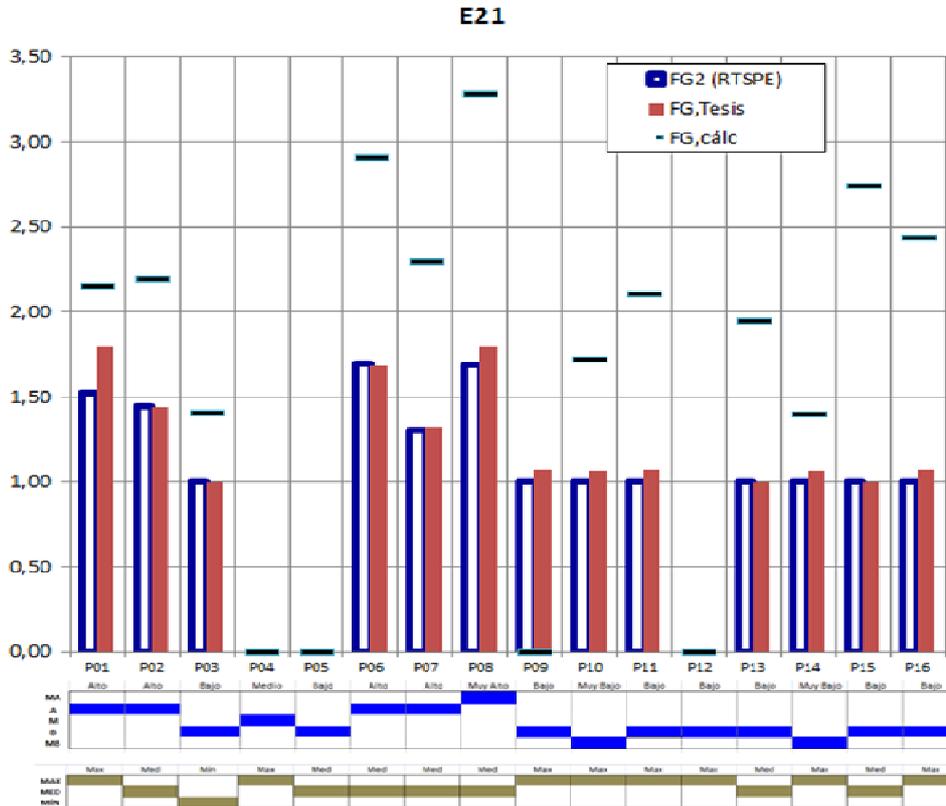


Figura 5.15- Resultados para el escenario E21

La tabla siguiente aglutina los resultados indicando el incremento (positivo o negativo) en porcentaje del coeficiente de seguridad del procedimiento propuesto respecto del establecido por la Guía Técnica de Seguridad n°2.

Presa	Incer. INFO	Nivel Parám	$\Delta F$	Presa	Incer. INFO	Nivel Parám	$\Delta F$
P01	Max	Alto	18%	P09	Max	Bajo	7%
P02	Med	Alto	0%	P10	Max	Muy Bajo	6%
P03	Mín	Bajo	0%	P11	Max	Bajo	7%
P04	Max	Medio	-	P12	Max	Bajo	-
P05	Med	Bajo	-	P13	Med	Bajo	0%
P06	Med	Alto	-1%	P14	Max	Muy Bajo	6%
P07	Med	Alto	1%	P15	Med	Bajo	0%
P08	Med	Muy Alto	6%	P16	Max	Bajo	7%

Tabla 5-7. Resultados para el escenario E21

La aplicación del procedimiento al conjunto del portfolio arroja un incremento medio del 4%, si bien hay que advertir que las presas P04, P05 y P12 no se ha realizado la comprobación a deslizamiento para el escenario E21.

Comparando los resultados individuales se comprueba que en la mayoría de los casos el coeficiente de seguridad resultante es superior que el fijado por el Reglamento, para las presas P02, P03, P13 y P15 se iguala y para la P07 es menor ligeramente.

Se constata que el mayor incremento para P01, que sobrepasa ligeramente el 22%, y se produce cuando la incertidumbre de la información es máxima y el nivel de los parámetros es alto.

Cuando la incertidumbre es media y los parámetros son altos o muy altos (P02, P06 y P07) no hay prácticamente variación respecto del coeficiente establecido por el Reglamento al igual que ocurría con el resto de escenarios.

El caso P8 es el único en que la incertidumbre es media y el nivel de los parámetros es muy alto resultando un incremento del 5% respecto del coeficiente establecido por el Reglamento.

En los casos de incertidumbre es máxima y el nivel de parámetros es bajo o muy bajo (P09, P10, P11, P12, P14, y P16) el coeficiente resultante se sitúa en torno al 6% del de referencia.

Cuando la incertidumbre es media y el nivel de parámetros bajo, P13 y P15, el coeficiente resultante no experimenta reducción.

Por último cuando la incertidumbre es mínima y el nivel de parámetros bajo, P03, el coeficiente resultante tampoco experimenta reducción.

El gráfico anterior muestra que todas las presas del portfolio verifican tanto el criterio de la Guía Técnica nº 2 como la metodología propuesta.

### **5.2.5 Valoración general**

Del portfolio de presas, que inicialmente todas verifican el criterio de estabilidad al deslizamiento según la Guía nº 2, tras la aplicación de la metodología propuesta las siguientes presas presentarían un resultado desfavorable:

P01: No verifica la situación N21, A21 ni A22. De éste que ha sido el caso de aplicación mostrado en toda su extensión podrían extraerse las siguientes conclusiones que lo motivan.

- Incumple porque la incertidumbre de la información es máxima, ya que si se redujera ésta un escalón, de máxima a media, el procedimiento propuesto arrojaría un resultado favorable para el criterio de la Guía Técnica nº 2 en todos los escenarios de riesgo (2,58/2,25, 2,37/1,81, 2,23/1,98 Y 2,15/1,49 para las situaciones N21, A21, A22 y E21).
- Que la incertidumbre haya sido calificada como máxima se debe, sobre todo, a la falta de un sistema de auscultación apropiado que controle la subpresión y el resto de variables significativas del comportamiento de la presa. Ha contribuido también en menor medida la falta de registros de niveles históricos y la respuesta exhibida por la presa, así como que el plan de emergencia no estuviera implantado.

P04: No verifica la situación A22.

- Incumple porque la incertidumbre de la información es máxima, y se debe básicamente a que la presa no cuenta con un sistema de control de subpresión apropiado y, también, por la peor calidad en la documentación geológica-geotécnica, si bien se han realizado ensayos experimentales. El archivo técnico también presenta menor puntuación comparativa que la media del portfolio.

P09: No verifica la situación A22.

- Incumple por un estrecho margen (1,25 / 1,31) y lo motiva la incertidumbre de la información que es máxima y se debe básicamente a la falta de un sistema de control de subpresión apropiado y, también, a una puntuación baja en la mayoría de los apartados de la información esencial, si bien hay que puntualizar que se han realizado ensayos experimentales. El archivo técnico también presenta menor puntuación comparativa que la media del portfolio.

P11: No verifica la situación A22.

- Ídem caso anterior.

P12: No verifica la situación N21.

- Incumple porque la incertidumbre de la información es máxima y se debe básicamente a que la presa no cuenta con un sistema de control de subpresión apropiado y, también, por la peor calidad en la documentación geológica-geotécnica, si bien se han realizado ensayos experimentales. El archivo técnico también presenta menor puntuación comparativa que la media del portfolio.

P14: No verifica la situación N21.

- Incumple por un margen muy estrecho (1,66/1,64) si bien el elemento más débil de este caso es la falta de control de subpresión.

En resumen, el resultado promediado del procedimiento aproximado en función de los datos de partida se muestra en el siguiente cuadro:

Incertidumbre Información	Nivel parámetros resistentes	Casos	Variación $F_{G,RTSP}$			
			N21	A21	A22	E21
Máxima	Alto	P01	41%	27%	29%	18%
	Medio	P04	19%	13%	13%	-
	Bajo	P09,P10,P11,P12,,P14, P16	12%	9%	9%	7%
Media	Alto	P02,P06,P07,P08	3%	2%	3%	2%
	Medio	-				
	Bajo	P05,P13,P15	-9%	-6%	-6%	0%
Mínima	Alto	-				
	Medio	-				
	Bajo	P03	-21%	-17%	-17%	0%

Tabla 5-8. Resultados promediados del modelo propuesto

A partir de los resultados se desprende la necesidad de profundizar y enriquecer el conocimiento de algunos aspectos de ciertas presas del portfolio, y se ha comprobado que también hay alguna concordancia en cuanto a los resultados de las valoraciones de la información esencial y secundaria, es decir, que buenas calificaciones obtenidas en el primero también ocurren en el segundo y viceversa.

Sin embargo uno de aspectos esenciales para no elevar en exceso el coeficiente de seguridad por aplicación de la metodología es el conocimiento de las subpresiones bajo la presa, ya que no disponer del adecuado sistema de auscultación y no contar con un historial suficiente de su evolución es penalizado en gran medida.

Otro aspecto decisivo es el conocimiento de la caracterización de los materiales que permita un detallado juicio sobre la respuesta estructural del conjunto presa-cimiento y que, además, debe ser verificado con cierta frecuencia mediante las correspondientes validaciones a través de ensayos.

La calidad del archivo técnico, en cuanto contenido y organización, es otro indicador complementario de la información disponible sobre la presa y su valoración también juega un papel importante en el resultado final.

Se destaca también que las presas P03, P05, P13 y P15 reducen las exigencias de los márgenes de seguridad de partida, en mayor o menor medida, y ello se debe a la buena calificación (mínima o media) obtenida para la incertidumbre de la información.

En esta línea y aunque no sea el caso de ninguna de las presas del portfolio ya que todas verifican la condición de no deslizamiento según la Guía Técnica nº 2, bien pudiera ocurrir que por aplicación de éste no lo cumpliera pero por aplicación del procedimiento propuesto verificara esta condición al exigir coeficientes inferiores en base a que la incertidumbre de la información fuera mínima según se ha visto.

De ello se desprende que no parece razonable acometer inversiones para incrementar la seguridad sin antes reducir la incertidumbre de la información.

## Capítulo 6 – Resumen y conclusiones

### 6.1 Resumen

La primera parte de esta tesis ha consistido en analizar la información utilizada en los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad para la comprobación de estabilidad a deslizamiento de un grupo de presas de gravedad actualmente en explotación gestionadas por un organismo de cuenca, con el objetivo de sacar conclusiones sobre la cantidad y calidad de la información utilizada así como en los resultados obtenidos en esta comprobación.

La parte segunda y principal de la presente tesis ha consistido en la concepción y desarrollo de un modelo que pretende perfeccionar el procedimiento determinista mediante la incorporación de la incertidumbre de la información utilizada en las comprobaciones de seguridad de presas frente al deslizamiento.

#### 6.1.1 Sobre el contenido de los informes de primera revisión

- Para la elaboración de los Informes de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad del grupo de dieciséis presas analizado se ha partido en todos los casos de la información recopilada en el archivo técnico de cada presa. Ahora bien, de los dieciséis informes consultados solamente en tres de ellos el equipo revisor ha contado únicamente con la información incluida en éste para abordar la evaluación de la seguridad sin recurrir a otras fuentes. De estos tres casos, uno de ellos se justifica por el hecho de que la presa objeto del informe es de reciente construcción (1993), encontrándose las características geológicas y geotécnicas del emplazamiento de la obra bien documentadas y correctamente consideradas en los cálculos estructurales de la presa y su cimiento. En los otros dos, sin tratarse de presas jóvenes, se ha estimado que el archivo técnico disponía de suficiente información en el momento de realizar el informe.
- Por tanto, en trece casos se ha recopilado información adicional, para la cual se ha recurrido a la realización de sondeos con extracción de testigos posteriormente ensayados en laboratorio, tanto del hormigón del cuerpo de presa como de la roca de cimiento. El objetivo de los mismos ha sido la obtención de información experimental de las propiedades físicas de los diferentes materiales y su comportamiento. Algunos de

estos ensayos han tenido lugar in situ, como el ensayo presiométrico para el cálculo del módulo presiométrico del material o el ensayo Lugeon o de permeabilidad.

- Sin embargo, en los casos en que se ha procedido con las campañas de investigación no se concluye taxativamente sobre la necesidad de llevar a cabo los reconocimientos por juzgar insuficiente o incompleta la información disponible en el Archivo Técnico de las presas, simplemente se cuenta con ellos para la caracterización de los materiales. Es por tanto probable que la determinación de acometer los reconocimientos de los materiales fuera incluso previa a la evaluación de su necesidad y estuviera así previsto en los contratos de las asistencias técnicas para la redacción de los informes.
- Las propiedades o características comunes a cuantificar, del terreno y del hormigón de la presa, han sido la densidad, módulo de elasticidad, módulo de Poisson y resistencia característica a compresión.
- La rigidez de los materiales se estima a través del módulo de deformación longitudinal y módulo de Poisson evaluados a través del ensayo de compresión simple con bandas extensométricas para la medida de la deformación y complementariamente con ensayos presiométricos sobre las paredes de los sondeos.
- Los resultados de los ensayos para la roca muestran una correlación muy alta entre la resistencia a compresión simple y el módulo de deformación longitudinal. Lo mismo ocurre entre los módulos de elasticidad y presiométrico aunque en algún caso se pierde esta proporcionalidad (posiblemente motivado por alguna particularidad del cimientado como un mayor diaclasado), ya que los ensayos presiométricos dan cuenta de las inevitables discontinuidades de la masa de hormigón de la presa o de su cimientado.
- Para el hormigón se aprecia una ligera tendencia al aumento de la resistencia característica a medida que la presa es más moderna. De doce datos disponibles de resistencia a compresión ocho se encuentran por encima de 100 Kp/cm<sup>2</sup> y dos se encuentran por encima de 200 kp/cm<sup>2</sup>, situándose la media de la serie en 127 Kp/cm<sup>2</sup>. Ello parece ser una consecuencia normal del progreso tecnológico en la fabricación y puesta en obra de este material de construcción a lo largo del tiempo.
- Los resultados de los ensayos para el hormigón también muestran una clara correlación entre resistencia a compresión simple y módulo de deformación longitudinal, así como entre los módulos de elasticidad y presiométrico, aunque existen algunos casos en el grupo de presas en los que el módulo presiométrico resulta bajo en relación al módulo de deformación, lo que podría ser indicativo de existir un cierto nivel de desarrollo de la fisuración en el hormigón.

- La relación entre el módulo elasticidad de la roca y el del hormigón indica que la gran mayoría de los casos del grupo analizado se trata de una cimentación rígida.
- No se han investigado con los reconocimientos efectuados los parámetros resistentes al deslizamiento, esto es, el ángulo de rozamiento, la cohesión y la resistencia a tracción del contacto presa-cimiento. Por ello, para el análisis de estabilidad se han adoptado valores de referencia en función de la litología predominante de la cimentación en unos casos y en otros se ha realizado un análisis de sensibilidad en función del rango probable. Este es un hecho destacable dado que la estabilidad de la presa al deslizamiento depende de manera crucial de estos factores.
- A excepción de una parte reducida del grupo de presas para las cuales el número de ensayos de compresión del hormigón ha sido considerablemente mayor en comparación con el resto (el promedio de ensayos es de cinco roturas), puede decirse que en general la representatividad de la resistencia del hormigón obtenida exclusivamente a través de este ensayo en laboratorio es dudosa para las dimensiones de la estructura que se pretende caracterizar. Cabe preguntarse entonces sobre la representatividad de los valores obtenidos para las resistencias del hormigón y la roca a partir del número de probetas ensayadas y la dispersión de los resultados. En el caso del hormigón todo hace pensar que puede ser conveniente, para una mayor y mejor caracterización del cuerpo de presa, complementar los limitados y onerosos ensayos de laboratorio con otro tipo de ensayos no destructivos de menor presupuesto, pero fáciles de ejecución y que pueden ser aplicados con cierta generalidad a todo el cuerpo de las presas estudiadas. Este aspecto podría resolverse mediante la aplicación del método del índice de rebote con esclerómetro o velocidad de ultrasonidos para la estimación de la resistencia del hormigón, aunque no ha sido una práctica habitual para la redacción de los informes. De hecho no ha sido empleado en ninguno de los casos estudiados. Un aspecto a favor para la aplicación de esta técnica no destructiva es la existencia de galerías y cámaras en las presas que permiten la prospección del hormigón interior de la estructura.

### 6.1.2 Sobre la metodología propuesta

Se ha presentado un procedimiento que indica cuál debe ser el coeficiente de seguridad exigible teniendo en cuenta la cantidad y calidad de la información disponible en la evaluación de la seguridad contra el deslizamiento para presas de gravedad en riesgo hidrológico.

Este procedimiento parte del coeficiente de seguridad recomendado por las buenas prácticas para la evaluación de la seguridad y concretado en la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 (CNEGP 2002), como referente al espíritu del Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses (MOPU 1996).

Se parte del supuesto de que debe existir cierta paridad entre los procedimientos determinista y probabilista, lo que equivale a asumir que los resultados de ambos son cualitativamente similares, es decir, a coeficientes de seguridad elevados les corresponden probabilidades de rotura muy reducidas y viceversa. Mediante este supuesto, considerando un criterio particular de tolerabilidad de riesgo del Análisis de Riesgos y en base al juicio crítico de la información disponible, se propone una reevaluación el coeficiente de seguridad exigible para el modo de fallo de deslizamiento y para riesgo hidrológico en presas de gravedad en explotación.

Sin embargo la relación que se propugna es cualitativa, basada en la intuición y juicio ingenieril porque buena parte de la información utilizada para evaluar la seguridad no es susceptible de un tratamiento estadístico. Esto se debe a que, o bien se compone de atributos de calidad (descripción del macizo rocoso, comportamiento hidráulico) o cuando tiene carácter cuantitativo, normalmente son pocos los datos que permitan un análisis estadístico representativo (por ejemplo una serie de probetas de varios sondeos de prospección de la roca de cimiento). Es de reseñar que si esta información fuera tratable estadísticamente (por ejemplo si conociéramos las funciones de distribución de probabilidad de parámetros resistentes de la superficie presa-cimiento con precisión) a partir de los procedimientos de fiabilidad estructural se podría evaluar con rigor la probabilidad de fallo y su relación con el coeficiente de seguridad.

Los aspectos de la información que se valoran a través del juicio crítico están directamente relacionados con los parámetros resistentes contra el deslizamiento, los que mantienen una relación indirecta y los que no están, en principio, relacionados. Esta información abarca aspectos de la geotecnia de la cerrada y el embalse, los ensayos reales realizados sobre los materiales del sistema presa-cimiento así como su profusión y el tiempo transcurrido desde que se realizaron, la certidumbre sobre la correcta geometría de la presa a través de los planos disponibles, la instrumentación específica para conocer la subpresión, el resto del sistema de auscultación, el registro fehaciente de los niveles elevados alcanzados en el embalse y superados con éxito por el conjunto presa-cimiento que estén bien documentados, la existencia de informes específicos de diagnóstico de la presa sobre el modo de fallo a deslizamiento realizados con anterioridad basados en modelos más sofisticados que el de equilibrio límite, el uso predominante del embalse, la calidad del archivo técnico, el prestigio y medios del titular y la situación administrativa del Plan de Emergencia y su implantación.

El coeficiente exigible experimenta una reducción cuanto mejor calidad y más abundante es la información disponible y cuando más bajos sean los parámetros resistentes de cálculo (posición conservadora del evaluador). De manera alterna el coeficiente se incrementa cuanto más vaga y escasa sea la información y los parámetros de cálculo sean altos. Para ellos se asume un incremento o decremento máximo del coeficiente de variación de la resistencia es  $\pm 0,05$ , resultante de la interpretación conjunta del juicio crítico de información disponible y la adopción de los parámetros resistentes de cálculo.

El procedimiento planteado tiene carácter cualitativo porque, si bien es cierto que se fundamenta en cierta base probabilista, la mayor parte de la información que utiliza es subjetiva y proviene de un juicio crítico del evaluador, aunque concluye en una estimación cuantitativa.

El procedimiento también tiene en cuenta el valor relativo de los parámetros resistentes adoptados para la litología en que se encuentra la cerrada, ello en respuesta al carácter más o menos conservador del evaluador.

El modelo se ha calibrado de manera que a la situación considerada como neutra o media (esto es, cuando la incertidumbre de la información pueda calificarse como media y el índice de los parámetros resistentes también medios) le correspondan coeficientes de seguridad de las recomendaciones de buenas prácticas, por tanto, en este caso, el procedimiento no determina un margen de seguridad adicional para todos los escenarios de solicitud (normal, accidental y extremo).

El procedimiento se ha aplicado a un portfolio de 16 presas con resultados muy distintos si bien el promedio de los coeficientes obtenido ha sido solamente un 5% mayor que el establecido por la Guía Técnica nº2. El mayor incremento particularizado ha sido de 41% y la mayor reducción del 21%.

## 6.2 Conclusiones

En este epígrafe se presenta un resumen de las aportaciones más significativas de esta tesis doctoral, agrupadas en lo que ha constituido los dos grandes pilares de su desarrollo: La exploración de los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad y el procedimiento propuesto para el establecimiento del margen de seguridad en función de la información disponible.

### 6.2.1 Sobre el contenido de los informes de primera revisión

Para la realización de las primeras revisiones de seguridad del grupo de dieciséis presas se ha destinado una parte de su presupuesto a reconocimientos de los materiales, a través de sondeos geotécnicos y ensayos en laboratorio tanto del cuerpo de presa como del cimiento, para completar y verificar la información existente en el archivo técnico de las presas. Considerando que la gran mayoría de las presas del grupo analizado se encuentran en servicio durante largos periodos de tiempo, que en general puede cifrarse en decenas de años, estos reconocimientos dan consistencia a las evaluaciones de seguridad realizadas ya que eliminan incertidumbres y sobre todo confirma la inexistencia de procesos degenerativos en los materiales durante la fase de servicio.

Sin embargo, la representatividad de los datos de los materiales obtenidos de los reconocimientos y que luego han de servir para la evaluación de la seguridad debería estudiarse con mayor atención debido a las dimensiones de la estructura que se pretende caracterizar; por ello puede resultar conveniente su complementación con otro tipo de ensayos o reconocimientos (esclerometría o velocidad de ultrasonidos).

Si bien existen modelos numéricos actuales de gran complejidad para el análisis tensodeformacional de estructuras de hormigón y su interacción con el terreno que incorporan capacidades para tener en cuenta la respuesta no lineal tensión- deformación de los materiales, sus propiedades plásticas y viscoelásticas, el comportamiento no lineal debido a la fisuración y los efectos dinámicos entre otros, su aplicación por la comunidad técnica no es generalizada para la evaluación de la seguridad de las presas en servicio en los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad. Más aún, se constata por tanto a partir de los informes analizados un evidente distanciamiento entre el estado del arte en este campo y su aplicación práctica.

Los modelos de equilibrio límite utilizados para la comprobación de estabilidad avalados por el uso tal y como se ha venido haciendo durante décadas se consideran prácticos y seguros porque cuantifican un límite inferior de la seguridad, si bien es evidente que suponen un alejamiento de la realidad frente a otros métodos más complejos. En este sentido el uso del método desacoplado supone un avance al utilizar un estado tensional mucho más realista y no requiere

un esfuerzo adicional porque emplea los resultados del análisis tensodeformacional que es necesario realizar igualmente.

La no utilización de modelos complejos en favor de los empleados parece tener su explicación en la dificultad de aplicación y en el sobretiempos necesario que requiere su empleo en detrimento de los métodos tradicionales más simples y de uso generalizado. Es decir, para la aplicación de modelos complejos en la comprobación de presas en servicio se requiere de personal muy especializado, frecuentemente vinculado a universidades y dedicado a la investigación o bien expertos presistas de marcado renombre y experiencia que suelen ser más bien escasos. Por otro lado, la implementación de estos métodos es mucho más costosa en tiempo y por tanto onerosa y además previa a su aplicación es muy conveniente, cuando no necesario, haber aplicado con anterioridad un método convencional que arroje valores de referencia con los que poder comparar los resultados de los métodos más complejos.

No es por tanto probable el uso de modelos complejos en los análisis generales de la seguridad en las presas en servicio y podría decirse que éstos quedan reservados para su utilización en los supuestos que se pretenda estudiar alguna presa en concreto que presente una patología determinada o la investigación de un estado límite de rotura.

En función de la representatividad de los datos de los materiales utilizados en la evaluación de la seguridad debe decidirse si conviene realizar un análisis de sensibilidad según la incertidumbre. En caso de que la incertidumbre de los parámetros que intervienen en el análisis de seguridad derive en un análisis de sensibilidad que arroje resultados insatisfactorios, se concluye la necesidad de incrementar las prospecciones que acoten el rango probable de aquellos y adicionalmente la conveniencia de aplicar una metodología no determinista como el análisis de riesgos.

De entre las capacidades de los modelos complejos se considera más relevante para las presas de tipología de gravedad poder modelizar de forma realista la interfaz presa-cimiento en el análisis tensodeformacional para conocer la longitud de la fisura en cada situación de carga. De esta manera, una vez realizada la comprobación resistente, el resultado de este análisis proporcionaría también los datos necesarios para realizar de forma más realista la comprobación de estabilidad al incorporar a ésta la subpresión real y la base efectiva de contacto.

Vinculado con lo anterior, los ensayos experimentales que se acometan en el futuro convendrían que se encaminaran también, entre otros objetivos, a proporcionar información de cómo se encuentra el estado del contacto presa-cimiento y, si es posible, estimar su resistencia a tracción, ángulo de rozamiento interno y cohesión, de la forma más representativa asequible. Si bien dicha investigación debe ser compleja y onerosa, especialmente en presas en explotación, enriquecer su conocimiento representaría incrementar en buena medida la confianza en la seguridad de presas antiguas que cuentan con limitada información sobre su cimentación.

### 6.2.2 Sobre la metodología propuesta

Para la evaluación de la seguridad de las presas en explotación además de utilizar aquella información sobre el conocimiento de la caracterización y funcionamiento de la presa que esté disponible y que sea útil a tal fin, debiera establecerse el margen de seguridad a verificar en función de su cantidad y calidad, en definitiva, de la incertidumbre sobre su comportamiento. Esta aseveración, que parece del todo racional y hasta una obviedad, no ha tenido sin embargo un reflejo directo en la normativa ni siquiera en las guías de buenas prácticas para la seguridad en nuestro país hasta la fecha. Dicho de otro modo, la incertidumbre de la información de partida para la estimación de parámetros resistentes de los mecanismos de fallo y la referente a otros aspectos vinculados no participa de forma directa en las comprobaciones de seguridad, bien entendido que las recomendaciones para la aplicación del Reglamento Técnico tienen en cuenta la incertidumbre porque imponen unos coeficientes de seguridad bastante mayores que la unidad, pero siempre de forma generalista y no particularizando caso a caso.

En esta tesis se ha propuesto una primera aproximación de sistematizar la relación entre la información disponible y el margen de seguridad para un modo de fallo concreto en presas de gravedad en explotación. Elementos de la información como el conocimiento de la litología, la geotecnia o caracterización mecánica de los materiales que interactúan en el interfaz presa-cimiento y su evolución en el tiempo, la evidencia o incertidumbre de la subpresión y su variación con el nivel del embalse, el sistema de monitorización o los niveles de embalse superados con éxito no pueden ser indiferentes en una evaluación de seguridad en función de su grado de conocimiento y, por tanto, se tienen en cuenta a la hora de establecer el coeficiente a verificar.

Con ello se pretende que el resultado de la aplicación del procedimiento determinista sea homogéneo, independiente del carácter del evaluador y sus preferencias personales a la hora de seleccionar los parámetros de cálculo en función de la información disponible.

Para las situaciones difíciles y menos deseables de contar con información de máxima incertidumbre y un índice también alto de los parámetros resistentes de diseño, que corresponde con una psicología poco conservadora del evaluador, la aplicación ha conllevado un aumento del orden del 40% de los coeficientes recomendados por las buenas prácticas para el escenario de sollicitación normal. La antagónica, pero deseable, situación que se produce con índices bajos e incertidumbre también baja, arroja reducciones del coeficiente del orden del 20% para escenarios de sollicitación normal.

Asimismo el procedimiento concede mayor variación en las situaciones normales (N21) y menor en las extremas (E21), lo que es una consecuencia de la asignación de las probabilidades de rotura condicionada y su relación con el coeficiente de seguridad.

Se ha llevado a cabo un análisis de sensibilidad de los resultados respecto de dos variables consideradas muy relevantes como son el número de víctimas promedio y el incremento máximo del coeficiente de variación de la resistencia a asignar en función del juicio crítico de la información y selección de los parámetros resistentes de diseño. De este se concluye que el número de víctimas tiene poca incidencia en los resultados siempre que su número se encuentre en el orden de 25-50 o superior. Por su lado el incremento máximo del coeficiente de variación tiene una influencia significativa, si bien de forma asimétrica, ya que cuando el juicio crítico es desfavorable, al duplicar el incremento máximo (0,10) el requerimiento del coeficiente de seguridad llega a ser hasta de un 80% superior en escenarios normales y algo menor, un 30%, en accidentales o extremos, mientras que su reducción a la mitad (0,025) solo disminuye el requerimiento en un 20%. Cuando el juicio crítico es favorable duplicar el incremento (0,10) solo lleva a reducciones del 20 % y su reducción a la mitad (0,025) a aumentos del 10% en situaciones normales y prácticamente no presenta variaciones en situaciones accidentales o extremas.

Algunas de las implicaciones prácticas que pueden colegirse de la metodología para las presas en explotación son:

- a) Las presas en explotación deben contar con un control de subpresiones adecuado. No disponer de éste es penalizado por el procedimiento en gran medida.
- b) Debe comprobarse las propiedades mecánicas de los materiales del sistema presa-cimiento con cierta periodicidad, para lo que habrán de realizarse informes de caracterización de forma periódica que se apoyen en ensayos experimentales.
- c) El archivo técnico ha de ser continuamente alimentado con información de la explotación ordinaria y con el resultado de situaciones accidentales o extraordinarias. No ofrece las mismas garantías el estudio de una presa con un archivo técnico completo y bien estructurado que otra que no lo tenga y ello debiera influenciar el resultado final.
- d) Si la aplicación con incertidumbre máxima o incluso media resultara desfavorable se insta antes de acometer medidas estructurales a profundizar en el conocimiento de la presa y reducir la incertidumbre, sobre todo, en aquellos aspectos directamente vinculados a los parámetros resistentes. La aplicación del método ha dado como resultado menores exigencias de margen en métrica de coeficientes de seguridad en aquellas presas en que la incertidumbre de la información era mínima o moderada.
- e) La metodología conlleva un mayor coste de utilización, en tiempo y recursos, siempre que solo se estudie por separado el deslizamiento de la presa. El motivo es claro, no solo hay que investigar sobre los aspectos directamente vinculados al deslizamiento (parámetros resistentes y sollicitaciones que lo condicionan) sino otros muchos, dado que el procedimiento demanda un análisis integral y juicio crítico de la mayor parte de

información disponible de la presa contenida en el archivo técnico. Sin embargo no debería representar un coste mucho mayor que el procedimiento convencional si se realizara en el contexto de un informe de análisis general de la presa, ya que, toda ella debe utilizarse para un desarrollo, por ejemplo, cuando se lleven a cabo las segundas revisiones de seguridad todavía pendientes. Por este motivo parece más idónea la aplicación de la metodología en la realización de estudios integrales de seguridad de las presas, incluyendo el contenido y organización del archivo técnico.

- f) Dado que el procedimiento supuestamente tiene como resultado coeficientes de seguridad *homogéneos* para el deslizamiento puede ser utilizado como herramienta en la toma de decisiones sobre inversiones para incrementar la seguridad en determinados supuestos. En efecto, en los casos en que no se pueda mejorar sustancialmente la incertidumbre de la información cabe plantearse primeramente medidas estructurales o de gestión para aumentar la seguridad en aquellas en tengan mayor distancia entre el coeficiente de seguridad resultante y el de cálculo, es decir, como sistema de priorización de inversiones.
- g) Si bien no directamente vinculado al procedimiento, podría ser de interés en la línea ya iniciada por la Administración Estatal por la que se han creado bases de datos con información diversa sobre las presas españolas integrada en el inventario de grandes presas, generar una base de datos para todas las presas españolas que recogiera los elementos de información indicados en esta tesis, lo que se estima de gran interés para la comunidad ingenieril interesada en la materia.

Se quiere hacer constar que la aplicación del procedimiento se ha hecho para la situación que tenían las presas tras los informes de primera revisión de 2004 y que desde entonces muchas de las presas del portfolio y en especial aquellas que arrojan resultados desfavorables tras la aplicación de la metodología, mejoraron su situación por la ejecución de una serie de proyectos de renovación y mejora que tuvieron lugar precisamente como consecuencia de los mismos y que tras su implantación que supusieron la instalación de nuevos sistemas de auscultación, refuerzo de las pantallas de inyección y reperforación de drenes entre otras actuaciones su valoración actual daría resultado favorable.

Finalmente se debe indicar que el procedimiento utilizado en el contexto de las futuras revisiones de seguridad general que hayan de realizarse, y considerando que el modo de fallo a deslizamiento suele ser el más restrictivo por criterio estructural para presas de gravedad, puede servir para racionalizar el esfuerzo a dedicar con vistas a focalizar los recursos en los aspectos de la información que más lo necesiten.

### 6.3 Futuras líneas de investigación

Como ulteriores propuestas de investigación a este trabajo se sugieren los siguientes puntos para la mejora de la concepción y aplicación del conocimiento:

- Estudio de relaciones entre la probabilidad de fallo y coeficiente de seguridad basadas en otras funciones de distribución de probabilidad diferentes de la normal o de Gauss para la resistencia y la sollicitación. Por ejemplo utilizar funciones log-normal para los parámetros resistentes pueden tener un significado físico más acorde ya que, por su naturaleza, no pueden tener valores negativos.
- Para la equivalencia entre coeficiente de seguridad y probabilidad de fallo pueden utilizarse valores característicos de la resistencia y sollicitación distintos al valor medio. Vincular el valor característico modificando la media en función de la mayor o menor dispersión de la función de densidad puede proporcionar resultados del coeficiente de seguridad que no solo dependan del valor medio de las variables sino de su dispersión o desviación típica.
- Proponer límites superior e inferior razonables del valor del coeficiente de variación de la resistencia en base a la experimentación de casos reales en que se hayan podido caracterizar los materiales. Si fuera también posible encontrar una relación entre el coeficiente de variación de la resistencia en función del conocimiento de la presa podría aplicarse el método sin partir del coeficiente de referencia inicial referido al coeficiente de seguridad de partida, tal y como queda patente en el epígrafe 3.3.
- Extender el modelo para el resto de escenarios de sollicitación contemplados en la normativa, es decir, fundamentalmente el escenario sísmico de las combinaciones A23 y E22 de la Guía Técnica de Seguridad nº 2.
- Ampliar y sistematizar los elementos sobre la información para llevar a cabo el juicio crítico con el que evaluar la incertidumbre. Otros aspectos pueden incluirse en el listado aquí presentado como por ejemplo valorar otros ensayos geotécnicos (prospecciones sísmicas, carga puntual Franklin) o la referente a la movilización del empuje pasivo caso de contar con él, etc.
- Para las presas de la categoría A en función del riesgo potencial, establecer un mínimo de ensayos experimentales, a realizar periódicamente cada cierto número de años, que caractericen mínimamente los materiales que intervienen en la seguridad frente al deslizamiento. La cuantía de los de ensayos sería la necesaria para reducir el coeficiente

de variación de la resistencia a un umbral que proporcionara un coeficiente de seguridad adecuado según el planteamiento presentado en este trabajo.

\*\*\*\*\*

## **APÉNDICES**



**Apéndice-1: Evaluación de la información disponible de las presas del portfolio**



## **A1.1 Presa 01**

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*

*Sujeto a autorización*

**Resumen**

Orden	Aspecto	Valoración		Carácter
1	Geotecnia descriptiva	9/20		
2	Geotecnia experimental	23/40		
3	Geotecnia deductiva	7/10	58/125	Esencial
4	Geometría	8/15		
5	Subpresión	8/20		
6	Auscultación	3/20		
7	Niveles históricos	2/8		
8	Diagnóstico	7/12		
9	Uso de presa	2/3	21/40	Secundario
10	Archivo técnico	4/8		
11	Titular	4/4		
12	Plan de Emergencia	2/5		

**Valoración**

Por la calificación obtenida:

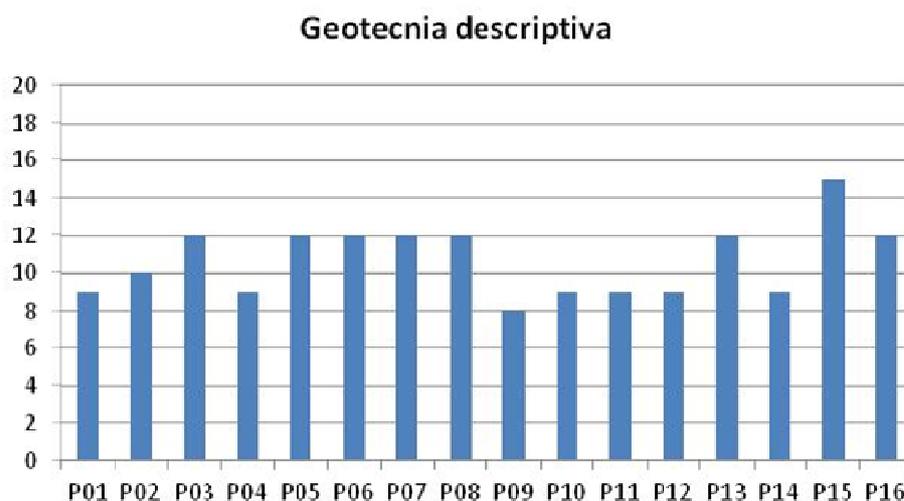
58 puntos en información esencial  
21 puntos en información secundaria

La valoración de la incertidumbre resulta:

<b>Incertidumbre máxima</b>
-----------------------------

## A1.2 Resumen para el resto de presas

### A1.2.1 Geotecnia descriptiva



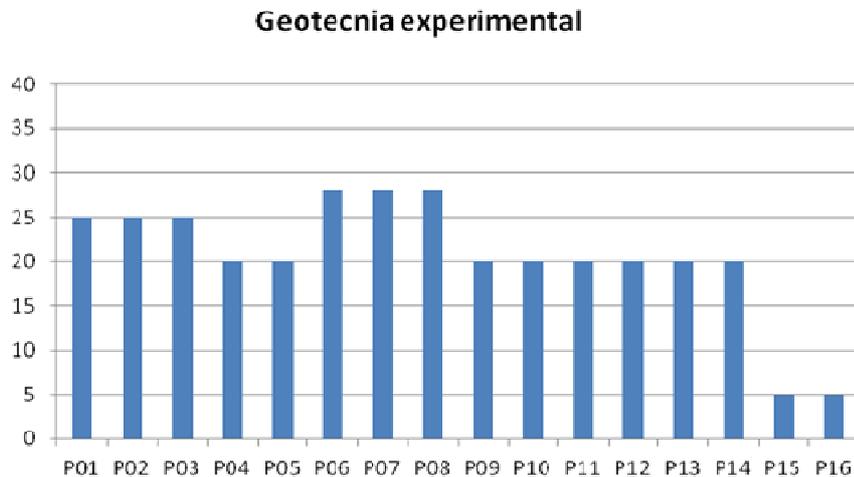
*Figura 0.1- Puntuación sobre la geotecnia descriptiva*

El detalle en las descripciones litológicas de la cerrada y su entorno no se consideran en general muy dispares, si bien hay ciertos casos que destacan sobre el resto por su amplitud y nivel de detalle. Se presume que para estos últimos hubieron un mayor número de sondeos de investigación para la proyecto y durante la construcción de la presa porque posiblemente la naturaleza de la litología fuera más compleja.

En ningún caso se ha tenido constancia de que exista un archivo fotográfico de la cerrada, una vez efectuadas las excavaciones, antes del hormigonado de la primera tongada, lo que probablemente pueda achacarse a que en la época en que se construyeron no era algo habitual.

\*\*\*\*

### A1.2.2 Geotecnia experimental



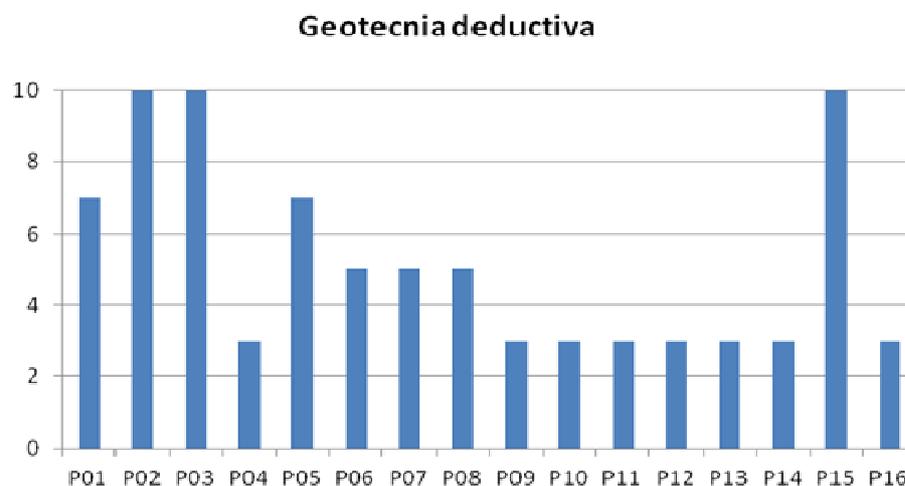
*Figura 0.2- Puntuación sobre la geotecnia experimental*

Como se describe en el 3.8 del grupo las presas P05, P15 y P16 no realizaron ensayos para la caracterización de los materiales. Las presas P15 y P16 obtienen en este apartado una baja puntuación por este motivo y por tratarse de presas que llevan largos periodos en explotación, más de 50 y 40 años respectivamente. La presa P05 sin embargo lleva poco más de 20 años en explotación y existe gran documentación sobre los ensayos realizados en proyecto y construcción.

Es de destacar que, en general, la caracterización de los materiales se basa en los ensayos realizados y que destacan algunas sobre otras por la representatividad y por la tipología. Por ejemplo a las que se le ha otorgado mayor puntuación es que en igualdad de condiciones con el resto han llevado a cabo el ensayo de corte directo para la roca de cimiento.

\*\*\*\*

### A1.2.3 Geotecnia deductiva



*Figura 0.3- Puntuación sobre la geotecnia deductiva*

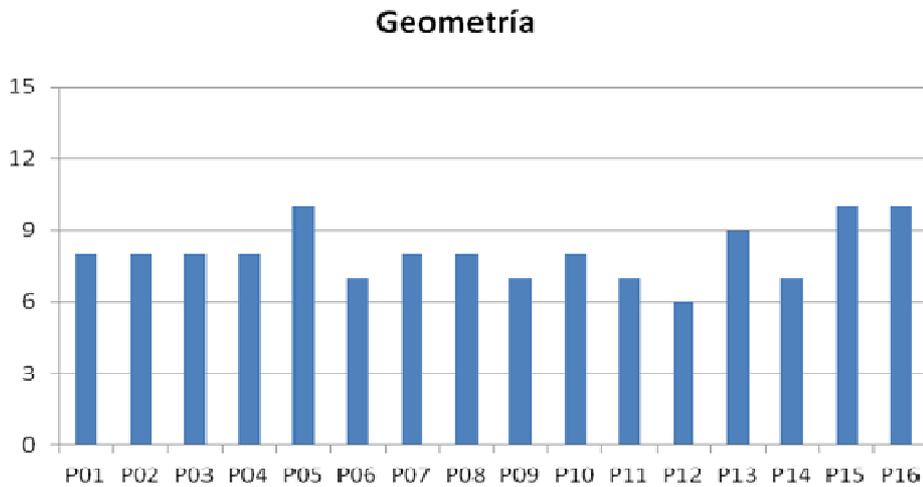
En general existe bastante disparidad en este aspecto en virtud de los estudios que han sido realizados para evaluar la estabilidad del macizo rocoso de apoyo de la presa. Normalmente estos estudios no se han llevado a cabo para realizar los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad pero, de existir, los informes hacen referencia y resumen los resultados.

Normalmente en todos los casos se tienen lecturas del índice RQD aunque con distinta representatividad, no así del índice de Barton o RMR.

Las presas P02, P3 y P15 destacan por la alta caracterización de los estribos.

\*\*\*\*

### A1.2.4 Geometría



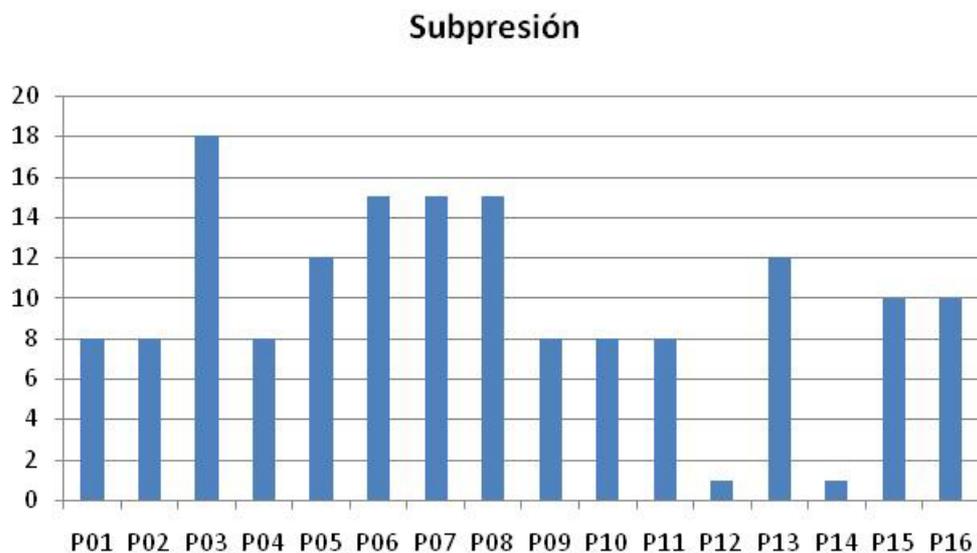
*Figura 0.4- Puntuación sobre la geometría*

No se aprecian grandes diferencias en cuanto a la calidad de la información geométrica de la presas, si bien en algunos casos, la definición es más precisa en cuanto a la posición del drenaje, huecos interiores, cotas de los elementos y se observan pocas o ninguna incoherencia entre las medidas.

Sin embargo no se tiene constancia de una buena definición de la superficie real del cimiento lo que motiva no haber otorgado una mayor media a la puntuación.

\*\*\*\*

**A1.2.5 Subpresión**



l

La valoración de este apartado resulta muy dispar debido a la casuística del control de la subpresión en el cimiento.

De la serie, los casos que destacan por su mayor puntuación es porque cuentan con instrumentación para la medición directa de la subpresión, del resto, los que tienen puntuación media es porque solo disponen de medios indirectos como piezómetros abiertos.

En algunos pocos casos no se cuenta con ningún tipo de control de subpresión.

\*\*\*\*

### A1.2.6 Auscultación

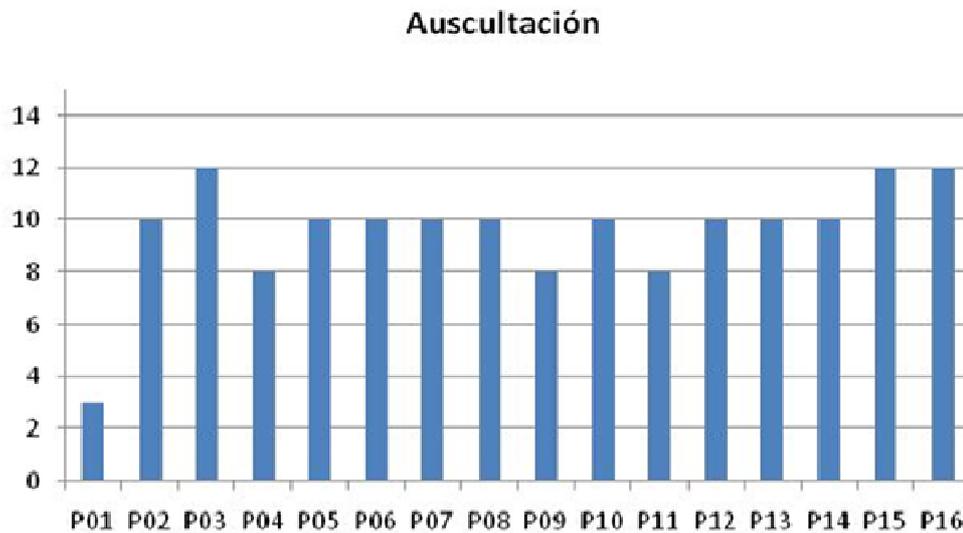


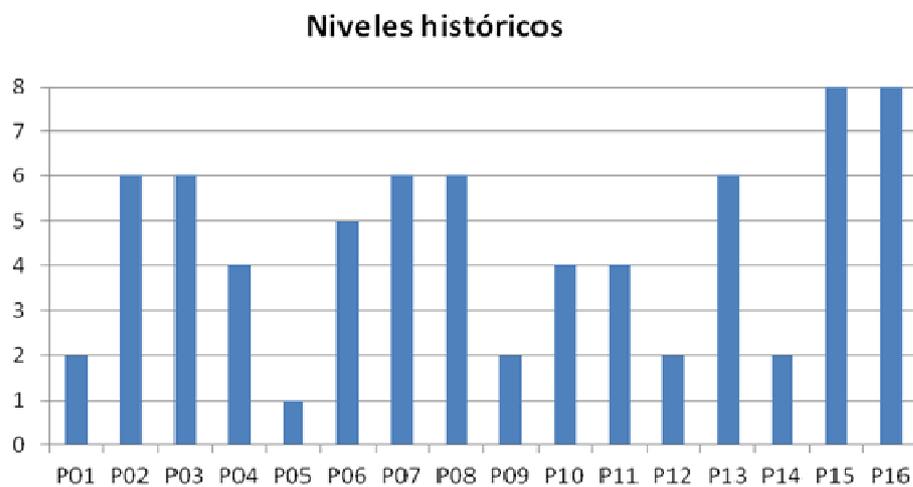
Figura 0.6- Puntuación sobre la auscultación

La valoración de elemento que se refiere a la auscultación deformacional y al control de filtraciones es bastante uniforme porque ha sido la instrumentación que tradicionalmente, en mayor o menor medida, está disponible desde la construcción de las presas.

Bien es cierto, que existen diferencias en cuanto a la cantidad relativa (en función del tamaño de la presa) y representatividad de los aparatos de auscultación, en cuanto a la longitud de la serie histórica medida y validada y la periodicidad de la toma de datos. Normalmente han tenido mayor puntuación las presas de mayor entidad o aquellas que presentaban cierto comportamiento del que se pretendía recabar mayor información que el usual.

\*\*\*\*

**A1.2.7 Niveles históricos**



*Figura 0.7- Puntuación sobre niveles históricos*

Desigual valoración también en este apartado por la inexistencia de informes específicos en muchos casos sobre episodios hidrológicos que hayan hecho superar los niveles normales o accidentales, así como una evaluación del comportamiento exhibido por de la presa en base a la información disponible.

Sin embargo casi siempre se cuenta con datos de nivel de embalse con niveles altos y que se supone que la presa ha soportado en condiciones de seguridad.

\*\*\*\*

### A1.2.8 Diagnóstico

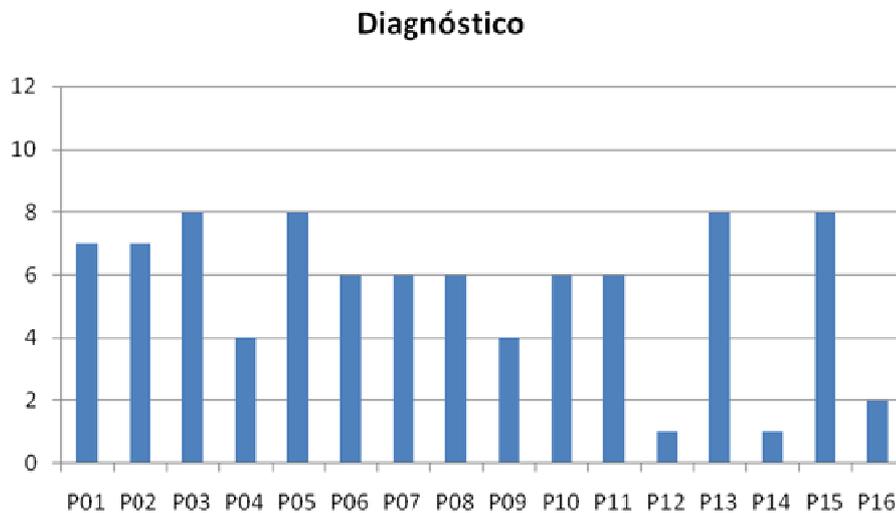


Figura 0.8- Puntuación sobre el diagnóstico

Existen informes específicos en algunos casos que abordan con mayor o menor fundamento el fallo de deslizamiento.

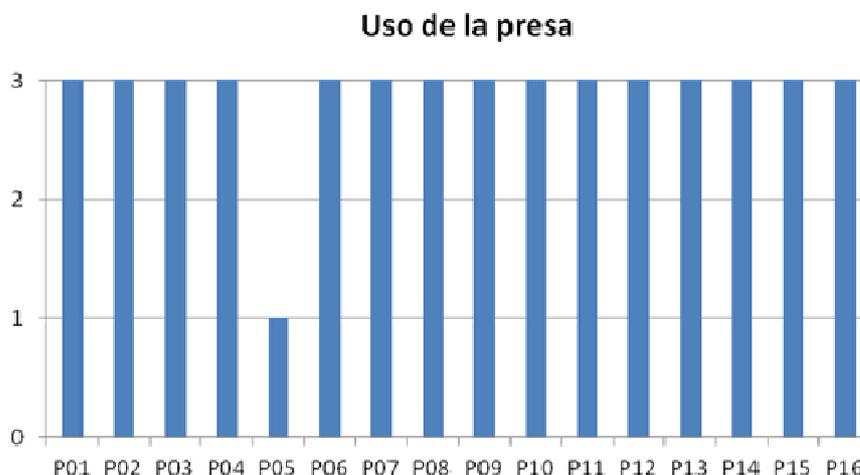
No se han utilizado en ningún caso modelos más sofisticados que de equilibrio límite, que puedan aportar más conocimiento sobre la forma de funcionamiento del conjunto presa-cimiento y arrojar luz sobre resistencias adicionales no contempladas en los modelos simples.

En algunos casos sí se cuenta con una resistencia adicional no valorada por disposición de planta curva que fomenta el efecto arco.

No obstante algunas presas, las de menor puntuación, no disponen ni de informes específicos ni de modelos sofisticados ni cuentan con resistencia adicional a la valorada.

\*\*\*\*

**A1.2.9 Uso de la presa**



*Figura 0.9- Puntuación sobre el uso de la presa*

La mayoría de las presas del portfolio tienen múltiples objetivos y entre ellos siempre se encuentra la laminación de avenidas. Sin embargo el uso prioritario es la regulación de caudales fluviales para suministro de abastecimiento y/o regadío. Algunas presas también cuentan con una central hidroeléctrica de pie de presa.

Por tanto se ha valorado a todo el portfolio con la misma puntuación exceptuando un caso en que su único objeto actual es la laminación de avenidas.

\*\*\*\*

### A1.2.10 Archivo técnico

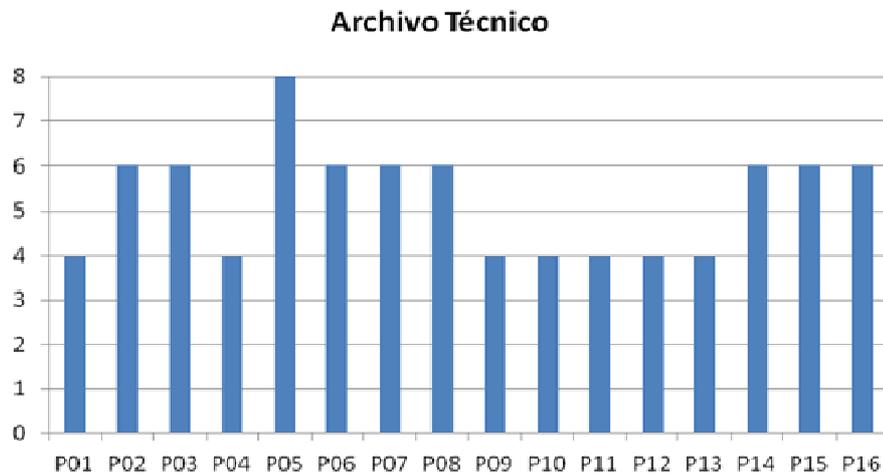


Figura 0.10- Puntuación sobre el archivo técnico

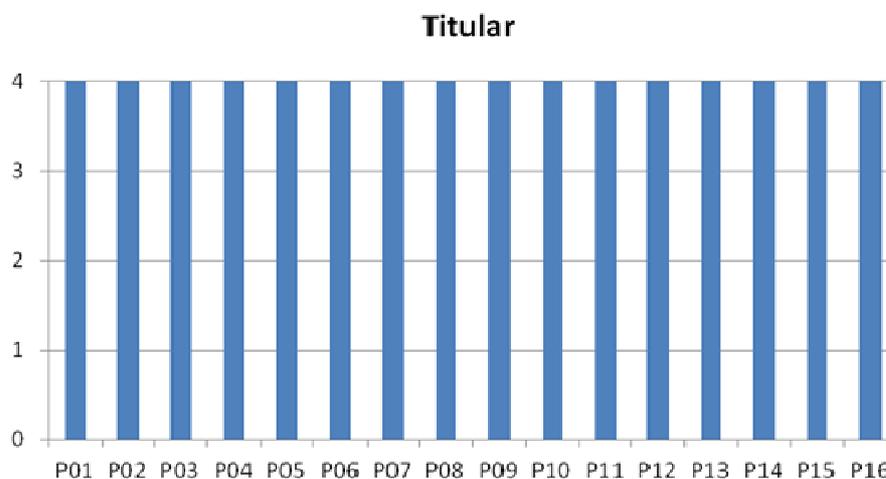
Este elemento presenta una valoración en el portfolio bastante homogénea. La carencia más frecuente de los dos aspectos que se valoran (calidad y compleción) es la compleción del archivo.

En efecto se echa en falta en algunos de los apartados del archivo documentos que debieran estar presentes muchos de ellos generados durante la construcción de la presa y los primeros años de explotación, pero que sin embargo, probablemente por extravío después de tanto tiempo transcurrido, no figuran.

Hay un caso que obtiene la máxima puntuación al ser el archivo es de gran calidad y completo, y viene motivado porque de todas las presas del portfolio es la de menor edad, tan solo unos 20 años.

\*\*\*\*

**A1.2.11 Titular**



*Figura 0.11- Puntuación sobre el titular*

En este apartado todo el portfolio recibe la misma puntuación para todo el portfolio al tener como titular a la Administración del Estado.

Se ha considerado que la Confederación Hidrográfica como organismo competente para la explotación de obras hidráulicas tiene obligación de cumplir y hacer cumplir la normativa de seguridad sectorial, además de medios suficientes y elevado prestigio en el desarrollo de esa materia, y por lo tanto, se ha otorgado la máxima puntuación.

\*\*\*\*

### A1.2.12 Plan de emergencia

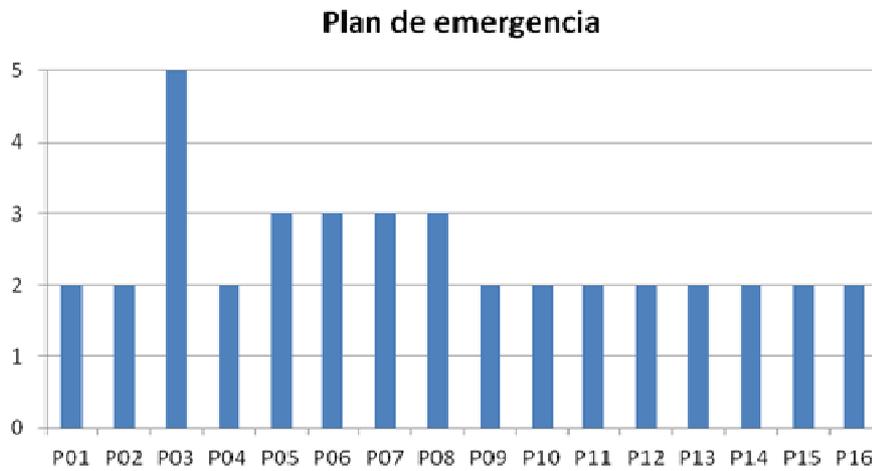


Figura 0.12- Puntuación sobre el Plan de emergencia

Se ha evaluado el grado de implantación de este documento constatando que pueden agruparse en diversos niveles, aquellas que lo tienen aprobado el plan, aquellas que tienen un proyecto de implantación aprobado pero no ejecutado y aquellas que lo tienen implantado o en condiciones de tenerlo implantado en muy breve plazo.

\*\*\*\*





**Apéndice-2: Portfolio de presas a las que se les ha aplicado la metodología propuesta**



Se presenta a continuación un cuadro resumen con las características básicas de las presas analizadas

*Sujeto a autorización*



## Apéndice-3: Curvas P<sub>f</sub>-F-CV

### A3.1 Introducción

En las siguientes páginas se muestra la definición numérica de las curvas P<sub>f</sub>-F-Cv las cuales han sido calculadas para los siguientes supuestos.

1. El modelo de coeficiente de seguridad es la relación entre la resistencia R y la sollicitación S.

$$F = \frac{R}{S}$$

2. La sollicitación se ha caracterizado como una constante de valor la unidad.

$$S = 1$$

3. La resistencia R se ha caracterizado como una variable aleatoria con distribución normal, de media el coeficiente de seguridad y como desviación típica el como el producto del coeficiente de variación y el coeficiente de seguridad.

$$R: N(F, CV \cdot F)$$

La obtención por puntos de las curvas se ha resuelto mediante por Monte Carlo para experimentos de N=10.000.000, los cuales se han llevado a cabo dos o tres veces. Los coeficientes de seguridad para los que han sido calculadas las curvas son los siguientes:

1,00 - 1,10 - 1,25 - 1,40 - 1,50 - 1,60 - 1,80 - 1,90 - 2,00 - 2,20 - 2,30 - 2,70 - 3,00 - 4,00 - 6,00

### A3.2 Forma numérica

- **Coefficiente de seguridad F=1**

R	DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
1	0,05	0,050	5.000.659	5.000.931	5.000.088	5,00E-01
	0,10	0,100				5,00E-01
	0,15	0,150				5,00E-01
	0,20	0,200	4.999.814	4.999.287	5.001.027	5,00E-01
	0,30	0,300				5,00E-01
	0,40	0,400				5,00E-01
	0,60	0,600				5,00E-01
	0,80	0,800	5.001.011	5.000.366	4.999.026	5,00E-01

- **Coefficiente de seguridad F=1,10**

R	DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
1,10	0,011	0,010	0			1,00E-100
	0,017	0,015	0			1,00E-100
	0,019	0,017	0			1,00E-100
	0,020	0,018	6	4	4	4,67E-07
	0,022	0,020	33	31	32	3,20E-06
	0,023	0,021	77	75	71	7,43E-06
	0,024	0,022	163	164	163	1,63E-05
	0,025	0,023	314	317	325	3,19E-05
	0,026	0,024	587	605	591	5,94E-05
	0,028	0,025	1.788	1.782	1.806	1,79E-04
	0,029	0,026	2.846	2.816	2.846	2,84E-04
	0,030	0,027	4.312	4.320	4.307	4,31E-04
	0,031	0,028	6.253	6.269	6.326	6,28E-04
	0,032	0,029	8.888	8.875	8.923	8,90E-04
	0,033	0,030	12.217	12.182	12.294	1,22E-03
	0,044	0,040	115.254	115.229	115.286	1,15E-02
	0,055	0,050	345.321	344.983	345.192	3,45E-02
	0,066	0,060	648.682	648.508	649.183	6,49E-02
	0,077	0,070	969.889	970.485	970.574	9,70E-02
	0,088	0,080	1.279.164	1.279.426	1.279.790	1,28E-01
0,099	0,090	1.562.643	1.561.996	1.562.485	1,56E-01	
0,110	0,100	1.816.286	1.815.896	1.816.189	1,82E-01	

R	DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
	0,121	0,110	2.042.187	2.042.263	2.042.493	2,04E-01
	0,132	0,120	2.243.750	2.242.788	2.242.962	2,24E-01
	0,165	0,150	2.722.490	2.722.616	2.723.106	2,72E-01
	0,187	0,170	2.965.037	2.963.633	2.964.192	2,96E-01
	0,220	0,200	3.246.603	3.246.618	3.247.934	3,25E-01
	0,330	0,300	3.808.587	3.810.557	3.808.484	3,81E-01
	0,440	0,400	4.100.344	4.101.466	4.101.957	4,10E-01
	0,550	0,500	4.278.816	4.279.737	4.279.475	4,28E-01
	0,660	0,600	4.399.140	4.398.798	4.398.786	4,40E-01
	0,770	0,700	4.482.821	4.482.316	4.484.180	4,48E-01

• **Coefficiente de seguridad F=1,25**

R	DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
	0,01250	0,010				1,00E-100
	0,02500	0,020				1,00E-100
	0,03750	0,030				1,00E-100
	0,03875	0,031				1,00E-100
	0,04250	0,034	0			1,00E-100
	0,04375	0,035	0			0,00E+00
	0,05000	0,040	4	4	5	4,33E-07
	0,05125	0,041	5	5	7	5,67E-07
	0,05250	0,042	11	11	12	1,13E-06
	0,05375	0,043	19	17	17	1,77E-06
	0,05500	0,044	33	32	29	3,13E-06
	0,05625	0,045	48	47	46	4,70E-06
	0,05750	0,046	73	72	71	7,20E-06
	0,05875	0,047	106	113	113	1,11E-05
	0,06000	0,048	164	162	151	1,59E-05
	0,06125	0,049	225	225	220	2,23E-05
	0,06250	0,050	314	320	326	3,20E-05
	0,06500	0,052	602	612	600	6,05E-05
	0,06875	0,055	1.359	1.379	1.392	1,38E-04
	0,07500	0,060	4.301	4.326	4.253	4,29E-04
	0,08125	0,065	10.418	10.495	10.482	1,05E-03
	0,08750	0,070	21.463	21.425	21.354	2,14E-03
	0,10000	0,080	62.109	62.068	62.035	6,21E-03
	0,11250	0,090	131.261	131.250	131.400	1,31E-02

Apéndice 3

R	DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
	0,12500	0,100	227.491	227.758	227.372	2,28E-02
	0,15000	0,120	477.789	477.995	477.984	4,78E-02
	0,18750	0,150	912.140	911.983	912.031	9,12E-02
	0,25000	0,200	1.586.117	1.585.805	1.586.404	1,59E-01
	0,37500	0,300	2.526.121	2.524.445	2.524.099	2,52E-01
	0,50000	0,400	3.085.588	3.084.806	3.085.572	3,09E-01
	0,62500	0,500	3.445.032	3.447.251	3.446.729	3,45E-01
	0,75000	0,600	3.695.284	3.693.855	3.694.542	3,69E-01
	0,87500	0,700	3.874.541	3.874.958	3.875.330	3,87E-01

• Coeficiente de seguridad F=1,40

R	DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
	0,05600	0,040	0			1,00E-100
	0,07700	0,055	0	0	0	1,00E-100
	0,07840	0,056	3	4	3	3,33E-07
	0,07980	0,057	4	4	4	4,00E-07
	0,08120	0,058	5	5	7	5,67E-07
	0,08260	0,059	9	8	10	9,00E-07
	0,08400	0,060	11	10	9	1,00E-06
	0,09800	0,070	224	226	228	2,26E-05
	0,11200	0,080	1.786	1.769	1.801	1,79E-04
	0,12600	0,090	7.481	7.532	7.520	7,51E-04
	0,14000	0,100	21.368	21.350	21.476	2,14E-03
	0,15400	0,110	47.012	47.033	46.973	4,70E-03
1,40	0,16800	0,120	86.364	86.276	86.366	8,63E-03
	0,18200	0,130	139.815	139.773	139.719	1,40E-02
	0,19600	0,140	206.354	206.359	206.438	2,06E-02
	0,21000	0,150	284.162	284.131	284.117	2,84E-02
	0,22400	0,160	370.496	370.839	370.633	3,71E-02
	0,23800	0,170	464.209	464.149	464.190	4,64E-02
	0,25200	0,180	562.519	562.307	562.001	5,62E-02
	0,26600	0,190	663.304	663.257	663.267	6,63E-02
	0,28000	0,200	765.503	765.800	765.592	7,66E-02
	0,29400	0,210	867.957	868.760	868.610	8,68E-02
	0,30800	0,220	970.538	970.088	970.186	9,70E-02
	0,32200	0,230	1.070.871	1.070.004	1.070.927	1,07E-01
	0,33600	0,240	1.169.605	1.170.017	1.169.236	1,17E-01

0,35000	0,250	1.265.780	1.265.355	1.264.895	1,27E-01
0,42000	0,300	1.705.289	1.704.162	1.705.272	1,70E-01
0,56000	0,400	2.374.908	2.374.420	2.374.699	2,37E-01
0,70000	0,500	2.838.417	2.838.352	2.838.272	2,84E-01
0,84000	0,600	3.169.356	3.170.044	3.169.438	3,17E-01
0,98000	0,700	3.415.979	3.415.189	3.416.356	3,42E-01

• **Coefficiente de seguridad F=1,50**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,075	0,050	0	0		1,00E-100
0,090	0,060	0			1,00E-100
0,098	0,065	5	3	5	4,33E-07
0,105	0,070	10	11	12	1,10E-06
0,120	0,080	165	159	166	1,63E-05
0,135	0,090	1.071	1.050	1.081	1,07E-04
0,150	0,100	4.308	4.231		4,27E-04
0,225	0,150	131.323	131.493		1,31E-02
0,300	0,200	477.874	477.618		4,78E-02
0,450	0,300	1.332.154	1.333.157		1,33E-01
0,600	0,400	2.023.151	2.023.316		2,02E-01
0,900	0,600	2.892.340	2.893.133		2,89E-01
1,200	0,800	3.385.599	3.384.356		3,38E-01

• **Coefficiente de seguridad F=1,60**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,0800	0,050	0			1,00E-100
0,0960	0,060	0			1,00E-100
0,1120	0,070	0			1,00E-100
0,1232	0,077	5	5	7	5,67E-07
0,1248	0,078	9	9	8	8,67E-07
0,1264	0,079	11	14	11	1,20E-06
0,1280	0,080	16	16	16	1,60E-06
0,1296	0,081	21	19	18	1,93E-06

Apéndice 3

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,1312	0,082	28	25	27	2,67E-06
0,1328	0,083	32	37	35	3,47E-06
0,1344	0,084	40	44	42	4,20E-06
0,1360	0,085	51	53	56	5,33E-06
0,1440	0,090	168	160	160	1,63E-05
0,1600	0,100	897	869	875	8,80E-05
0,1760	0,110	3.272	3.269	3.259	3,27E-04
0,1920	0,120	8.876	8.887	8.926	8,90E-04
0,2080	0,130	19.666	19.568	19.538	1,96E-03
0,2240	0,140	36.995	37.027	36.967	3,70E-03
0,2400	0,150	62.072	62.078	62.106	6,21E-03
0,2560	0,160	95.448	95.465	95.459	9,55E-03
0,2720	0,170	137.058	136.988	137.005	1,37E-02
0,2880	0,180	186.020	185.983	186.156	1,86E-02
0,3040	0,190	241.903	241.920	242.017	2,42E-02
0,3200	0,200	303.931	303.972	304.228	3,04E-02
0,3360	0,210	370.884	370.646	370.783	3,71E-02
0,3520	0,220	441.520	441.640	441.483	4,42E-02
0,3680	0,230	514.823	515.224	514.929	5,15E-02
0,3840	0,240	590.944	590.942	590.558	5,91E-02
0,4000	0,250	668.109	668.116	668.419	6,68E-02
0,4160	0,260	746.444	746.168	746.047	7,46E-02
0,4320	0,270	824.479	824.628	824.161	8,24E-02
0,4480	0,280	902.142	902.386	902.072	9,02E-02
0,4640	0,290	979.681	979.944	979.932	9,80E-02
0,4800	0,300	1.056.931	1.056.533	1.056.425	1,06E-01
0,4960	0,310	1.132.290	1.131.774	1.132.045	1,13E-01
0,5120	0,320	1.206.005	1.206.609	1.205.856	1,21E-01
0,5280	0,330	1.279.447	1.279.730	1.278.869	1,28E-01
0,5440	0,340	1.350.126	1.349.866	1.350.663	1,35E-01
0,5600	0,350	1.419.693	1.419.358	1.419.863	1,42E-01
0,6400	0,400	1.743.409	1.743.425	1.743.046	1,74E-01
0,7200	0,450	2.024.320	2.022.781	2.023.452	2,02E-01
0,8000	0,500	2.267.407	2.267.362	2.266.658	2,27E-01
0,8800	0,550	2.476.979	2.477.253	2.476.931	2,48E-01
1,0400	0,650	2.821.377	2.820.304	2.819.594	2,82E-01
1,1200	0,700	2.962.014	2.961.165	2.961.981	2,96E-01

- Coeficiente de seguridad F=1,80

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,0900	0,050	0			1,00E-100
0,1080	0,060	0			1,00E-100
0,1260	0,070	0			1,00E-100
0,1440	0,080	0			1,00E-100
0,1620	0,090	5	5	5	5,00E-07
0,1638	0,091	7	6	7	6,67E-07
0,1656	0,092	9	9	9	9,00E-07
0,1674	0,093	9	12	12	1,10E-06
0,1692	0,094	17	15	16	1,60E-06
0,1710	0,095	14	15	17	1,53E-06
0,1728	0,096	20	21	22	2,10E-06
0,1746	0,097	24	26	22	2,40E-06
0,1764	0,098	32	34	29	3,17E-06
0,1782	0,099	38	35	39	3,73E-06
0,1800	0,100	42	48	50	4,67E-06
0,1818	0,101	55	56	56	5,57E-06
0,1836	0,102	63	67	69	6,63E-06
0,1854	0,103	81	83	80	8,13E-06
0,1872	0,104	99	100	99	9,93E-06
0,1890	0,105	119	113	117	1,16E-05
0,1908	0,106	139	138	148	1,42E-05
0,1926	0,107	163	174	165	1,67E-05
0,1944	0,108	205	205	200	2,03E-05
0,1962	0,109	234	235	229	2,33E-05
0,1980	0,110	268	269	276	2,71E-05
0,2016	0,112	367	367	370	3,68E-05
0,2052	0,114	500	486	486	4,91E-05
0,2088	0,116	659	641	658	6,53E-05
0,2124	0,118	843	838	827	8,36E-05
0,2160	0,120	1087	1053	1079	1,07E-04
0,2196	0,122	1358	1350	1347	1,35E-04
0,2232	0,124	1694	1697	1673	1,69E-04
0,2268	0,126	2103	2072	2084	2,09E-04
0,2304	0,128	2580	2595	2588	2,59E-04
0,2340	0,130	3168	3152	3157	3,16E-04
0,2376	0,132	3804	3762	3798	3,79E-04
0,2412	0,134	4534	4540	4502	4,53E-04
0,2448	0,136	5446	5432	5445	5,44E-04
0,2484	0,138	6394	6365	6438	6,40E-04
0,2520	0,140	7548	7517	7482	7,52E-04
0,2556	0,142	8704	8754	8710	8,72E-04

Apéndice 3

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,2592	0,144	10164	10198	10171	1,02E-03
0,2628	0,146	11696	11716	11754	1,17E-03
0,2664	0,148	13417	13325	13335	1,34E-03
0,2700	0,150	15212	15296	15292	1,53E-03
0,2790	0,155	20750	20812	20778	2,08E-03
0,2880	0,160	27407	27280	27288	2,73E-03
0,2970	0,165	35331	35355	35425	3,54E-03
0,3060	0,170	44646	44657	44682	4,47E-03
0,3150	0,175	55422	55492	55628	5,55E-03
0,3240	0,180	67774	67744	67729	6,77E-03
0,3330	0,185	81394	81430	81375	8,14E-03
0,3420	0,190	96577	96694	96690	9,67E-03
0,3510	0,195	113180	113239	113402	1,13E-02
0,3600	0,200	131256	131167	131512	1,31E-02
0,3690	0,205	150903	150632	150840	1,51E-02
0,3780	0,210	171522	171633	171336	1,71E-02
0,3870	0,215	193802	193474	193472	1,94E-02
0,3960	0,220	216737	216742	216699	2,17E-02
0,4140	0,230	266538	266596	266740	2,67E-02
0,4230	0,235	292819	292815	292984	2,93E-02
0,4320	0,240	320272	320497	320411	3,20E-02
0,4410	0,245	348630	348474	348416	3,49E-02
0,4500	0,250	377319	377152	377082	3,77E-02
0,4590	0,255	406885	406631	406731	4,07E-02
0,4680	0,260	436880	436804	437080	4,37E-02
0,4770	0,265	467702	467512	467566	4,68E-02
0,4860	0,270	498862	498823	498771	4,99E-02
0,4950	0,275	530650	530128	530462	5,30E-02
0,5040	0,280	562483	562037	561898	5,62E-02
0,5130	0,285	594472	594268	594570	5,94E-02
0,5220	0,290	626907	627055	627053	6,27E-02
0,5310	0,295	659572	659884	659474	6,60E-02
0,5400	0,300	692259	692464	692630	6,92E-02
0,5580	0,310	758196	758507	758114	7,58E-02
0,5760	0,320	824395	824550	824551	8,24E-02
0,5940	0,330	890160	890371	890325	8,90E-02
0,6120	0,340	956063	955524	956073	9,56E-02
0,6300	0,350	1020624	1020465	1020402	1,02E-01
0,6480	0,360	1085262	1084898	1085288	1,09E-01
0,6660	0,370	1148296	1148223	1148202	1,15E-01
0,6840	0,380	1210465	1211438	1211431	1,21E-01

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,7020	0,390	1272104	1271983	1272752	1,27E-01
0,7200	0,400	1332062	1332802	1333030	1,33E-01
0,7380	0,410	1391477	1391668	1391287	1,39E-01
0,7560	0,420	1449449	1449545	1450098	1,45E-01
0,7740	0,430	1506538	1506595	1506287	1,51E-01
0,7920	0,440	1561675	1562073	1562799	1,56E-01
0,8100	0,450	1616143	1616516	1616188	1,62E-01
0,8280	0,460	1669382	1669110	1669628	1,67E-01
0,8460	0,470	1722285	1721678	1721395	1,72E-01
0,8640	0,480	1771671	1772787	1772927	1,77E-01
0,8820	0,490	1822685	1822465	1822284	1,82E-01
0,9000	0,500	1870232	1870152	1871499	1,87E-01
0,9360	0,520	1962981	1963287	1963037	1,96E-01
0,9720	0,540	2052947	2051977	2053394	2,05E-01
1,0080	0,560	2136547	2136467	2136430	2,14E-01
1,0440	0,580	2216826	2217831	2216702	2,22E-01
1,0800	0,600	2294061	2293675	2294684	2,29E-01
1,1160	0,620	2367099	2367650	2368104	2,37E-01
1,1520	0,640	2436420	2436103	2437292	2,44E-01
1,1880	0,660	2504213	2504149	2503372	2,50E-01
1,2240	0,680	2568239	2566002	2567271	2,57E-01
1,2600	0,700	2627319	2628775	2628914	2,63E-01

• **Coefficiente de seguridad F=1,90**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,1520	0,080	0	0	0	1,00E-100
0,1710	0,090	0	0	0	1,00E-100
0,1729	0,091	0	0	0	1,00E-100
0,1748	0,092	4	2	2	2,67E-07
0,1767	0,093	3	3	3	3,00E-07
0,1786	0,094	6	4	4	4,67E-07
0,1805	0,095	5	6	4	5,00E-07
0,1824	0,096	8	7	5	6,67E-07
0,1843	0,097	7	6	5	6,00E-07
0,1862	0,098	11	9	9	9,67E-07
0,1881	0,099	11	10	11	1,07E-06
0,1900	0,100	14	14	14	1,40E-06
0,2090	0,110	79	80	84	8,10E-06

Apéndice 3

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,2280	0,120	390	397	402	3,96E-05
0,2470	0,130	1364	1341	1366	1,36E-04
0,2660	0,140	3604	3607	3556	3,59E-04
0,2850	0,150	7991	7889	7909	7,93E-04
0,3040	0,160	15291	15406	15351	1,53E-03
0,3230	0,170	26690	26638	26546	2,66E-03
0,3420	0,180	42638	42605	42505	4,26E-03
0,3610	0,190	63361	63381	63404	6,34E-03
0,3800	0,200	89250	89380	89284	8,93E-03
0,3990	0,210	120499	120506	120428	1,20E-02
0,4180	0,220	156534	156457	156484	1,56E-02
0,4370	0,230	197083	197252	197188	1,97E-02
0,4560	0,240	242091	241942	242347	2,42E-02
0,4750	0,250	290595	290551	290739	2,91E-02
0,4940	0,260	342293	342247	342659	3,42E-02
0,5130	0,270	396757	396876	396809	3,97E-02
0,5320	0,280	453715	453823	453790	4,54E-02
0,5510	0,290	511972	512130	511841	5,12E-02
0,5700	0,300	571761	571946	571481	5,72E-02
0,5890	0,310	632630	632640	632343	6,33E-02
0,6080	0,320	694173	693715	693994	6,94E-02
0,6270	0,330	756239	755932	755680	7,56E-02
0,6460	0,340	817643	817758	817678	8,18E-02
0,6650	0,350	879905	879602	879758	8,80E-02
0,6840	0,360	941327	941568	941280	9,41E-02
0,7030	0,370	1002127	1002159	1002734	1,00E-01
0,7220	0,380	1062574	1063156	1062590	1,06E-01
0,7410	0,390	1122615	1122768	1122628	1,12E-01
0,7600	0,400	1182154	1182064	1182038	1,18E-01
0,7980	0,420	1296474	1296742	1297277	1,30E-01
0,8360	0,440	1408466	1408039	1408092	1,41E-01
0,8740	0,460	1515737	1515718	1515835	1,52E-01
0,9120	0,480	1618744	1618596	1618044	1,62E-01
0,9500	0,500	1716857	1717634	1717268	1,72E-01
0,9880	0,520	1811782	1811383	1811328	1,81E-01
1,0260	0,540	1901563	1902051	1901497	1,90E-01
1,0640	0,560	1988452	1987816	1988647	1,99E-01
1,1020	0,580	2071498	2070246	2069908	2,07E-01
1,1400	0,600	2150224	2149970	2148602	2,15E-01
1,1780	0,620	2224169	2225009	2224334	2,22E-01
1,2160	0,640	2296264	2295430	2295657	2,30E-01

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
1,2540	0,660	2364138	2366078	2364369	2,36E-01
1,2920	0,680	2430800	2429666	2430475	2,43E-01
1,3300	0,700	2492262	2493291	2492920	2,49E-01

- **Coficiente de seguridad F=2,00**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,1000	0,050	0	0	0	1,00E-100
0,2000	0,100	5	6	4	5,00E-07
0,2200	0,110	30	31	31	3,07E-06
0,2400	0,120	164	164	168	1,65E-05
0,2600	0,130	624	609	611	6,15E-05
0,2800	0,140	1.771	1.792	1.810	1,79E-04
0,3000	0,150	4.316	4.310	4.236	4,29E-04
0,4000	0,200	62.161	62.125	62.153	6,21E-03
0,6000	0,300	477.973	477.657		4,78E-02
0,8000	0,400	1.056.797	1.057.050		1,06E-01
1,2000	0,600	2.022.943	2.022.918		2,02E-01
1,6000	0,800	2.658.784	2.659.166	2.660.997	2,66E-01

- **Coficiente de seguridad F=2,20**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,2200	0,100	0	0	0	1,00E-100
0,2310	0,105	0	0	0	1,00E-100
0,2332	0,106	2	2	3	2,33E-07
0,2354	0,107	5	4	3	4,00E-07
0,2376	0,108	4	4	6	4,67E-07
0,2398	0,109	6	5	4	5,00E-07
0,2420	0,110	5	6	4	5,00E-07
0,2442	0,111	7	5	8	6,67E-07
0,2464	0,112	5	5	5	5,00E-07
0,2486	0,113	9	8	11	9,33E-07
0,2508	0,114	10	10	13	1,10E-06
0,2530	0,115	12	12	11	1,17E-06
0,2552	0,116	13	13	13	1,30E-06

Apéndice 3

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,2596	0,118	19	25	22	2,20E-06
0,2640	0,120	27	33	34	3,13E-06
0,2684	0,122	38	41	42	4,03E-06
0,2728	0,124	55	56	57	5,60E-06
0,2772	0,126	78	77	81	7,87E-06
0,2816	0,128	103	103	100	1,02E-05
0,2860	0,130	136	135	147	1,39E-05
0,2904	0,132	174	181	179	1,78E-05
0,2948	0,134	235	232	228	2,32E-05
0,2992	0,136	303	304	306	3,04E-05
0,3036	0,138	380	384	383	3,82E-05
0,3080	0,140	506	490	481	4,92E-05
0,3124	0,142	625	606	606	6,12E-05
0,3168	0,144	757	764	776	7,66E-05
0,3212	0,146	938	936	941	9,38E-05
0,3256	0,148	1126	1154	1150	1,14E-04
0,3300	0,150	1401	1387	1358	1,38E-04
0,3410	0,155	2150	2172	2183	2,17E-04
0,3520	0,160	3266	3269	3239	3,26E-04
0,3630	0,165	4693	4694	4744	4,71E-04
0,3740	0,170	6608	6682	6669	6,65E-04
0,3850	0,175	9082	9097	9109	9,10E-04
0,3960	0,180	12274	12271	12266	1,23E-03
0,4070	0,185	16010	15985	15902	1,60E-03
0,4180	0,190	20583	20469	20500	2,05E-03
0,4290	0,195	25831	25723	25793	2,58E-03
0,4400	0,200	31831	31874	31809	3,18E-03
0,4510	0,205	39021	38997	38987	3,90E-03
0,4620	0,210	46854	46943	46856	4,69E-03
0,4730	0,215	55877	55967	55793	5,59E-03
0,4840	0,220	65804	65816	65738	6,58E-03
0,4950	0,225	76748	76686	76714	7,67E-03
0,5060	0,230	88650	88519	88604	8,86E-03
0,5170	0,235	101355	101337	101539	1,01E-02
0,5280	0,240	115170	115096	115280	1,15E-02
0,5390	0,245	130148	130071	129943	1,30E-02
0,5500	0,250	145439	145655	145461	1,46E-02
0,5610	0,255	162081	162212	162105	1,62E-02
0,5720	0,260	179609	179488	179472	1,80E-02
0,5830	0,265	197806	198072	197821	1,98E-02
0,5940	0,270	216774	216570	216609	2,17E-02

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,6050	0,275	236605	236674	236503	2,37E-02
0,6160	0,280	257025	257135	257122	2,57E-02
0,6270	0,285	278243	278093	278457	2,78E-02
0,6380	0,290	300204	299810	299842	3,00E-02
0,6490	0,295	322214	322080	322265	3,22E-02
0,6600	0,300	345136	345267	345093	3,45E-02
0,6820	0,310	392704	392331	392317	3,92E-02
0,7040	0,320	441280	441524	441392	4,41E-02
0,7260	0,330	491833	491935	491730	4,92E-02
0,7480	0,340	543092	543126	543129	5,43E-02
0,7700	0,350	595319	595350	595444	5,95E-02
0,7920	0,360	648305	648664	648601	6,49E-02
0,8140	0,370	702094	702121	702381	7,02E-02
0,8360	0,380	755985	755655	756222	7,56E-02
0,8580	0,390	809440	809787	809444	8,10E-02
0,8800	0,400	863297	863353	863256	8,63E-02
0,9240	0,420	970667	969864	970020	9,70E-02
0,9680	0,440	1075808	1075282	1074707	1,08E-01
1,0120	0,460	1178902	1178211	1179067	1,18E-01
1,0560	0,480	1278712	1278551	1278784	1,28E-01
1,1000	0,500	1376113	1376404	1376403	1,38E-01
1,1440	0,520	1471747	1470608	1471285	1,47E-01
1,1880	0,540	1562040	1562783	1561840	1,56E-01
1,2320	0,560	1649989	1650970	1649585	1,65E-01
1,2760	0,580	1736049	1736093	1735147	1,74E-01
1,3200	0,600	1817266	1815780	1815889	1,82E-01
1,3640	0,620	1894166	1895512	1894217	1,89E-01
1,4080	0,640	1969776	1971200	1971260	1,97E-01
1,4520	0,660	2042524	2043720	2043997	2,04E-01
1,4960	0,680	2112431	2112119	2111827	2,11E-01
1,5400	0,700	2178812	2180260	2179793	2,18E-01

- **Coficiente de seguridad F=2,30**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,115	0,05	0	0		1,00E-100
0,230	0,10	0	0		1,00E-100
0,253	0,11	2	2	2	2,00E-07
0,276	0,12	13	15	15	1,43E-06
0,299	0,13	75	73	77	7,50E-06

Apéndice 3

0,322	0,14	270	276	275	2,74E-05
0,345	0,15	812	834		8,23E-05
0,460	0,20	23.493	23.668		2,36E-03
0,690	0,30	297.719	297.846		2,98E-02
0,920	0,40	788.235	787.951		7,88E-02
1,380	0,60	1.732.116	1.730.735		1,73E-01
1,840	0,80	2.399.196	2.399.320		2,40E-01

• Coeficiente de seguridad F=2,70

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,3240	0,120	0	0	0	1,00E-100
0,3267	0,121	0	0	0	1,00E-100
0,3294	0,122	3	2	3	2,67E-07
0,3321	0,123	2	2	2	2,00E-07
0,3348	0,124	3	3	3	3,00E-07
0,3375	0,125	4	4	4	4,00E-07
0,3402	0,126	4	6	5	5,00E-07
0,3429	0,127	5	4	5	4,67E-07
0,3456	0,128	7	7	5	6,33E-07
0,3483	0,129	6	5	5	5,33E-07
0,3510	0,130	10	11	12	1,10E-06
0,3564	0,132	11	10	10	1,03E-06
0,3618	0,134	17	15	13	1,50E-06
0,3672	0,136	19	19	20	1,93E-06
0,3726	0,138	26	30	30	2,87E-06
0,3780	0,140	35	38	38	3,70E-06
0,3834	0,142	45	50	48	4,77E-06
0,3888	0,144	71	69	66	6,87E-06
0,3942	0,146	82	80	82	8,13E-06
0,3996	0,148	111	105	107	1,08E-05
0,4050	0,150	140	140	143	1,41E-05
0,4185	0,155	249	247	235	2,44E-05
0,4320	0,160	416	420	416	4,17E-05
0,4455	0,165	671	667	670	6,69E-05
0,4590	0,170	1066	1078	1079	1,07E-04
0,4725	0,175	1606	1612	1584	1,60E-04
0,4860	0,180	2374	2368	2369	2,37E-04
0,4995	0,185	3346	3348	3345	3,35E-04
0,5130	0,190	4603	4627	4568	4,60E-04

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,5265	0,195	6174	6205	6221	6,20E-04
0,5400	0,200	8221	8251	8234	8,24E-04
0,5535	0,205	10733	10636	10691	1,07E-03
0,5670	0,210	13650	13586	13532	1,36E-03
0,5805	0,215	17056	17078	16948	1,70E-03
0,5940	0,220	20957	21101	21011	2,10E-03
0,6075	0,225	25657	25673	25807	2,57E-03
0,6210	0,230	30858	30974	30951	3,09E-03
0,6345	0,235	36893	36829	36823	3,68E-03
0,6480	0,240	43385	43469	43663	4,35E-03
0,6615	0,245	50893	50864	50895	5,09E-03
0,6750	0,250	58859	58823	58965	5,89E-03
0,6885	0,255	67754	67723	67778	6,78E-03
0,7020	0,260	77379	77323	77211	7,73E-03
0,7155	0,265	87488	87548	87483	8,75E-03
0,7290	0,270	98520	98426	98496	9,85E-03
0,7425	0,275	110327	110249	110225	1,10E-02
0,7560	0,280	122641	122735	122713	1,23E-02
0,7695	0,285	135744	135698	135770	1,36E-02
0,7830	0,290	149733	149545	149885	1,50E-02
0,7965	0,295	164153	164093	164028	1,64E-02
0,8100	0,300	179137	179239	179102	1,79E-02
0,8235	0,305	194907	194987	194768	1,95E-02
0,8370	0,310	211291	211283	211308	2,11E-02
0,8505	0,315	228189	228098	228291	2,28E-02
0,8640	0,320	245431	245477	245673	2,46E-02
0,8775	0,325	263379	263424	263472	2,63E-02
0,8910	0,330	281840	281962	281969	2,82E-02
0,9045	0,335	300705	300720	300692	3,01E-02
0,9180	0,340	320224	320032	320330	3,20E-02
0,9315	0,345	339724	340124	340056	3,40E-02
0,9450	0,350	360168	360115	360256	3,60E-02
0,9585	0,355	380576	380698	380309	3,81E-02
0,9720	0,360	401423	401415	401834	4,02E-02
0,9855	0,365	422725	422557	422642	4,23E-02
0,9990	0,370	443834	443900	444102	4,44E-02
1,0125	0,375	465905	465482	465771	4,66E-02
1,0260	0,380	487570	487593	487674	4,88E-02
1,0395	0,385	510071	509686	509939	5,10E-02
1,0530	0,390	532269	532258	532249	5,32E-02
1,0665	0,395	554604	554467	554629	5,55E-02

Apéndice 3

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
1,0800	0,400	577597	577446	577539	5,78E-02
1,1070	0,410	622917	622837	623095	6,23E-02
1,1340	0,420	669166	669121	669007	6,69E-02
1,1610	0,430	715832	715412	715492	7,16E-02
1,1880	0,440	762208	762297	762308	7,62E-02
1,2150	0,450	808688	808911	808707	8,09E-02
1,2420	0,460	855526	855676	855335	8,56E-02
1,2690	0,470	902014	901592	901856	9,02E-02
1,2960	0,480	948196	947871	948033	9,48E-02
1,3230	0,490	993857	994226	994134	9,94E-02
1,3500	0,500	1039773	1040117	1039579	1,04E-01
1,4040	0,520	1129041	1129826	1129665	1,13E-01
1,4580	0,540	1218311	1218642	1218151	1,22E-01
1,5120	0,560	1304591	1304530	1303803	1,30E-01
1,5660	0,580	1387972	1389084	1389065	1,39E-01
1,6200	0,600	1469890	1470105	1470608	1,47E-01
1,6740	0,620	1550004	1549881	1549695	1,55E-01
1,7280	0,640	1625862	1625377	1625781	1,63E-01
1,7820	0,660	1700663	1700432	1699877	1,70E-01
1,8360	0,680	1772214	1772697	1771507	1,77E-01
1,8900	0,700	1842496	1841300	1841869	1,84E-01

- **Coefficiente de seguridad F=3,00**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,3840	0,128	0	0	0	1,00E-100
0,3870	0,129	2	1	1	1,33E-07
0,3900	0,130	2	3	4	3,00E-07
0,3930	0,131	3	4	4	3,67E-07
0,3960	0,132	6	4	4	4,67E-07
0,3990	0,133	4	4	6	4,67E-07
0,4020	0,134	5	6	4	5,00E-07
0,4050	0,135	5	5	6	5,33E-07
0,4080	0,136	5	5	5	5,00E-07
0,4110	0,137	7	6	5	6,00E-07
0,4140	0,138	8	9	10	9,00E-07
0,4170	0,139	11	8	11	1,00E-06
0,4200	0,140	10	11	10	1,03E-06
0,4260	0,142	15	13	13	1,37E-06

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,4320	0,144	21	19	19	1,97E-06
0,4380	0,146	28	27	30	2,83E-06
0,4440	0,148	37	36	34	3,57E-06
0,4500	0,150	43	47	46	4,53E-06
0,4560	0,152	61	66	60	6,23E-06
0,4620	0,154	82	76	74	7,73E-06
0,4680	0,156	93	93	98	9,47E-06
0,4740	0,158	121	134	129	1,28E-05
0,4800	0,160	157	160	158	1,58E-05
0,4860	0,162	199	197	190	1,95E-05
0,4920	0,164	243	245	242	2,43E-05
0,4980	0,166	306	294	298	2,99E-05
0,5040	0,168	360	366	358	3,61E-05
0,5100	0,170	447	435	436	4,39E-05
0,5250	0,175	686	714	700	7,00E-05
0,5400	0,180	1084	1080	1059	1,07E-04
0,5550	0,185	1570	1575	1578	1,57E-04
0,5700	0,190	2214	2270	2259	2,25E-04
0,5850	0,195	3151	3165	3137	3,15E-04
0,6000	0,200	4315	4334	4306	4,32E-04
0,6150	0,205	5718	5750	5715	5,73E-04
0,6300	0,210	7478	7534	7510	7,51E-04
0,6450	0,215	9703	9666	9716	9,70E-04
0,6600	0,220	12277	12228	12265	1,23E-03
0,6750	0,225	15233	15296	15194	1,52E-03
0,6900	0,230	18773	18753	18683	1,87E-03
0,7050	0,235	22877	22746	22812	2,28E-03
0,7200	0,240	27441	27378	27337	2,74E-03
0,7350	0,245	32498	32531	32530	3,25E-03
0,7500	0,250	38299	38306	38422	3,83E-03
0,7650	0,255	44830	44736	44679	4,47E-03
0,7800	0,260	51728	51807	51825	5,18E-03
0,7950	0,265	59355	59386	59442	5,94E-03
0,8100	0,270	67745	67677	67613	6,77E-03
0,8250	0,275	76742	76609	76649	7,67E-03
0,8400	0,280	86254	86322	86307	8,63E-03
0,8550	0,285	96664	96693	96621	9,67E-03
0,8700	0,290	107571	107591	107588	1,08E-02
0,8850	0,295	119176	119130	119218	1,19E-02
0,9000	0,300	131335	131279	131369	1,31E-02
0,9150	0,305	144023	144020	144083	1,44E-02

Apéndice 3

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,9300	0,310	157811	157432	157601	1,58E-02
0,9450	0,315	171690	171660	171412	1,72E-02
0,9600	0,320	186003	186167	186022	1,86E-02
0,9750	0,325	201224	201195	201184	2,01E-02
0,9900	0,330	217085	216573	216751	2,17E-02
1,0050	0,335	233141	232799	232792	2,33E-02
1,0200	0,340	249663	249653	249661	2,50E-02
1,0350	0,345	266495	266679	266460	2,67E-02
1,0500	0,350	284412	284028	284388	2,84E-02
1,0650	0,355	301724	302074	302002	3,02E-02
1,0800	0,360	320319	320202	320302	3,20E-02
1,0950	0,365	338646	338885	339083	3,39E-02
1,1100	0,370	357918	357981	358148	3,58E-02
1,1250	0,375	377050	376983	377290	3,77E-02
1,1400	0,380	396810	396857	396688	3,97E-02
1,1550	0,385	416669	416706	416644	4,17E-02
1,1700	0,390	437095	436937	436856	4,37E-02
1,1850	0,395	457220	457193	457304	4,57E-02
1,2000	0,400	477875	477851	477926	4,78E-02
1,2300	0,410	519883	519761	519926	5,20E-02
1,2600	0,420	562242	562108	562107	5,62E-02
1,2900	0,430	605341	605400	605121	6,05E-02
1,3200	0,440	648674	648607	648666	6,49E-02
1,3500	0,450	692579	692538	692457	6,93E-02
1,3800	0,460	736224	736199	736527	7,36E-02
1,4100	0,470	780574	780001	780218	7,80E-02
1,4400	0,480	824036	824538	824470	8,24E-02
1,4700	0,490	868560	867897	868563	8,68E-02
1,5000	0,500	911910	912394	912402	9,12E-02
1,5300	0,510	955420	955585	956072	9,56E-02
1,5600	0,520	999560	999123	998981	9,99E-02
1,5900	0,530	1041776	1042510	1042096	1,04E-01
1,6200	0,540	1085146	1084876	1084876	1,08E-01
1,6500	0,550	1127748	1127464	1127169	1,13E-01
1,6800	0,560	1169103	1169667	1169012	1,17E-01
1,7100	0,570	1211437	1210666	1210608	1,21E-01
1,7400	0,580	1251846	1251515	1252520	1,25E-01
1,7700	0,590	1292474	1292104	1293115	1,29E-01
1,8000	0,600	1333013	1332758	1332194	1,33E-01
1,8300	0,610	1371896	1371931	1372526	1,37E-01
1,8600	0,620	1411387	1410942	1410859	1,41E-01

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
1,8900	0,630	1449083	1449684	1449697	1,45E-01
1,9200	0,640	1487860	1487611	1487472	1,49E-01
1,9500	0,650	1525011	1524915	1525099	1,53E-01
1,9800	0,660	1562157	1562028	1561849	1,56E-01
2,0100	0,670	1599349	1598369	1598877	1,60E-01
2,0400	0,680	1634881	1634033	1633702	1,63E-01
2,0700	0,690	1669787	1669531	1669025	1,67E-01
2,1000	0,700	1704320	1704772	1704563	1,70E-01

- **Coefficiente de seguridad F=4,00**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,5640	0,141	0	0	0	1,00E-100
0,5680	0,142	0	0	0	1,00E-100
0,5720	0,143	0	0	0	1,00E-100
0,5760	0,144	0	0	0	1,00E-100
0,5800	0,145	1	1	1	1,00E-07
0,5840	0,146	2	2	3	2,33E-07
0,5880	0,147	4	3	4	3,67E-07
0,5920	0,148	5	3	3	3,67E-07
0,5960	0,149	5	6	5	5,33E-07
0,6000	0,150	6	4	4	4,67E-07
0,6040	0,151	5	6	6	5,67E-07
0,6080	0,152	5	5	8	6,00E-07
0,6120	0,153	5	5	5	5,00E-07
0,6160	0,154	8	5	7	6,67E-07
0,6200	0,155	11	11	9	1,03E-06
0,6280	0,157	10	11	11	1,07E-06
0,6360	0,159	15	15	16	1,53E-06
0,6440	0,161	15	15	16	1,53E-06
0,6520	0,163	21	21	21	2,10E-06
0,6600	0,165	34	33	31	3,27E-06
0,6680	0,167	38	38	42	3,93E-06
0,6760	0,169	48	47	45	4,67E-06
0,6840	0,171	59	58	59	5,87E-06
0,6920	0,173	77	77	78	7,73E-06
0,7000	0,175	88	92	93	9,10E-06
0,7080	0,177	120	119	117	1,19E-05
0,7200	0,180	152	166	159	1,59E-05

Apéndice 3

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,7400	0,185	252	257	260	2,56E-05
0,7600	0,190	392	383	391	3,89E-05
0,7800	0,195	598	609	613	6,07E-05
0,8000	0,200	896	891	868	8,85E-05
0,8200	0,205	1265	1286	1244	1,27E-04
0,8400	0,210	1755	1810	1795	1,79E-04
0,8600	0,215	2446	2413	2437	2,43E-04
0,8800	0,220	3284	3255	3281	3,27E-04
0,9000	0,225	4291	4303	4258	4,28E-04
0,9200	0,230	5551	5576	5540	5,56E-04
0,9400	0,235	7052	7028	7088	7,06E-04
0,9600	0,240	8916	8862	8935	8,90E-04
0,9800	0,245	11050	10973	10970	1,10E-03
1,0000	0,250	13456	13475	13567	1,35E-03
1,0200	0,255	16416	16292	16297	1,63E-03
1,0400	0,260	19455	19638	19508	1,95E-03
1,0600	0,265	23254	23356	23251	2,33E-03
1,0800	0,270	32020	32011	31884	3,20E-03
1,1200	0,280	37026	36960	36887	3,70E-03
1,1400	0,285	42441	42658	42434	4,25E-03
1,1600	0,290	48556	48429	48653	4,85E-03
1,1800	0,295	54999	55042	55079	5,50E-03
1,2000	0,300	62149	62047	62212	6,21E-03
1,2400	0,310	77768	77798	77755	7,78E-03
1,2800	0,320	95427	95461	95507	9,55E-03
1,3200	0,330	115101	115220	115298	1,15E-02
1,3600	0,340	137026	137213	137125	1,37E-02
1,4000	0,350	160423	160624	160537	1,61E-02
1,4400	0,360	186132	186001	186399	1,86E-02
1,4800	0,370	213528	213408	213524	2,13E-02
1,5200	0,380	241943	242065	241950	2,42E-02
1,5600	0,390	272278	272150	272405	2,72E-02
1,6000	0,400	304164	303905	303819	3,04E-02
1,6400	0,410	336836	336819	336728	3,37E-02
1,6800	0,420	370720	370731	370879	3,71E-02
1,7200	0,430	405516	405726	405624	4,06E-02
1,7600	0,440	441584	441465	441300	4,41E-02
1,8000	0,450	477877	477576	478103	4,78E-02
1,8400	0,460	514831	515265	515033	5,15E-02
1,8800	0,470	552878	552726	552444	5,53E-02
1,9200	0,480	590658	590963	590875	5,91E-02

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
1,9600	0,490	629292	629358	629421	6,29E-02
2,0000	0,500	668387	667999	668231	6,68E-02
2,0400	0,510	706970	707087	706952	7,07E-02
2,0800	0,520	746363	745938	746045	7,46E-02
2,1200	0,530	785138	785511	785385	7,85E-02
2,1600	0,540	824422	824197	824059	8,24E-02
2,2000	0,550	863399	863494	863675	8,64E-02
2,2400	0,560	902166	902567	902285	9,02E-02
2,2800	0,570	940691	941197	940792	9,41E-02
2,3200	0,580	979299	979724	979917	9,80E-02
2,3600	0,590	1018166	1017945	1018013	1,02E-01
2,4000	0,600	1056715	1056269	1056495	1,06E-01
2,4400	0,610	1094745	1094195	1094684	1,09E-01
2,4800	0,620	1131880	1132120	1132413	1,13E-01
2,5200	0,630	1168728	1168997	1169535	1,17E-01
2,5600	0,640	1206587	1205939	1206449	1,21E-01
2,6000	0,650	1242637	1242507	1242356	1,24E-01
2,6400	0,660	1278519	1279469	1278972	1,28E-01
2,6800	0,670	1314624	1315202	1314732	1,31E-01
2,7200	0,680	1350885	1350109	1350008	1,35E-01
2,7600	0,690	1384984	1386003	1384676	1,39E-01
2,8000	0,700	1419289	1419457	1419803	1,42E-01

• **Coficiente de seguridad F=6,00**

DT(R)	CV (R)	Fallo1	Fallo2	Fallo3	Pf
0,300	0,05	0	0		1,00E-100
0,600	0,10	0	0		1,00E-100
0,900	0,15	0	0		1,00E-100
1,020	0,17	7	5	6	6,00E-07
1,140	0,19	60	60	59	5,97E-06
1,200	0,20	160	161		1,61E-05
1,800	0,30	27.333	27.209		2,73E-03
2,400	0,40	186.135	186.098		1,86E-02
3,600	0,60	824.341	824.309		8,24E-02
4,800	0,80	1.487.600	1.488.723		1,49E-01



### **A3.3 Forma gráfica**



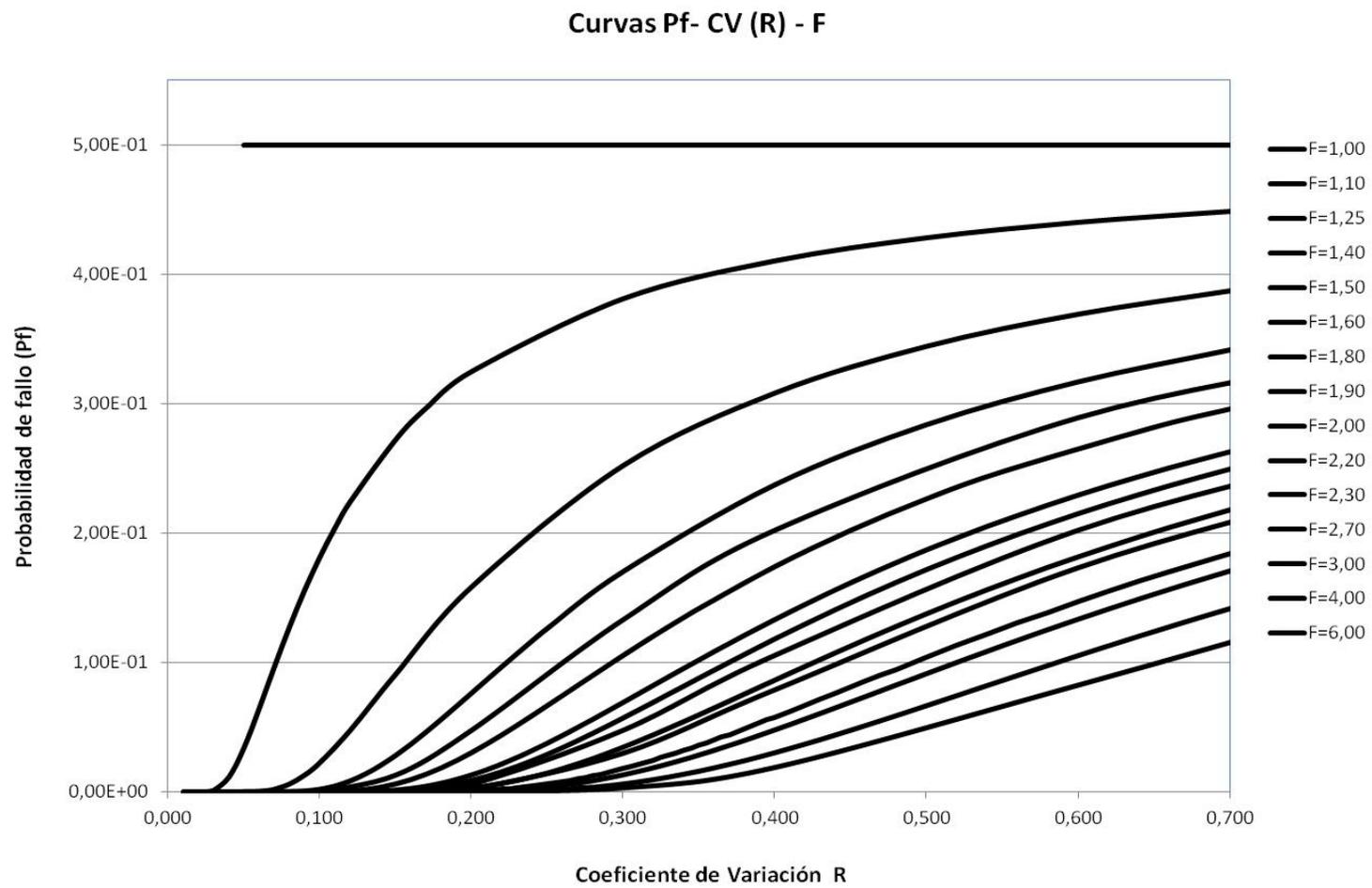


Figura 0.13- Curvas Pf-F-CV

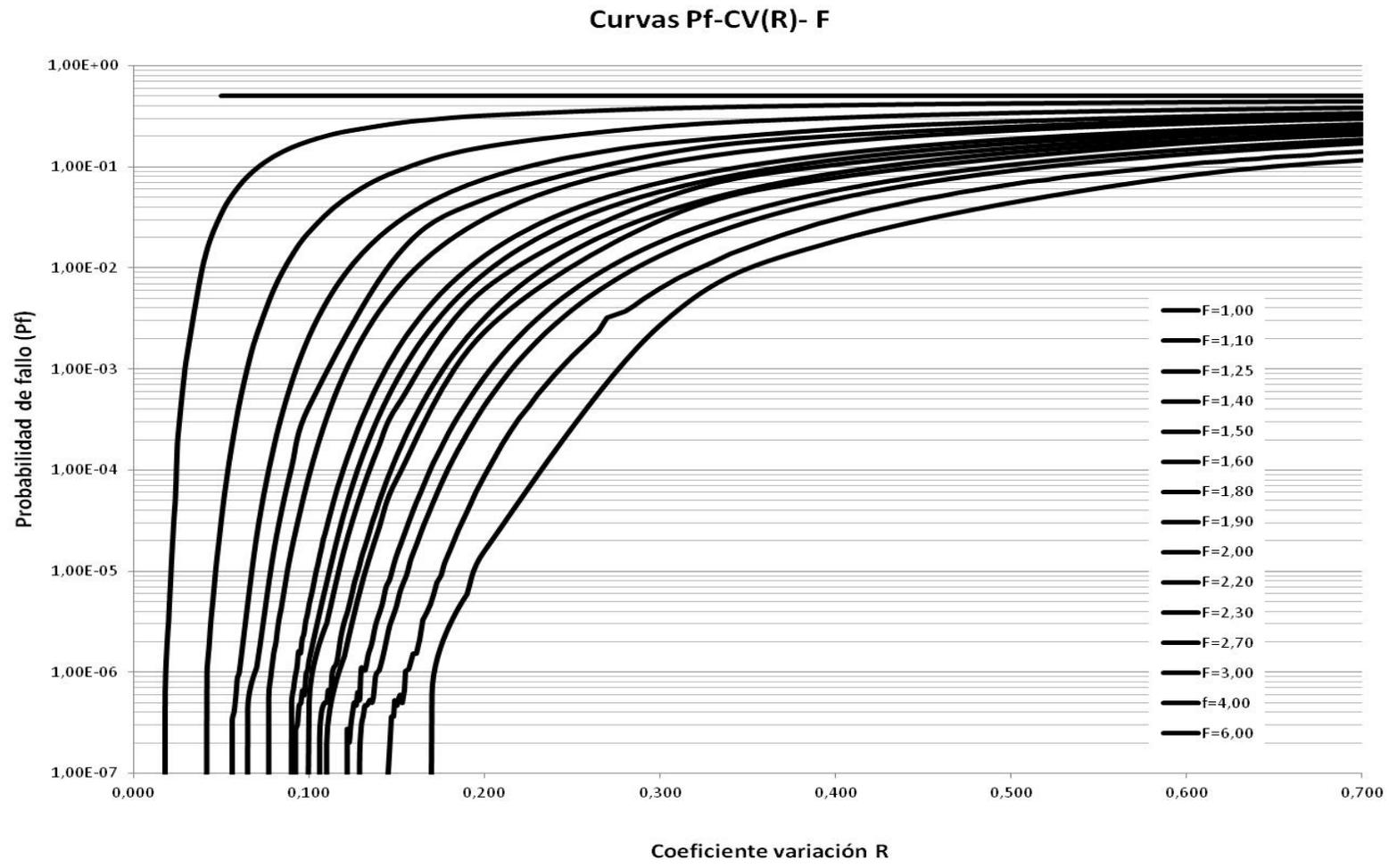


Figura 0.14- Curvas Pf-F-CV

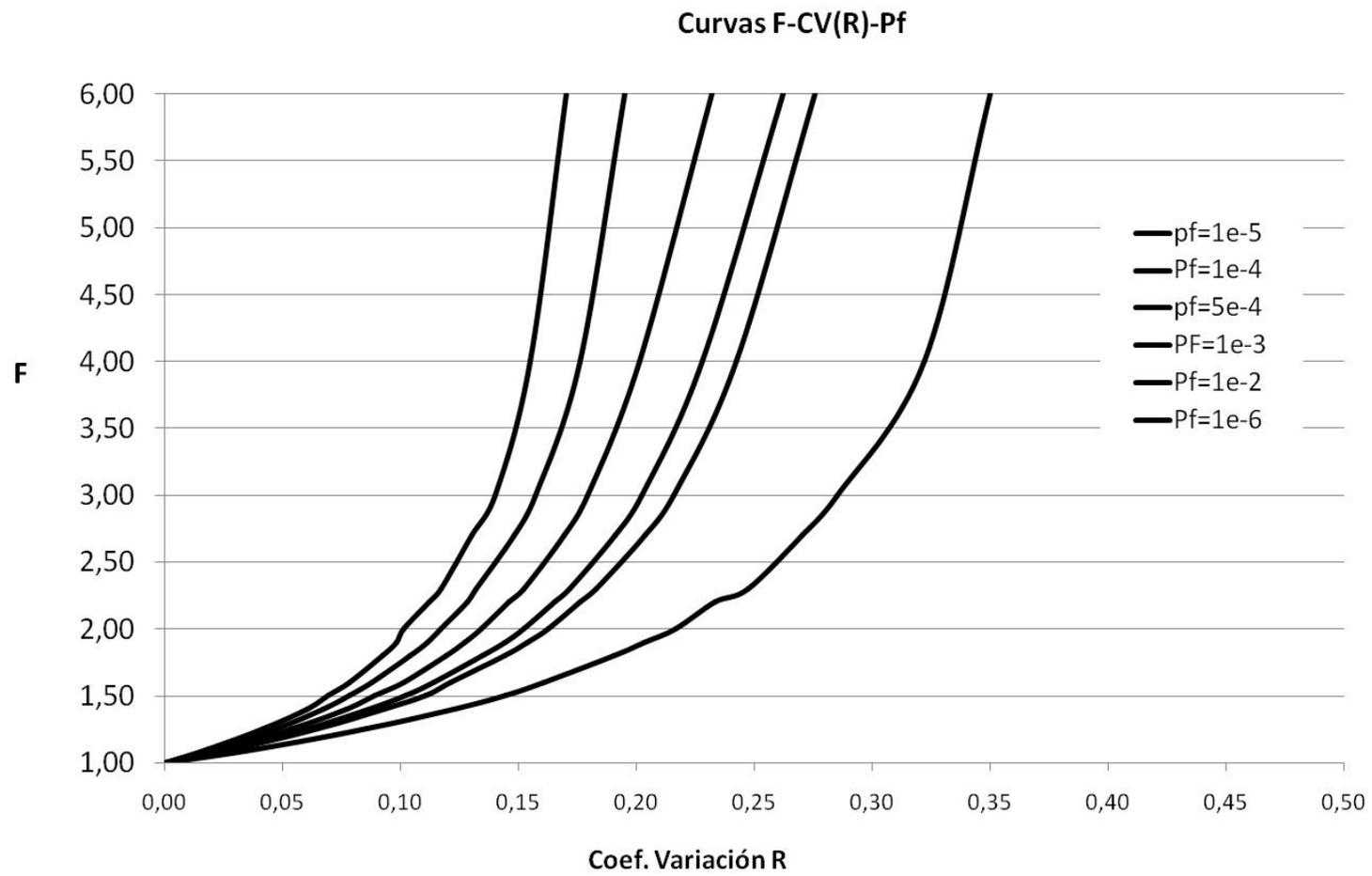


Figura 0.15- Curvas Pf-F-CV



### A3.4 Algoritmo

Se presenta a continuación el código de algunos algoritmos utilizados para la obtención de las curvas P<sub>r</sub>-F-CV, particularizado para la curva F=4

Sub main()

```

*****
***** PROGRAMA PRINCIPAL *****
*****

*****
***** GENERACIÓN CURVAS PF-F-CV *****
*****

n = 1000000 'número de experimentos

P = 91
ReDim cv(1 To P)
ReDim fallo(1 To P, 1 To 3)

cv(1) = 0.564 : cv(2) = 0.568 : cv(3) = 0.572 : cv(4) = 0.576:
cv(5) = 0.58 : cv(6) = 0.584 : cv(7) = 0.588 : cv(8) = 0.592:
cv(9) = 0.596 : cv(10) = 0.6 : cv(11) = 0.604 : cv(12) = 0.608:
cv(13) = 0.612: cv(14) = 0.616 : cv(15) = 0.62 : cv(16) = 0.628:
cv(17) = 0.636: cv(18) = 0.644 : cv(19) = 0.652 : cv(20) = 0.66:
cv(21) = 0.668: cv(22) = 0.676 : cv(23) = 0.684 : cv(24) = 0.692:
cv(25) = 0.7 : cv(26) = 0.708 : cv(27) = 0.72 : cv(28) = 0.74:
cv(29) = 0.76 : cv(30) = 0.78 : cv(31) = 0.8 : cv(32) = 0.82:
cv(33) = 0.84 : cv(34) = 0.86 : cv(35) = 0.88 : cv(36) = 0.9:
cv(37) = 0.92 : cv(38) = 0.94 : cv(39) = 0.96 : cv(40) = 0.98:
cv(41) = 1# : cv(42) = 1.02 : cv(43) = 1.04 : cv(44) = 1.06:
cv(45) = 1.08 : cv(45) = 1.1 : cv(47) = 1.12 : cv(48) = 1.14:
cv(49) = 1.16 : cv(50) = 1.18 : cv(51) = 1.2 : cv(52) = 1.24:
cv(53) = 1.28 : cv(54) = 1.32 : cv(55) = 1.36 : cv(56) = 1.4:
cv(57) = 1.44 : cv(58) = 1.48 : cv(59) = 1.52 : cv(60) = 1.56:
cv(61) = 1.6 : cv(62) = 1.64 : cv(63) = 1.68 : cv(64) = 1.72:
cv(65) = 1.76 : cv(66) = 1.8 : cv(67) = 1.84 : cv(68) = 1.88:
cv(69) = 1.92 : cv(70) = 1.96 : cv(71) = 2# : cv(72) = 2.04:
cv(73) = 2.08 : cv(74) = 2.12 : cv(75) = 2.16 : cv(76) = 2.2 :

```

### Apéndice 3

---

cv(77) = 2.24 : cv(78) = 2.28 : cv(79) = 2.32 : cv(80) = 2.36:  
cv(81) = 2.4 : cv(82) = 2.44 : cv(83) = 2.48 : cv(84) = 2.52:  
cv(85) = 2.56 : cv(86) = 2.6 : cv(87) = 2.64 : cv(88) = 2.68:  
cv(89) = 2.72 : cv(90) = 2.76 : cv(91) = 2.8

```
For K = 1 To P
  For j = 1 To 3
    ReDim R(n)
    Call GeneraNumDistNormal(4, cv(K), n, R()) 'Resistencia
    ReDim G(n)
    fallo(K, j) = 0
    For i = 1 To n
      If R(i) < 1 Then fallo(K, j) = fallo(K, j) + 1
    Next i
  Next j
Next K
```

```
Open "E:fallo.txt" For Output As #1
For K = 1 To P
  For j = 1 To 3
    Print #1, fallo(K, j); ", ";
  Next j
  Print #1,
Next K
Close #1
End Sub
```

```
Sub GeneraNumDistrUnifor(n, x())
'*****
'**** subrutina gen números aleatorios distribución uniformme U(0,1) ****
'*****
media = 0
Randomize
For i = 1 To n
  x(i) = Rnd
  media = media + x(i)
Next i
media = media / n
End Sub
```

```
Sub Histograma(x(), n, m, freq())
'*****
'**** subrutina histograma ****
'*****
' datos
'   x()   variable aleatoria
```

```

' n      dimensión variable aleatoria
' resultados
' m      número intervalos
' freq() variable aleatorio
'
'Cálculo de extremos máx y mín

Call vmaxvmin(n, x(), Xmax, Xmin)
Interv = (Xmax - Xmin) / m
Linf = Xmin

For i = 1 To m
  Lsup = Linf + Interv
  For j = 1 To n
    If x(j) >= Linf Then If x(j) < Lsup Then freq(i) = freq(i) + 1
  Next j
  If freq(i) <= 0 Then freq(i) = 0
  Linf = Linf + Interv
Next i

Open "F:\z_Tesis_JFM\Histo.txt" For Output As #1
xx = Xmin - Interv / 2
For i = 1 To m
Print #1, xx + i * Interv, ";", freq(i)

Next i
Close #1

End Sub

Sub vmaxvmin(n, V(), VMAX, VMIN)
'*****
'*** subrutina cálculo componente máx y mín vector V() ***
'*****

' datos
' N : dimensión de V()
' V() : componentes de V()

' result
' VMAX : componente máxima
' VMIN : componente mínima

' llamadas:
' none

'*****

VMAX = V(1): VMIN = V(1)

```

```
For i = 1 To n
  If VMAX < V(i) Then VMAX = V(i)
  If VMIN > V(i) Then VMIN = V(i)
Next i
```

End Sub

```
Sub GeneraNumDistrNormalStd(n, x())
```

```
*****
```

```
*** subrutina genera Número aleatorio normal N(0,1) ***
```

```
*****
```

```
Randomize
```

```
P2# = 2 * 3.1415926535
```

```
For i = 1 To n
```

```
  r1 = Rnd
```

```
  r2 = Rnd
```

```
  x(i) = ((-2 * Log(r1)) ^ 0.5) * Cos(P2# * r2)
```

```
Next i
```

End Sub

```
*****
```

```
*** subrutina genera Número aleatorio normal N(med,dT) ***
```

```
*****
```

```
Sub GeneraNumDistNormal(med, desvTP, n, x())
```

```
Randomize
```

```
P2# = 2 * 3.1415926535
```

```
For i = 1 To n
```

```
  r1 = Rnd
```

```
  r2 = Rnd
```

```
  x(i) = ((-2 * Log(r1)) ^ 0.5) * Cos(P2# * r2)
```

```
  x(i) = desvTP * x(i) + med
```

```
Next i
```

End Sub

**Apéndice-4: Cuestionario sobre la importancia de la información para la evaluación de la estabilidad al deslizamiento en presas de gravedad en explotación**



El presente cuestionario se ha preparado para el desarrollo de la tesis doctoral UNA CONTRIBUCIÓN AL ESTABLECIMIENTO DEL MARGEN DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO DE PRESAS DE GRAVEDAD EN EXPLOTACIÓN EN FUNCIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE, cuyo autor es Juan Fullana Montoro y cotutorada por los profesores universitarios Ignacio Escuder Bueno y Luis Altarejos García, y con él se pretende evaluar la importancia o el peso a asignar a los distintos aspectos relativos a la seguridad de las presas de gravedad en explotación contra el deslizamiento.

La información habitualmente disponible para este menester es muy diversa, de muy distinta *cantidad y calidad* sobre los aspectos gobiernan este tipo de fallo. Por ejemplo algunas disponen de los resultados una reciente campaña extensa y totalmente representativa de sondeos de la cerrada con los que caracterizar específicamente la roca de cimiento mientras que otras la caracterización se asume por similitud de litologías. En otros casos un completo sistema de auscultación aporta una valiosa información sobre el comportamiento que ha tenido la presa, a partir de una serie de datos larga y bien documentada, mientras en otros la serie es corta, muy poco representativa por la precariedad de instrumentación o simplemente no existe.

El cuestionario, que es totalmente voluntario y anónimo, está dirigido a técnicos y científicos familiarizados con la disciplina de la seguridad de presas, bien como titulares, consultores especializados o profesores, que la practiquen habitualmente o lo hayan hecho durante su vida profesional, o que investiguen sobre ella. El tiempo aproximado para su realización no debería extenderse más allá de 10 minutos ya que no hay que pensar en exceso pues las contestaciones deberían fluir rápidamente por la intuición y experiencia del encuestado.

Es necesaria la máxima sinceridad, pues no existen respuestas correctas o incorrectas, verdaderas o falsas sino apreciaciones personales como experto sobre un asunto que puede ser relativamente difícil de valorar cuantitativamente pero con indudables vínculos cualitativos. También es importante no dejar preguntas sin responder dado que no se conseguiría una exploración integral de su propósito.

El fallo por deslizamiento es el único objeto del análisis de seguridad que se pretende analizar sin embargo la información a evaluar del cuestionario se clasifica en tres grupos: directamente vinculada, indirectamente vinculada y sin ninguna relación a priori con este modo de fallo, o bien, con los valores de los parámetros resistentes, esto es, ángulo de rozamiento y cohesión.

Las respuestas se estructuran en dos niveles; en el primero se pregunta por la relevancia del aspecto para el análisis a deslizamiento de manera que solo hay dos posibles opciones

#### Relevancia

- 1 Totalmente irrelevante
- 2 Alguna relevancia

En el caso de que la contestación explicita alguna relevancia (2) se pregunta por el peso cualitativo que debería asignarse, esto es:

#### *Apéndice 4*

---

Peso

- alto
- medio
- bajo

Por último se incorpora al final un apartado de observaciones donde expresar comentarios, sugerencias o aportar cualquier cuestión relativa al asunto.





**1. GEOTECNIA DESCRIPTIVA**

## Plano litológico de la cerrada

Se considera valiosa la escala y detalle del plano litológico de la cerrada, es decir, mayor detalle de la litología y precisión de la información aportan fundamento al análisis de estabilidad.

Propuesta de clasificación: Información *esencial* peso *alto*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

## Fotografías de la cimentación

La existencia de fotografías de la cimentación tomadas previamente al hormigonado de la primera tongada de los bloques es una información cualitativa de calidad sobre el aspecto de la superficie del cimiento, de las que obtener noción del tipo y densidad de discontinuidades, cambios de litología, etc., es por ello que aportan información cualitativa de calidad.

Propuesta de clasificación: Información *esencial* peso *medio*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

## Descripción de la cerrada

Se valora positivamente el detalle de la descripción, con indicación de litologías, estratos, potencias y buzamientos. Las discontinuidades y otros fenómenos geológicos como cabalgamientos deben abordarse con especial dedicación y aportan información cualitativa relevante.

Propuesta de clasificación: Información *esencial* peso *medio*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

**2. GEOTECNIA EXPERIMENTAL**

Ensayo de compresión simple

Aplicado tanto a la roca de cimiento como al hormigón del cuerpo de presa. La existencia de ensayos representativos para el volumen de hormigón de la presa o la superficie del cimiento. El tiempo transcurrido desde la ejecución de los ensayos es también un matiz a tener en cuenta por la posible degradación de las propiedades.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *alto*.

Relevancia

No

Sí      Peso:    alto    medio    bajo

Ensayo de densidad

Aplicado tanto a la roca de cimiento como al hormigón del cuerpo de presa, el origen de su consideración es parecido al punto anterior si bien no se debe considerar la variable tiempo ya que no se estima que la densidad pueda alterarse significativamente.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *alto*.

Relevancia

No

Sí      Peso:    alto    medio    bajo

Ensayo presiométrico

Aplicado tanto a la roca de cimiento como al hormigón del cuerpo de presa mide la rigidez del macizo rocoso u hormigón in situ, la cual depende en gran medida de las discontinuidades presente y no tanto de la rigidez del material.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *alto*.

Relevancia

No

Sí      Peso:    alto    medio    bajo

Ensayo Lugeon

Aplicado tanto a la roca del cimiento como al hormigón del cuerpo de presa. La existencia de este índice a parte de valorar la impermeabilidad es un dato más que corrobora la buena o mala calidad de un macizo rocoso. Si el ensayo se realiza en los drenes del cuerpo de presa también puede ser indicativo de la calidad de ejecución del hormigón de la presa.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *bajo*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

Ensayo de corte unión presa-cimiento

Este ensayo mediante el cual se reproducen las condiciones del deslizamiento en laboratorio puede aportar gran información del estado y comportamiento de la unión, lo que es apropiado para estimar los parámetros resistentes, si bien es muy susceptible de enmascarar los parámetros reales por el efecto escala.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *alto*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

### 3. GEOTECNIA DEDUCTIVA

Índices de Barton o Rock Mass Rating

Estos índices, normalmente evaluados en los estribos de la cerrada, aportan información sobre la estabilidad del macizo de apoyo de la presa en el caso de que la litología de la cimentación coincida con aquella para la que se realizaron.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *medio*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

Índice RQD

Este índice evaluados sobre los sondeos del cimiento aporta información sobre la estabilidad del macizo de apoyo de la presa.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *medio*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

#### 4. GEOMETRÍA

##### Plano geométrico

Se debe valorar la precisión del plano que sirva para obtener la información que ha de servir para llevar a cabo el análisis de estabilidad. De gran importancia es la precisión de la definición geométrica de la presa con indicación de dimensiones, taludes y ángulos, la ubicación de las galerías o cámaras interiores, la posición del sistema de drenaje cuando lo hubiere, la ubicación de las juntas de hormigonado si procede analizar el equilibrio sobre estas, etc.

A menudo existen planos en que existen discrepancias entre los parámetros geométricos y las dimensiones. Por ejemplo la suma de las dimensiones verticales que totalizan la altura de la presa, o diferencia de cota entre la coronación y el punto más bajo de la cimentación, multiplicada por sus correspondientes taludes no coincide como la dimensión de la base.

Un dato muy importante es la cota de cimentación y la disposición de ésta, es decir, si presenta escalonamientos, su pendiente, si dispone de rastrillo, etc. Muchas veces esta información es vaga, contradictoria, o simplemente no existe.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *alto*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

#### 5. SUBPRESIÓN

##### Información indirecta

Se trata del conocimiento cualitativo del flujo del agua en los alrededores de la cerrada y sobre la presencia de presiones de agua elevadas en el subsuelo de la presa. Por

ejemplo la existencia de informes sobre surgencias en la zona del pie de aguas abajo o pozos artesianos, manantiales, especialmente cuando el embalse se encuentra con niveles altos. Lo habitual es que esta información provenga de una red de piezómetros abiertos cercanos suficientemente representativa. Para que la información sea relevante estos elementos deben conectar con las zonas del cimiento susceptibles de transmitir la subpresión.

Propuesta clasificación: Información esencial peso medio

Relevancia

No  Sí      Peso:  alto  medio  bajo

#### Información directa

Es la relativa a la información directa y precisa de la presión del agua bajo el cimiento y a través de la presa. Su conocimiento requiere de la ayuda de piezómetros que registren la presión del agua, con precisión y de forma localizada. Los piezómetros pueden ser de cuerda vibrante o abiertos y solamente los primeros proporcionan información de la presión puntual allá donde están instalados. Los segundos, dependiendo de su construcción (entubados o no), proporcionan una lectura que puede ser de la del fondo de la perforación o un valor promedio de la presión de todas las estratos que atraviesa.

La valoración de esta información debe hacerse a partir de la representatividad del sistema instalado respecto del volumen de presa y de la longitud de la serie histórica de los datos registrados.

Propuesta clasificación: Información esencial peso alto

Relevancia

No  Sí      Peso:  alto  medio  bajo

## 6. AUSCULTACIÓN

### Deformacional

La existencia de instrumentación instalada que permita conocer los movimientos de la presa es importante para el modo de fallo de deslizamiento. Sensores como

extensómetros de varillas en el cimiento o juntas tridimensionales entre bloques evalúan movimientos relativos entre los elementos. La topografía puede aportar movimientos absolutos. Haber auscultado la presa, sobre todo en situaciones con sollicitaciones altas, y conocer su respuesta debe aportar gran valor a la certidumbre de los parámetros que la gobiernan.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *alto*.

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

#### Hidráulica (filtraciones)

La auscultación hidráulica relativa a presiones intersticiales y filtraciones puede aportar mucha información sobre la subpresión, factor decisivo para evaluar el riesgo de deslizamiento. Sobre las presiones ya se ha dedicado un apartado pero no sobre las filtraciones. En efecto, si se dispone de un sistema completo de medición de las filtraciones interiores y exteriores de la presa se puede inferir el comportamiento de las presiones del flujo bajo la presa.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *medio*

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

### 7. NIVELES HISTÓRICOS

Este apartado hace referencia la existencia de niveles altos de embalse bien documentados durante la explotación. La documentación y registro de eventos o situaciones con niveles de embalse considerados altos o muy altos prolongadas en el tiempo permitan extraer conclusiones sobre la resistencia exhibida por la presa.

#### Informes específicos

En el caso de que hayan habido eventos que han llevado a situaciones accidentales o extremas relativas a altos niveles de embalse y éstas estén bien documentadas, de manera que hayan descrito cualitativa y cuantitativamente el comportamiento o reacción de la presa, se puede reducir la incertidumbre sobre la información. El conocimiento cualitativo puede realizarse por

el personal técnico a cargo de la explotación o por un equipo independiente contratado para tal fin y el cuantitativo solamente si se dispone de un sistema de auscultación adecuado.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *medio*

Relevancia

No  Sí      Peso:  alto  medio  bajo

Datos hidrológicos

Es posible que se hayan producido eventos hidrológicos asociados a altos niveles de embalse registrados en las series históricas y que la presa las haya soportado en condiciones de seguridad aunque sin embargo no disponga de informes sobre las mismas.

Propuesta clasificación: Información *esencial* peso *medio*

Relevancia

No  Sí      Peso:  alto  medio  bajo

## 8. DIAGNÓSTICO

Informes específicos

Este aspecto trata sobre si se ha realizado durante la vida de la presa, posterior a su construcción, algún estudio específico sobre el modo de fallo de deslizamiento. Su valoración versará sobre la elaboración y amplitud del estudio.

Propuesta clasificación: Información *secundaria* peso *medio*

Relevancia

No  Sí      Peso:  alto  medio  bajo

Modelo 2D o 3D

Las conclusiones derivadas de un modelo matemático complejo, más sofisticado que el de equilibrio límite, pueden aportar más conocimiento sobre la forma de funcionamiento del conjunto presa-cimiento y arrojar luz sobre resistencias adicionales no contempladas en los modelos simples.

Propuesta clasificación: Información secundaria peso medio

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

#### Hipótesis de funcionamiento 2D o 3D

Si la presa presenta una respuesta 3D ello puede contribuir a una resistencia adicional no evaluada por los modelos de cálculo utilizados (usualmente 2D). Por ejemplo si la presa presenta una cierta curvatura en planta puede desarrollar el efecto arco. La valoración debe hacerse sobre la existencia de indicios que hagan sospechar que la presa funciona de uno u otro modo.

Propuesta clasificación: Información secundaria peso medio

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

### 9. USO DEL EMBALSE

Dependiendo de la utilización del embalse, aunque condicionado por la hidrología, los niveles de embalse van a ser más frecuentes en determinados rangos o carrera del mismo. Así por ejemplo los embalses de uso hidroeléctrico estarán preferentemente con niveles altos de manera que la energía aprovechable sea máxima. Por el contrario los embalses para protección de avenidas tenderán a tener niveles bajos para que su efecto laminador sea máximo. Por último, la última gran categoría de embalse, es decir los embalses de regulación dispondrán en general de grandes variaciones de nivel en función de si son de regulación anual o hiperanual.

El hecho de la fluctuación y permanencia de niveles de embalse da la oportunidad de conocer mejor su respuesta frente a variaciones de solicitaciones y por este motivo parece procedente valorar este aspecto.

Propuesta clasificación: Información secundaria peso bajo

Relevancia

 No Sí

Peso:

 alto medio bajo**10. ARCHIVO TÉCNICO**

El archivo técnico es la memoria escrita de la presa. El grado de compleción u organización del archivo es indicativo de la dedicación del titular. En particular el cumplimiento conforme lo estipulado por el RTSPE puede ser utilizado para valorar de manera indirecta la calidad de la información.

Calidad

Este apartado hace referencia, en promedio, al grado de calidad de los documentos que forman parte del archivo técnico.

Propuesta clasificación: Información *secundaria* peso *medio*

Relevancia

 No Sí

Peso:

 alto medio bajo

Compleción

Valoración de la existencia y en su caso clasificación de los documentos pertinentes, es decir, justificación de la clasificación de la categoría de la presa, según el riesgo, los proyectos de ejecución de la presa, estudios hidrológicos y de avenidas, informes geológicos, ensayos y análisis realizados durante la construcción y explotación, tratamientos del terreno y la presa, actas de los procesos de prueba y puesta, a evolución de los niveles de embalse, de los caudales entrantes y salientes al mismo, datos climatológicos, evolución de los caudales de las filtraciones a través del terreno y de la presa y de las presiones registradas, plan de auscultación en sus diferentes fases así como los resultados de la auscultación y su interpretación, actas de las inspecciones realizadas, descripción de los trabajos realizados para la conservación o la seguridad de la presa, etc.

Propuesta clasificación: Información *secundaria* peso *medio*

Relevancia

 No Sí

Peso:

 alto medio bajo

**11. TITULAR**

El prestigio está claramente vinculado al patrimonio presístico, trayectoria profesional desarrollada por el titular y a los medios humanos y económicos de que dispone. Por este motivo el prestigio reconocido del titular de la presa puede ser un indicador de rigurosidad de los estudios realizados sobre la presa.

Propuesta clasificación: Información secundaria peso bajo

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

**12. PLAN DE EMERGENCIA**

La existencia de un plan de emergencia cuando la presa esté clasificada de categoría A frente al riesgo puede ser indicativo del nivel de cumplimiento de la normativa de seguridad de presas y por tanto de la dedicación del titular para ese fin. El grado de implantación del plan puede utilizarse para valorar este aspecto.

Propuesta clasificación: Información secundaria peso medio

Relevancia

No

Sí

Peso:

alto

medio

bajo

**OBSERVACIONES:**





## BIBLIOGRAFÍA

Aboelata, M et al. *LIFESIM: A model for estimating dam failure life loss*. Australian Committee on Large Dam Risk Workshop, 2003.

Altarejos García, Luis. *Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos*. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, 2009.

Altarejos L. et al. «Factor of safety and probability of failure in concrete dams.» 2012.

ANCOLD. *Guidelines on Risk Assessment*. Australian National Committee on Large Dams, 2003.

—. *Guidelines on Risk Assessment*. Australian National Committee on Large Dams, 2003.

ASCE. «Report Card for America's Infrastructure.» *AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS*, 2013.

Baecher, G. B. et al. «Risk of dam failure in benefit-cost analysis.» *Water Resources Research*, 1980: 449-456.

Barendregt et al. *Evacuation at threatening floods. report PR 546*. 2002.

Barton, N. *The shear strength of rock and rock joints*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr. 13, 1-24, 1976.

Bažant, Z.P. *Pore Pressure, Uplift and Failure Analysis of concrete dams*. Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams, 1975.

BC Hydro. *Life Safety Model System V1.0, Guidelines, Procedures, Calibration and Support Manual*. 2006.

Bermúdez, M.A. «Metodología para el estudio del deterioro del hormigón ocasionado por la reacción álcali-sílice.» Córdoba: COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS, 2008. Jornadas Españolas de Grandes Presas.

Bowles, David S. «ALARP EVALUATION: Using cost effectiveness and disproportionality to justify risk reduction.» (ANCOLD Conference on Dams) 2003.

Burdekin, F.M. «General principles of the use of safety factors in design assessment.» *Engineering Failure analysis*, 2006.

BUREAU OF RECLAMATION. *Design of Gravity Dams*. U.S. Department of the Interior., 1987.

Bureau of Reclamation. *Design of small dams*. [http://www.usbr.gov/prnts/hydraulics\\_lab/pubs/manuals/SmallDams.pdf](http://www.usbr.gov/prnts/hydraulics_lab/pubs/manuals/SmallDams.pdf), 1987.

—. *Guidelines for achieving public protection in dam safety decision making*. U. S. Department of the Interior, 2003.

Canadian Dam Association. *Dam Safety Guidelines*. Edmonton, Alberta, Canada, 2007.

Canadian Dam Safety Association. *Dam Safety Guidelines*. 1995.

- China Electric Council. *The standards Compilation of Water Power in China*. Beijing: China Electric Power Press, 2000.
- Ching, J. «Equivalence between reliability and factor of safety.» *Probabilistic engineering mechanics*, 2009: 159-171.
- CIB. *Actions on Structures*. Comité Euro-International du Beton, 1989.
- CNEGP. *Guía Técnica nº 4. Avenida de Proyecto*. 1997.
- . *Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 1*. 2005.
- . *Guía Técnica de seguridad nº 2. Tomo-2: Presas de materiales sueltos*. 2014.
- . *Guía Técnica nº 2: Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas, Tomo-1*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2002.
- . *Guía Técnica nº 3: Estudios geológicos-geotécnicos y de prospección de materiales*. 2000.
- . *Guía Técnica nº 6: Construcción de presas y control de calidad*. 1999.
- . *Guía Técnica nº 7: Auscultación de presas y sus cimientos*. 2007.
- Cotillon, J., Bartle, A. «Dams in Europe & USSR: a geographical approach.» *International Water Power & Dam Construction*, 1990.
- De Cea Azañedo, J.C. «Primeras conclusiones de las revisiones de seguridad de las presas estatales.» *VIII Jornadas Españolas de Presas*. COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS, 2008.
- DG Política Regional Comisión Europea. *Guía del análisis de costes-beneficios de los proyectos de inversión*. 2003.
- Ditlevsen, O. «Narrow Reliability Bounds for Structural Systems.» *Journal of Structural Mechanics*, Vol. 7, No.4, 1979: pp. 453-472.
- Ebeling, R.M. *Uplift Pressures Resulting From Flow Along Tapered Rock Joints*. REMR Technical Note CS-ES-4.5, 1996.
- Efstratidos. *Engineering Design Reability Handbook*. 2005.
- Elishakoff, I. *Safety Factors and Reliability: Friends or Foes?* 2006.
- Escuder I. et al. *SUFRI: Methodology for flood risk evaluation in urban areas. Report SUFRI project. WP3*. 2011.
- Escuder, I., González, J. *Metodología para la evaluación del riesgo hidrológico de presas y priorización de medidas correctoras*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2014.
- Esnault, P. «Factors of Safety and Reability.» *Conference on Spacecraft Structures, Materials and Mechanical Testing*. 1996.
- Faber, M.H. «Risk assessment for civil engineering facilities: critical overview and discussion.» *Reability Engineering and System Safety*, 2003.
- FEMA. *Federal Guidelines for dam safety*. 2007.
- . *Prioritization of dams through risk categorization*. US FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, 2006.

- FERC. *Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter III, Gravity dams.* <http://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide.asp#skipnavsub>, 2002.
- Fishman, Y.A. *Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations.* Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, V.46, p. 957-966, 2009.
- Fullana Montoro, Juan. *Análisis de informes de primera revisión y de análisis general de seguridad en presas de gravedad.* Trabajo de investigación para la obtención del Diploma de Estudios Avanzados. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA, 2011.
- García, L. «Rehabilitación del sistema de drenaje mediante agua a presión. Experiencia de los últimos cinco años en más de treinta presas españolas.» *VIII Jornadas Españolas de Presas*. COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS, 2008.
- González, S. «Los desagües de fondo en presas.» *VIII JORNADAS ESPAÑOLAS DE PRESAS*. Córdoba: COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS, 2008.
- Graham, W.J. *A procedure for estimating loss of life caused by dam.* U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation, DSO-99-06, 1999.
- Hartford et al. *Risk and Uncertainty in dam safety.* Thomas Telford Limited, 2004.
- Hasofer, A.M., y N.C. Lind. «Exact and invariant second moment code format.» (Journal of Engineering Mechanics. 100, EM1, 111-121) 1974.
- Hoek et al. *Practical estimates of rock mass strength.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, Vol. 34, pp 1165-1186, 1997.
- HSE. *Reducing risks, protecting people, decision-making process.* Health and Safety Executive, ISBN 0-7176-2151-0, 2001.
- ICOLD. *Ageing of dams and appurtenant works. Review and recommendations.* Bulletin 93, 1993.
- . *Bulletin 99. Dam Failure Statistical Analysis.* 1995.
- . *Dam-break flood analysis, Volumen Bulletin 111.* International Commission of Large Dams, 1998.
- ICOLD EUROPEAN CLUB. *Uplift Pressures under Concrete Dams.* Final Report of the Working Group, 2004.
- ICOLD. *Guidelines for Use of Numerical Models in Dam Engineering.* Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams. Bulletin IXX, 2011.
- . *Risk Assessment in Dam Safety Management: A Reconnaissance of Benefits, Methods and Current Applications.* ICOLD Bulletin, Draft, International Commission on Large Dams. December., 2002.
- Iman, R.L. et al. *Latin Hypercube Sampling.* Albuquerque: Technical Report SAND79-1473. Sandia Laboratories., 1980.
- INGIOPSA. *Asistencia Técnica para la redacción del informe de primera revisión y análisis general de la seguridad de las presas y embalses de Alcora y Sichar (Castellón).* Confederación Hidrográfica del Júcar, 2004.
- ISO 2394. *General Principles on reability of structures.* 1998.

- JCSS. *Interpretation of Uncertainties and Probabilities in Civil Engineering and Decision Analysis*. 2008.
- JCSS. «Probabilistic Model Code.» *Joint Committee on Structural Safety*, 2001.
- . *Risk Acceptance Criteria*. Joint Committee of Structural Safety, 2008.
- Jonkman, S. et al. *Loss of life due to floods. Flood Risk*. Flood Risk Management, 2008.
- Kaushish, S.P., Gopalakrishnan, M. *Dam Safety Evaluation*. Taylor & Francis, 2002.
- Keureghian A. et al. *Aleatory or epistemic? Does it matter?* *Structural Safety* 31 (2009), pag. 105–112, 2009.
- Kottogoda, N.T. et al. *Statistics, probability and reliability for civil and environmental engineers*. McGraw-Hill, 1997.
- Kreuzer, H. *Uncertainty assessment of Barton-Choubey shear envelope, Parts I & II*. Balkema, Rotterdam: Dam safety, 353-367. Ed. Berga, L., 1998.
- Kreuzer, H., Bury, K. *Safety assessment of concrete dams: safety versus reability index*. *Dam Engineering*, Vol. II; Issue 2, 1995.
- Kreuzer, H., Léger, P. «The Adjustable Factor of Safety: The Adjustable Factor of Safety: A reliability-based approach to assess the factor of safety for concrete dams.» *International Journal on Hydropower and Dams*, 2013: 20(1), p. 67-80.
- L.T., Saaty. *The Analytic Hierarchy Process*. New York: McGraw-Hill International, 1980.
- Lebel, L., Dore, J. «Gaining public acceptance: A critical strategic priority of the World Commission on Dams.» *Water Alternatives, Vol 3, Iss 2*, 2010: Pp 124-141.
- Lo, K.Y. et al. «The evaluation of stability of existing concrete dams on rock foundations and remedial measures.» *17 th Interntional Congres. ICOLD*, 1991.
- MAGRAMA. «Inventario de presas en España.» *Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente*, 2011.
- Martín Carrasco, F.J., Garrote de Marcos, L. *Dimensionamiento y optimización de obras hidráulicas*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1997.
- Membrillera Ortuño, M. et al. *Aplicación del análisis de riesgos a la seguridad de presas*. Universidad Politécnica de Valencia, 2005.
- MF. *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08*. MINISTERIO DE FOMENTO, 2008.
- . *Norma de construcción sismorresistente*. Ministerio de Fomento, 2002.
- MJI. *Directriz Básica de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones*. MINISTERIO DE JUSTICIA E INTERIOR. BOE, 14 de febrero, 1995.
- MMA. *Guía Técnica para la clasificación de presas en función del riesgo potencial*. MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE, 1998.
- . *Guía Técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presas* . Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2001.
- MOP. *Instrucción para proyecto, construcción y explotación de grandes presas*. MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. BOE, 27 de octubre, 1967.
- MOPU. «Reglamento Técnico de Seguriad de Presas y Embalses.» 1996.

- OFITECO. *Asistencia Técnica para la redacción de los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad de las presas y embalses de Arquillo de San Blas, Benagéber y Loriguilla*. Confederación Hidrográfica del Júcar, 2004.
- Patton, F.D.. *Multiple modes of shear failure in rock*. Proc. 1st Congr. Int. Soc. Rock Mech. Lisbon, 1966.
- Peyras et al. «Probability assesment of dam safety.» *European Journal of Environment and Civil Engineering*, 2012: Vol. 16 No. 7. July 2012, 795-817.
- Pielou, E.C. *Fresh Water*. Paw Prints, 2008.
- PROINTEC. *Asistencia Técnica para la primera revisión y análisis general de la seguridad de las presas y embalses de Amadorio, Beniarrés y Guadalest (Alicante)*. Confederación Hidrográfica del Júcar, 2004.
- Ralston, A. *Introducción al análisis numérico*. Limusa-Wiley, 1970.
- Reiter, P. *RESCDAM: Loss of life caused by dam failure*. Water Consulting Ltd., 2001.
- Robinson, D.G. *A Survey of Probabilistic Methods Used in Reability, Risk and Uncertainty Analysis: Analytical Techniques I*. Sandia National Laboratories, 1998.
- Rodriguez Paradiñas, E. «Impactos ambientales de los embalses.» *Ingeniería Civil y Medio Ambiente, CEOTMA (MOPU)*, 1981: 57-77.
- Román, A., Gonzalo, A. *New technologies in the rehabilitation of the drainage network in dams*. Dams and Reservoirs, Societies and Environmenta in 21st Century, 2006.
- Rosembueth, E. *Point estimates for probability moments*. USA: Proceedings of the National Academy of Science, 1975.
- Rugeri et al. *Sliding stability of existing gravity dams. Final Report. ICOLD European Club*. <http://cnpqgb.inag.pt/IcoldClub/Index.htm> under working groups, 2004.
- RUGGERI, G.et al. *Sliding safety of existing gravity dams. Final report. ICOLD European Club. Working group on sliding safety of existing gravity dams.*, 2004.
- Ruia del Portal Mateos, A. «Presas: Su relación con el medio ambiente.» *Ingeniería del Territorio*, 2003: Vol. 62. 38-48.
- Saaty, Thomas L. «The Analytic Network Process.» (RWS Publications) 1997.
- Sánchez Caro, F. *Aproximación histórica y estadística a los incidentes en presas*. Trabajo de Investigación. Suficiencia investigadora. Universidad Politécnica de Madrid, 2005.
- Sanz, D.; Bernabé, J.C.; Escuder, I. «Confeción de un modelo de riesgo para la presa de Castrovido.» *Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.*, 2010: ISBN 978-84-92626-68-7.
- Schneider, J. *Introduction to Safety and Reability of Structures*. [www.iabse.ethz.ch](http://www.iabse.ethz.ch), 1997.
- SEPREM. *La aplicacación en España del Análiss de Riesgos a la gestión de la Seguridad de Presas*. SOCIEDAD ESPAÑOLA DE PRESAS Y EMBALSES, 2014.
- Serrano Lombillo, A. *Desarrollo de una herramienta completa de análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas*. Valerncia: Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia, 2011.
- Silva F. et al. «Probability and risk of slope failure.» *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 2008.

- Soriano Peña, A., Escuder Bueno, I. *El comportamiento de las presas y la gestión integral de su seguridad*. Revista de Obras Públicas, 2008.
- SPANCOLD. *Risk Analysis Applied to Management of Dam Safety*. TECHNICAL GUIDES ON DAM SAFETY, 2013.
- Stamatelatos, M. et al. *Fault tree handbook with aerospace applications*. NASA Office of Safety and Mission Assurance, 2002.
- Tarek, H. «Stochastic analysis of tailing dams stability using numerical modeling.» *Pam-Am CGS. Geotechnical Conference.*, 2011.
- Torrent Rodriguez, L. *Nota sobre la estabilidad de las presas de gravedad*. Revista de Obras Públicas, 1987.
- US Army Corps of Engineers. *Gravity dam design - Engineering guideline*. 2003.
- . *Stability Analysis of Concrete Structures. Engineer Manual*. 2005.
- USACE. *Arch Dam Design*. U.S. Army Corps of Engineers: Department of the Army, 1994.
- USBR. *A Procedure for Estimating Loss of Life caused by Dam Failure*. US BUREAU RECLAMATION, 2006.
- . *Guidelines for Achieving Public Protection in dam safety decision making*. US BUREAU RECLAMATION, 2003.
- UTE MS & INYPSA & JESÚS GRANELL. *Asistencia Técnica para la redacción de los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad de las presas y embalses de Contreras y Alarcón*. Confederación Hidrográfica del Júcar, 2004.
- UTE MS & INYPSA. *Asistencia Técnica para la redacción del Informe de primera revisión y análisis general de la seguridad de la presa y embalse de Forata (Valencia)*. Confederación Hidrográfica del Júcar, 2004.
- Vallarino, Eugenio. *Tratado Básico de Presas*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2006.
- VIELCA. *Asistencia Técnica para la redacción de los informes de primera revisión y análisis general de la seguridad de las presas y embalses de Balagueras, Regajo, Ulldecona y Valbona (Castellón)*. Confederación Hidrográfica del Júcar, 2004.
- Westberg, M. *Reliability-based assessment of concrete dam stability*. Lund University. Sweden: Doctoral Thesis, 2010.
- Wielan, M. «Life-span of storage dam.» *Water Power Magazine*, 2010: Feb. 32-35.