

**Escuela Técnica Superior de Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos
y de Ingeniería de Minas**



**Universidad Politécnica de Cartagena
Grado en Ingeniería Civil**

TRABAJO DE FIN DE GRADO

***ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE PRESAS
DE GRAVEDAD EN CONDICIONES DE
INCERTIDUMBRE***

Autor: Patricia Molina López
Director: Luis Altarejos García
Fecha: Abril 2020

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, me gustaría agradecer a mis padres, mis pilares fundamentales, porque sin ellos y todas las oportunidades que me han dado, nada de esto habría sido posible.

A toda mi familia, pero sobre todo me gustaría dedicar este trabajo a mi abuelo Salvador, fallecido, porque sé que de alguna manera estamos conectados y que, sin yo saberlo, amaba esta carrera.

A mis compañeros de carrera, por su gran apoyo, no solo a nivel académico sino personal, y al resto de mis amigos, tanto a los que no veo tan a menudo como me gustaría como a los que me ven todos los días. Especial mención a mis amigas de Cartagena, que, a pesar de los problemas que puedan surgir, son unas hermanas para mí. Gracias de todo corazón por alegrarme los días y estar ahí siempre, en las buenas y en las malas.

Por último, agradecer a mi tutor, Luis Altarejos, por toda la dedicación mostrada y por confiar en mí desde el primer momento para hacer este trabajo que me ha permitido aprender muchísimo. También a todos los profesores que me han impartido clase estos años, sobre todo a los buenos, pero también a los que no son tan buenos, porque con ellos he caído y me he levantado con más fuerza.

A todos, muchas gracias.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	2
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1. Objetivos	2
2. PRESAS DE GRAVEDAD. MODOS DE FALLO	3
2.1. Introducción a las presas de gravedad	3
2.1.1. Acciones a considerar	4
Peso propio	4
Empuje hidrostático	4
Presión intersticial (subpresión)	5
Acciones sísmicas	5
Efecto del oleaje	7
Empuje de sedimentos o aterramientos	8
Acción del hielo	8
Variaciones de temperatura	9
Otras solicitaciones	9
2.2. Deslizamiento	10
2.3. Limit turning	12
2.3.1. Definición	12
2.3.2. Características del fallo por corte	13
2.3.2.1. Ensayos de campo	13
2.3.2.2. Investigaciones en modelos continuos	14
2.3.2.3. Investigaciones en modelos compuestos	15
2.3.2.4. Parámetros de fuerza	16
2.3.3. Aplicación del método	20
2.3. Discusión sobre los coeficientes de seguridad	21
2.3.1. Aplicación a un caso práctico	23
2.3.1.1. Comprobación a deslizamiento	24
Drenes eficaces	24
Drenes ineficaces	29
2.3.1.2. Comprobación a limit turning	32
Drenes eficaces	32
Drenes ineficaces	33
3. ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE	35
3.1. Influencia de la incertidumbre en el factor de seguridad	35
3.2. Variables consideradas aleatorias	36
4. APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO	43
5. RESULTADOS	49
5.1. Altura de agua de 75 metros	49
5.1.1. Buen estado del contacto presa-cimiento	49
5.1.2. Mal estado del contacto presa-cimiento	54
5.2. Altura de agua de 80 metros	59

5.2.1. Buen estado del contacto presa-cimentación	59
5.2.1. Mal estado del contacto presa-cimentación	63
6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	69
7. BIBLIOGRAFÍA	75
8. APÉNDICES	77
8.1. APÉNDICE 1. Comprobación a deslizamiento.	77
8.1.1. Drenes eficaces	77
8.1.1.1. Datos	77
8.1.1.2. Cálculos	78
8.1.1.3. Resultados	80
8.1.2. Drenes ineficaces	83
8.1.2.1. Datos	83
8.1.2.2. Cálculos	84
8.1.2.3. Resultados	87
8.2. APÉNDICE 2. Comprobación a limit turning	89
8.2.1. Drenes eficaces	89
8.2.1.1. Datos	89
8.2.1.2. Cálculos	90
8.2.1.3. Resultados	92
8.2.2. Drenes ineficaces	92
8.2.2.1. Datos	92
8.2.2.2. Cálculos	93
8.2.2.3. Resultados	95
8.3. APÉNDICE 3. Código de programación en visual basic	96
8.4. APÉNDICE 4. Monte Carlo	100
8.4.1. Generación de números aleatorios	100
8.4.2. Método del limit turning	100
8.4.3. Método de deslizamiento	101
8.4.4. Resultados	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Presa de Eugui. (Fuente: Structuralia)	3
Figura 2. Ley de subpresiones según el drenaje. (Fuente: elaboración propia)	5
Figura 3. Resumen de las solicitaciones principales que actúan en una presa de gravedad. (Fuente: elaboración propia)	10
Figura 4. Análisis de esfuerzos. (Fuente: Castillo, L.)	11
Figura 5. Experimentos de campo de fallo por corte de bloques de hormigón en la presa de Kurpsay. (Fuente: Fishman YuA., 2007)	14
Figura 6. Fallo de los modelos continuos. (Fuente: Fishman YuA., 2007)	15
Figura 7. Independencia entre el parámetro R_{cr} y la tensión normal actuante. En el eje vertical, se representa la fuerza de rotura por compresión, R_{cr} , y en el eje horizontal las tensiones normales. (Fuente: Fishman YuA., 2007)	17
Figura 8. Relación entre el módulo de deformación (E) y la resistencia de rotura por compresión (R_{cr}). (Fuente: Fishman YuA., 2007)	18
Figura 9. Relación entre la resistencia de rotura por compresión (R_{cr}) y la fuerza de compresión uniaxial (σ_c), en el eje x . (Fuente: Fishman YuA., 2007)	18
Figura 10. Modelo del fallo bloque-cimentación. R_p es la fuerza resultante en el estado límite; S es la fuerza de la resistencia de rotura por compresión; O es el eje de giro; '1' es la grieta de tracción y '2' la grieta de compresión. (Fuente: Fishman YuA., 2009)	20
Figura 11. Componentes del análisis de estabilidad a limit turning. (Fuente: Fishman YuA., 2009)	20
Figura 12. Factores de estabilidad de presa de gravedad de 100m de altura frente al coeficiente de corte $\tan\psi$. (Fuente: Fishman YuA., 2009)	23
Figura 13. Geometría del caso de estudio	23
Figura 14. Resumen de las acciones actuantes sobre el caso de estudio. (Fuente: elaboración propia)	24
Figura 15. Longitud de grieta para cada altura de agua en el caso de drenes eficaces	26
Figura 16. Procedimiento para la obtención de la longitud comprimida.	26
Figura 17. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $\text{tg}\phi$ para altura de agua de 75m y en la hipótesis de drenes eficaces	27
Figura 18. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $\text{tg}\phi$ para altura de agua de 80m y en la hipótesis de drenes eficaces	28
Figura 19. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $\text{tg}\phi$ para altura de agua de 75m y en la hipótesis de drenes eficaces	28
Figura 20. Distribución de la subpresión en el caso práctico realizando la hipótesis de existencia de grieta (Fuente: Elaboración propia)	30
Figura 21. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $\text{tg}\phi$ para altura de agua de 75m y en la hipótesis de drenes ineficaces	31
Figura 22. Longitud de grieta para cada altura del agua en el caso de drenes ineficaces.	31
Figura 23. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $\text{tg}\phi$ para altura de agua de 80m y en la hipótesis de drenes ineficaces	32
Figura 24. Factores de seguridad para cada altura de agua según el parámetro R_{cr} en el caso de drenes eficaces	33
Figura 25. Distribución de las subpresiones en el caso de drenes ineficaces. (Fuente: elaboración propia)	34
Figura 26. Factores de seguridad para cada altura de agua según el parámetro R_{cr} en el caso de drenes ineficaces	34
Figura 27. Función de densidad de probabilidad del módulo de elasticidad longitudinal (E)	38
Figura 28. Función de distribución del módulo de elasticidad longitudinal (E)	38
Figura 29. Función de densidad de probabilidad del ángulo de rozamiento ($\text{tg}\phi$)	39
Figura 30. Función de distribución del ángulo de rozamiento ($\text{tg}\phi$)	40
Figura 31. Función de densidad de probabilidad de la cohesión (coh)	40
Figura 32. Función de distribución de la cohesión (coh)	41

Figura 33. Función de densidad de probabilidad del ángulo de rozamiento (ϕ). Caso de contacto en mal estado	42
Figura 34. Función de distribución del ángulo de rozamiento (ϕ). Caso de contacto en mal estado	42
Figura 35. Función de distribución de probabilidad $f(x)$ y función de probabilidad acumulada $F(x)$	44
Figura 36. Probabilidad de fallo para cada repetición correspondiente a una altura de agua de 75 metros (N=100)	46
Figura 37. Probabilidad de fallo para cada repetición correspondiente a una altura de agua de 75 metros (N=1000)	47
Figura 38. Probabilidad de fallo para cada repetición correspondiente a una altura de agua de 75 metros (N=5000)	47
Figura 39. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría II (H=75m)	50
Figura 40. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría I. (H=75m)	50
Figura 41. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría IV (H=75m)	51
Figura 42. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=75m)	51
Figura 43. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría I (H=75m)	54
Figura 44. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=75m)	55
Figura 45. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría II (H=75m)	55
Figura 46. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría IV (H=75m)	56
Figura 47. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría I (H=80m)	59
Figura 48. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=80m)	60
Figura 49. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría II (H=80m)	60
Figura 50. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=80m)	61
Figura 51. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría II (H=80m)	64
Figura 52. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría I (H=80m)	64
Figura 53. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría IV (H=80m)	65
Figura 54. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=80m)	65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes de seguridad según la situación y la categoría de la presa. (Fuente: Guía Técnica nº 2, CEGP)	12
Tabla 2. Características de la roca en cimentaciones de diversas presas. Resultados de ensayos in-situ. (Fuente: Fishman YuA., 2009).....	19
Tabla 3. Longitud de grieta según la altura del agua para drenes eficaces	25
Tabla 4. Longitud de grieta según la altura del agua para drenes ineficaces	30
Tabla 5. Parámetros estadísticos del módulo de elasticidad longitudinal (E) para las 4 categorías de macizos rocosos.....	38
Tabla 6. Parámetros estadísticos del ángulo de rozamiento para las 4 categorías de macizos rocosos....	39
Tabla 7. Parámetros estadísticos de la cohesión para las 4 categorías de macizos rocosos.....	40
Tabla 8. Parámetros estadísticos de la cohesión para las 4 categorías de macizos rocosos. Caso de mal estado del contacto presa-cimentación	42
Tabla 9. Casos a analizar	43
Tabla 10. Casos a analizar para una altura de agua de 75 metros en la hipótesis de drenes eficaces	49
Tabla 11. Resumen de resultados para categoría de macizo I (H=75m)	52
Tabla 12. Resumen de resultados para categoría de macizo II (H=75m)	52
Tabla 13. Resumen de resultados para categoría de macizo III (H=75m)	53
Tabla 14. Resumen de resultados para categoría de macizo IV (H=75m)	53
Tabla 15. Resumen de resultados para categoría de macizo I (H=75m)	57
Tabla 16. Resumen de resultados para categoría de macizo II (H=75m)	57
Tabla 17. Resumen de resultados para categoría de macizo III (H=75m)	58
Tabla 18. Resumen de resultados para categoría de macizo IV (H=75m)	58
Tabla 19. Casos a analizar para una altura de agua de 80 metros en la hipótesis de drenes eficaces	59
Tabla 20. Resumen de resultados para categoría de macizo I (H=80)	61
Tabla 21. Resumen de resultados para categoría de macizo II (H=80m)	62
Tabla 22. Resumen de resultados para categoría de macizo III (H=80m)	62
Tabla 23. Resumen de resultados para categoría de macizo IV (H=80m)	63
Tabla 24. Resumen de resultados para categoría de macizo I (H=80m)	66
Tabla 25. Resumen de resultados para categoría de macizo II (H=80m)	66
Tabla 26. Resumen de resultados para categoría de macizo III (H=80m)	67
Tabla 27. Resumen de resultados para categoría de macizo IV (H=80m)	67
Tabla 28. Resumen de resultados.....	69

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Resulta indiscutible la importancia de las presas a lo largo de la historia y en todas las civilizaciones, especialmente en la actualidad. Su utilidad abarca diversos fines tales como laminación de avenidas, almacenamiento de agua y producción hidroeléctrica. A pesar de los beneficios, es necesario un minucioso estudio y gran especialización, pues el fallo de estas infraestructuras podría conllevar consecuencias catastróficas para la sociedad, la economía y el medioambiente.

Aunque las normas relativas a seguridad varían según el país, el fallo de las presas de gravedad atiende comúnmente a 2 mecanismos: el fallo por deslizamiento y el fallo por vuelco, siendo el primero de fundamental importancia en esta tipología de presas. En España, la normativa aplicable es el Reglamento Técnico de seguridad de Presas y Embalses, promulgado por la Dirección General de Obras Públicas en 1996, que se complementa con las Guías Técnicas que publica el Comité Español de Grandes Presas (CEGP) desde 1997.

Dicho reglamento se aplica a las obras consideradas como grandes presas, o a aquellas que sean clasificadas en las categorías A y B, según su riesgo potencial. Según el artículo 3.1, se consideran como grandes presas las que cumplen, al menos, alguna de las siguientes condiciones:

- Altura superior a 15 m, medida desde la parte más baja de la superficie de la cimentación hasta la coronación.
- Altura entre 10 y 15 m, siempre que tenga alguna de las siguientes características:
 - Longitud de coronación superior a 500 m.
 - Capacidad de embalse superior a 1 hm³.
 - Capacidad de desagüe superior a 2000 m³/s.
- Las que presenten dificultades especiales en su cimentación, o tengan características no habituales.

Dados los adversos efectos que causaría un accidente en una presa, se están desarrollando e investigando constantemente nuevos métodos para analizar su seguridad y la probabilidad de riesgo que éstas presentan. Otro modo de fallo a considerar, el cual está incluido en los códigos de diseño rusos, es el método del limit turning (o vuelco incompleto de la estructura).

Este método es similar al método clásico de vuelco, pero tiene en cuenta la posible rotura de la cimentación, mientras que el método tradicional sólo considera la rotación de la estructura en referencia al pie de aguas debajo de la presa, sin considerar fallo del material. El limit turning es, por tanto, más restrictivo al arrojar coeficientes de seguridad menores.

Este método fue aprobado en el diseño de la presa de Katún (Rusia), la presa de Konstantinov (Ucrania) y otras muchas estructuras. Por otro lado, se tiene constancia de que en 1959, se produjo un trágico accidente en una presa de 60m de altura en Malpasset que costó la vida a 400 personas. Probablemente, dicho accidente se podría haber evitado si se hubiesen tenido en cuenta parámetros como el módulo de deformación longitudinal y la resistencia de compresión del cemento, en cuyo caso eran relativamente bajos, lo que provocó la rotura de la cimentación y, finalmente, el fallo de la presa.

1.1. OBJETIVOS

Los objetivos principales del presente trabajo de fin de grado son:

Comparar los coeficientes de seguridad obtenidos mediante el criterio tradicional de seguridad al deslizamiento con el método de limit turning y las condiciones de aplicación de cada uno.

Realizar un análisis estadístico de los modos de fallo con la finalidad de demostrar que el modo fallo más verosímil no siempre se corresponde con el aquél que arroje un coeficiente de seguridad menor.

Introducir y estudiar la incertidumbre de los parámetros en el análisis de estabilidad de las presas de gravedad.

Sintetizar el método de limit turning y comprobar que se trata de un método válido para el análisis de la seguridad de una presa y su aplicación a un caso tipo

2. PRESAS DE GRAVEDAD. MODOS DE FALLO

2.1. INTRODUCCIÓN A LAS PRESAS DE GRAVEDAD

Una presa de gravedad es aquella que resiste por su propio peso las solicitaciones desestabilizantes, sin más apoyo que el de cada bloque sobre su cimiento, siendo cada sección autoestable. Esta tipología de presas recibe el nombre de presa de gravedad por ser el peso la principal fuerza estabilizadora, lo que hace que sean una de las infraestructuras existentes más simples desde el punto de vista estructural.

La sección transversal de las presas de gravedad presenta normalmente un perfil triangular rematado por un trapecio (coronación, utilizada para el paso de vehículos). La suma de taludes oscila entre 0.75 y 0.95 (H/V), y que puede aumentar con la altura de la presa. El talud del paramento aguas arriba presenta valores entre 0 y 0.10, y el de aguas abajo entre 0.70 y 0.90. En la Figura 1 se muestra la imagen de una presa de gravedad con las características geométricas habituales.

El material empleado en su construcción es el hormigón en masa de baja permeabilidad, para reducir la filtración de agua a través del cuerpo de la presa.

El aliviadero constituye un elemento fundamental de la obra con la función de laminación de avenidas mediante evacuación, evitando el sobrevertido por coronación. El aliviadero se sitúa en el propio cuerpo de la presa, razón por la que en muchas ocasiones esta tipología de presas recibe el nombre de presas-vertedero.



Figura 1. Presa de Eugui. (Fuente: Structuralia)

En una presa de gravedad podemos distinguir las siguientes regiones: el cuerpo de la presa, cimiento y embalse, además de la zona de contacto entre ellas (interfaces). Casi todas las presas de gravedad se construyen sobre cimentaciones de tipo rocoso que cumplan con los requisitos de resistencia.

2.1.1. Acciones a considerar

Las solicitaciones principales que actúan en una presa de gravedad de acuerdo con la Guía Técnica nº 2 “Criterios para proyectos de presas y obras anejas” son: el peso propio, el empuje hidrostático, la presión intersticial, las acciones sísmicas, el efecto del oleaje y las variaciones de temperatura, entre otras. Todas ellas se muestran en la Figura 3.

Peso propio

Es el parámetro fundamental en las presas de gravedad, pues de él deriva su estabilidad. Su valor permanente es función de las dimensiones y la forma de la presa, y viene dado por el producto de su sección transversal (incluyendo coronación) por el peso específico del hormigón, que por lo general se toma como $\gamma_H = 2.4 \text{ t/m}^3$.

Para el cálculo, el peso propio puede descomponerse en distintas formas geométricas regulares en la que cada una cuenta con su centro de gravedad.

Empuje hidrostático

Se trata de la mayor acción desestabilizante a la que está sometida la presa, cuya dirección de aplicación es perpendicular al paramento de aguas arriba. Cuando éste presenta inclinación, el empuje hidrostático se divide en dos componentes: una horizontal y otra vertical. En este caso, la componente vertical actuaría como fuerza estabilizadora, correspondiente al peso del agua sobre el paramento. El empuje es linealmente creciente con la profundidad, por lo que se calcula como:

$$E_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot h^2 \quad (1)$$

Donde:

E_H = Empuje hidrostático (ton/m)

γ_a = Peso específico del agua (t/m^3)

h = Altura de agua (m)

Y su resultante se sitúa a 1/3 de la base de la presa.

Se consideran 3 posibles niveles de embalse:

Nivel Máximo Normal (N.M.N.): Es decir, el máximo nivel que se alcanza en explotación con caudales normales.

Nivel Avenida de Proyecto (N.A.P.): Máximo nivel que se alcanza cuando se produce la entrada de la avenida de proyecto (máxima avenida para el dimensionado del aliviadero) al embalse.

Nivel Avenida Extrema (N.A.E.): Máximo nivel que se alcanza cuando se produce la avenida extrema (mayor avenida que puede soportar).

Presión intersticial (subpresión)

Es provocada por la filtración del agua a través de los poros de la presa y del terreno. Esta filtración puede producir la pérdida de agua por filtración y un arrastre de los finos, además de presiones hidrostáticas de carácter desestabilizante, que actúan en dirección normal al plano de cimentación, en sentido contrario al peso.

La subpresión sigue una ley lineal que se puede representar de la siguiente manera:

1. Aguas arriba, la subpresión es igual a la profundidad del embalse.
2. Aguas abajo, la subpresión es igual a la profundidad del canal de desagüe o río.
3. Existe un tercer punto intermedio que depende de la situación en la que nos encontremos:
 - a. Drenes eficaces, no hay grieta. Se supone que los drenes funcionan correctamente, por lo que en el plano donde se sitúen se producirá una reducción de la subpresión. En este caso, la sección trabaja siempre a compresión.
 - b. Drenes ineficaces, no hay grieta. En este caso no existiría drenaje, por lo que en ese punto no se reduce la filtración.
 - c. Drenes ineficaces, hay grieta. Existe despegue, y debe calcularse la longitud de la grieta. Hay una parte que no trabaja a compresión, sino que existen tracciones, lo que produce un agravamiento de las presiones intersticiales.

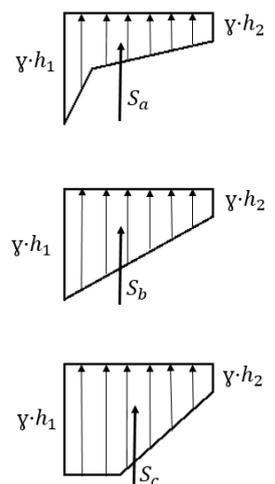


Figura 2. Ley de subpresiones según el drenaje. (Fuente: elaboración propia)

Acciones sísmicas

Son solicitaciones accidentales que dependen de la aceleración sísmica básica que se produce en una obra, y se expresa como:

$$a_b = \beta \cdot g \quad (2)$$

Donde:

a_b = aceleración sísmica básica (m/s^2)

β = aceleración sísmica horizontal

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Según un criterio de la NCSE (Norma de Construcción Sismorresistente), para presas de categoría B y C, se utilizará una aceleración de cálculo:

$$a_c = 1.3 \cdot a_b \quad (3)$$

Donde a_c es la aceleración de cálculo (m/s^2), y el coeficiente 1.3 equivale a adoptar un sismo de 1000 años de período de retorno.

Asimismo, en las zonas de categoría A, se deben considerar un sismo de período de retorno de 3000 años, adoptando la siguiente aceleración de cálculo:

$$a_c = 2a_b \quad (4)$$

No obstante, esta solución puede dar valores demasiado elevados de la aceleración de cálculo, por lo que se recomienda la utilización de otros criterios para zonas de sismicidad media.

El análisis de las acciones sísmicas se clasifica en 3 tipos, según el valor de la aceleración que caracteriza el lugar donde se ubica la presa:

- a. Baja sismicidad ($a_b < 0.04g$). No es necesario realizar la comprobación sísmica.
- b. Media sismicidad ($0.04g \leq a_b \leq 0.13g$). Se realiza un análisis pseudoestático. El efecto sísmico equivale a la acción conjunta de tres fuerzas:
 - o Fuerzas desestabilizantes. Se aplican en el centro de gravedad de la presa, y es la suma de dos componentes: una horizontal y otra vertical. Según la importancia de la presa, se emplea la aceleración sísmica de cálculo de período de retorno de 1000 años (presas B y C) o la extrema de período de retorno entre 3000 y 5000 años (presas A).

$$S_H = P_{total} \cdot \beta \quad (5)$$

$$S_V = 0.7 S_H \quad (6)$$

Donde:

S_H = fuerza desestabilizante horizontal (ton/m)

S_V = fuerza desestabilizante vertical (ton/m)

β = aceleración sísmica horizontal

- Empuje de Westergaard. Considera la acción dinámica producida por el agua en el embalse. Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$E_w = \frac{2}{3} \cdot C_w \cdot h^2 \cdot \beta \quad (7)$$

$$C_w = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 \cdot \left(\frac{H}{304.8 \cdot T}\right)^2}} \quad (8)$$

Donde

E_w = Empuje de Westergaard (ton/m)

H = altura total de la presa (m)

T = período de oscilación (aproximadamente 1s)

β = aceleración sísmica horizontal

El punto de aplicación de esta fuerza se sitúa a 2/5 de la altura de agua desde la base de la presa

- Posibilidad de resonancia estructural. Resulta conveniente investigarla en grandes presas, aunque es bastante improbable que se produzca para un movimiento sísmico de unos segundos de duración.
- c. Alta sismicidad ($a_b > 0.13g$). Se realiza un estudio sismológico o tectónico y dinámico.

Efecto del oleaje

El empuje de las olas puede ser una sollicitación normal (originada por el viento) o accidental (por corrimientos del terreno o un sismo). La máxima altura de ola previsible que origina el viento sigue una ley triangular de empujes horizontales, en la que la resultante y el punto de aplicación tienen el siguiente valor:

$$E_o = 2a^2; y = \frac{3}{8} \cdot a \quad (9)$$

Donde:

a = Altura (amplitud) de ola máxima (m), cuyo cálculo en embalses es en función del fetch (distancia máxima en recta desde la presa a la orilla más lejana):

$$a = 0.76 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (10)$$

Siendo F el fetch (km).

El efecto de las olas es prácticamente despreciable comparado con el hidrostático, tal es así que en muchas guías ni se contempla. El efecto más desfavorable tiene lugar en las compuertas.

La altura de ola que puede alcanzar el embalse durante un sismo debido a la oscilación de la presa se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$H_{ola_sis} = KT \sqrt{(gh/2\pi)} \quad (11)$$

Donde:

K = aceleración de cálculo del sismo/aceleración de la gravedad (m/s^2)

T = período natural del terremoto en segundos (si no hay datos, T = 1s)

g = aceleración de la gravedad (en m/s^2)

h = altura máxima del embalse en m

Empuje de sedimentos o aterramientos

Se produce por la decantación de sólidos en el fondo del embalse. Estos sólidos, a medida que se van acumulando pueden llegar a provocar un empuje considerable sobre la presa que se une al empuje hidrostático.

Acción del hielo

Se considera cuando la capa de hielo que se forma tiene un espesor mayor de 20cm. El agua, al solidificarse, aumenta un 10% su volumen, y si ésta capa se encuentra coaccionada por las orillas, causará un empuje horizontal sobre la presa, en sentido desestabilizante. El valor de esta acción es de 10 t/m² sobre la proyección vertical del área de contacto de la capa de hielo con la presa.

Por debajo de los 20cm de espesor no produciría empuje sobre la presa ya que la compresión resultaría un pandeo en la capa de hielo.

Variaciones de temperatura

En presas, la retracción higroscópica del hormigón al fraguar no tiene demasiada influencia gracias a los grandes espesores de estas infraestructuras, ya que permiten conservar la humedad en su interior durante la fase de curado. Siempre que se tome la precaución de conservar húmedas las superficies del hormigón durante esta fase, no será necesario considerar la retracción en el cálculo.

Por otro lado, las presas pueden sufrir variaciones de volumen asociadas a los cambios de temperatura. A las presas de gravedad no les afecta esta variación al estar constituidas por elementos verticales, que no se traban entre sí, permitiendo la libertad de movimiento entre ellos.

Otras solicitaciones

- Vibraciones o esfuerzos dinámicos provocados por los aliviaderos y desagües.
- Impactos directos sobre la presa de aludes o corrimientos de terreno.
- Esfuerzos que puedan producirse sobre la coronación (por ejemplo, el frenado de vehículos).
- El viento (en presas delgadas).

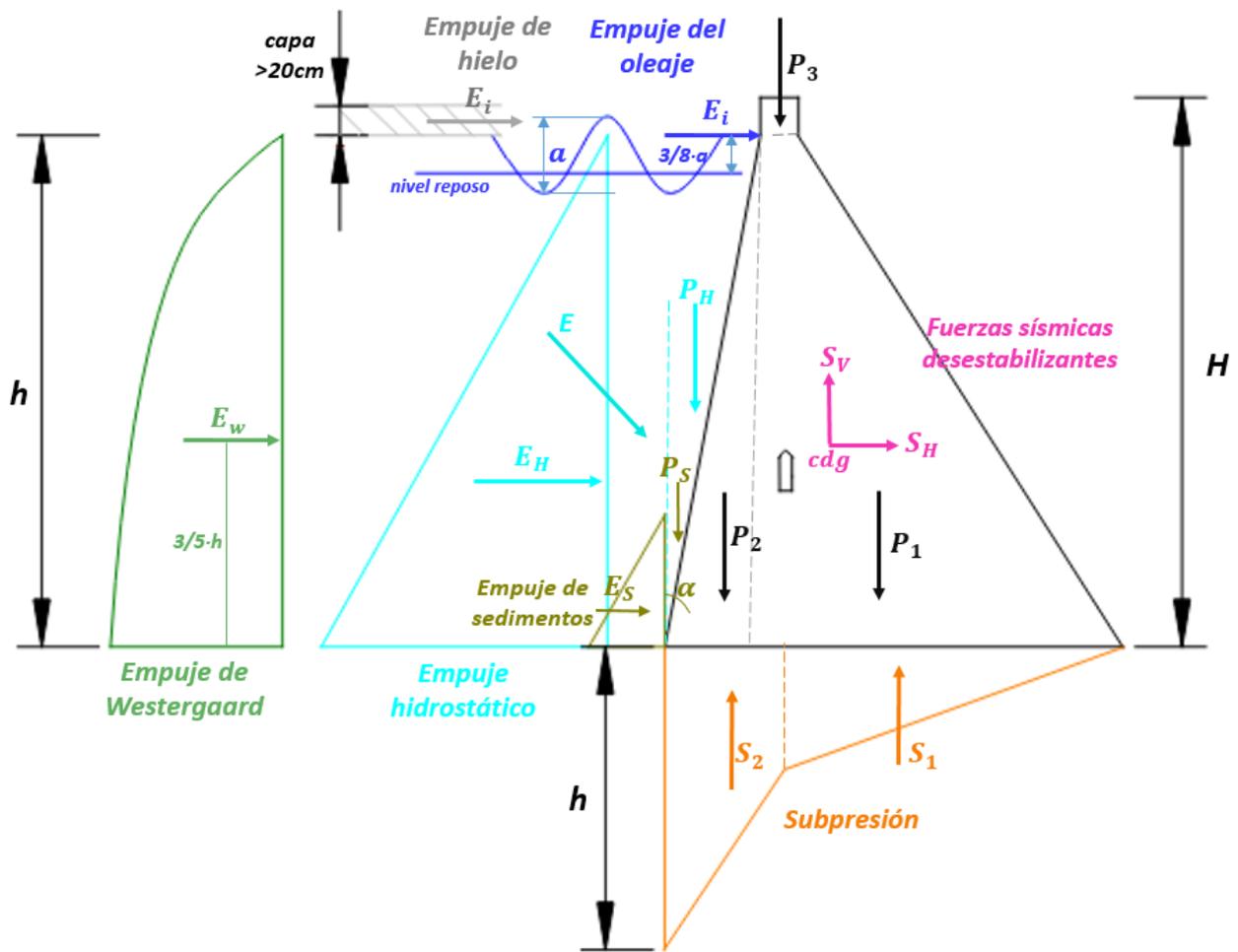


Figura 3. Resumen de las sollicitaciones principales que actúan en una presa de gravedad. (Fuente: elaboración propia)

2.2. DESLIZAMIENTO

Una vez definidos los empujes a los que está sometida la presa, es necesario realizar la comprobación a deslizamiento en el plano de contacto entre la presa y el cimiento. Comúnmente se emplea el criterio de rotura lineal Mohr-Coulomb que evalúa la resistencia a corte de dicha interfaz, función de dos parámetros geotécnicos: la cohesión y el ángulo de rozamiento (φ).

Para verificar la estabilidad de la presa al deslizamiento, actúan, además de los parámetros mencionados, una serie de fuerzas y reacciones: R es la resultante de las fuerzas que actúan en el contacto, que se descompone en N (normal al plano) y T (paralela al plano, en sentido del movimiento). La fuerza normal N es la causante de una fuerza de rozamiento tangencial en la superficie de contacto con un valor $T_r = \text{tg}\varphi \cdot N$, y que se opone al deslizamiento.

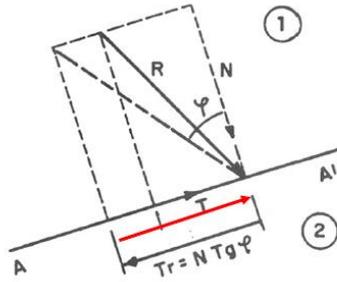


Figura 4. Análisis de esfuerzos. (Fuente: Castillo, L.)

La fuerza R debe caer dentro del ángulo ϕ con la normal a AA' para que se produzca el equilibrio, pues de esta manera Tr (fuerza resistente, que se opone al movimiento) será mayor que T (en sentido del movimiento).

Además, si el plano de contacto se encuentra unido por un aglomerante, ha de tenerse en cuenta la resistencia que desarrolla la cohesión al deslizamiento. Por lo tanto, de manera general, la condición necesaria y suficiente para que no se produzca deslizamiento:

$$T \leq N \cdot \operatorname{tg} \phi + c \cdot L_c + E_p \quad (12)$$

Donde L_c es la longitud comprimida del contacto (m), E_p es el empuje pasivo del terreno (ton/m) y N es la diferencia de la componente normal del peso (presa y cuña de agua) y la subpresión (ton/m).

Según la Guía nº2, esta ley se utiliza para comprobar la estabilidad al deslizamiento tanto de la estructura general como de alguna parte del sistema: los deslizamientos pueden darse en el cuerpo de la presa, en el cimiento y el contacto presa cimiento; este último suele ser el más desfavorable y donde ha de realizarse esta comprobación sin excepción.

Para el caso español, se añaden coeficientes de seguridad al rozamiento y a la cohesión, K_1 y K_2 respectivamente, para introducir los márgenes de seguridad postulados por la Guía Técnica nº1 (2005):

$$T \leq \frac{N \cdot \operatorname{tg} \phi}{K_1} + \frac{c \cdot L_c}{K_2} + E_p \quad (13)$$

Se utilizan diferentes coeficientes de seguridad dado que la garantía de actuación es diferente: el rozamiento actúa siempre, por lo que K_1 suele ser mucho más bajo que K_2 , mientras que la cohesión es más difícil de estimar, además es posible que sufra alteraciones con el paso del

tiempo. En la mencionada Guía Técnica se recomiendan los factores de seguridad especificados en la tabla 1:

Tabla 1. Coeficientes de seguridad según la situación y la categoría de la presa. (Fuente: Guía Técnica nº 2, CEGP)

SITUACIÓN	Clasificación de la presa					
	A		B		C	
	K1	K2	K1	K2	K1	K2
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

Los factores de seguridad indicados se clasifican según la categoría de la presa y según la probabilidad de ocurrencia de las acciones, pudiendo clasificarse en tres tipos: normal (el embalse se encuentra a su nivel máximo normal, N.M.N.), accidental (la presa se eleva hasta su nivel de avenida de proyecto, N.A.P. y se produce un incremento de las acciones sísmicas, de hielo o del oleaje, que resulta anormal) y extrema (situación en la que se produce el nivel de avenida extrema, N.A.E., la rotura de compuertas que provoca una sobreelevación, una reducción anómala de la resistencia o un sismo extremo).

No obstante, en algunos países, el factor de seguridad varía según la información disponible de los parámetros de corte, aumentando cuando existen pocos datos. Incluso dentro de cada país, existen diferencias en función de las guías o normativa aplicada. Cabe destacar que también es una práctica común aplicar el mismo coeficiente de seguridad al rozamiento y a la cohesión.

2.3. LIMIT TURNING

2.3.1. Definición

El limit turning se desarrolla en base a la hipótesis de que las teorías convencionales aplicadas a materiales frágiles continuos y cuasi continuos pueden llegar a resultar erróneas, dada la adopción de los parámetros del terreno $\tan\phi$ y c como constantes, hecho que no siempre está justificado. Por lo tanto, surge la necesidad de realizar los cálculos en función de otras características del terreno.

Según el artículo *Features of shear failure of brittle materials and concrete structures on rock foundations*, este método es preferible aplicarlo en caso de superficies débiles, dado que se caracterizan por valores estables.

El método es similar al método clásico de vuelco, pero teniendo en cuenta la posibilidad de ruptura del material bajo la cara de aguas abajo de la estructura. En el método clásico de vuelco solo se considera la rotación de una estructura alrededor del pie de aguas abajo, sin fallo del material, lo que sólo sería posible con un valor de fuerza de la estructura y cimentación del material infinitos, situación que nunca llegará a ocurrir.

De hecho, investigaciones analíticas, de campo y laboratorio, demuestran que, en ausencia de superficies de cimentación debilitadas, no se produce el fallo de la estructura ni por deslizamiento ni por vuelco, sino por la ruptura aguas arriba y aguas abajo de la cimentación, seguida por el llamado limit turning (o vuelco incompleto) de la estructura.

2.3.2. Características del fallo por corte

El inicio y el desarrollo de grietas en base a los principios de la mecánica de fracturas han sido estudiados por numerosos expertos. Bajo tensiones de tracción puras, se desarrolla una grieta de tracción en el plano perpendicular a la dirección de la tensión. Bajo tensiones de compresión puras, las grietas longitudinales de tracción aparecen paralelas a la dirección de la tensión. Bajo tensiones de corte puras, se producen grietas de tracción propagándose en un ángulo a la dirección de la tensión. Finalmente, bajo un modo de carga mixto, como el caso de presas de hormigón, el proceso de agrietamiento es mucho más complejo.

Se han realizado un gran número de experimentos en laboratorio y en campo de bloques de hormigón a lo largo de una cimentación de roca.

2.3.2.1. Ensayos de campo

Se ha estudiado en campo el fallo por corte en bloques de hormigón a lo largo de una pared de roca sin ningún plano de debilidad subhorizontal ni discontinuidad, aplicando una tensión de corte que aumentaba progresivamente y una tensión normal que permaneció constante.

Todos los ensayos de campo demuestran las tres etapas que sigue el fallo del sistema bloque-cimentación: al principio, comienza la aparición de las grietas de tracción (empieza el fallo τ_i); después, conforme va aumentando la carga de corte, se forma una grieta de tracción y posteriormente una zona de compresión, que da lugar a una zona de rotura (τ_p) que determina la capacidad de carga del sistema y es de crucial importancia; y finalmente, se da el continuo desplazamiento del bloque a lo largo de la superficie de fractura (con valores de corte tres, resistencia residual).

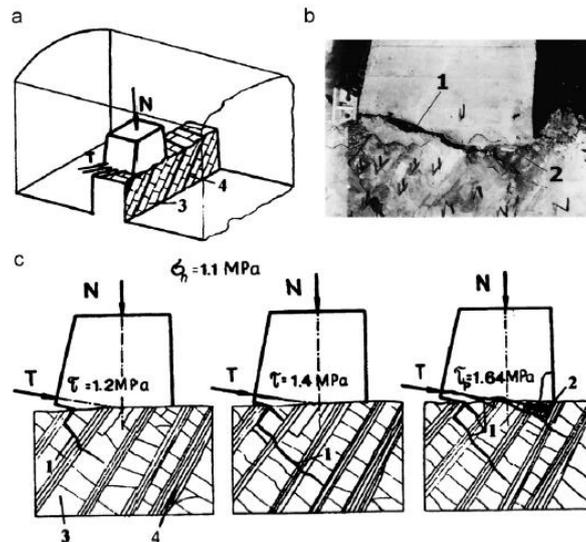


Figura 5. Experimentos de campo de fallo por corte de bloques de hormigón en la presa de Kurpsay. (Fuente: Fishman YuA., 2007)

2.3.2.2. Investigaciones en modelos continuos

Hechos de yeso u hormigón, se llevaron a cabo para interpretar de manera más precisa los resultados de los ensayos de campo. En general, el fallo de los modelos continuos tiene lugar de la siguiente manera (figura 6):

En el caso de valores relativamente bajos de σ_n , el fallo comienza con la formación de una grieta de tracción en el lado cargado cuando el valor de tensión de corte alcanza τ_{in} . La concentración de tensiones bajo el lado descargado del bloque aumenta hasta producirse la rotura de la cimentación con una tensión de τ_{cr} . A partir de este momento, ambas grietas de tracción y compresión se desarrollan una hacia la otra, siguiendo los planos principales de tensiones de tracción y compresión, hasta que se fusionan y el sistema alcanza la capacidad de carga, aumentando la tensión de corte hasta τ_{peak} . Es entonces cuando se forma una superficie de fractura común, que divide el sistema bloque-cimentación en dos partes independientes.

En contraste, para el caso de un valor alto de σ_n se forma una grieta de compresión que se inicia primero en el lado descargado del bloque. El fallo completo viene después de la formación de una grieta de tracción en el lado opuesto, seguido de una mayor propagación de la grieta de compresión hasta que se fusionan en τ_{peak} . Si se mantiene la carga después de llegar al estado pico, se produce la formación de una zona de rotura por compresión (crushing zone), y la resistencia a corte desciende hasta el valor de τ_{res} .

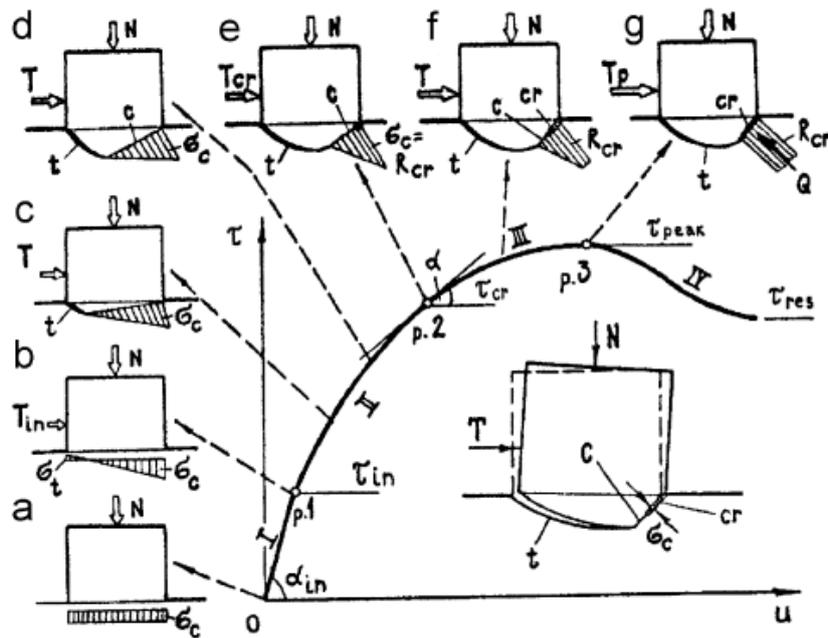


Figura 6. Fallo de los modelos continuos. (Fuente: Fuente: Fishman YuA., 2007)

2.3.2.3. Investigaciones en modelos compuestos

El fallo de los modelos compuestos ocurre de dos maneras: o bien mediante el cizallamiento del bloque a lo largo del contacto o mediante su giro y formación de una superficie de fractura profunda. Así pues, el objetivo de las investigaciones es tratar de averiguar las condiciones en las que el modo de fallo cambia.

El fallo por corte (cizallamiento) se produce cuando la tensión normal, σ_n , presenta valores bajos y los puntos experimentales se aproximan bien a una relación de Coulomb lineal $\tau_p = f(\sigma_n)$. Al aumentar la tensión normal σ_n , y a partir de un cierto valor de ésta, se produce el cambio en el modo de fallo y la resistencia a cortante alcanza tal magnitud que el bloque y la cimentación comienzan a trabajar como una única unidad. Las deformaciones de corte cambian a rotacionales, y en lugar de un plano de deslizamiento se forma una grieta profunda. Además, la relación $\tau_p = f(\sigma_n)$ que antes era lineal, pasa a ser curvilínea.

Es decisivo encontrar los valores críticos de σ_n , $\tan\phi$ y c a partir de los cuales no se produce el deslizamiento del bloque a lo largo de la cimentación y el sistema falla por la formación de grietas profundas.

El fallo en modo de giro ocurre (en ausencia de cohesión a lo largo del contacto, $c=0$), cuando:

$$\sigma_n > \sigma_n^{crit} = \frac{(2R_{cr}(0.5 - m - n \tan\phi))}{1 + \tan^2 \phi} \quad (14)$$

En caso de que $c \neq 0$

$$\tan\psi > \tan\psi_{crit} = \left[\left(n \frac{R_{cr}}{\sigma_n} \right)^2 + \frac{(1-2m)R_{cr}}{\sigma_n} - 1 \right]^{0.5} - n \frac{R_{cr}}{\sigma_n} \quad (15)$$

Donde $\tan\psi = c/\sigma_n + \tan\phi = \tau_p/\sigma_n$; m y n son las excentricidades relativas, $m = (0.5-e/b)$ y $n = h/b$.

Tras la realización de numerosos ensayos en diversas condiciones, se concluyó que el fallo en los modelos compuestos ocurre en primera fase de manera similar al fallo de los continuos, es decir, con la formación de una grieta de tracción profunda bajo el lado cargado. Sin embargo, el fallo final se produjo por cizallamiento del bloque a lo largo del contacto, en oposición a la formación de la grieta de compresión que ocurrió en el fallo de los modelos continuos. En estos casos, el coeficiente de corte $\tan\psi$ era menor que el coeficiente $\tan\psi_{crit}$ calculado, prueba del fallo por cortante.

2.3.2.4. Parámetros de fuerza

Los parámetros de Coulomb de resistencia a cortante, $\tan\phi$ y c , solo son correctos en valores relativamente bajos de fuerza de corte y tensiones normales. A partir de ciertos valores, el corte a lo largo de la superficie no ocurre y el material frágil pasa a trabajar como continuo, por lo que la relación lineal de Coulomb con parámetros constantes $\tan\phi$ y c no es verídica.

En esencia, la relación $\tau_p = f(\sigma_n)$ en los ensayos realizados en modelos continuos tiene carácter no lineal y varía con el modo de carga y el incremento de la tensión normal.

Por tanto, es necesaria otra aproximación para interpretar las investigaciones de corte y cálculos estructurales, así que se introduce el parámetro resistencia de rotura por compresión, R_{cr} , que puede ser definido (para un modo de carga sin momentos):

$$R_{cr} = \frac{\sigma_n^2 + \tau_p^2}{\sigma_n} \quad (16)$$

Donde los valores σ_n y τ_p se encuentran en los ensayos de corte.

La resistencia de rotura por compresión bajo el pie de aguas abajo es una característica física más significativa que $\tan\phi$ y c para estimar la resistencia por corte de los materiales frágiles.

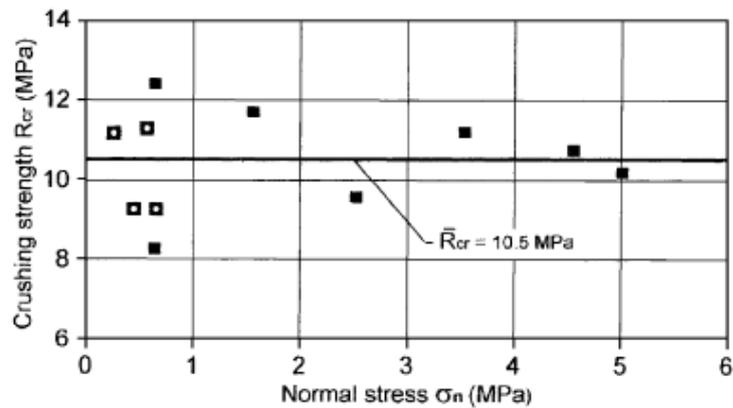


Figura 7. Independencia entre el parámetro R_{cr} y la tensión normal actuante. En el eje vertical, se representa la fuerza de rotura por compresión, R_{cr} , y en el eje horizontal las tensiones normales. (Fuente: Fishman YuA., 2007)

Para empezar, el parámetro R_{cr} es una constante para el material (aunque los ensayos muestren una dispersión inherente a cualquier investigación experimental). Gráficamente, se representa bien por una línea horizontal independientemente de los cambios en las tensiones normales y el modo de carga (figura 7), pues el coeficiente de correlación calculado está próximo a 0, lo que indica ausencia de conexión entre R_{cr} y σ_n

Esto queda también confirmado al existir un coeficiente de correlación de 0.98 entre la fuerza de compresión uniaxial σ_c (constante para cada material) y el parámetro R_{cr} , mediante la dependencia lineal: $R_{cr} = 1.47 \cdot \sigma_c$.

Por último, R_{cr} se relaciona con el módulo de deformación de la masa rocosa, E , mediante la relación:

$$R_{cr} = 13 \cdot 10^{-4} \cdot E \quad (17)$$

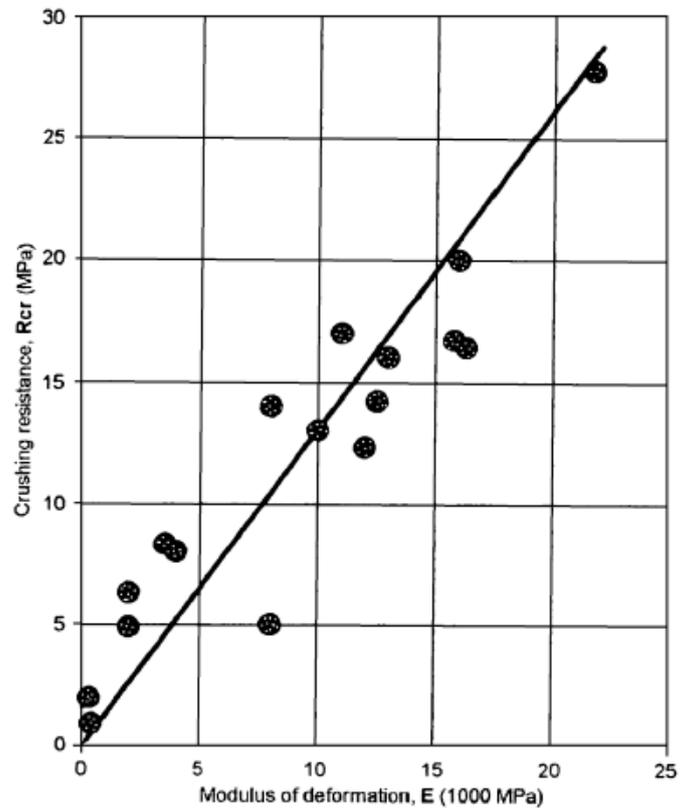


Figura 8. Relación entre el módulo de deformación (E) y la resistencia de rotura por compresión (R_{cr}). (Fuente: Fishman YuA., 2007)

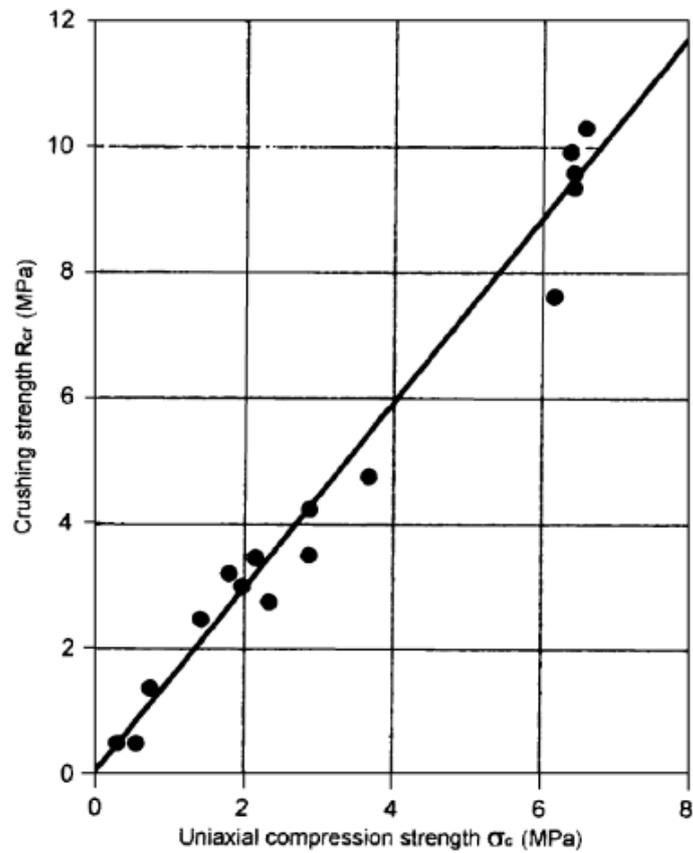


Figura 9. Relación entre la resistencia de rotura por compresión (R_{cr}) y la fuerza de compresión uniaxial (σ_c), en el eje x. (Fuente: Fishman YuA., 2007)

Tabla 2. Características de la roca en cimentaciones de diversas presas. Resultados de ensayos in-situ. (Fuente: Fishman YuA., 2009)

Construction project	Rock type	Uniaxial compressive strength of intact rock σ_c (MPa)	Number of shear block tests	Average values of	
				Deformation modulus, $E \cdot 10^3$ (Mpa)	Crushing resistance R_{cr} (MPa)
Kurpsay gravity dam (Kyrgyzstan)	Interbanded sandstone and argillite	40–70	5	3.0	3.5
Krapivino gravity dam (Russia)	Diabasic porphyrite	130–170	6	13.0	16.0
Ingury arch dam (Georgia)	Limestone	60–100	8	3.5	8.3
	Limestone	60–100	7	8.0	5.0
Sayany arch dam (Russia)	Orthoschist Paraschist	120–130	12	16.0	20.0
Toktogul gravity dam (Kyrgyzstan)	Dolomitic limestone	100–120	6	21.7	27.8
Naglu gravity dam (Afghanistan)	Sound gneiss	90–120	6	16.3	16.4
	Fractured gneiss	–	6	2.0	6.3
	Tectonic zone	–	5	0.3	2.0
Andizhan buttress dam (Uzbekistan)	Metamorphic schist	10–100	12	10.0	13.0
	Metamorphic schist	10–100	8	11.0	17.0
Zeya buttress dam (Russia)	Dolerite	120–140	9	12.5	14.2
Krasnoyarsk gravity dam (Russia)	Granite, sound rock	110–140	10	12.0	12.3
	Granite, tectonic zone	–	10	0.4	0.9
Nurek arch dam (Tadjikistan)	Sandstone	80–120	3	15.8	16.7
	Aleurolite	–	2	2.0	4.9
Namakhvani arch dam (Georgia)	Tuff sandstone, tuff breccia	–	6	8.0	14.0

Se ha establecido analíticamente y se ha confirmado experimentalmente que, entre las tensiones pico de corte a lo largo de la base del bloque τ_p y las tensiones normales, σ_n , existe la siguiente relación:

$$\tau_p = [(nR_{cr})^2 + (1 - 2m)R_{cr}\sigma_n - \sigma_n^2]^{\frac{1}{2}} - nR_{cr} \quad (18)$$

Donde $\tau_p = T_p/A$; $\sigma_n = N/A$; $A = bt$ es el área del plano base, t es el espesor del bloque y m y n son excentricidades relativas de las fuerzas N y T ; $m = (0.5 - e/b)$ y $n = h/b$ (Figura 10).

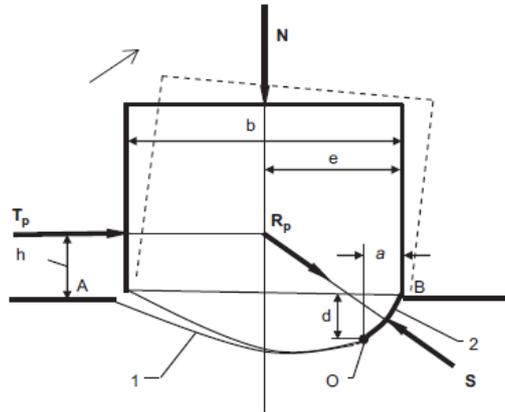


Figura 10. Modelo del fallo bloque-cimentación. Rp es la fuerza resultante en el estado límite; S es la fuerza de la resistencia de rotura por compresión; O es el eje de giro; '1' es la grieta de tracción y '2' la grieta de compresión. (Fuente: Fishman YuA., 2009)

2.3.3. Aplicación del método

En este método, se consideran las fuerzas que tienden a hacer girar la estructura y las que hacen que resista, incluyendo la fuerza de la rotura de la cimentación, S. El factor de seguridad se determina a través de una relación entre el sumatorio de los momentos de fuerzas resistentes, Mr y el sumatorio de los momentos de fuerzas estabilizantes, Mt, todos relativos al eje O, el punto de giro que constituye el encuentro entre la grieta de tracción y la grieta de compresión.

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_t} \quad (19)$$

Mr incorpora los momentos de cargas muertas y peso propio de la estructura (P), la fuerza de resistencia a rotura (S) y la presión hidrostática del lado de aguas abajo de la presa (W_d), mientras que Mt incluye los momentos de la presión hidrostática desde aguas arriba (E_H), la

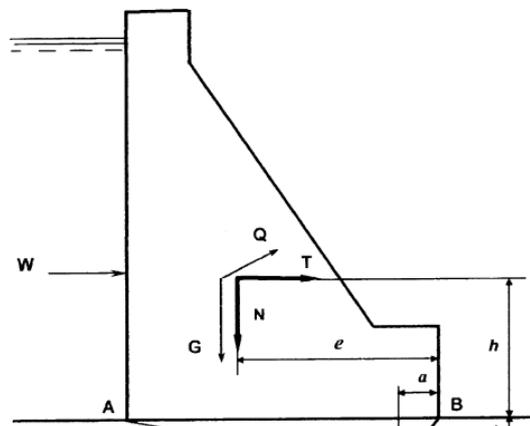


Figura 11. Componentes del análisis de estabilidad a limit turning. (Fuente: Fishman YuA., 2009)

presión del sedimento y la fuerza sísmica (P_{eq}). Todas las fuerzas pueden ser resueltas en componentes horizontales y verticales, pero su carácter de vuelco o resistente depende de la dirección del momento.

Los momentos se calculan en referencia al eje O, en el borde de la grieta de tracción AO y el plano de compresión OB. La posición del eje de giro O se obtiene de las fórmulas 20 y 21:

$$a = \frac{N}{tR_{cr}} \quad (20)$$

$$d = (h^2 + 2ae - a^2)^{\frac{1}{2}} - h \quad (21)$$

Donde a y c son las distancias horizontal y vertical respectivamente desde el pie de aguas abajo de la presa; R_{cr} es la resistencia de la rotura por compresión de la cimentación; N y T son las resultantes de las fuerzas verticales y horizontales respectivamente; h y e los brazos de las fuerzas T y N en relación con el pie de aguas abajo; t es el ancho de una sección estructural a lo largo del eje longitudinal proyectado o el espesor de un contrafuerte.

R_{cr} se determina mediante la ecuación 16 expuesta anteriormente o mediante los ensayos de campo de bloques cizallados, aplicando la siguiente fórmula:

$$R_{cr} = \frac{N^2 + T_p^2}{2t(eN - hT_p)} \quad (22)$$

Asimismo se puede utilizar la aproximación lineal con el módulo de deformación de la masa de roca descrita en la ecuación 17.

La fuerza de la cimentación a la resistencia de rotura por compresión (S) se determina por:

$$S = (a^2 + d^2)^{0.5} t R_{cr} \quad (23)$$

Donde $b_{cr} = (a^2 + d^2)^{0.5}$ y se define como la longitud del plano de rotura OB.

2.3. DISCUSIÓN SOBRE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD

En la práctica, la teoría más recurrente para análisis de estabilidad es la teoría modificada de Coulomb, según la cual el fallo se produce por la formación de una superficie tangencial caracterizada por los parámetros de corte $\tan\phi$ (coeficiente de fricción) y c (cohesión). El vuelco de la estructura según el modo tradicional (en referencia al pie de aguas abajo de la estructura),

solo es posible en la teoría: requeriría roca y hormigón infinitamente fuertes, ya que las altas tensiones que surgen bajo el pie de la estructura darían lugar al fallo de la roca o del hormigón, seguido de un cambio en la posición del eje de giro.

Tal como se ha visto anteriormente, la tensión tangencial pico τ_p depende de la tensión de compresión normal que actúa sobre la superficie de corte (σ_n), siendo la relación entre ambas $\tau_p = \sigma_n \cdot \operatorname{tg}\varphi$, cuyos parámetros son constantes para cada material.

Siguiendo la ecuación general, el factor de seguridad para deslizamiento quedaría:

$$F_s = \frac{N \cdot \tan\varphi + c \cdot L_c}{T} = \frac{T_p}{T} = \frac{\tau_p}{\tau} \quad (23)$$

También puede ser expresado por:

$$F_s = \tan\psi / \tan\psi_{op} \quad (24)$$

Donde $\tan\psi = \tau_p / \sigma_n$ es el coeficiente de corte; $\tan\psi_{op} = T/N = \tau / \sigma_n$ el ratio de las fuerzas horizontales y verticales resultantes o ratio de corte medio y tensiones normales a lo largo del plano de corte; τ_p y T_p los valores pico de las tensiones de corte y la fuerza de corte y A el área de la superficie de corte (m^2).

La figura 12 muestra las gráficas de factores de estabilidad (F_s) versus $\tan\psi$ para deslizamiento, vuelco y fallo por limit turning en una presa de 100m. Se considera un ejemplo para una presa de gravedad con ratio $T/N = 0.65$. La línea 1 es el factor de estabilidad a deslizamiento, la línea 2 el factor de estabilidad al vuelco (tomando como punto de giro el pie de aguas abajo de la presa, es decir, punto B), y la curva 3 es la relación $F_s = f(\tan\psi)$ para la estabilidad a limit turning. Los valores para F_s son directamente proporcionales a los valores de $\tan\psi$ en deslizamiento, y son independientes del cambio de parámetros de fuerza en vuelco.

Con cimentaciones más débiles, es decir, con valores de $\tan\psi$ más bajos, los factores de limit turning y deslizamiento se aproximan; de hecho, para cimentaciones muy débiles en las que el parámetro de corte $\tan\psi$ es menor que 0.6, el fallo por deslizamiento es más probable que el

de limit turning. A tal efecto se confirma que el deslizamiento es más posible en casos con superficies subhorizontales debilitadas con bajos parámetros de corte.

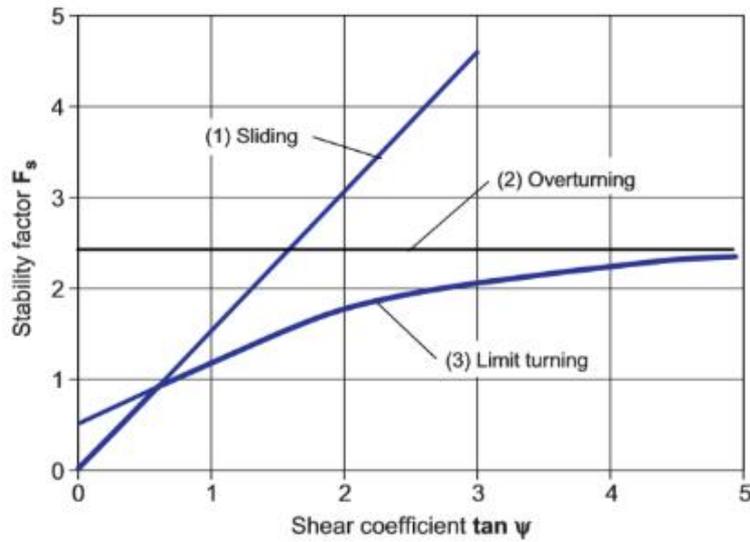


Figura 12. Factores de estabilidad de presa de gravedad de 100m de altura frente al coeficiente de corte $\tan \psi$. (Fuente: Fishman YuA., 2009)

2.3.1. Aplicación a un caso práctico

Con el objetivo de comparar los factores de seguridad obtenidos en la comprobación a deslizamiento frente al método de limit turning, la metodología se aplica a un caso de estudio de sección triangular de 60 metros de base y 80 metros de altura (incluyendo la coronación). Se remata por una coronación cuadrada de 5 metros de ancho y 5 metros de altura. El eje de los drenes se encuentra a 10 metros desde el pie de aguas arriba.

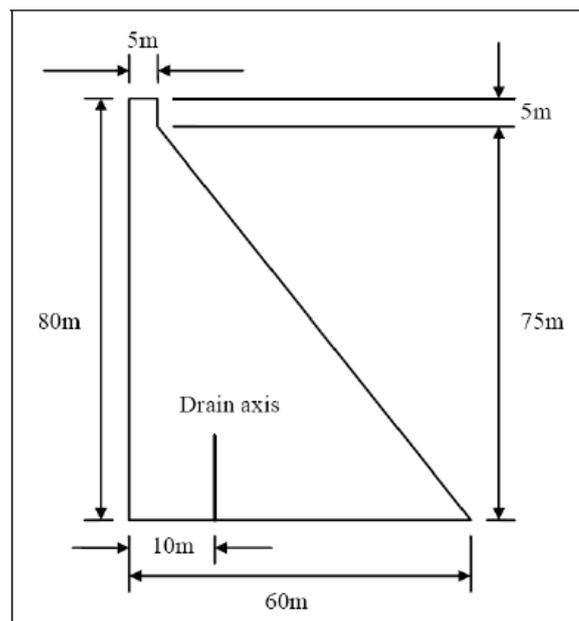


Figura 13. Geometría del caso de estudio

Todos los cálculos se han llevado a cabo en hojas Excel, y se ha resuelto tanto para drenes eficaces como ineficaces para ambos modos de fallo, con el fin de poder contrastar el factor de seguridad en ambas hipótesis de drenes.

2.3.1.1. Comprobación a deslizamiento

Drenes eficaces

Para empezar, se ha determinado el nivel de agua a partir del cual aparecen grietas. Se han realizado los cálculos con diferentes niveles de agua, comenzando por 75m y aumentando en intervalos de 0.1 metros. Todos los cálculos, realizados mediante hojas de cálculo Excel, vienen recogidos en el Apéndice 1.

La existencia de grietas se ha establecido realizando la comprobación a vuelo. Se calculan las tensiones máxima y mínima (correspondientes a los extremos de la sección) en la base de la presa con la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{\Sigma F_V}{B} \pm 6 \cdot \frac{\Sigma Mc}{B^2} \quad (25)$$

Donde ΣF_V es el sumatorio de fuerzas verticales, ΣMc el sumatorio de momentos y B la base de la presa, en nuestro caso 60 metros.

Si la tensión mínima es negativa, demuestra la existencia de tracciones en el pie de aguas arriba de la presa.

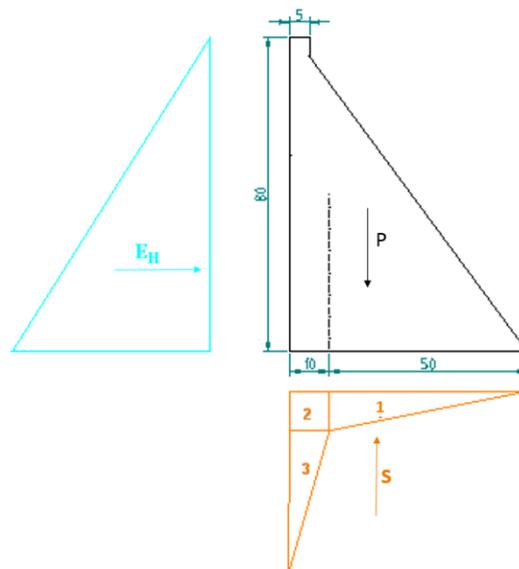


Figura 14. Resumen de las acciones actuantes sobre el caso de estudio. (Fuente: elaboración propia)

Las fuerzas verticales que actúan en este caso son: el peso propio de la presa y la subpresión. En el sumatorio de momentos, que se toman con respecto al punto C (el centro de la base de la presa), participan el peso propio, la subpresión y el empuje hidrostático equivalente a cada nivel de agua.

En los drenes, se ha considerado el coeficiente $k = 0.2$; es decir, en el plano de la red de drenaje, la subpresión es $1/5$ de la máxima existente en el paramento de aguas arriba.

Tabla 3. Longitud de grieta según la altura del agua para drenes eficaces

Altura de agua (m)	Longitud de grieta (m)
78	0.00
80	0.00
82	0.00
83	0.19
83.5	1.26
84	2.27
84.5	3.23
85	4.13
85.5	4.98
86	5.79
86.5	6.56
87	7.29
87.5	7.99
88	8.65

Tal como muestran tanto la figura 15 como la tabla 3, partir de los 83m, es decir, 3 metros por encima de la coronación, comienzan a aparecer tracciones y se forma la grieta. La longitud comprimida pasa a ocupar sólo una parte de la base, en lugar de comprender ésta íntegramente.

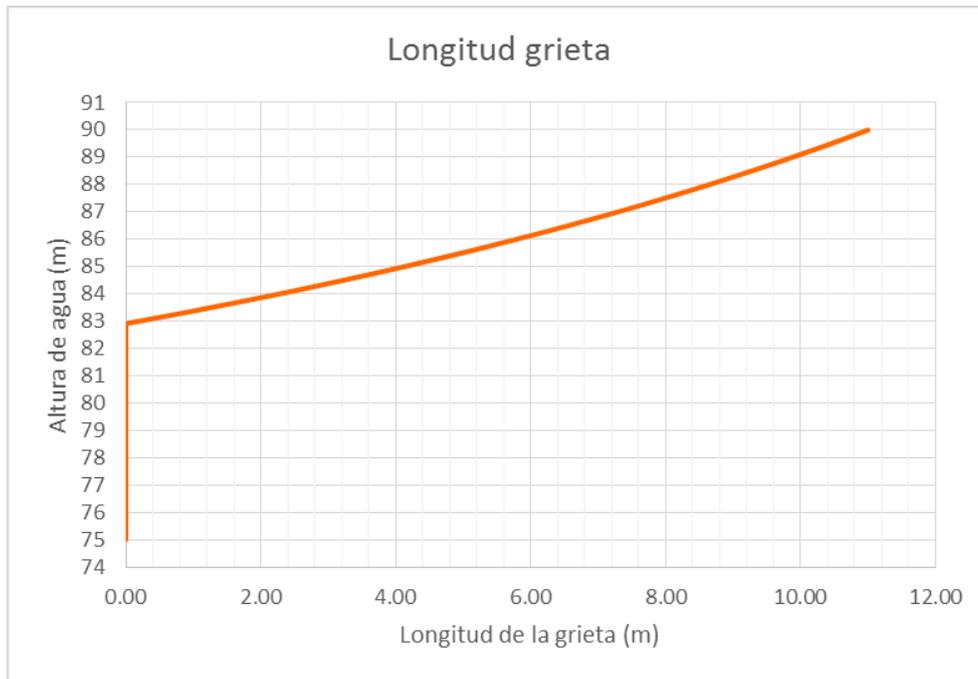


Figura 15. Longitud de grieta para cada altura de agua en el caso de drenes eficaces

Para obtener el factor de seguridad al deslizamiento es necesario la longitud comprimida, L_c (ver fórmula 13). Para obtenerla, conociendo las tensiones σ_1 y σ_2 , hay que realizar una semejanza de triángulos como se muestra en la figura 16:

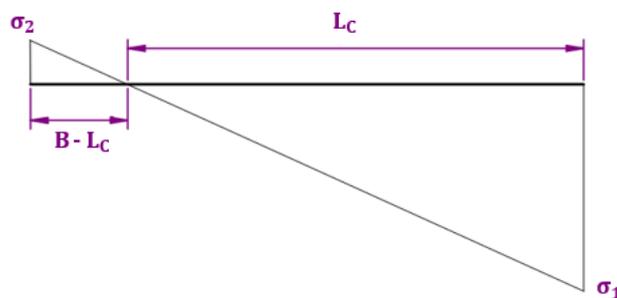


Figura 16. Procedimiento para la obtención de la longitud comprimida.

$$\frac{\sigma_2}{B - L_c} = \frac{\sigma_1}{L_c} \rightarrow L_c = \frac{B \cdot \sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \quad (26)$$

Donde σ_1 y σ_2 son las tensiones máxima y mínima, correspondientes a la fórmula 25.

A continuación, para los niveles de 75 a 85 metros de agua se ha obtenido el campo de coeficientes de seguridad al deslizamiento (FSd) en el dominio de la variabilidad de $\tan\phi$ y c .

Para ello, se han hallado los distintos coeficientes de rozamiento ($tg\phi$) correspondiente a un factor de seguridad y a una cohesión fijadas, en un rango de 1 a 6 y de 0 a 300 t/m², respectivamente.

$$FS_d = \frac{N \cdot tg\phi + c \cdot L_c}{E_H} \rightarrow tg\phi = \frac{FS_d \cdot E_H - L_c \cdot c}{E_H} \quad (27)$$

A título de ejemplo, se muestran aquí las gráficas obtenidas de 75, 80 y 85 metros de agua (Figuras 17, 18 y 19). El resto se encuentra en el apéndice 1.1.3.

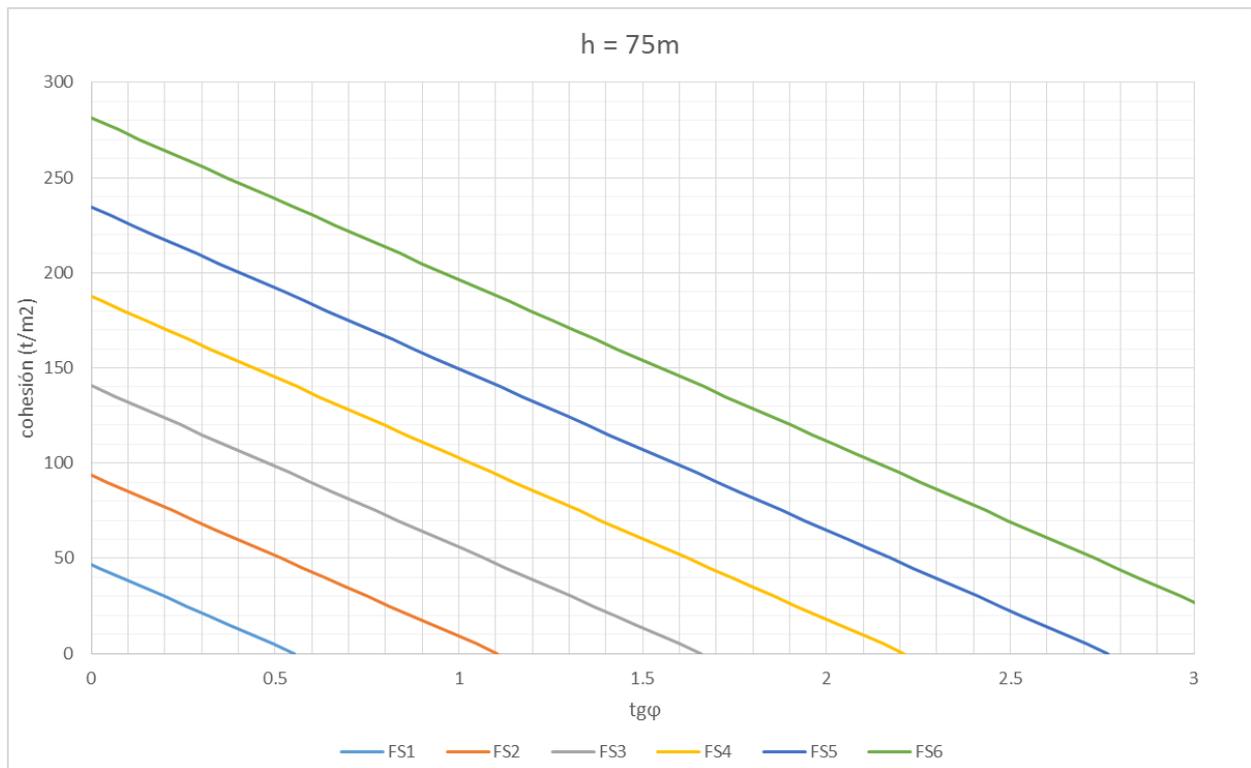


Figura 17. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $tg\phi$ para altura de agua de 75m y en la hipótesis de drenes eficaces

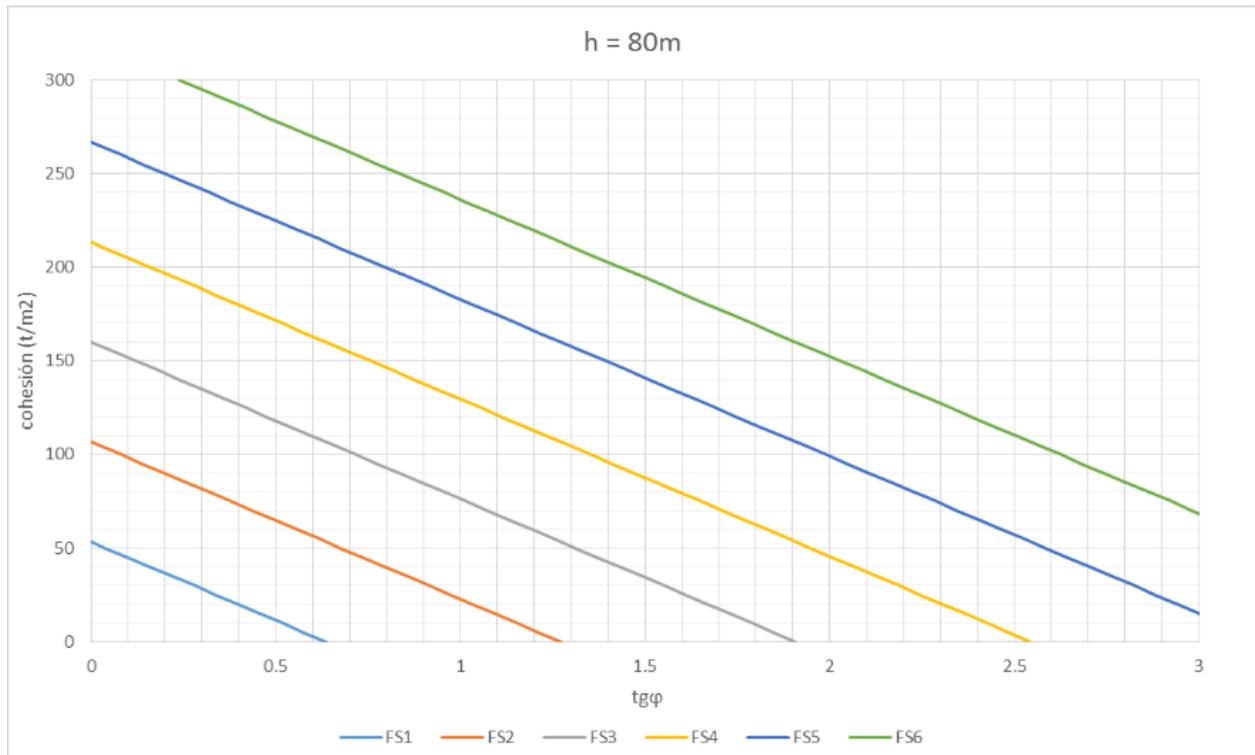


Figura 18. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $tg\phi$ para altura de agua de 80m y en la hipótesis de drenes eficaces

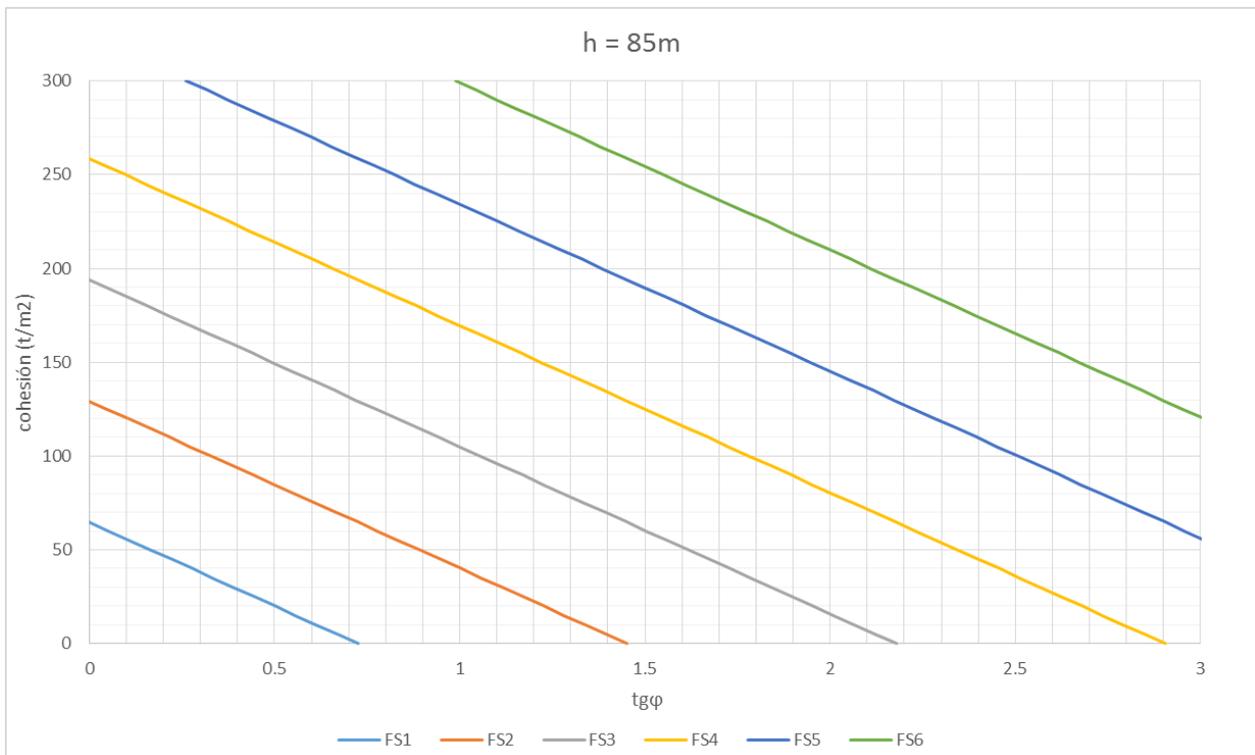


Figura 19. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $tg\phi$ para altura de agua de 75m y en la hipótesis de drenes eficaces

Drenes ineficaces

Se ha repetido el mismo proceso para el caso de drenes ineficaces con el fin de obtener las mismas gráficas anteriores y poder realizar la comparación del factor de seguridad según la red de drenaje funcione o no.

En este caso, se hace la hipótesis de la existencia de una grieta aguas arriba. La ley de tensiones efectivas es desconocida, pero es sabido que se puede descomponer en un rectángulo y un triángulo de base A y altura B (figura 20).

La existencia de grieta se determina en función del valor de A. Si A es mayor que la base de la presa, no existen tracciones; en cambio, si A es menor, sí existirá despegue.

Ambas incógnitas se obtienen del sistema de dos ecuaciones que surge al realizar el sumatorio de fuerzas verticales y momentos:

$$\sum F_v = 0; \quad P - h \cdot 60 - \frac{AB}{2} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{AB}{2} = P - h \cdot 60 \quad (28)$$

$$\sum M_O = 0; \quad P1 * d_{o1} + P2 * d_{o2} - E_H * d_{eH} - S_{rect} * d_{rect} = \frac{AB}{2} * \frac{A}{3} \quad (29)$$

Donde d_{o1} y d_{o2} es la distancia (en m) desde el punto de aplicación de los pesos P1 y P2 hasta el pie de aguas abajo de la presa (punto O) y d_{eH} el brazo del empuje hidrostático (E_H), también en referencia al punto O. En cuanto a los términos restantes de la ecuación, corresponden a la división de la subpresión en figuras geométricas más simples, es decir, en un triángulo de superficie $AB/2$ y un rectángulo cuya superficie de ha denominado S_{rect} y la distancia desde su centro de gravedad hasta el punto O d_{rect} .

De esta manera, la longitud comprimida se obtiene directamente del valor de A.

En la tabla 4 y la figura 21 se muestran la longitud de las grietas en función de la altura de agua. A partir de los 76m, comienza a aparecer la grieta. Tal como cabe esperar, además de aparecer con un nivel de agua mucho menor que en el caso anterior en el que los drenes funcionaban, la grieta se desarrolla mucho más rápido.

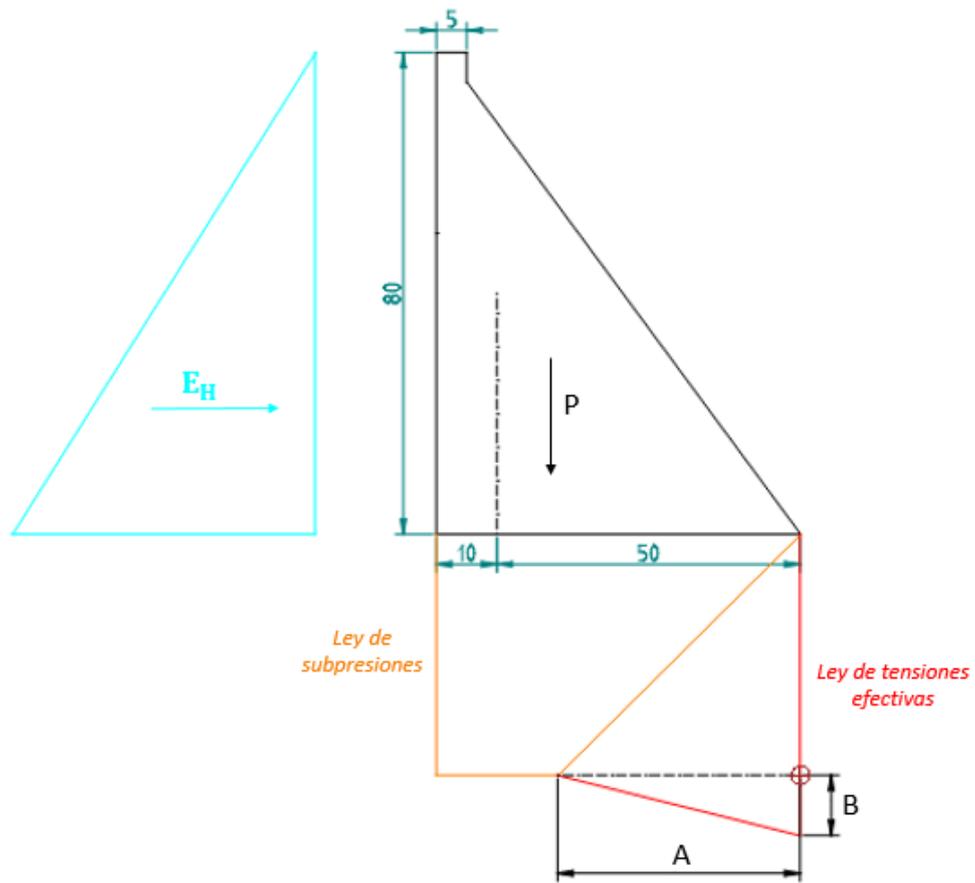


Figura 20. Distribución de la subpresión en el caso práctico realizando la hipótesis de existencia de grieta (Fuente: Elaboración propia)

Tabla 4. Longitud de grieta según la altura del agua para drenes ineficaces

Altura de agua (m)	Longitud de grieta (m)
75	0.00
76	0.58
76.5	4.58
77	8.81
77.5	13.29
78	18.03
78.5	23.06
79	28.39
79.5	34.06
80	40.09

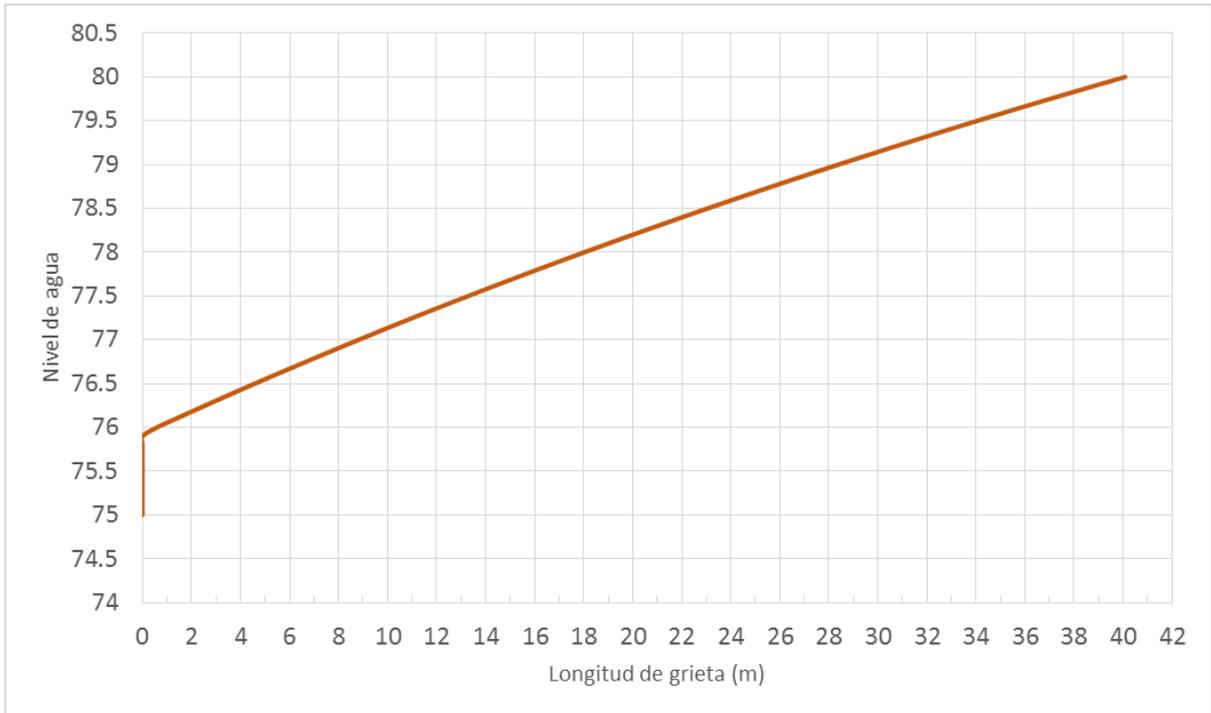


Figura 22. Longitud de grieta para cada altura del agua en el caso de drenes ineficaces.

Asimismo, se muestran en las figuras 22 y 23 dos de las gráficas correspondientes a los factores de seguridad en función de los parámetros del terreno. El resto de gráficas pueden encontrarse en el apéndice 1.2.3.

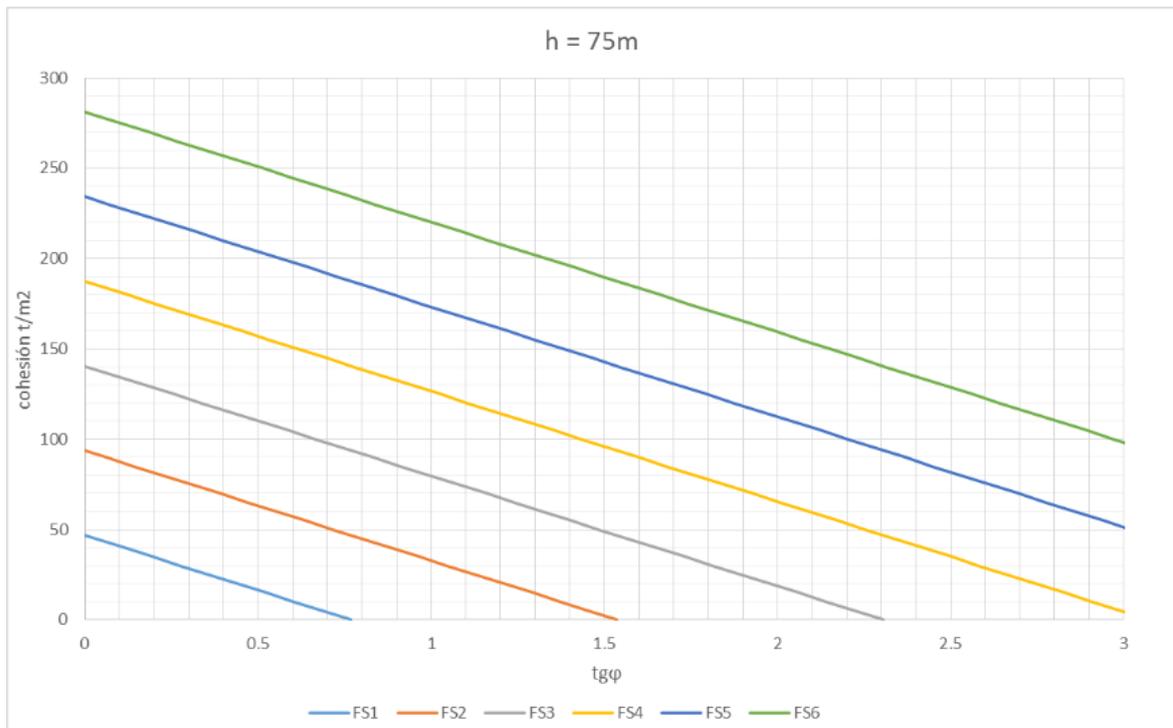


Figura 21. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $tg\phi$ para altura de agua de 75m y en la hipótesis de drenes ineficaces

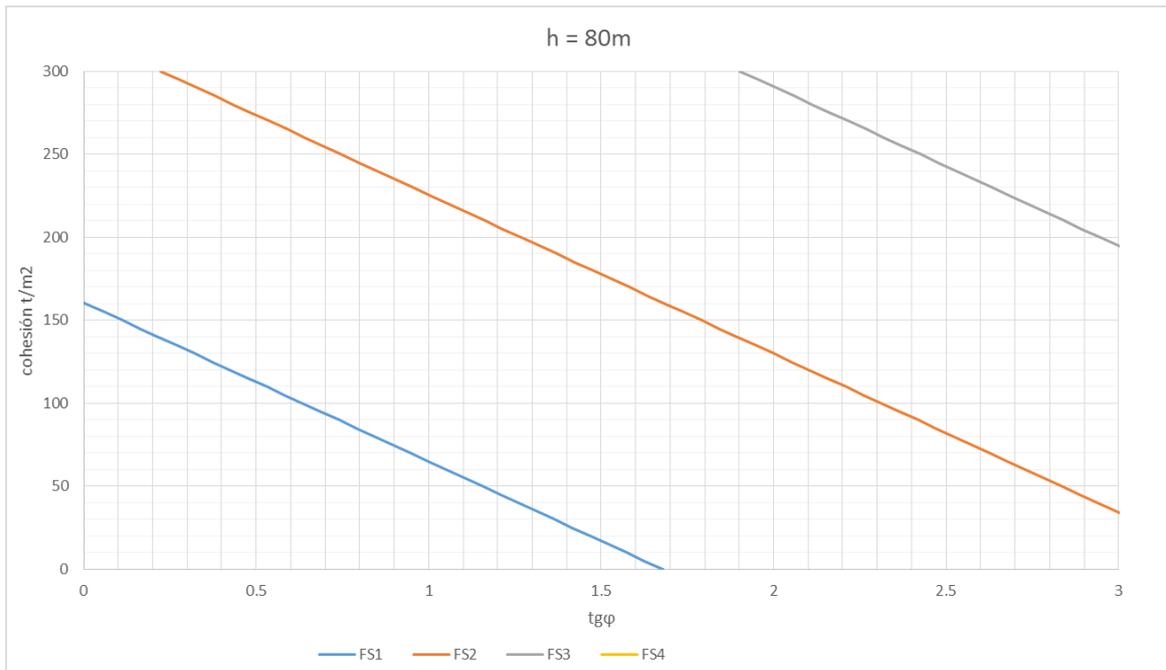


Figura 23. Factores de seguridad según los valores de cohesión y $tg\phi$ para altura de agua de 80m y en la hipótesis de drenes ineficaces

Resulta fácilmente apreciable que, a medida que el nivel de agua va aumentando, para conseguir un factor de seguridad adecuado son necesarios parámetros de corte cada vez mayores. Cabe destacar la última hipótesis (nivel de 80 metros), pues para lograr un factor de seguridad medianamente admisible, se necesitan valores de c y $tg\phi$ muy elevados.

2.3.1.2. Comprobación a limit turning

Drenes eficaces

Para aplicar el método del limit turning, no se requieren los parámetros de corte c y $tg\phi$; en su lugar, se utilizará el parámetro R_{cr} descrito en el subapartado 2.2.2., y se operará siguiendo todas las fórmulas especificadas.

En esta situación, se ha calculado el factor de seguridad para una altura de agua de 75 a 85 metros, y para cada una de ellas se ha variado el parámetro R_{cr} , comenzando en 2.5 MPa y aumentando de 2.5 en 2.5 hasta llegar a 20MPa. Un ejemplo del procedimiento seguido se muestra en el apéndice 2.

Al igual que en la comprobación a deslizamiento, S1, S2 y S3 son las figuras geométricas en las que se puede dividir la subpresión cuando los drenes funcionan (se muestra en la figura 14). Cada una de estas acciones tiene su centro de gravedad respectivo.

A continuación, se determina la diferencia entre el peso propio y la subpresión, designada como N , y el punto aplicación de esta fuerza (e).

Siguiendo el procedimiento, se halla el valor de las excentricidades relativas m y n , y a continuación el valor de las tensiones normales y tangencial (σ_n y τ_p).

El siguiente paso consiste en sacar la suma de momentos de fuerzas resistentes y los que provocan el vuelco, en referencia al punto O, cuyas coordenadas se obtienen a partir de las distancias a y d .

El vuelco es consecuencia del momento que produce el empuje hidrostático y la subpresión. El momento resistente es debido al peso propio de la presa y la fuerza S.

En la figura 24 se muestra una gráfica que representa los factores de seguridad obtenidos para cada altura de agua según el R_{cr} asignado. Como es lógico, el factor de seguridad va disminuyendo a medida que aumenta la altura de agua

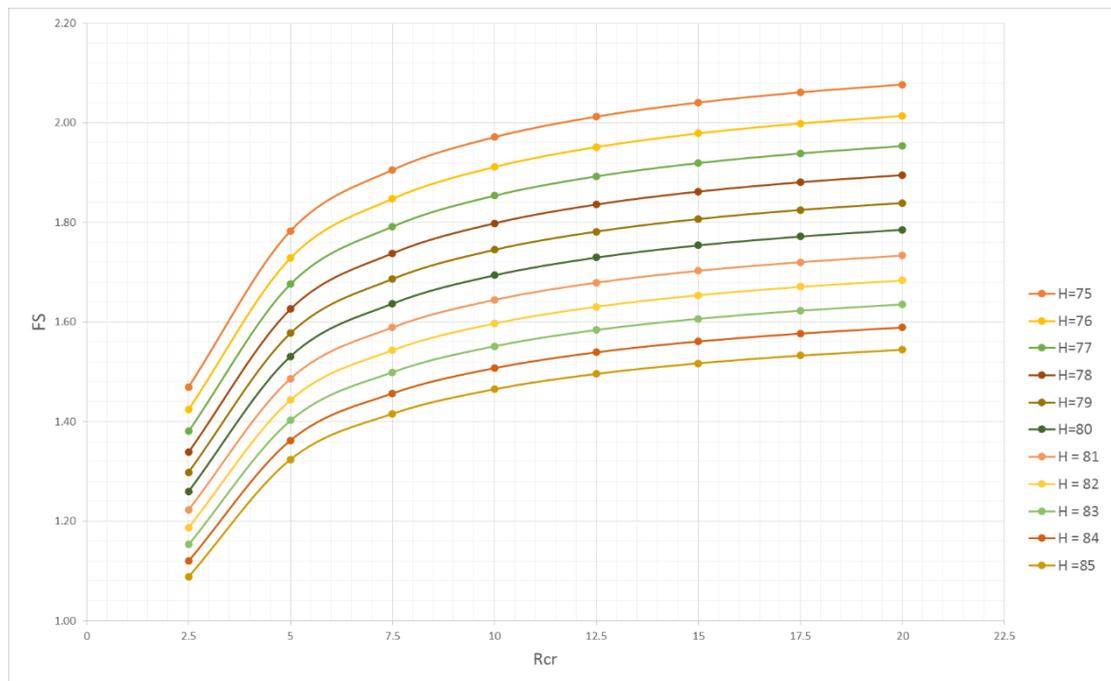


Figura 24. Factores de seguridad para cada altura de agua según el parámetro R_{cr} en el caso de drenes eficaces

Drenes ineficaces

Los pasos a seguir son iguales que los explicados anteriormente, con la diferencia de que en este caso es posible la existencia o no de grieta que condiciona la distribución de las subpresiones, confiriéndoles una forma triangular o trapezoidal (imagen 25). Conocemos, por los cálculos realizados y detallados en apartados anteriores, que en caso de drenes ineficaces la grieta aparece con una altura de agua de 76 metros.

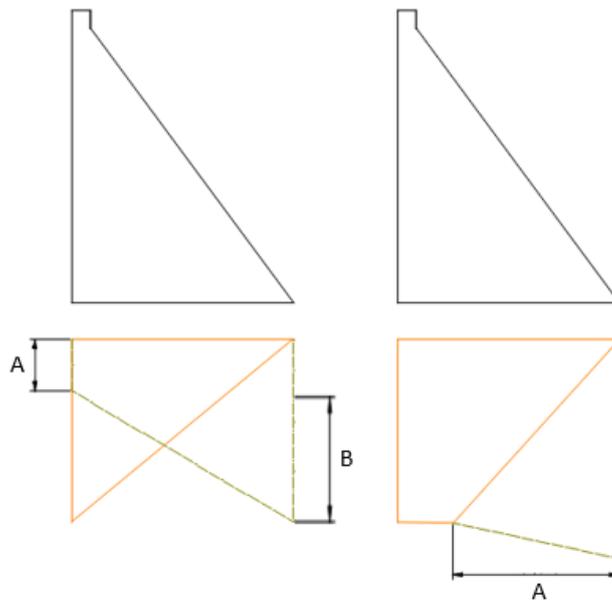


Figura 25. Distribución de las subpresiones en el caso de drenes ineficaces. (Fuente: elaboración propia)

Siguiendo los mismos cálculos, se han llegado a los siguientes resultados:

Se pueden apreciar factores de seguridad mucho más desfavorables, llegando a estar por debajo de la unidad con alturas de agua de 80 metros. El máximo factor de seguridad alcanzado para los datos disponibles es de 1.45.

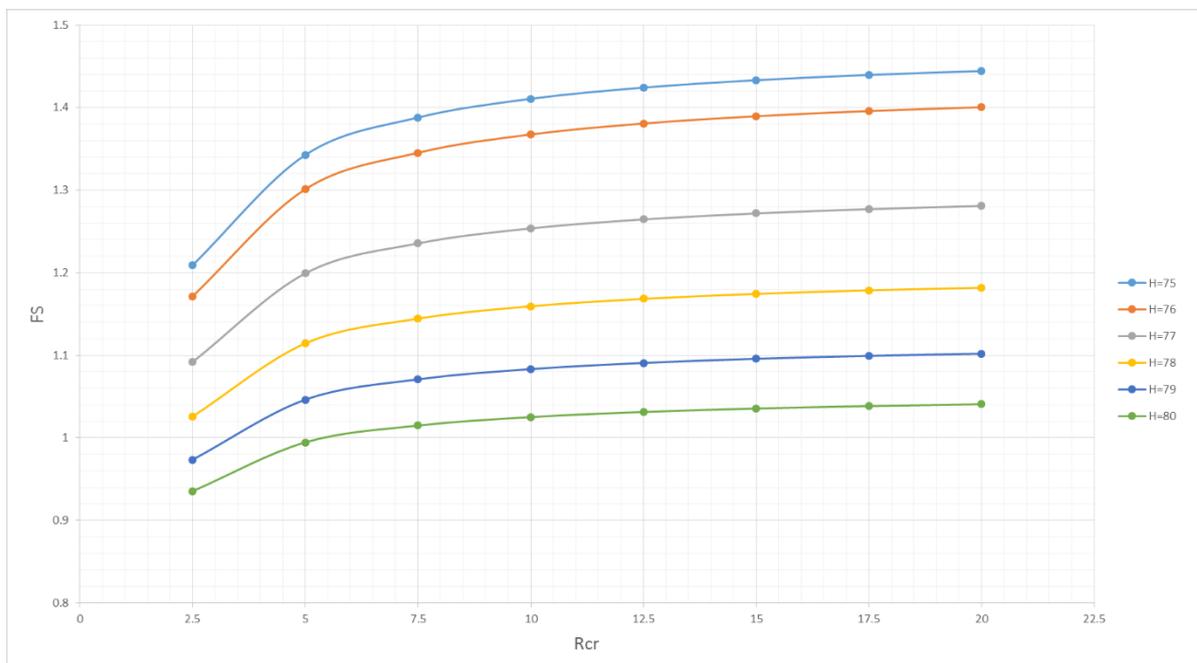


Figura 26. Factores de seguridad para cada altura de agua según el parámetro Rcr en el caso de drenes ineficaces

3. ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE

3.1. INFLUENCIA DE LA INCERTIDUMBRE EN EL FACTOR DE SEGURIDAD

A priori, puede parecer que el limit turning es el mecanismo de fallo más probable de estructuras de contención de hormigón situadas en cimentaciones de roca, dado que el factor de seguridad que arroja es menor que en el caso de seguridad al deslizamiento. Como se ha expuesto, el predominio de un factor de seguridad sobre otro depende de las condiciones geotécnicas del contacto presa-cimiento.

Hasta ahora, para comprobar la seguridad de una presa se ha utilizado el coeficiente de seguridad, que por su sencillez es el método más recurrente para la evaluación de seguridad en infraestructuras, ya que permite realizar una estimación.

No obstante, un valor elevado en el factor de estabilidad no se traduce necesariamente en un valor igual de elevado para la fiabilidad general de la estructura, dado que este valor no tiene en cuenta la incertidumbre asociada a los distintos parámetros.

Se dice que un parámetro o situación posee incertidumbre cuando no se conoce con total certeza, es decir, presenta variabilidad. La incertidumbre puede ser epistémica (derivada de la falta de conocimiento, como escasez de datos o información, insuficiente fiabilidad, el modelo no se ajusta bien a la realidad) o aleatoria, aquella inherente a los procesos naturales.

Un ejemplo se aplica a las medidas de los parámetros del suelo. Normalmente constituyen una media de los ensayos realizados, sin embargo, no define el total de la masa de suelo, sino que estos parámetros varían espacialmente en mayor o menor medida.

Es necesario, por tanto, un análisis probabilístico que tenga en cuenta el nivel de incertidumbre en el cálculo. Para poder aplicarlo, hay que conocer la tendencia y la dispersión de las variables, de manera que puedan representarse como variables aleatorias, es decir, aquellas que están asociadas a una función de distribución y una densidad de probabilidad.

La aplicación de un método probabilista permite que el coeficiente de seguridad dependa de variables aleatorias y evalúa la seguridad mediante la probabilidad de fallo, es decir, la probabilidad de que el coeficiente de seguridad sea menor a la unidad. Resulta de interés conocer cómo afecta la variabilidad de los distintos factores a la distribución del FS en ambos modos de fallo y así conocer bajo qué condiciones un modo de fallo tendrá una mayor probabilidad de ocurrencia que otro.

Para estimar el valor esperado y la desviación estándar de una función se utilizan los métodos de simulación, también llamado método de Monte Carlo o simulación de Monte Carlo. Este método consiste en la generación de números aleatorios que representan una probabilidad y se asocian a valores de las variables aleatorias según su función de distribución.

La probabilidad de fallo se consigue dividiendo el número de simulaciones en las que ocurre el fallo entre el número total de simulaciones, razón por la cual el proceso debe ser repetido una gran cantidad de veces para que la aproximación sea mayor y encontrar la probabilidad buscada.

3.2. VARIABLES CONSIDERADAS ALEATORIAS

El primer paso es realizar una clasificación de las variables y parámetros. Podemos diferenciarlas en dos tipos: por un lado, pueden ser fijas, conocidas o con muy poca incertidumbre; y por otro lado nos encontramos con las variables que no son conocidas. En el planteamiento del problema solo se han considerado como variables sujetas a incertidumbre el módulo de deformación longitudinal (E), la cohesión (c) y el rozamiento interno ($\text{tg}\phi$), dado que dichas variables geotécnicas son las que controlan en mayor medida el modo de fallo.

A continuación se analizan las variables consideradas en el problema que intervienen en la obtención del factor de seguridad.

En cuanto a las solicitaciones, nos encontramos las siguientes:

Peso propio

El peso propio es función del peso específico de hormigón y de la geometría de la presa. La geometría de la presa se considera un valor fijo, al igual que la densidad del hormigón, si bien es cierto que ésta puede experimentar pequeñas variaciones. No obstante, con los ensayos adecuados esta incertidumbre puede reducirse.

Empuje hidrostático

El empuje que ejerce el agua en el paramento de aguas arriba depende del peso específico del agua y del nivel de agua (H). El peso específico del agua tiene un valor fijo (0.981 t/m^3). La altura de agua en el embalse no es constante, ya que puede variar a lo largo del tiempo. Sin embargo, para una altura dada, el empuje del agua sí es conocido. Para realizar una mejor comparación entre el método de deslizamiento y el del limit turning, se han adoptado valores de fijos de altura de agua.

Subpresión

La subpresión puede adoptar distintas formas, según el funcionamiento de los drenes. En este aspecto, interviene un parámetro (k) que determina su eficiencia. Si los drenes se encuentran en funcionamiento, k adopta el valor de 0.2, lo que indica que la subpresión se reduce en el plano de drenes a un valor de 0.2 por la altura de agua. En caso de que los drenes no se encuentren operativos, k valdría 1. Además de este factor, la subpresión depende del nivel de agua y su peso específico.

En cuanto a las propiedades de la cimentación de roca:

Resistencia de rotura por compresión (R_{cr})

Es la característica utilizada para la comprobación a limit turning. Su valor puede obtenerse de la siguiente aproximación:

$$R_{cr} = 10^{-4} \cdot E \quad (30)$$

Donde E es el módulo de elasticidad longitudinal. La estimación de este parámetro está sujeto a incertidumbre, ya que su valor se obtiene con la media de ensayos de tracción en volúmenes finitos, pero no a lo largo de todo el dominio de la cimentación.

El módulo de elasticidad longitudinal, del cual depende R_{cr} se ha ajustado a una función de distribución normal $N(\mu, \sigma^2)$, cuyo valor medio depende del tipo de macizo rocoso. La desviación típica se ha estimado a partir del coeficiente de variación (COV), que obedece la siguiente fórmula:

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (31)$$

Fishman (2009), clasifica los macizos rocosos en 4 categorías (I, II, III y IV) según su valor de R_{cr} , ordenados de mayor a menor calidad. El autor no proporciona la magnitud del resto de parámetros geotécnicos para cada tipo, pero dichos valores de R_{cr} se extrapolan para obtener la cohesión y el ángulo de rozamiento que les correspondería a cada macizo.

En la tabla 5 se han adoptado los valores medios y la desviación determinada para cada uno. Estos valores son válidos tanto en caso de buen como mal estado del contacto hormigón-roca en el contacto presa cimiento:

Tabla 5. Parámetros estadísticos del módulo de elasticidad longitudinal (E) para las 4 categorías de macizos rocosos

E			
Categoría	Valor medio (μ)	COV	Desviación (σ)
	MPa		MPa
I	15000	0.2	3000
II	8000	0.2	1600
III	4000	0.2	800
IV	2000	0.2	400

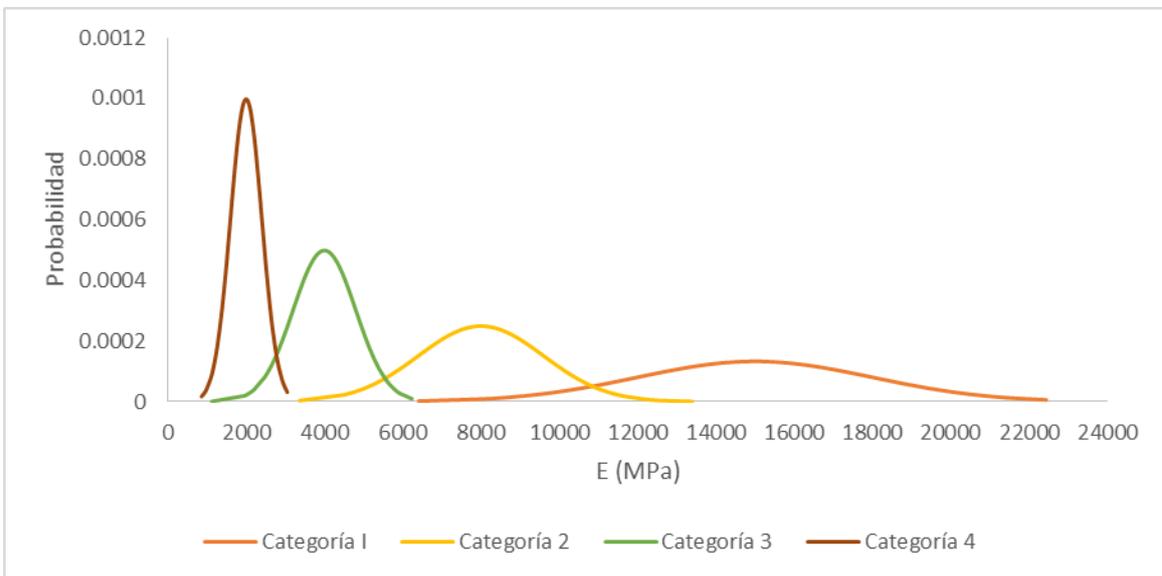


Figura 27. Función de densidad de probabilidad del módulo de elasticidad longitudinal (E)

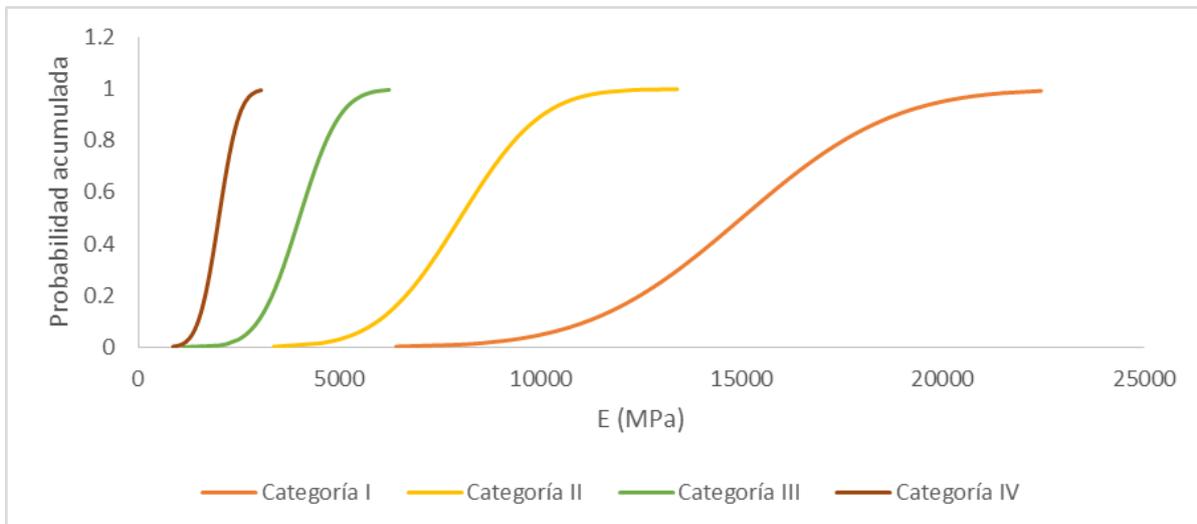


Figura 28. Función de distribución del módulo de elasticidad longitudinal (E)

Cohesión (coh) y ángulo de rozamiento (ϕ):

Son los parámetros del terreno utilizados en la comprobación a deslizamiento, al igual que en el caso anterior, no se consideran fijos, ya que están expuestos a variaciones.

Estos parámetros se distribuyen según una función normal, en los que el valor de su media y desviación típica dependen del tipo de macizo rocoso.

A continuación, se muestran algunos valores característicos para el caso de un buen estado del contacto presa-cimiento:

Tabla 6. Parámetros estadísticos del ángulo de rozamiento para las 4 categorías de macizos rocosos

ϕ			
Categoría	Valor medio	COV	Desviación
	μ		σ
I	58	0.09	5.22
II	53	0.10	5.30
III	50	0.12	6.00
IV	45	0.25	11.25

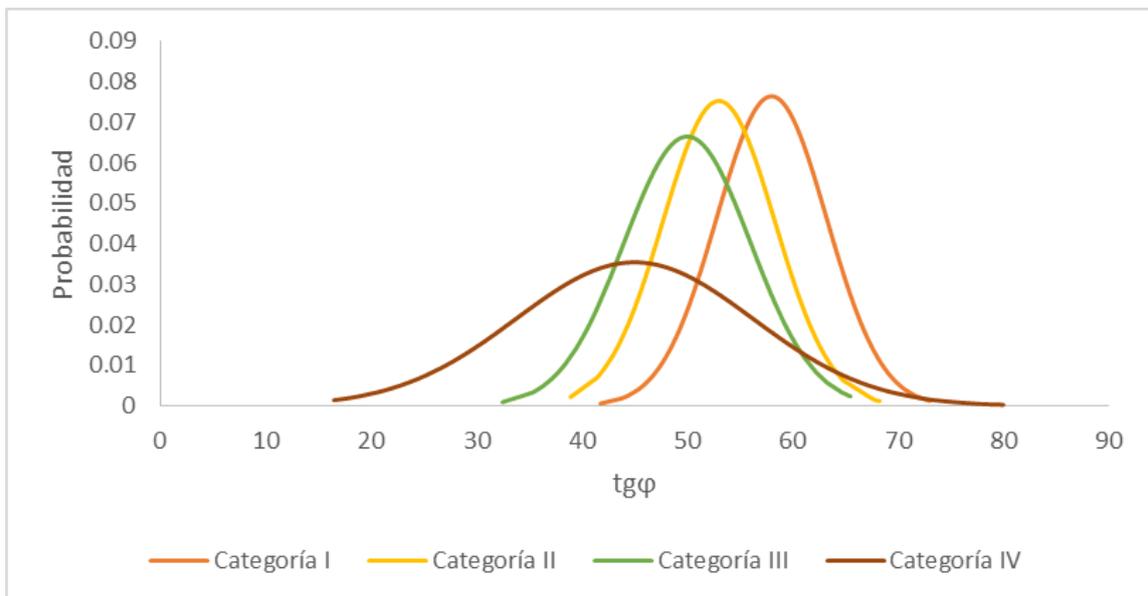


Figura 29. Función de densidad de probabilidad del ángulo de rozamiento ($tg\phi$)

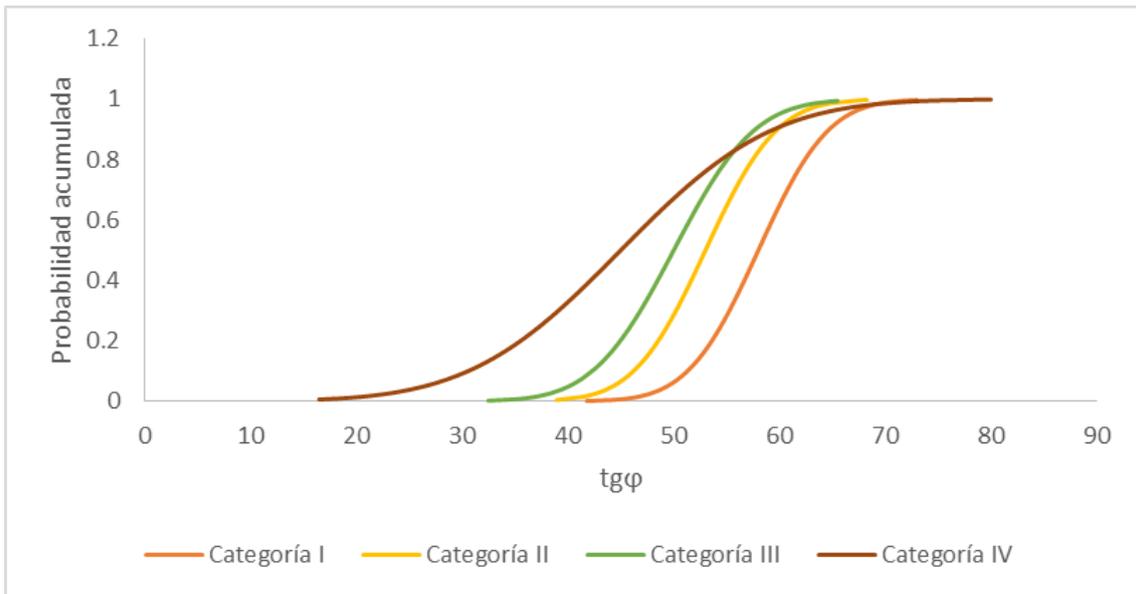


Figura 30. Función de distribución del ángulo de rozamiento ($tg\phi$)

Tabla 7. Parámetros estadísticos de la cohesión para las 4 categorías de macizos rocosos

coh			
Categoría	Valor medio	COV	Desviación
	MPa		MPa
I	1.90	0.30	0.57
II	1.60	0.35	0.56
III	0.70	0.35	0.245
IV	0.50	0.60	0.30

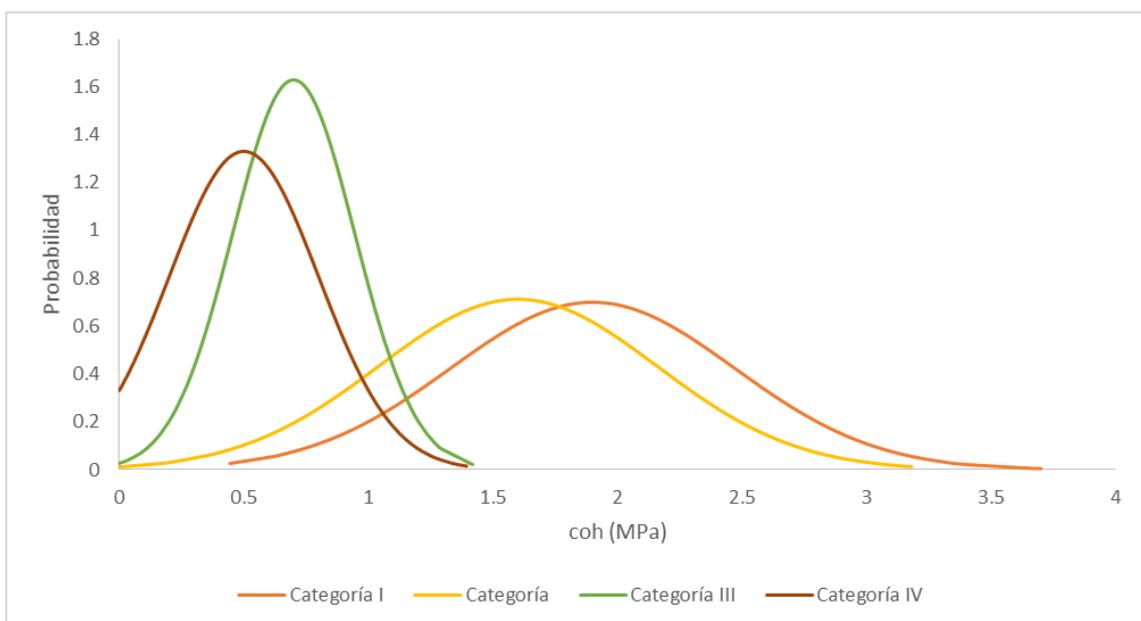


Figura 31. Función de densidad de probabilidad de la cohesión (coh)

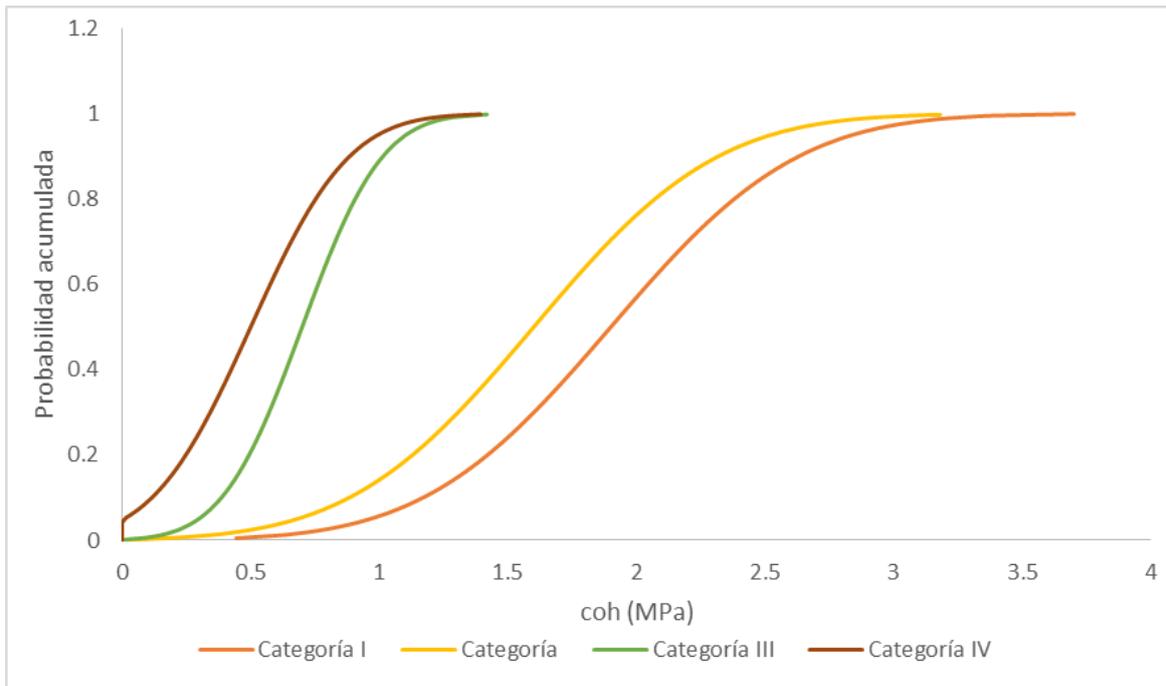


Figura 32. Función de distribución de la cohesión (coh)

Cabe destacar que, en la práctica, no aparecen valores de φ por encima de 68 -70 como se muestra en la figura 29, pero a efectos de cálculo no es relevante, ya que en todo caso las presas no rompen para valores altos. No obstante, para más precisión, se podrían truncar las distribuciones a un valor máximo.

Se han realizado los mismos experimentos contemplando el caso de un mal estado en el contacto hormigón-roca, adoptando valores diferentes para los parámetros mencionados anteriormente. En el caso del módulo de deformación longitudinal, se han mantenido los mismos parámetros que constan en la tabla.

La cohesión, esta vez, no sigue ninguna distribución estadística ya que no se considera al adoptarse un valor fijo igual a 0. Por su parte, han sido modificados los valores del ángulo de rozamiento, que siguen una distribución normal con la media y varianza que se muestran en la tabla 8:

Tabla 8. Parámetros estadísticos de la cohesión para las 4 categorías de macizos rocosos. Caso de mal estado del contacto presa-cimentación

ϕ			
Categoría	Valor medio	COV	Desviación
	$\bar{\phi}$		σ
I	39	0.05	1.95
II	36	0.07	2.52
III	33	0.10	3.3
IV	30	0.15	4.5

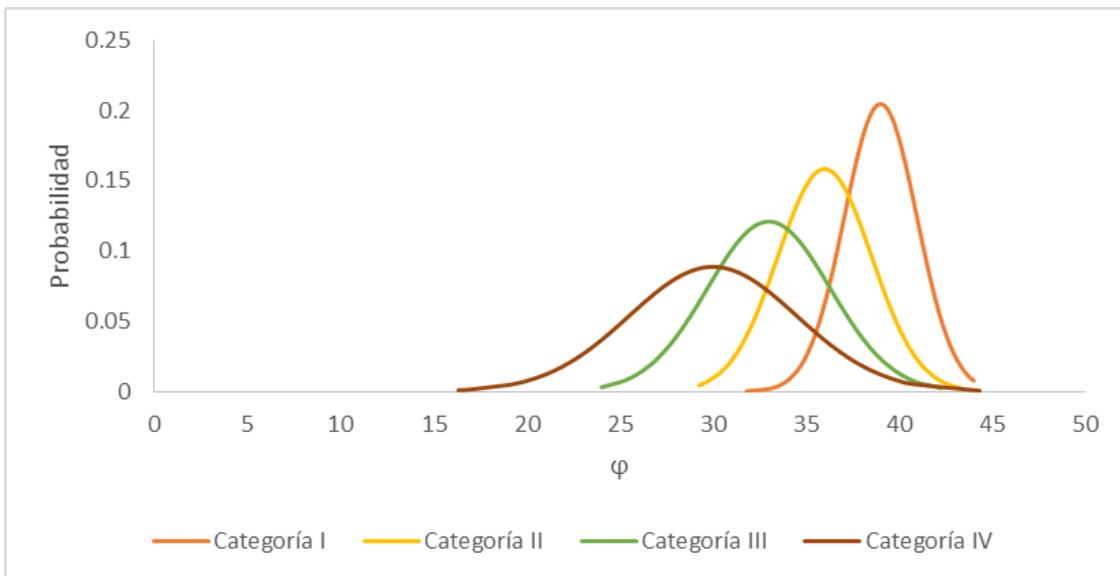


Figura 33. Función de densidad de probabilidad del ángulo de rozamiento (ϕ). Caso de contacto en mal estado

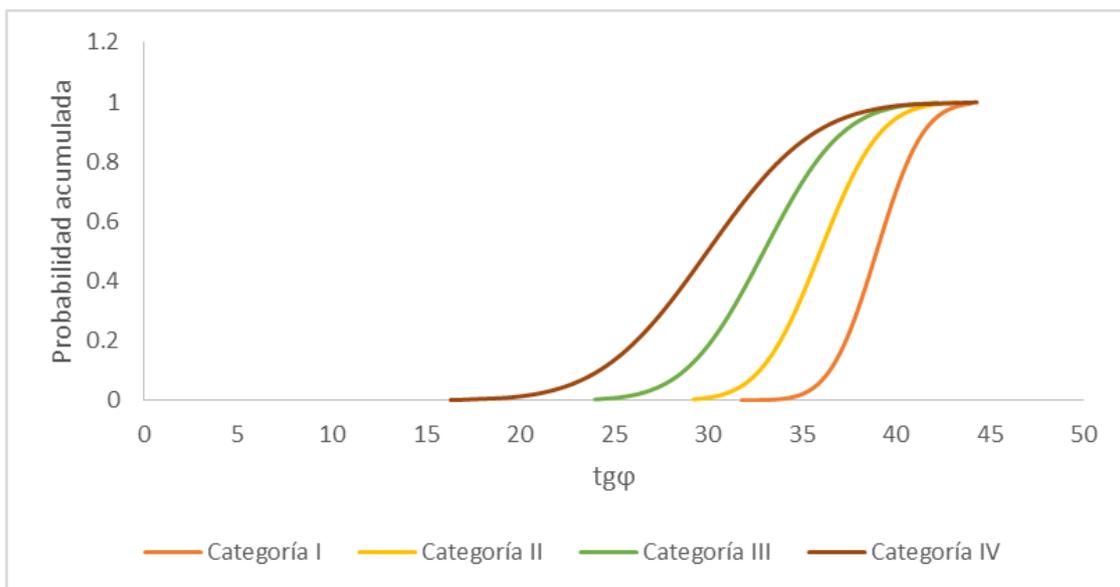


Figura 34. Función de distribución del ángulo de rozamiento (ϕ). Caso de contacto en mal estado

4. APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO

Para la presa descrita en el apartado 2.3.1., Se va a realizar un análisis a deslizamiento y a limit turning teniendo en cuenta las incertidumbres en los parámetros del terreno. Todas las operaciones se han realizado en una hoja de cálculo Excel, y finalmente se ha programado en Visual Basic.

Se van a estudiar las siguientes hipótesis:

Tabla 9. Casos a analizar

DRENES EFICACES	H=75	Buen estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
			Deslizamiento
	Mal estado del contacto presa-cimentación	Limit turning	
		Deslizamiento	
	H = 80	Buen estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
			Deslizamiento
Mal estado del contacto presa-cimentación		Limit turning	
		Deslizamiento	

Los mismos cálculos se han ido realizando para cada categoría de macizo rocoso según sus características, por lo que se han obtenido 4 pares de factores de seguridad diferentes, en función de la resistencia de la roca. A continuación se detalla el procedimiento seguido.

La clave del proceso es generar números aleatorios comprendidos entre el 0 y el 1 que representan una probabilidad de ocurrencia. Después, se introduce la media y desviación típica del parámetro correspondiente al tipo de macizo que estamos analizando (siguiendo los valores expuestos en el apartado anterior).

La respuesta del programa es devolver el valor de la inversa de la distribución acumulativa normal, es decir, obtenemos un valor de la distribución normal correspondiente a esa probabilidad aleatoria generada.

Para un mismo número aleatorio generado, se busca un valor para el módulo de deformación longitudinal (E), la cohesión y el ángulo de rozamiento del macizo rocoso. Para cada una de las 4 categorías de macizos, se crea un número aleatorio diferente.

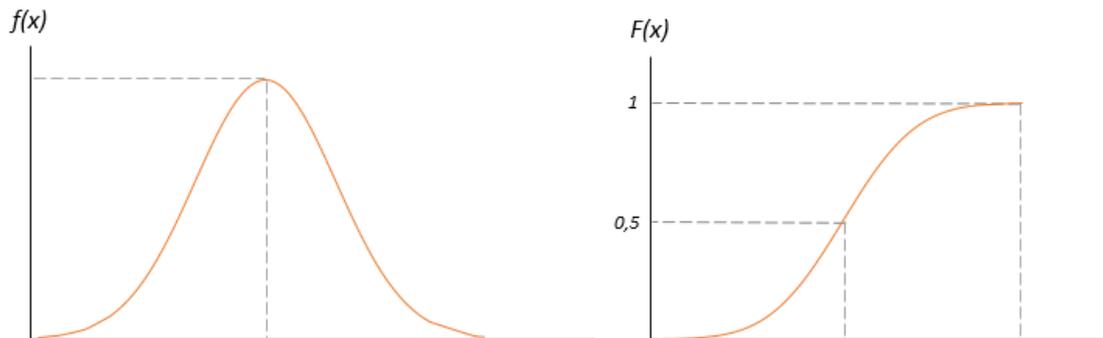


Figura 35. Función de distribución de probabilidad $f(x)$ y función de probabilidad acumulada $F(x)$

De esta manera, se obtiene un primer valor numérico para los parámetros mencionados (cohesión, ángulo de rozamiento y módulo de deformación longitudinal), que es utilizado para calcular el factor de seguridad a deslizamiento y a limit turning.

Para comenzar, se ha operado para el caso de drenes eficaces, manteniendo constante la altura de agua (75 m), el factor de eficiencia de los drenes (0.2), el peso propio de la presa y la subpresión. Después, se ha planteado la hipótesis de una altura de agua de 80 metros.

Para hallar el coeficiente de seguridad a deslizamiento, se ha utilizado la siguiente ecuación:

$$FS_d = \frac{N \cdot tg\phi + c \cdot L_c}{E_H} \quad (32)$$

Donde N es la diferencia entre el peso propio y la subpresión; L_c es la longitud comprimida de la base (dado que ya se había comprobado que hasta los 83 metros no aparece la grieta, se toma toda la base de la presa) y E_H es el empuje hidrostático correspondiente al nivel de agua de 75 metros. Las variables cohesión y ángulo de rozamiento obtenidas al aplicar el método de Monte Carlo se sustituyen en dicha fórmula, arrojando un coeficiente de seguridad que es guardado en otra pestaña de la hoja Excel dedicada a almacenar los resultados.

Es importante realizar un gran número de repeticiones para que el resultado se ajuste lo máximo posible a la realidad. Por ello, este procedimiento se repite 5000 veces: se generan 5000 números aleatorios que dan lugar a 5000 factores de seguridad diferentes para cada tipo de macizo.

El lenguaje de programación Visual Basic que incluye Excel es el responsable de la realización de todo el proceso. Especificando el número de repeticiones, va realizando los cálculos y guardando el coeficiente de seguridad obtenido para cada iteración de manera ordenada. Se muestra el código utilizado en el apéndice 3.

El mismo procedimiento se lleva a cabo para la obtención de los factores de seguridad de limit turning: se trata de hallar dicho coeficiente manteniendo constante la altura de agua, la subpresión, el peso propio de la presa y la eficiencia de los drenes.

En este caso, la probabilidad generada se corresponde a la función de distribución del módulo de deformación longitudinal, con el que se obtiene el parámetro Rcr (resistencia de rotura por compresión, crushing resistance) a partir de la aproximación (fórmula 30).

El factor de seguridad es el cociente entre los momentos resistentes y los momentos que producen el vuelco, medido desde un punto O cuyas coordenadas (a y d , descritas en las fórmulas 20 y 21) es necesario calcular con cada iteración ya que dependen, entre otros parámetros fijos, de Rcr (considerado como variable aleatoria).

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_t} \quad (33)$$

En el sumatorio de momentos resistentes se incluyen el producido por el peso propio (cuya fuerza es fija; lo que varía es el punto de aplicación) y el momento de la resistencia a la rotura (S), que es función de las distancias a y d .

En los momentos que producen el vuelco influyen los producidos por la subpresión y por el empuje hidrostático, en los que únicamente cambian las distancias a y d según el parámetro Rcr.

De igual forma, el programa creado va colocando por orden los factores de seguridad obtenidos en cada cálculo al lado de los factores de seguridad al deslizamiento, para poder realizar su comparación más fácilmente.

La probabilidad de fallo se calcula como el cociente del número de fallos (es decir, el número de veces en el que el factor de seguridad es menor que 1) entre el número total de repeticiones.

$$P_f = \frac{n}{N} \quad (34)$$

Donde:

n = número de fallos

N = número total de repeticiones

A mayor número de repeticiones (N), la probabilidad de fallo obtenida será más exacta. Se ha comenzado realizando 100 repeticiones, y a medida se obtenían los resultados, se ha calculado su probabilidad de fallo, que se muestra en la gráfica de la figura 34. La probabilidad de fallo que

se muestra en la imagen corresponde al cálculo de terrenos pertenecientes a la categoría IV, categoría que, por sus características geotécnicas, presenta mayor probabilidad de fallo. Se ha realizado con el objetivo de determinar mejor el número de ensayos a realizar, al ser más ilustrativo.

Como se puede comprobar, los valores de probabilidad fluctúan entre un rango muy amplio que debe ser reducido, por lo que es conveniente aumentar el número de repeticiones.

En la figura 35 se ha modificado el número de repeticiones realizadas hasta N=1000. De igual manera, se han calculado las probabilidades de fallo a lo largo del avance de las repeticiones, y, en esta ocasión es fácilmente apreciable que la probabilidad de fallo al deslizamiento experimenta una mayor estabilización en torno al 7.2-7.6%, mientras que en el caso de limit turning, la variación es mayor.

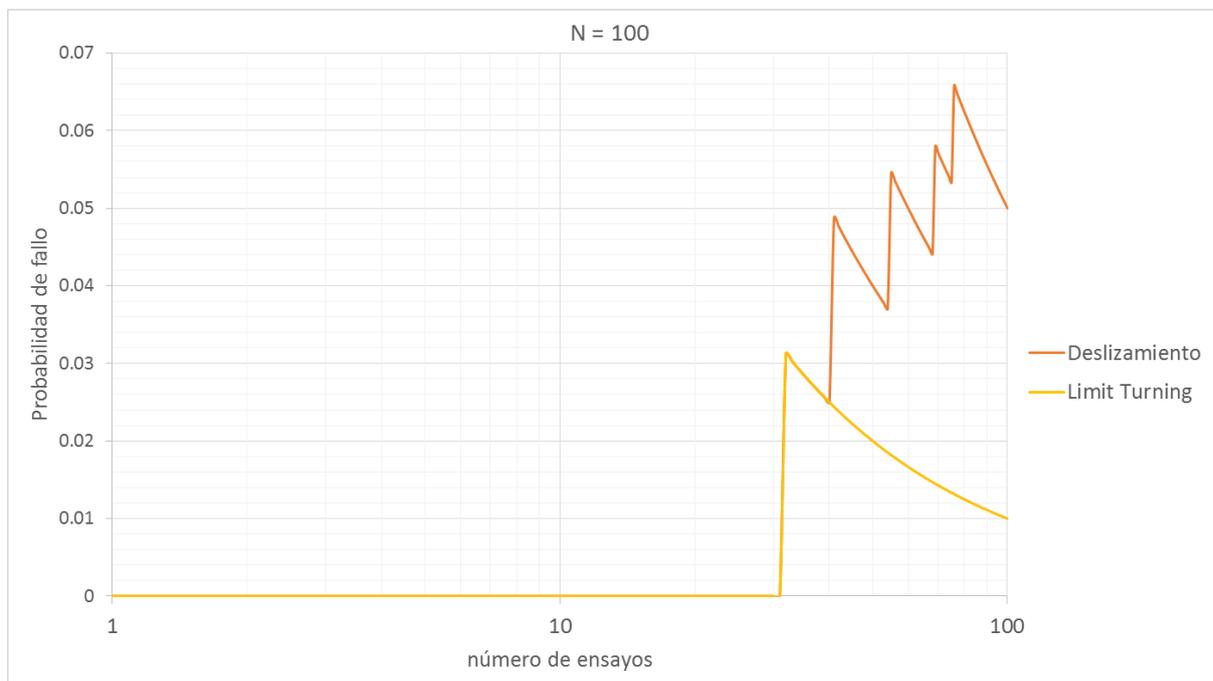


Figura 36. Probabilidad de fallo para cada repetición correspondiente a una altura de agua de 75 metros (N=100)

Finalmente, para mayor precisión se ha optado por realizar 5000 repeticiones para ambos modos de fallo, estabilizándose la probabilidad de fallo a deslizamiento en torno al 5.6% y a limit turning en 0.72%.

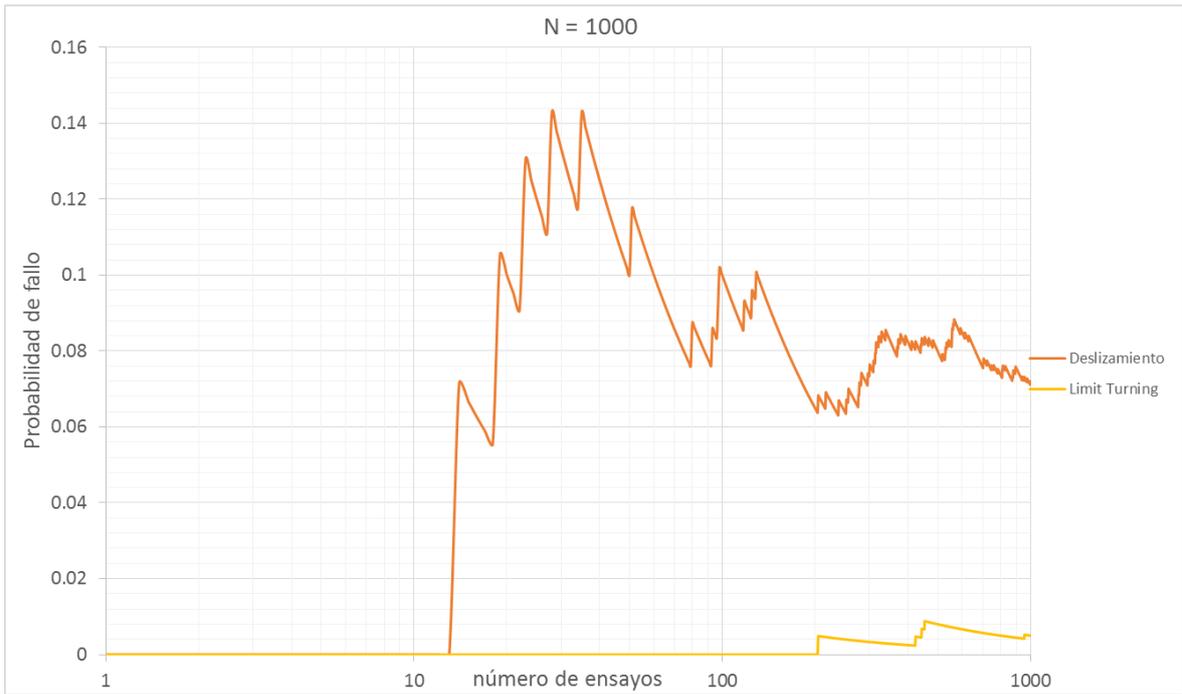


Figura 37. Probabilidad de fallo para cada repetición correspondiente a una altura de agua de 75 metros (N=1000)

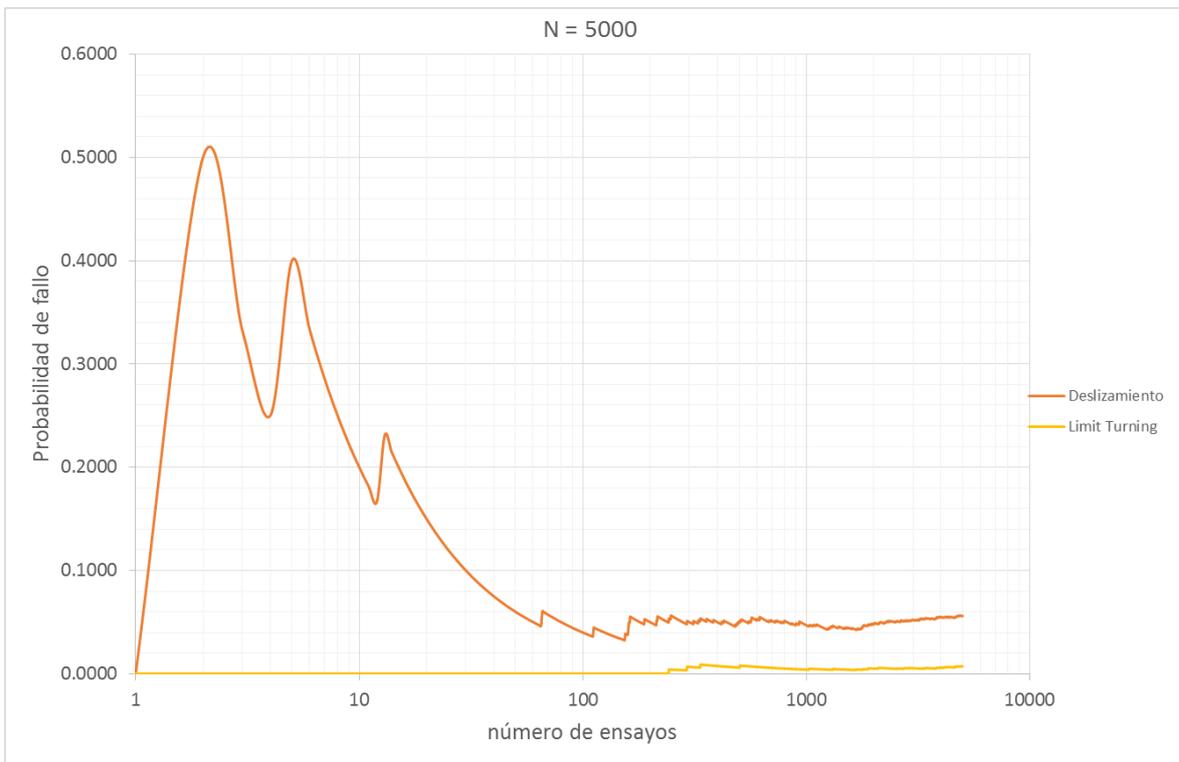


Figura 38. Probabilidad de fallo para cada repetición correspondiente a una altura de agua de 75 metros (N=5000)

5. RESULTADOS

5.1. ALTURA DE AGUA DE 75 METROS

En este apartado, y para la hipótesis de drenes eficaces se realizará el análisis de los casos resaltados en la tabla 10:

Tabla 10. Casos a analizar para una altura de agua de 75 metros en la hipótesis de drenes eficaces

H=75	5.1.1. Buen estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
		Deslizamiento
	5.1.2. Mal estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
		Deslizamiento
H = 80	5.2.1. Buen estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
		Deslizamiento
	5.2.2. Mal estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
		Deslizamiento

5.1.1. Buen estado del contacto presa-cimiento

Tras la realización de los 5000 experimentos con el fin de obtener el factor de seguridad para ambos modos de fallo, se ofrece a continuación un resumen de los resultados agrupados según la categoría de macizo rocoso. Puede encontrarse un ejemplo de la tabla donde quedan recogidos los datos en el apéndice 8.4.4.

En las figuras de la 39 a la 42, se muestran, por tipo de macizo, las gráficas de dispersión en las que se representa el factor de seguridad obtenido en cada repetición realizada para el caso de un buen contacto entre la cimentación y la presa, y para una altura de agua de 75 metros.

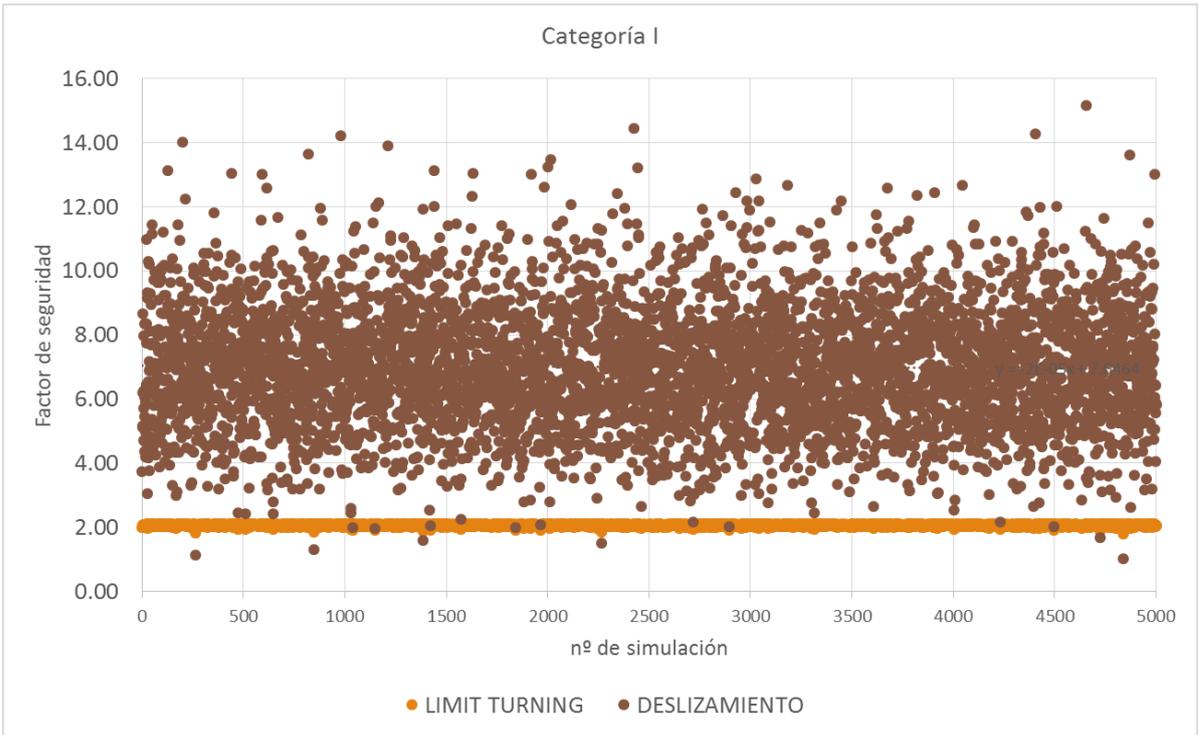


Figura 40. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría I. (H=75m)

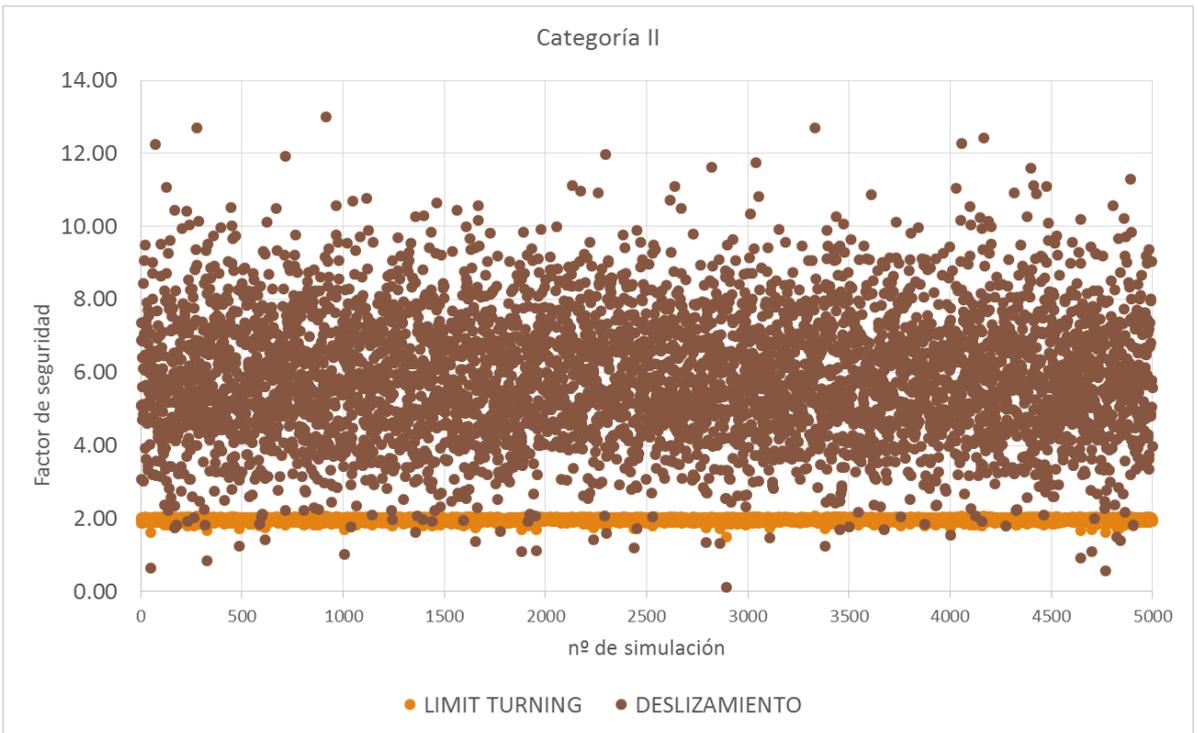


Figura 39. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría II (H=75m)

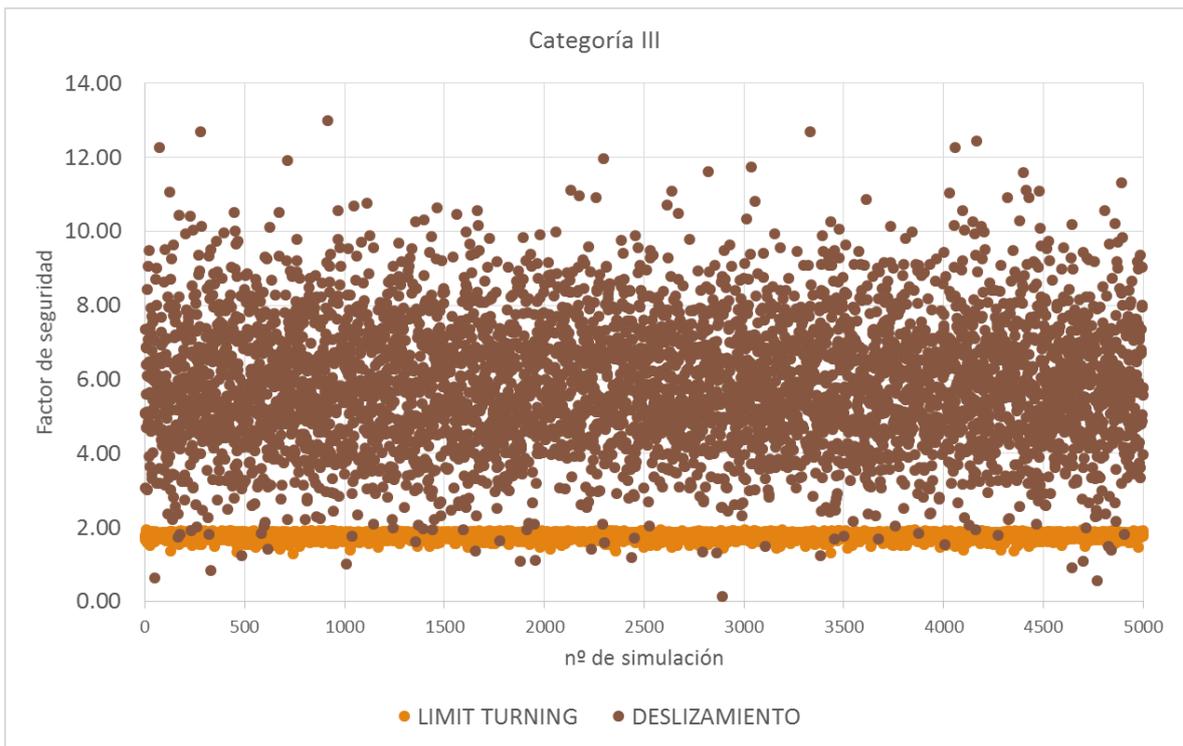


Figura 42. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=75m)

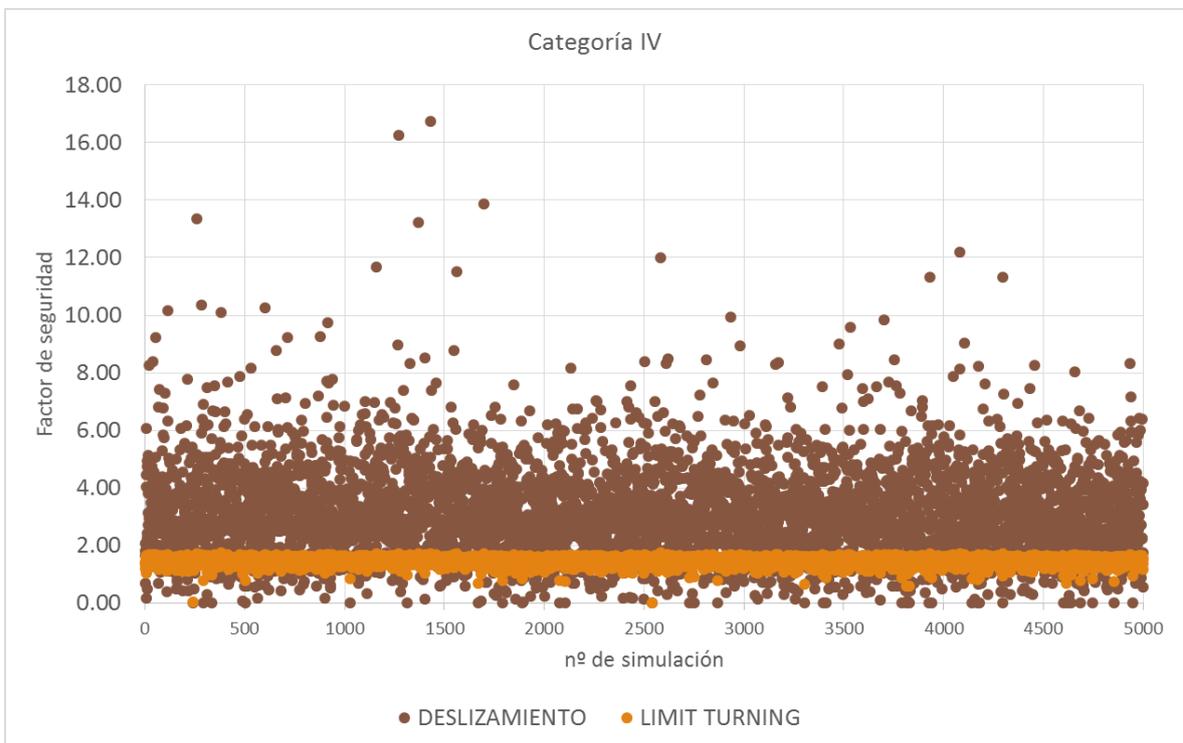


Figura 41. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría IV (H=75m)

Se puede deducir observando las gráficas que, a pesar de que el factor de seguridad a deslizamiento presenta valores mayores, también se caracteriza por una mayor dispersión. Por el contrario, los factores de seguridad arrojados por el método de limit turning son menores pero no presentan tanta desviación, ya que la mayoría se concentra en una franja más estrecha.

Tabla 11. Resumen de resultados para categoría de macizo I (H=75m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	0
% Casos FS < 1	0	0
Prob (FS < 1)	0	0
Nº Casos FS<1.5	0	4
% Casos FS<1.5	0	0.08
Prob (FS < 1.5)	0	0.0008
Nº Casos FS < 2	117	9
% Casos FS <2	2.34	0.18
Prob (FS < 2)	0.0234	0.0018
MIN	1.79	1.01
MÁXIMO	2.12	15.18
MEDIA	2.07	7.00
DESV.	0.03	1.83
COV = DESV / MED	0.014	0.26

Tabla 12. Resumen de resultados para categoría de macizo II (H=75m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	5
% Casos FS < 1	0	0.1
Prob (FS < 1)	0	0.001
Nº Casos FS<1.5	1	20
% Casos FS<1.5	0.02	0.4
Prob (FS < 1.5)	0.0002	0.004
Nº Casos FS < 2	3611	44
% Casos FS <2	72.22	0.88
Prob (FS < 2)	0.72222	0.0088
MIN	1.49	0.12
MÁXIMO	2.06	13.0
MEDIA	1.97	5.87
DESV.	0.05	1.69
COV = DESV / MED	0.025	0.29

Tabla 13. Resumen de resultados para categoría de macizo III (H=75m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	2
% Casos FS < 1	0	0.04
Prob (FS < 1)	0	0.0004
Nº Casos FS<1.5	34	38
% Casos FS<1.5	0.68	0.68
Prob (FS < 1.5)	0.0068	0.0068
Nº Casos FS < 2	5000	168
% Casos FS <2	100	3.36
Prob (FS < 2)	1	0.036
MIN	1.29	0.91
MÁXIMO	1.94	8.16
MEDIA	1.78	3.72
DESV.	0.08	1.02
COV = DESV / MED	0.045	0.27

Tabla 14. Resumen de resultados para categoría de macizo IV (H=75m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	36	280
% Casos FS < 1	0.72	5.6
Prob (FS < 1)	0.0072	0.056
Nº Casos FS<1.5	2636	634
% Casos FS<1.5	57.72	12.68
Prob (FS < 1.5)	0.5772	0.1268
Nº Casos FS < 2	5000	1226
% Casos FS <2	100	24.52
Prob (FS < 2)	1	0.2452
MIN	0.00	0.00
MÁXIMO	1.76	16.72
MEDIA	1.47	3.07
DESV.	0.13	1.55
COV = DESV / MED	0.088	0.50

En las tablas 11, 12, 13 y 14 se puede encontrar un resumen de los 5000 datos de cada categoría en el que figuran algunos parámetros estadísticos básicos (media, máximo, mínimo y varianza) y la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que determinados valores, entre ellos la unidad (es decir, la probabilidad de fallo de acuerdo a la fórmula 34).

El porcentaje se calcula como el cociente entre el número de experimentos en el que el factor de seguridad es menor que el valor especificado (ya sea 1, 1.5 o 2) entre el número total de experimentos que en este caso son 5000, y multiplicando dicho cociente por 100 para obtener el tanto por ciento.

5.1.2. Mal estado del contacto presa-cimiento

A continuación, se han realizado los mismos experimentos para el caso de un mal contacto presa-cimentación, es decir, con los datos proporcionados en las tablas 5 (para el módulo de elasticidad longitudinal) y 8 (datos correspondientes al ángulo de rozamiento, φ). Para el parámetro de la cohesión se ha adoptado un valor fijo de 0, es decir, no probabilístico.

Se han obtenido los siguientes resultados:

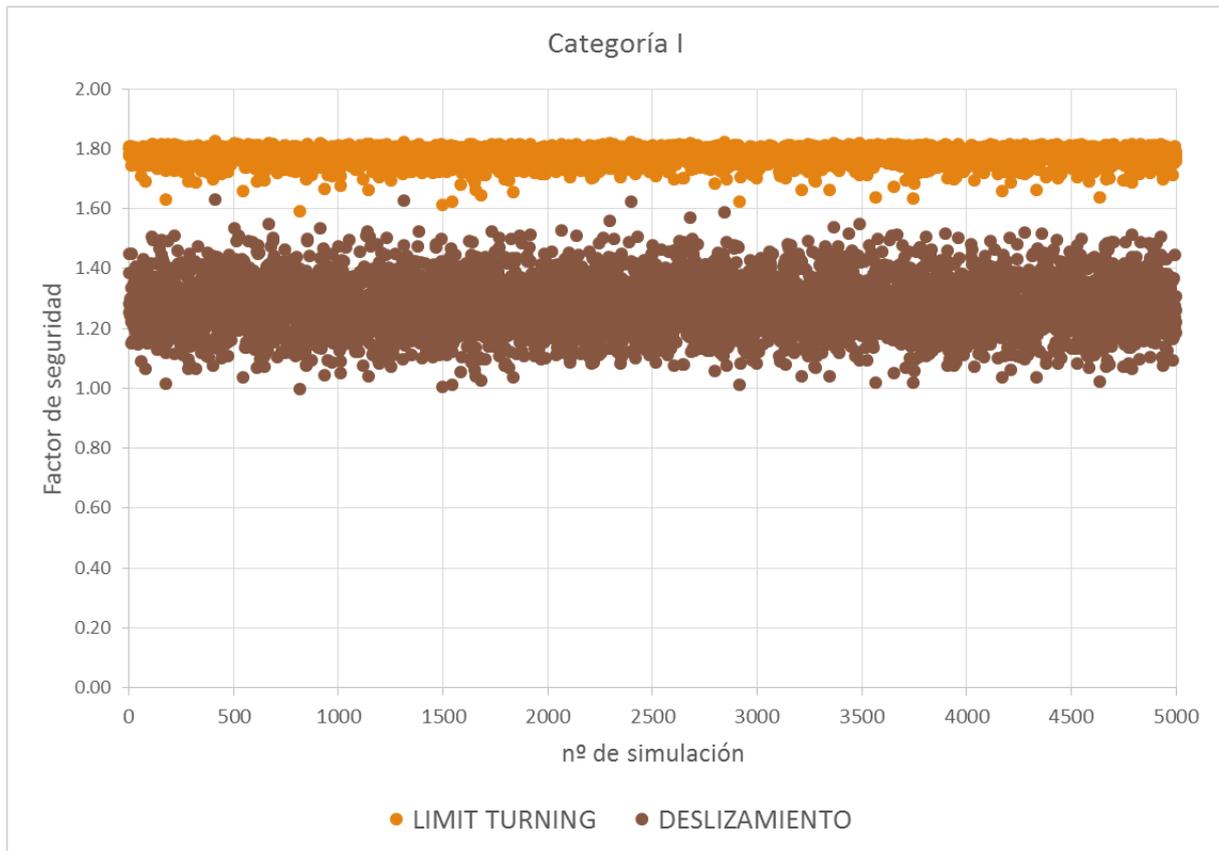


Figura 43. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría I ($H=75m$)

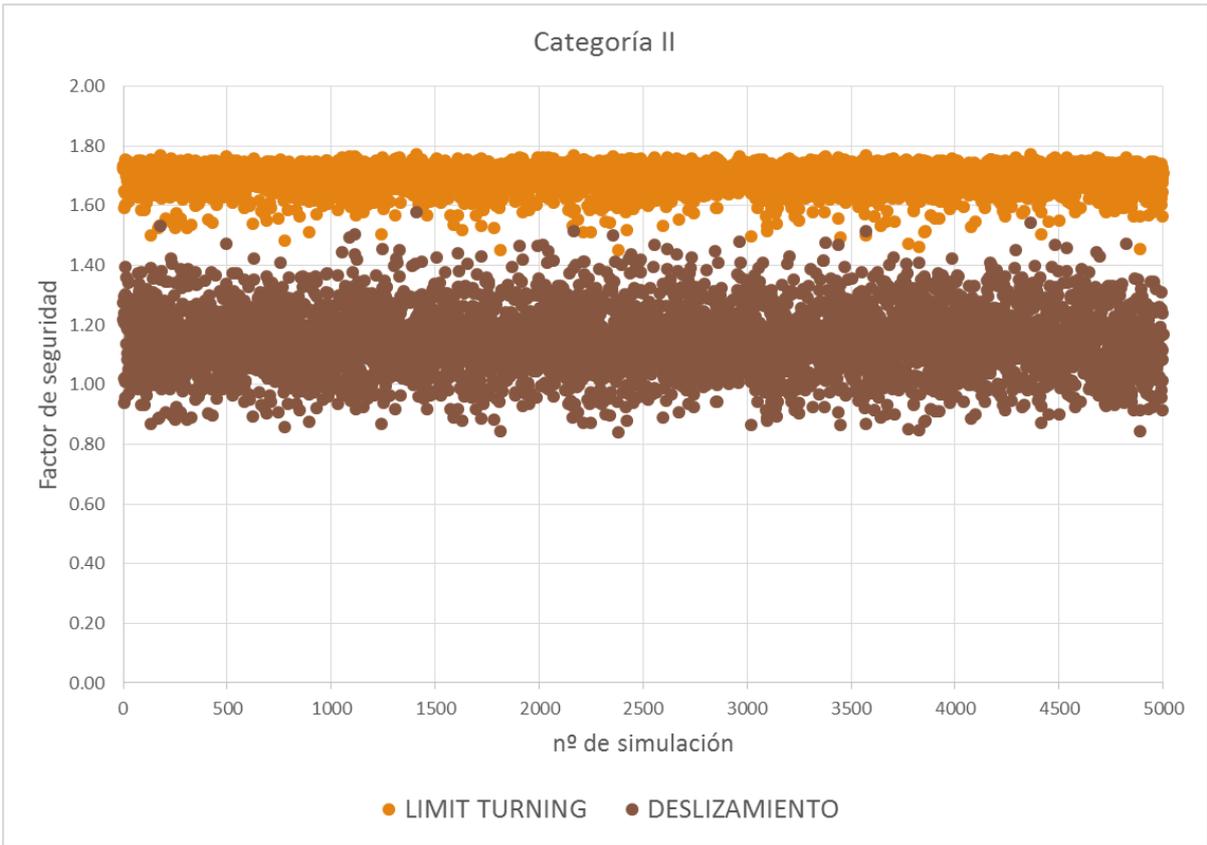


Figura 45. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría II (H=75m)

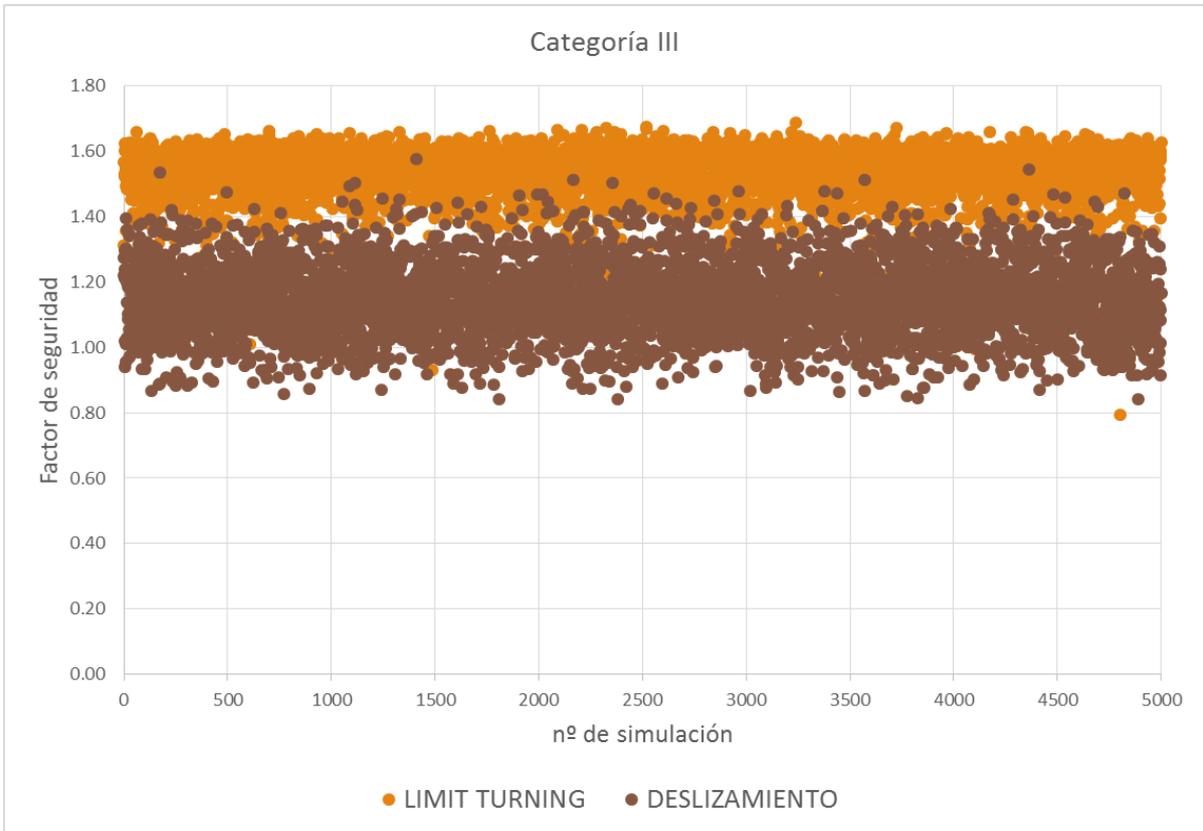


Figura 44. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=75m)

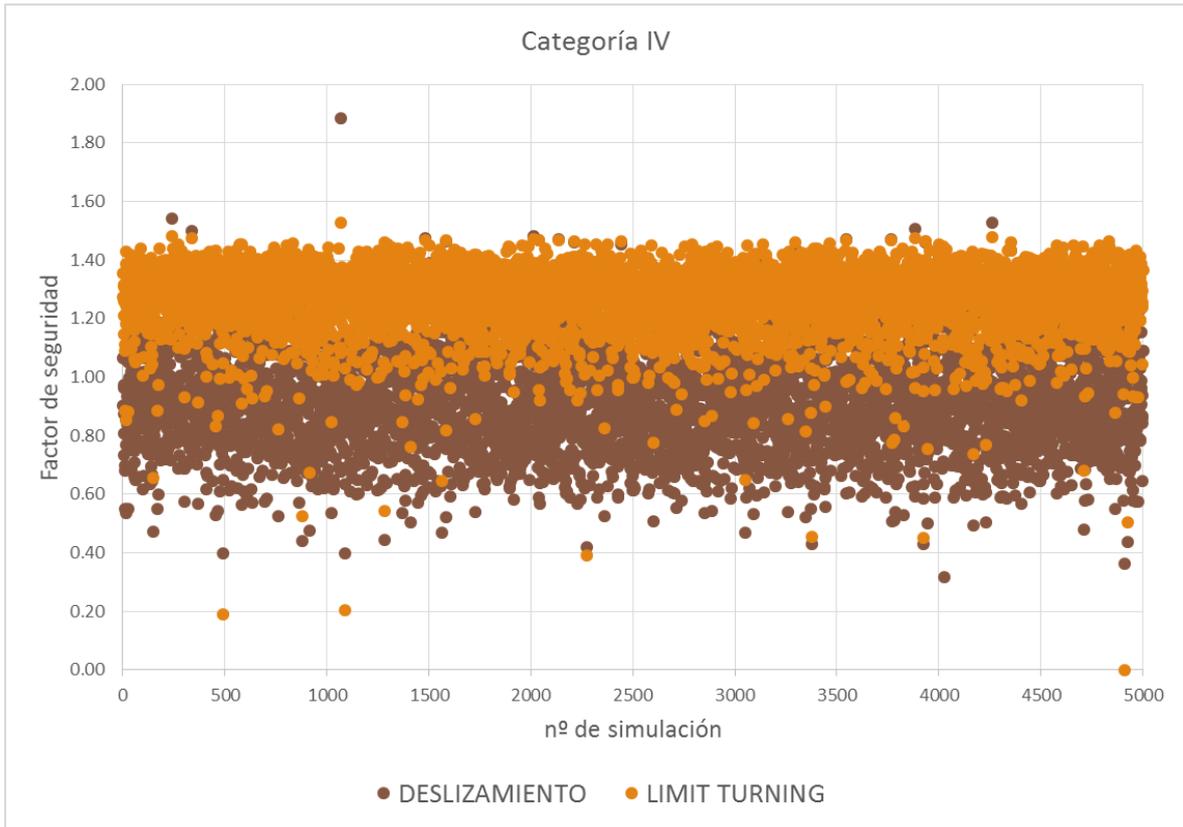


Figura 46. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría IV ($H=75m$)

En este caso, el limit turning se encuentra acotado en el mismo rango que en el caso anterior, ya que el módulo de elasticidad longitudinal con el que se calcula R_{cr} , el parámetro que define este modo de fallo, permanece igual. De hecho, como se puede comprobar en las tablas 13 a la 16, la media, la desviación típica y el resto de parámetros, permanecen prácticamente iguales, excepto por algún cambio en el segundo decimal.

Tabla 15. Resumen de resultados para categoría de macizo I (H=75m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	0
% Casos FS < 1	0	0
Prob (FS < 1)	0	0
Nº Casos FS<1.5	0	3208
% Casos FS<1.5	0	64.16
Prob (FS < 1.5)	0	0.6416
Nº Casos FS < 2	120	5000
% Casos FS <2	2.4	100
Prob (FS < 2)	0.024	1
MIN	1.778	1.12
MÁXIMO	2.13	1.93
MEDIA	2.0	1.47
DESV.	0.3	0.10
COV = DESV / MED	0.15	0.068

Tabla 16. Resumen de resultados para categoría de macizo II (H=75m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	14
% Casos FS < 1	0	0.28
Prob (FS < 1)	0	0.0028
Nº Casos FS<1.5	0	4620
% Casos FS<1.5	0	92.4
Prob (FS < 1.5)	0	0.924
Nº Casos FS < 2	3632	5000
% Casos FS <2	72.64	100
Prob (FS < 2)	0.7264	1
MIN	1.58	0.93
MÁXIMO	2.07	1.91
MEDIA	1.97	1.32
DESV.	0.05	0.12
COV = DESV / MED	0.025	0.099

Tabla 17. Resumen de resultados para categoría de macizo III (H=75m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	570
% Casos FS < 1	0	11.4
Prob (FS < 1)	0	0.114
Nº Casos FS<1.5	31	4885
% Casos FS<1.5	0.62	97.7
Prob (FS < 1.5)	0.0062	0.977
Nº Casos FS < 2	5000	5000
% Casos FS <2	100	100
Prob (FS < 2)	1	1
MIN	1.26	0.74
MÁXIMO	1.96	1.94
MEDIA	1.78	1.18
DESV.	0.08	0.15
COV = DESV / MED	0.045	0.13

Tabla 18. Resumen de resultados para categoría de macizo IV (H=75m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	39	2053
% Casos FS < 1	0.78	41.06
Prob (FS < 1)	0.0078	0.4106
Nº Casos FS<1.5	2627	4929
% Casos FS<1.5	52.72	98.58
Prob (FS < 1.5)	0.5272	0.986
Nº Casos FS < 2	5000	5000
% Casos FS <2	100	100
Prob (FS < 2)	1	1
MIN	0.00	0.37
MÁXIMO	1.74	1.90
MEDIA	1.47	1.05
DESV.	0.13	0.19
COV = DESV / MED	0.09	0.18

5.2. ALTURA DE AGUA DE 80 METROS

A continuación, y siguiendo con la hipótesis de drenes eficaces, se muestran los resultados para los casos contemplados en la tabla 19, correspondientes a una altura de agua de 80 metros.

Tabla 19. Casos a analizar para una altura de agua de 80 metros en la hipótesis de drenes eficaces

H=75	5.1.1. Buen estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
		Deslizamiento
	5.1.2. Mal estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
		Deslizamiento
H = 80	5.2.1. Buen estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
		Deslizamiento
	5.2.2. Mal estado del contacto presa-cimentación	Limit turning
		Deslizamiento

5.2.1. Buen estado del contacto presa-cimentación

A continuación, se muestran los resultados para una altura de agua de 80 metros y un buen estado en el contacto hormigón-roca. Al igual que antes, se han realizado 5000 simulaciones para cada modo de fallo que han quedado recogidas en las siguientes tablas y gráficas:

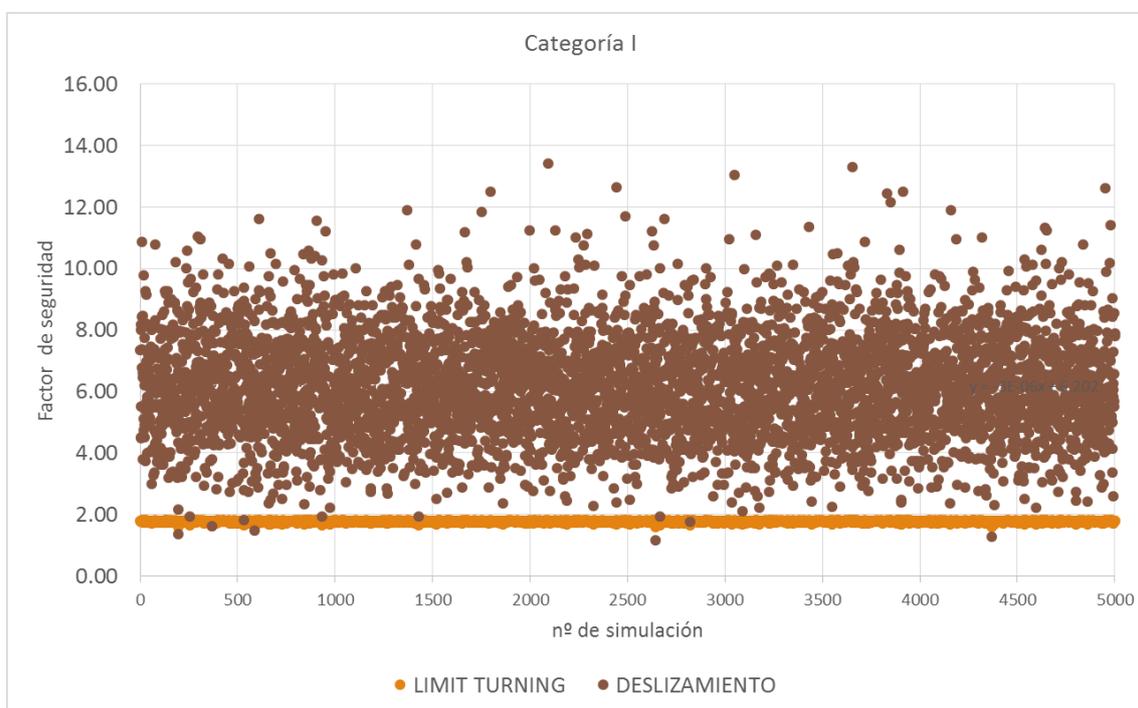


Figura 47. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría I (H=80m)

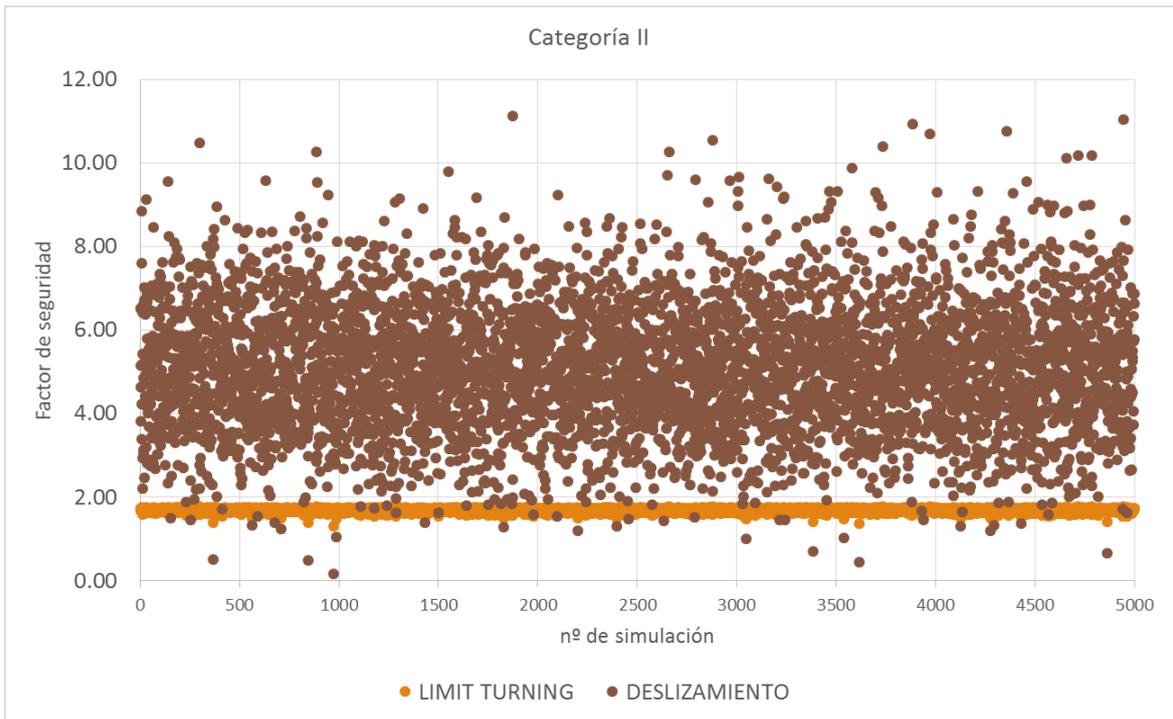


Figura 49. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría II (H=80m)

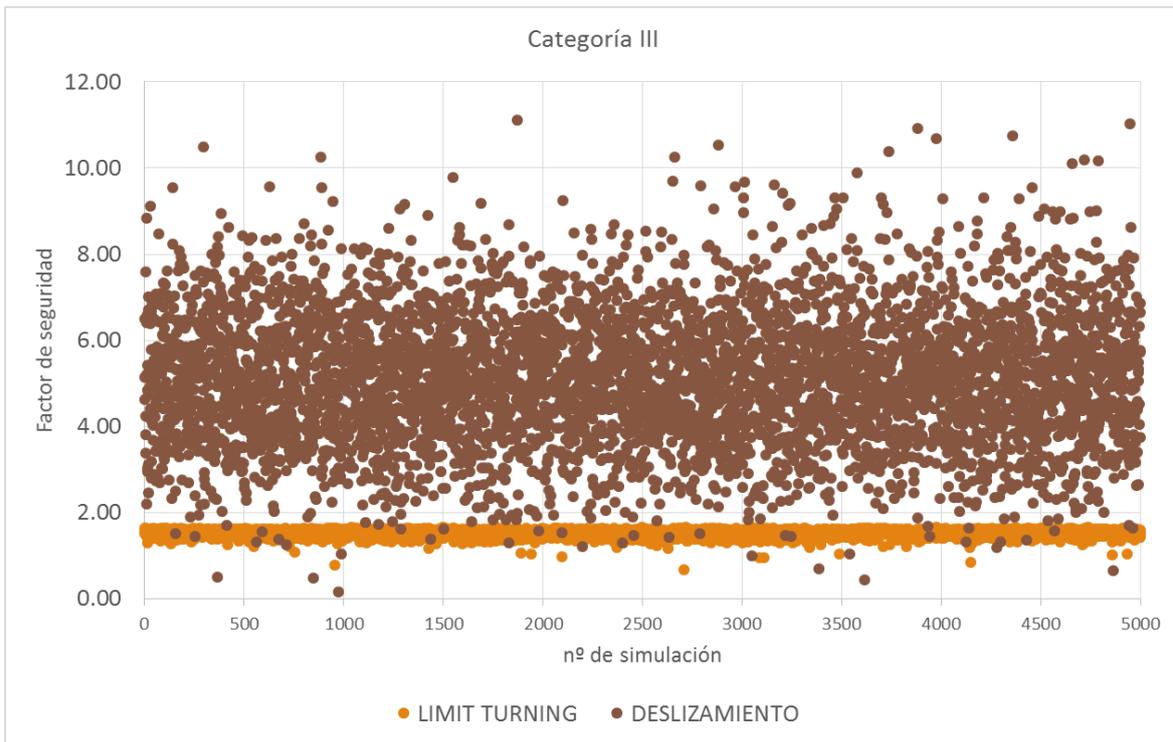


Figura 48. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=80m)

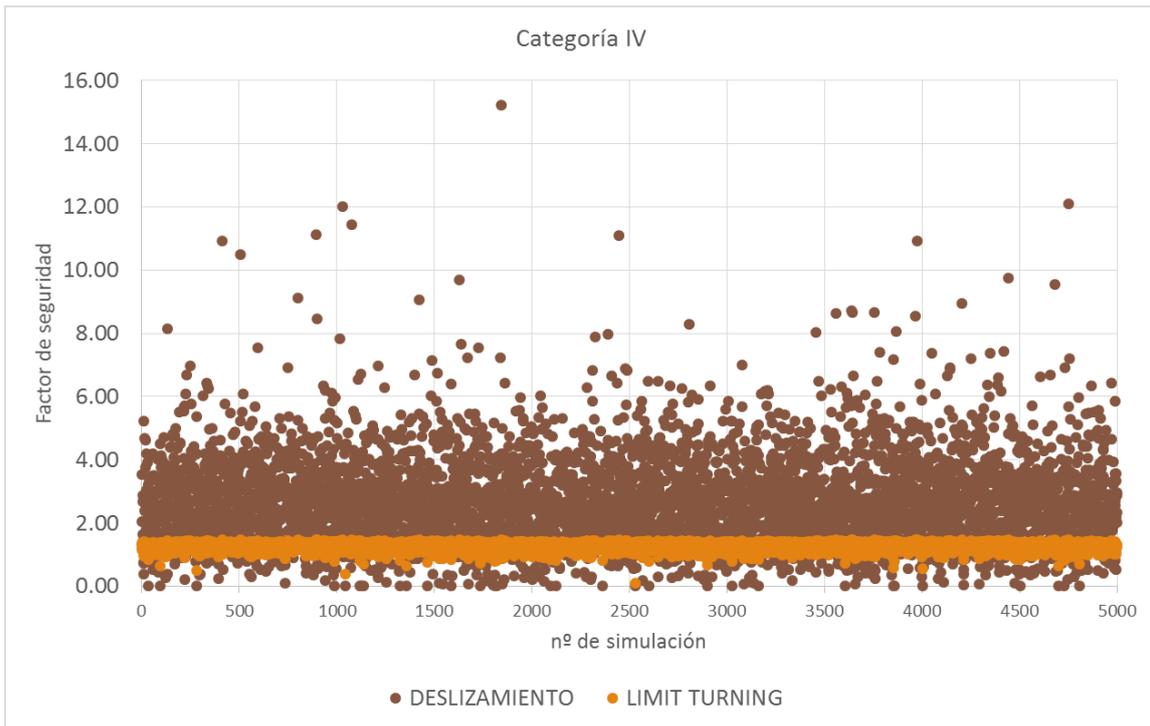


Figura 50. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=80m)

Los parámetros estadísticos relativos a las gráficas anteriores se recogen en las tablas de la 20 a la 24:

Tabla 20. Resumen de resultados para categoría de macizo I (H=80)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	0
% Casos FS < 1	0	0
Prob (FS < 1)	0	0
Nº Casos FS<1.5	0	4
% Casos FS<1.5	0	0.08
Prob (FS < 1.5)	0	0.0008
Nº Casos FS < 2	5000	11
% Casos FS < 2	100	0.22
Prob (FS < 2)	1	0.0022
MIN	1.58	1.15
MÁXIMO	1.82	13.42
MEDIA	1.77	6.19
DESV.	0.02	1.62
COV = DESV / MED	0.013	0.26

Tabla 21. Resumen de resultados para categoría de macizo II (H=80m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	6
% Casos FS < 1	0	0.12
Prob (FS < 1)	0	0.0012
Nº Casos FS<1.5	12	26
% Casos FS<1.5	0.24	0.52
Prob (FS < 1.5)	0.0024	0.0052
Nº Casos FS < 2	5000	67
% Casos FS <2	100	1.34
Prob (FS < 2)	1	0.0134
MIN	1.30	0.16
MÁXIMO	1.77	11.12
MEDIA	1.69	5.1
DESV.	0.04	1.48
COV = DESV / MED	0.024	0.29

Tabla 22. Resumen de resultados para categoría de macizo III (H=80m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	6	15
% Casos FS < 1	0.12	0.3
Prob (FS < 1)	0.012	0.003
Nº Casos FS<1.5	1315	76
% Casos FS<1.5	26.3	1.52
Prob (FS < 1.5)	0.0263	0.0152
Nº Casos FS < 2	5000	379
% Casos FS <2	100	7.58
Prob (FS < 2)	1	0.0758
MIN	0.68	0.27
MÁXIMO	1.67	7.71
MEDIA	1.53	3.23
DESV.	0.07	0.90
COV = DESV / MED	0.047	0.28

Tabla 23. Resumen de resultados para categoría de macizo IV (H=80m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	145	376
% Casos FS < 1	2.9	7.52
Prob (FS < 1)	0.029	0.0752
Nº Casos FS<1.5	5000	863
% Casos FS<1.5	100	17.26
Prob (FS < 1.5)	1	0.1726
Nº Casos FS < 2	5000	1615
% Casos FS <2	100	32.2
Prob (FS < 2)	1	0.322
MIN	0.00	0.00
MÁXIMO	1.49	15.21
MEDIA	1.26	2.67
DESV.	0.11	1.36
COV = DESV / MED	0.088	0.51

5.2.1. Mal estado del contacto presa-cimentación

A continuación, para una altura de agua de 80 metros, se han obtenido los resultados correspondientes a un mal estado del contacto presa-cimentación, es decir, manteniendo el valor de módulo de elasticidad longitudinal utilizado en el caso anterior pero cambiando los valores de ϕ a los que se indican en la tabla 8 y fijando los de cohesión en 0.

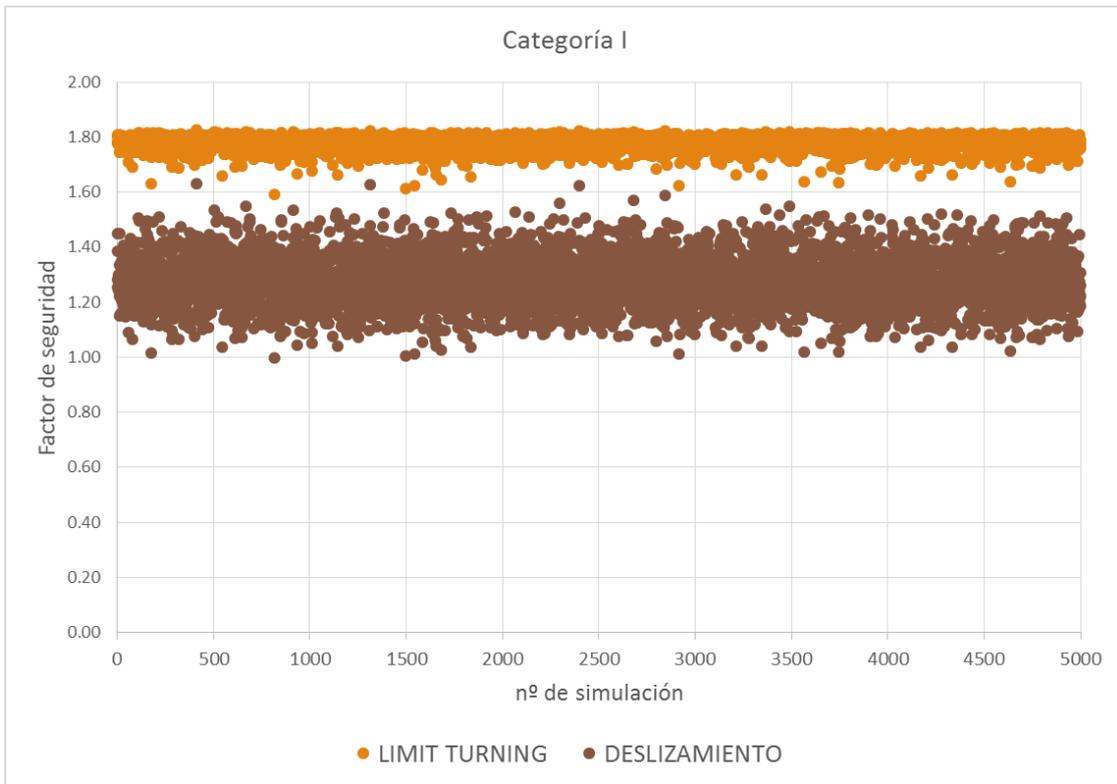


Figura 52. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría I (H=80m)

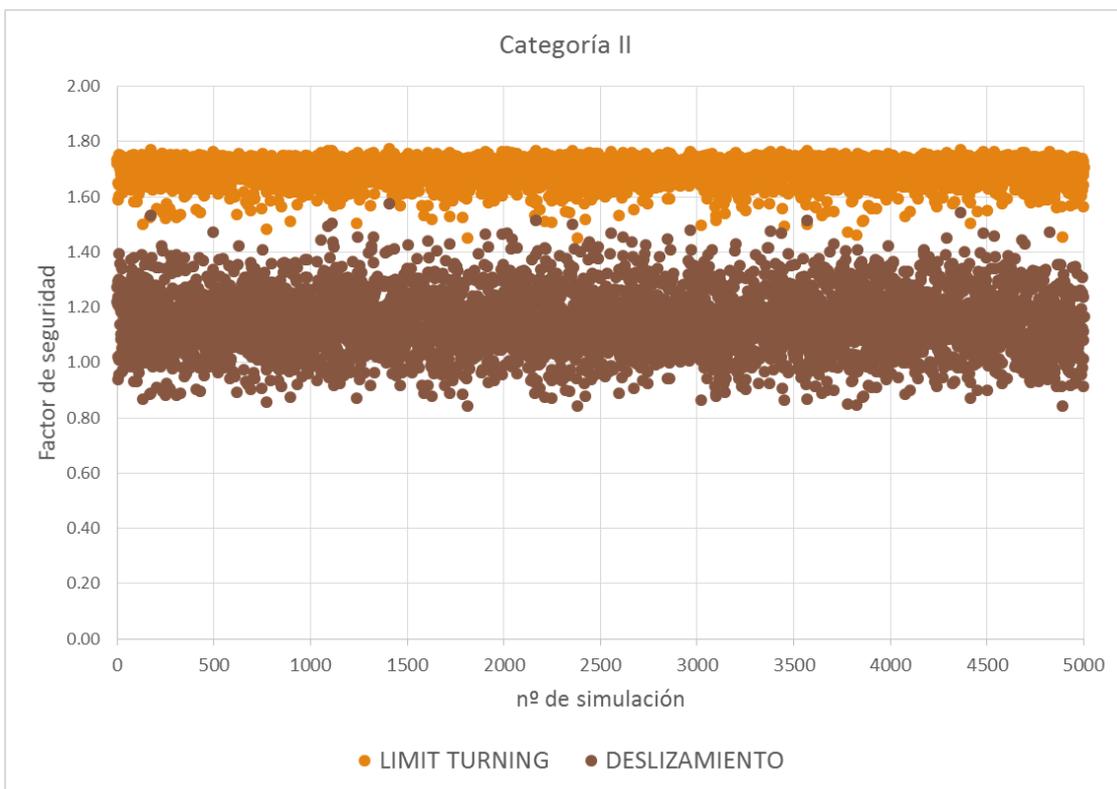


Figura 51. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría II (H=80m)

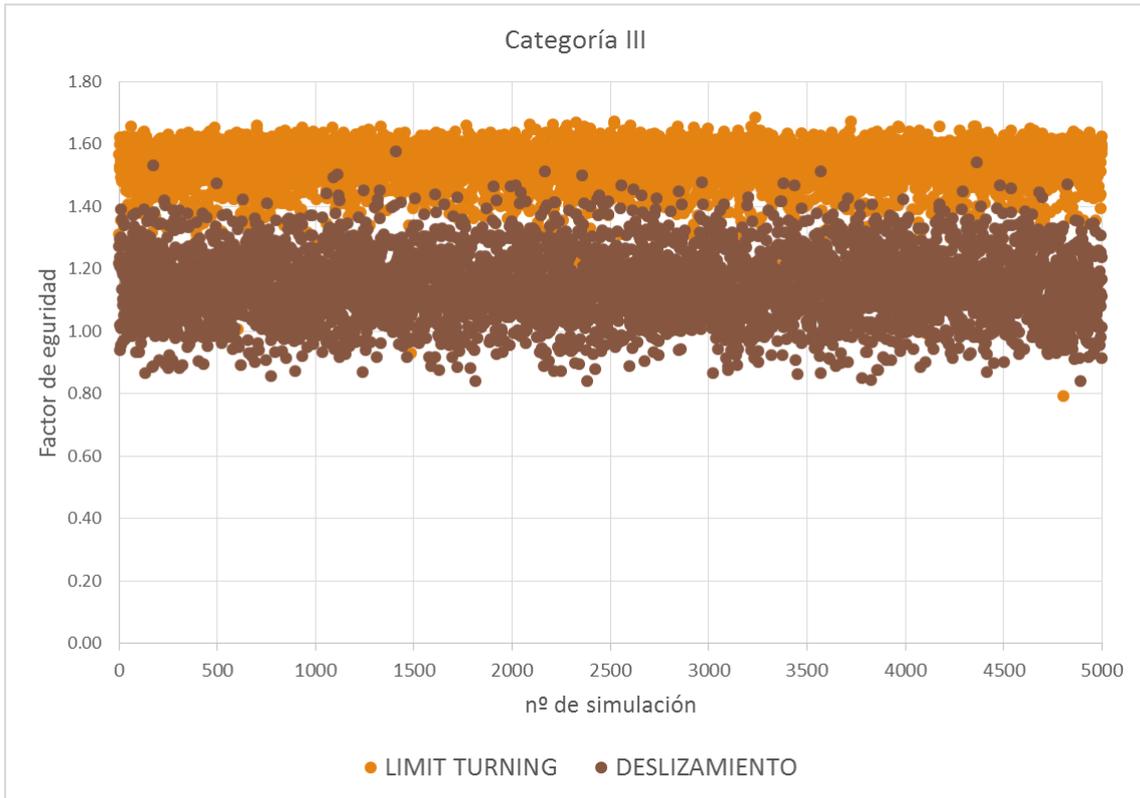


Figura 54. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría III (H=80m)

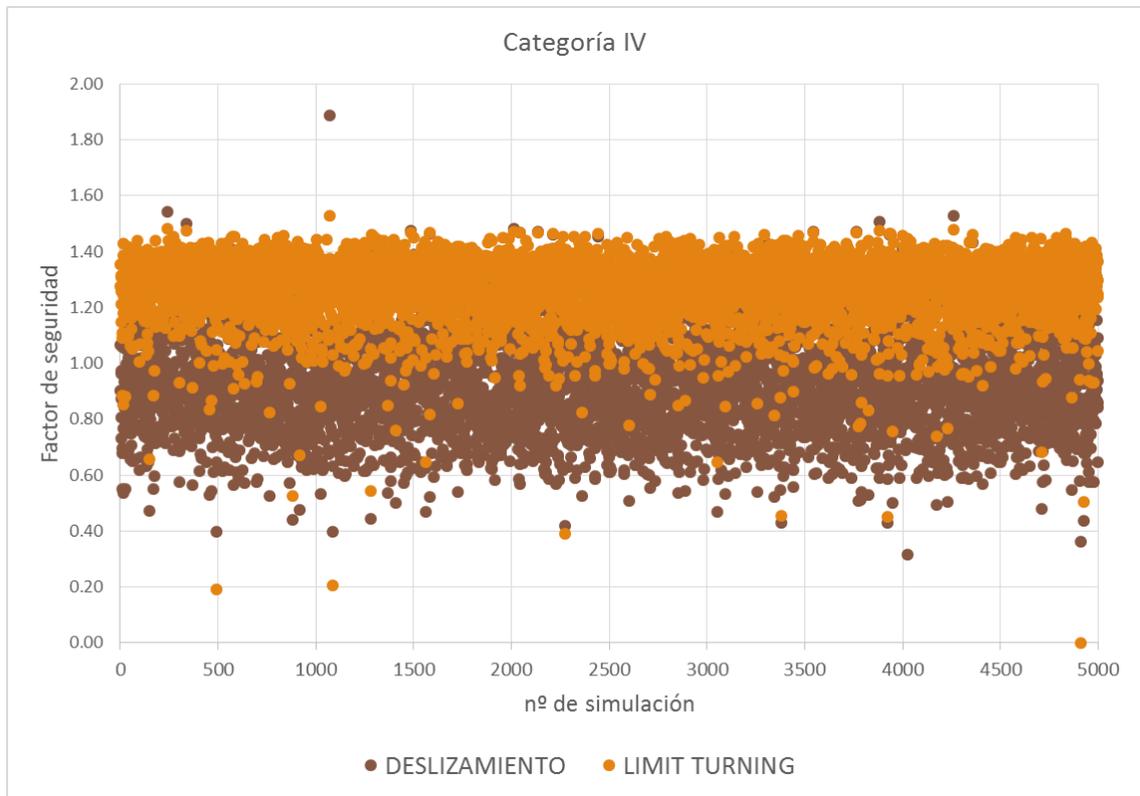


Figura 53. Resultados del método de Monte Carlo para la categoría IV (H=80m)

Tabla 24. Resumen de resultados para categoría de macizo I (H=80m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	0
% Casos FS < 1	0	0
Prob (FS < 1)	0	0
Nº Casos FS<1.5	0	4957
% Casos FS<1.5	0	99.14
Prob (FS < 1.5)	0	0.9914
Nº Casos FS < 2	5000	5000
% Casos FS <2	100	100
Prob (FS < 2)	1	1
MIN	1.59	0.99
MÁXIMO	1.82	1.63
MEDIA	1.78	1.28
DESV.	0.023	0.089
COV = DESV / MED	0.013	0.069

Tabla 25. Resumen de resultados para categoría de macizo II (H=80m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	0	422
% Casos FS < 1	0	8.44
Prob (FS < 1)	0	0.0844
Nº Casos FS<1.5	8	4993
% Casos FS<1.5	0.16	99.86
Prob (FS < 1.5)	0.0016	0.9986
Nº Casos FS < 2	5000	5000
% Casos FS <2	100	100
Prob (FS < 2)	1	1
MIN	1.45	0.84
MÁXIMO	1.77	1.58
MEDIA	1.69	1.15
DESV.	0.04	0.11
COV = DESV / MED	0.024	0.094

Tabla 26. Resumen de resultados para categoría de macizo III (H=80m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	3	2916
% Casos FS < 1	0.06	58.32
Prob (FS < 1)	0.0006	0.5832
Nº Casos FS<1.5	1317	4995
% Casos FS<1.5	26.34	99.9
Prob (FS < 1.5)	0.2634	0.999
Nº Casos FS < 2	5000	5000
% Casos FS <2	100	100
Prob (FS < 2)	1	1
MIN	0.79	0.58
1.68MÁXIMO	1.69	1.68
MEDIA	1.53	1.02
DESV.	0.07	0.13
COV = DESV / MED	0.047	0.13

Tabla 27. Resumen de resultados para categoría de macizo IV (H=80m)

	Limit Turning	Deslizamiento
Nº CASOS	5000	5000
Nº FALLOS	122	3470
% Casos FS < 1	2.44	69.4
Prob (FS < 1)	0.0244	0.694
Nº Casos FS<1.5	4999	4995
% Casos FS<1.5	99.98	99.9
Prob (FS < 1.5)	0.9998	0.999
Nº Casos FS < 2	5000	5000
% Casos FS <2	100	100
Prob (FS < 2)	1	1
MIN	0.00	0.32
MÁXIMO	1.53	1.55
MEDIA	1.26	0.92
DESV.	0.11	0.17
COV = DESV / MED	0.09	0.18

6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En general, los resultados son claros tanto gráfica como numéricamente en lo que respecta a la desviación típica que caracteriza a los factores de seguridad obtenidos. Con un buen estado del contacto, para el método de limit turning estos valores son menores pero se encuentran mucho más acotados, ya que la variación de éstos con respecto a la media es inferior.

Cuando el estado del contacto es malo, únicamente se modifican los valores de los parámetros que afectan al modo de deslizamiento, y los factores de seguridad calculados son menores que los obtenidos con el método del limit turning. Además, cabe destacar que éstos experimentan una desviación menor que en el caso anterior, ya que se suprime la incertidumbre asociada a la cohesión, adoptándose un valor nulo permanente, por lo que sólo colabora la incertidumbre asociada al ángulo de rozamiento, φ .

Para esta hipótesis, la media y la desviación típica no han sufrido variación en el método de limit turning, ya que no se han alterado los valores del módulo de elasticidad longitudinal, y se mantiene la tendencia a lo largo de cada categoría: la media disminuye y la desviación típica aumenta a un ritmo de crecimiento proporcional.

Tabla 28. Resumen de resultados

			BUEN ESTADO DEL CONTACTO				MAL ESTADO DEL CONTACTO			
			Pf	Media	Desviacion	COV	Pf	Media	Desviacion	COV
H = 75 m	CATEGORÍA I	LT	0	2.07	0.03	0.013	0	1.77	0.02	0.15
		D	0	7	1.83	0.26	0	1.47	0.1	0.068
	CATEGORÍA II	LT	0	1.97	0.05	0.025	0	1.69	0.04	0.025
		D	0.001	5.87	1.69	0.29	0.0028	1.32	0.09	0.099
	CATEGORÍA III	LT	0	1.78	0.08	0.045	0	1.53	0.07	0.045
		D	0.0004	3.72	1.01	0.27	0.114	1.18	0.15	0.13
	CATEGORÍA IV	LT	0.0072	1.47	0.13	0.088	0.0078	1.26	0.11	0.09
		D	0.056	3.07	1.55	0.5	0.4106	1.05	0.49	0.18
H = 80m	CATEGORÍA I	LT	0	1.78	0.02	0.013	0	1.78	0.02	0.013
		D	0	6.19	1.62	0.26	0	1.28	0.09	0.069
	CATEGORÍA II	LT	0	1.77	0.04	0.024	0	1.69	0.04	0.024
		D	0.0012	11.12	1.48	0.29	0.0844	1.15	0.11	0.096
	CATEGORÍA III	LT	0.0012	1.53	0.07	0.047	0.0006	1.53	0.07	0.047
		D	0.003	3.23	0.9	0.28	0.5832	1.02	0.13	0.13
	CATEGORÍA IV	LT	0.029	1.26	0.11	0.088	0.0244	1.26	0.11	0.09
		D	0.0752	2.67	1.36	0.51	0.694	0.92	0.17	0.18

Comparando los valores obtenidos en deslizamiento y en limit turning de cada categoría, nos encontramos que:

En lo que respecta a la categoría I, caracterizada por los mayores parámetros geotécnicos que se contemplan en este estudio, la probabilidad de fallo de ambos métodos es nula en la práctica. Como cabe esperar, es en esta categoría de macizo donde se localizan los factores de seguridad más elevados para ambos modos de fallo. El valor medio de éstos obtenido en deslizamiento para un nivel de agua de 75 metros supera con creces la media de limit turning: se alcanza una media de 7 frente a 2.07, respectivamente. Tal como ya se ha comentado anteriormente, y como se irá desarrollando más adelante, la desviación típica es muy elevada en deslizamiento, lo que explica que el valor mínimo de la serie de 5000 experimentos sea de 1.01, valor que en la práctica no sería admisible porque, a pesar de que no se produce un fallo, no queda por el lado de la seguridad. Por su parte, el mayor dato para este modo de fallo es de 15.18.

En cuanto a limit turning, el menor valor que nos encontramos es 1.79 y el mayor 2.12. En especial este último apenas dista de la media.

Es notable que, considerado un mal estado del contacto para esta categoría de macizo, a pesar de que la media de los factores de seguridad se ha reducido en un 79% comparado con la primera hipótesis, la probabilidad de fallo sigue siendo nula, lo que permite demostrar el papel fundamental que juega la incertidumbre de los parámetros en el cálculo de la estabilidad.

Si se eleva el nivel de agua a 80 metros, en esta categoría sigue sin producirse el fallo para ningún modo, a pesar de que la media de los coeficientes de seguridad es un 11% menor para deslizamiento (6.19) y un 16% menor para limit turning (1.78). De igual forma, se produce una disminución de la desviación típica. Puesto que el coeficiente de variación (COV) es función de ambos parámetros, éste permanece constante de un nivel de agua a otro; no obstante, sí que es distinto según la categoría de macizo y el modo de fallo que se analice.

En la categoría II, y considerando un buen estado del contacto roca-hormigón, para ambos niveles de agua comienzan a tener lugar los primeros fallos, pero únicamente en el método de deslizamiento, en el que hay una probabilidad de 0.1% de fallo. La media del factor de seguridad es inferior si la comparamos con la categoría anterior: 5.87 en deslizamiento y 1.97 en limit turning para un nivel de 75 metros, y 5.10 en deslizamiento y 1.69 en limit turning para el nivel de 80 metros.

Para dicho estado, únicamente existe un caso en limit turning en el que el coeficiente de seguridad sea menor que 1.5, correspondiente al mínimo valor. Sin embargo, más de un 72% de

los valores se corresponden con un coeficiente de seguridad de 2. En el caso de deslizamiento, estas probabilidades son muy reducidas (0.4% de los valores son menores 1.5 y 0.88% son menores que un coeficiente de 2), lo que vuelve a reforzar la enorme dispersión que experimentan estos datos y que, de media, los factores de seguridad obtenidos son mayores.

Con un mal estado del contacto presa-cimentación y para 75 metros de agua, la probabilidad de fallo a deslizamiento es de 0.28%, lo que supone únicamente un incremento de 0.18% en relación a la probabilidad de fallo considerando un buen estado del contacto. Este ejemplo también es un buen indicador de la importancia de la incertidumbre, ya en este segundo caso la media de los factores de seguridad es de 1.32, en contraste con una media de 5.87 para la serie de experimentos anteriores, es decir, casi un 78% menos.

Siguiendo con dicha hipótesis, la probabilidad de fallo para 80 metros de agua es de 8.44% (422 de las simulaciones), lo que supone un aumento significativo del fallo entre ambos niveles de agua (14 simulaciones, es decir, 0.28%). Además, resalta el hecho de que con más del 90% de los experimentos en el modo de fallo de deslizamiento se obtiene un factor de seguridad menor de 1.5, frente al 0.4-0.5% (según la altura de agua) con la hipótesis de un buen estado del contacto roca-cimiento.

En lo que respecta a la categoría III, a pesar de que los parámetros de referencia son menores que en los dos tipos de macizo anteriores, se producen menos fallos en el modo de deslizamiento, hecho que es debido al carácter aleatorio de los experimentos. En el caso de un buen estado del contacto presa-cimentación, la probabilidad de fallo es del 0.04%. Asimismo, es notable que la media se ha reducido considerablemente con respecto a la categoría anterior, pero en el mencionado modo de fallo también lo ha hecho la desviación típica, hecho que, junto a la aleatoriedad, podría explicar la reducción en el número de fallos, así como valores menos alejados de la media tanto en el máximo como en el mínimo.

Por el contrario, en el método de limit turning la desviación típica ha ido aumentando progresivamente con cada categoría mientras la media se reducía. En este caso, todos los factores de seguridad presentan un valor menor que 2.

Una vez más, existe una mayor diferencia en la probabilidad de fallo en deslizamiento de un mal contacto a un buen contacto. Esta diferencia se acentúa cuando la altura de agua es mayor (para 80 metros, pasa de una probabilidad de 0.003 a 0.583 a causa del estado de la interfaz).

Finalmente, en la categoría IV, que contiene los parámetros geotécnicos más desfavorables, se constata un mayor contraste en el número de fallos entre ambos métodos. Para 75 metros de

agua y en deslizamiento, tienen lugar 280 fallos entre los 5000 experimentos (5.6%), mientras que en limit turning son 36 (0.72%). Para esa misma altura de agua y considerando un mal contacto, la probabilidad de fallo en deslizamiento es del 41.6% en deslizamiento frente al 0.78% en limit turning. Como se ha demostrado en casos anteriores, esta diferencia en la probabilidad de fallo entre deslizamiento y limit turning se incrementa con una altura de agua mayor: se obtiene una probabilidad de 7.52% y 2.9% respectivamente para un buen estado del contacto, y 69.4% en deslizamiento y 2.44% en limit turning para un mal estado.

En esta categoría han aparecido ensayos con factores de seguridad negativos, puesto que, según la figura 31 en la que se muestra la función de densidad de probabilidad de la cohesión, puede alcanzar valores negativos, hecho que es imposible. Estos valores, por tanto, han sido eliminados al no tener sentido físico y se han sustituido por 0. A pesar de esta modificación, los parámetros estadísticos apenas han sido alterados.

El deslizamiento a pesar de que ha sufrido una disminución del valor medio del coeficiente de seguridad, también ha experimentado un aumento de la desviación típica de aproximadamente el 50%, hecho que no concuerda con la trayectoria que había seguido hasta ahora al incrementarse en mayor medida. Una posible explicación se puede encontrar en la naturaleza de los parámetros adoptados para este estudio, ya que el coeficiente de variación adoptado en el ángulo de rozamiento es notablemente mayor (véase figura 29), lo que da lugar a una desviación típica de dicho ángulo muy elevada, pudiendo afectar a los resultados ocasionando una mayor dispersión de éstos.

En el artículo *Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations* (Yu.A. Fishman, 2009), afirma que el factor de seguridad a limit turning resulta en valores menores. No obstante, esta investigación no tiene en cuenta la variabilidad a la que están sometidos los factores geotécnicos, ni tampoco especifica el estado de la interfaz presamentación. De igual forma, el autor utiliza una hipótesis de drenes ineficaces, lo que reduce relevantemente el coeficiente de seguridad obtenido para ambos casos.

Incorporando en la comprobación de estabilidad de la presa métodos estadísticos, el resultado es muy diferente pues se obtiene que al aumentar la incertidumbre inherente a las características del terreno, la probabilidad de fallo es mayor en el modo de deslizamiento. Además, como se ha comprobado, la reducción de la desviación típica de los parámetros conlleva una reducción de la probabilidad de fallo, incluso a pesar de que los parámetros sean menos resistentes.

Sin embargo, es importante tener en cuenta las limitaciones a las que hemos sometido este estudio, y que pueden ser objeto de futuras investigaciones. Para empezar, las distribuciones de probabilidad que se han empleado para describir la incertidumbre de los parámetros son distribuciones normales, pero se podría haber empleado otro tipo de funciones, como la función de distribución lognormal.

Por otro lado, nuestro caso de estudio ha sido sometido a dos hipótesis de altura de agua fijas, de 75 y 80 metros, y a un factor de eficiencia de drenes determinado (0.2), por lo que no es objeto de este estudio analizar cómo afectarían otras alturas de agua y factores de eficiencia de los drenes de distinta magnitud.

Por tanto, a la vista de los resultados, y teniendo en cuenta las hipótesis a las que está sujeto el presente trabajo, podemos afirmar que la incertidumbre de los parámetros seleccionados (cohesión, ángulo de rozamiento y módulo de deformación longitudinal) influye significativamente en el modo de fallo predominante.

Resulta relevante entonces, tanto para proyectos nuevos como para presas existentes, determinar un rango creíble de variabilidad de los parámetros que determinan la estabilidad. Se ha demostrado que, con los valores típicos de variabilidad de parámetros recogidos en la literatura, el modo de fallo a deslizamiento puede ser más verosímil, a pesar de arrojar coeficientes de seguridad mayores

7. BIBLIOGRAFÍA

Altarejos, L., Escuder, I., Serrano, A. & Morales, A. (2012). *Factor of safety and probability of failure in concrete dams*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.

Altarejos, L., Escuder, I., Membrillera, M. & Serrano, A. (2012). "Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis". *Structural Safety*. Vol. 36-37.

Altarejos, L., Martínez, M. L., Escuder, I, Serrano, A. (2012). "Assessing the impact of uncertainty on flood risk estimates with reliability analysis using 1-D and 2-D hydraulic models". *Hydrology and Earth System Sciences*. Vol 16, pp 1895-1941.

Castillo, L. (2007). *Apuntes de obras y aprovechamientos hidráulicos*. TOMOS I y II. Universidad Politécnica de Cartagena.

Ching, J. (2009) "Equivalence between reliability and factor of safety" *Probabilistic Engineering Mechanics*

CNEGP. *Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 1 – Seguridad de Presas*. Madrid, 2005.

CNEGP. *Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 2. Criterios para Proyectos de Presas y sus obras anejas*. Madrid, 2012.

Fishman, Yu.A. (2008) "Features of shear failure of brittle materials and concrete structures on rock foundations". *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 45.

Fishman, Yu. (2009). "Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations". *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. Vol. 46.

Granados, A. (1995). *Problemas de Obras Hidráulicas*. ETSICCP. Universidad Politécnica de Madrid.

Fullana, J. (2016) Contribución al establecimiento del margen de seguridad contra el deslizamiento de presas de gravedad en explotación en función de la información disponible. Tesis doctoral: Valencia, Universidad Politécnica de Valencia.

MOPTMA. *Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*. Orden Ministerial de 12 de marzo de 1996. BOE, 30 de marzo de 1996, nº 78.

Olalla, C., Dávila, M. (2011) “Seguridad de las presas de gravedad frente al deslizamiento por macizo rocoso y discontinuidad”. *Revista de Obras Públicas*, nº 3527.

STRUCTURALIA. *Tipología de presas I: presas de fábrica*.

0<<https://blog.structuralia.com/tipologia-de-presas-i-presas-de-fabrica>>

8. APÉNDICES

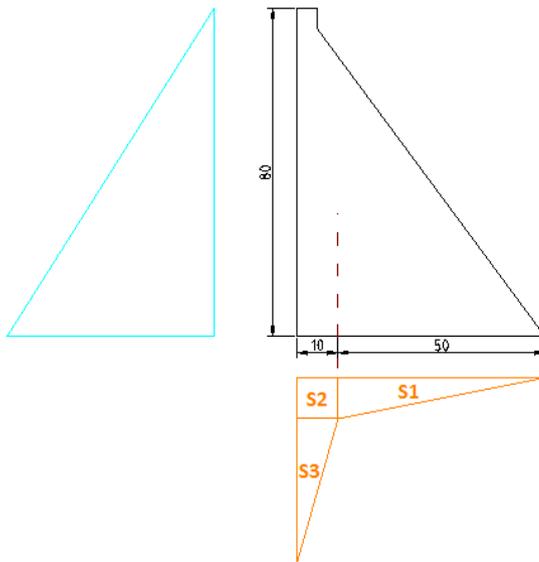
8.1. APÉNDICE 1. COMPROBACIÓN A DESLIZAMIENTO.

8.1.1. Drenes eficaces

8.1.1.1. Datos

	Base (m)	60	$d_{\text{base.o}}$ (m)	30
	γ_H (t/m ²)	2.4		
Peso propio (t/m)	P1 (t/m)	960	d_{1c} (m)	27.5
	P2 (t/m)	4950	d_{2c} (m)	6.67
	PT (t/m)	5910		
Empuje	E_H (t/m)	$1/2 * \gamma_a * h^2$	d_{Eho} (m)	$1/3 \cdot h$

d. a drenes (m)	10
Base triang. (m)	50
K	0.20



$$\sigma = \frac{\Sigma F_V}{B} \pm 6 * \frac{\Sigma M_C}{B^2}$$

Nota: punto C en el centro de la base de la presa

8.1.1.2. Cálculos

Nivel agua (m)	75	75.1	75.2	75.3	75.4	75.5
E_H (t/m)	2812.50	2820.01	2827.52	2835.05	2842.58	2850.13
S1 (t/m)	375.00	375.50	376.00	376.50	377.00	377.50
S2 (t/m)	150.00	150.20	150.40	150.60	150.80	151.00
S3 (t/m)	300.00	300.40	300.80	301.20	301.60	302.00
ΣF_v (t/m)	-5085.00	-5083.90	-5082.80	-5081.70	-5080.60	-5079.50
d_{EH-C} (m)	25.00	25.03	25.07	25.10	25.13	25.17
d_{S1-C} (m)	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
d_{S2-C} (m)	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
d_{S3-C} (m)	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
ΣM_0 (t-m/m)	23912.50	24211.46	24511.17	24811.63	25112.84	25414.81
σ_+ (t/m)	124.60	125.08	125.57	126.05	126.53	127.02
σ_- (t/m)	44.90	44.38	43.86	43.34	42.82	42.30
Long grieta (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Long comp. (m)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00

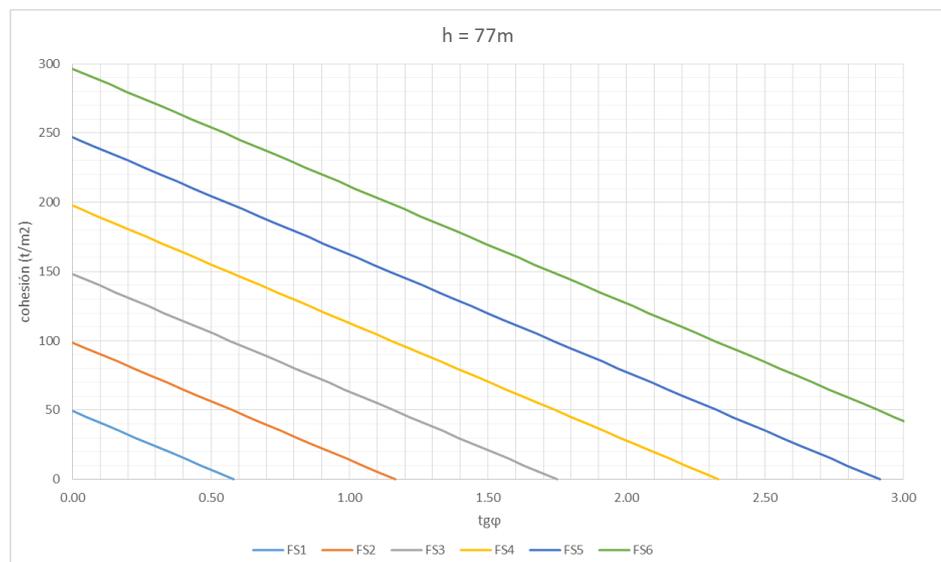
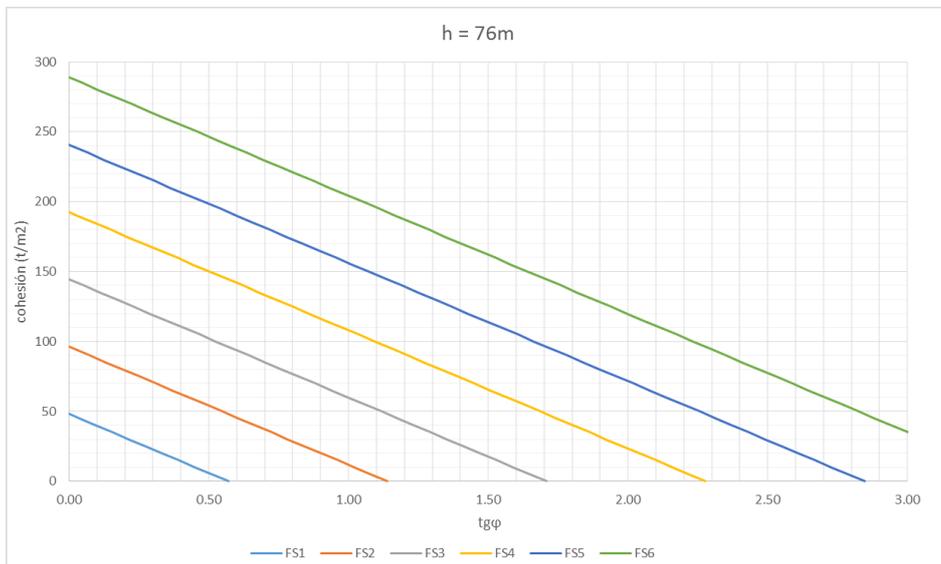
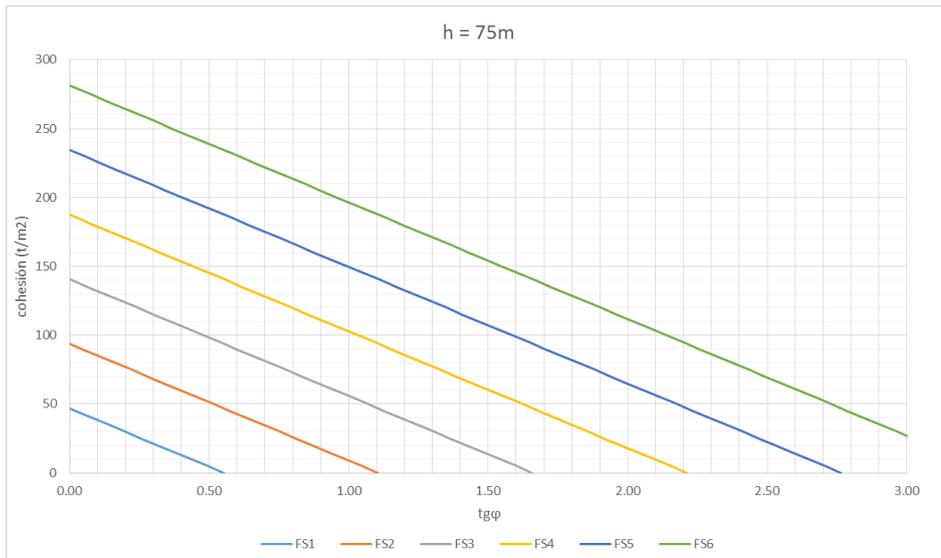
Nivel agua (m)	75.6	75.7	75.8	75.9	76
E_H (t/m)	2857.68	2865.25	2872.82	2880.41	2888.00
S1 (t/m)	378.00	378.50	379.00	379.50	380.00
S2 (t/m)	151.20	151.40	151.60	151.80	152.00
S3 (t/m)	302.40	302.80	303.20	303.60	304.00
ΣF_v (t/m)	-5078.40	-5077.30	-5076.20	-5075.10	-5074.00
d_{EH-C} (m)	25.20	25.23	25.27	25.30	25.33
d_{S1-C} (m)	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
d_{S2-C} (m)	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
d_{S3-C} (m)	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
ΣM_0 (t-m/m)	25717.54	26021.02	26325.25	26630.25	26936.00
σ_+ (t/m)	127.50	127.99	128.48	128.97	129.46
σ_- (t/m)	41.78	41.25	40.73	40.20	39.67
Long grieta (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Long comp. (m)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00

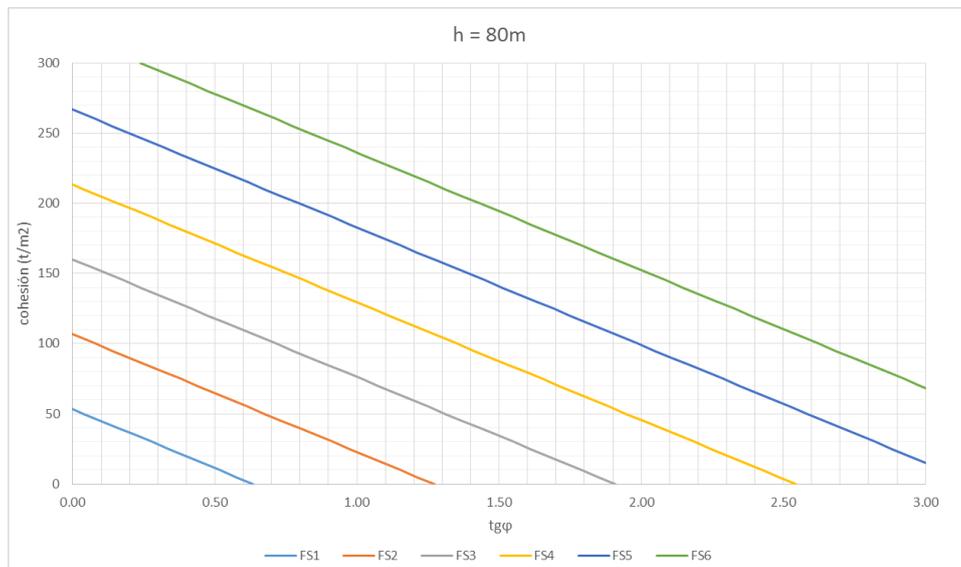
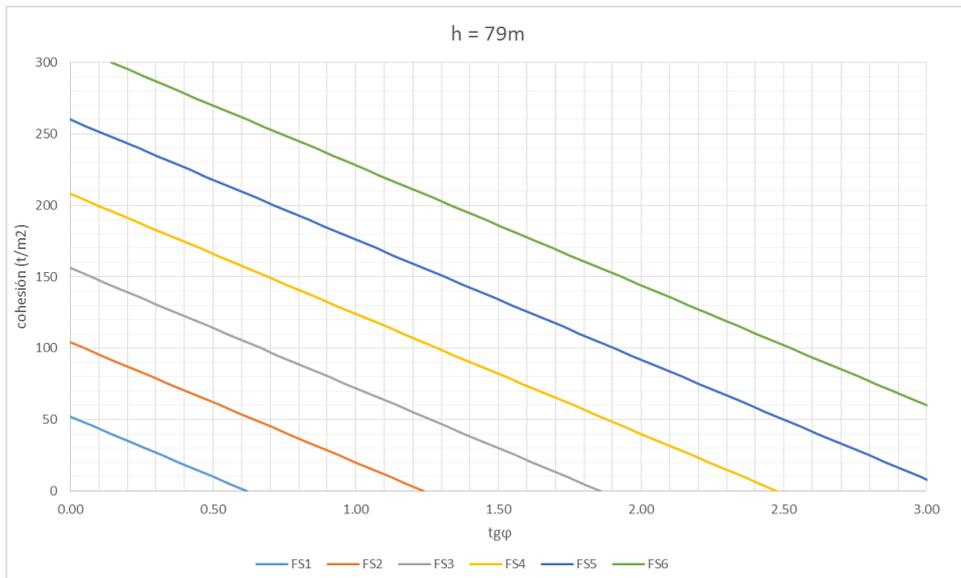
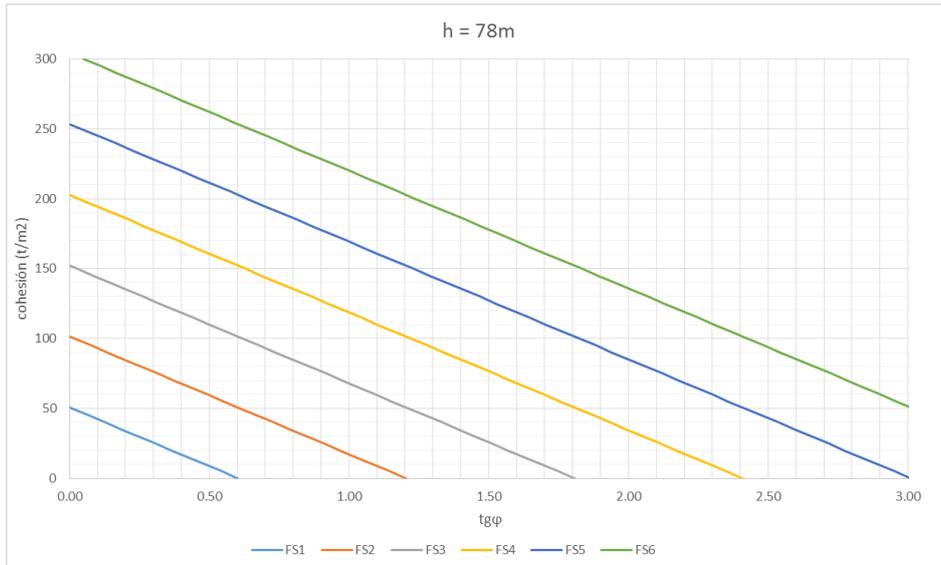
Nivel agua (m)	82.8	82.9	83	83.1	83.2
E_H (t/m)	3427.92	3436.20	3444.50	3452.80	3461.12
S1 (t/m)	414.00	414.50	415.00	415.50	416.00
S2 (t/m)	165.60	165.80	166.00	166.20	166.40
S3 (t/m)	331.20	331.60	332.00	332.40	332.80
ΣF_v (t/m)	-4999.20	-4998.10	-4997.00	-4995.90	-4994.80
d_{EH-C} (m)	27.60	27.63	27.67	27.70	27.73
d_{S1-C} (m)	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
d_{S2-C} (m)	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
d_{S3-C} (m)	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
ΣM_0 (t-m/m)	49562.59	49923.13	50284.50	50646.70	51009.73
σ_+ (t/m)	165.92	166.51	167.09	167.68	168.26
σ_- (t/m)	0.72	0.10	-0.52	-1.15	-1.77
Long grieta (m)	0.00	0.00	0.19	0.41	0.62
Long comp. (m)	60.00	60.00	59.81	59.59	59.38

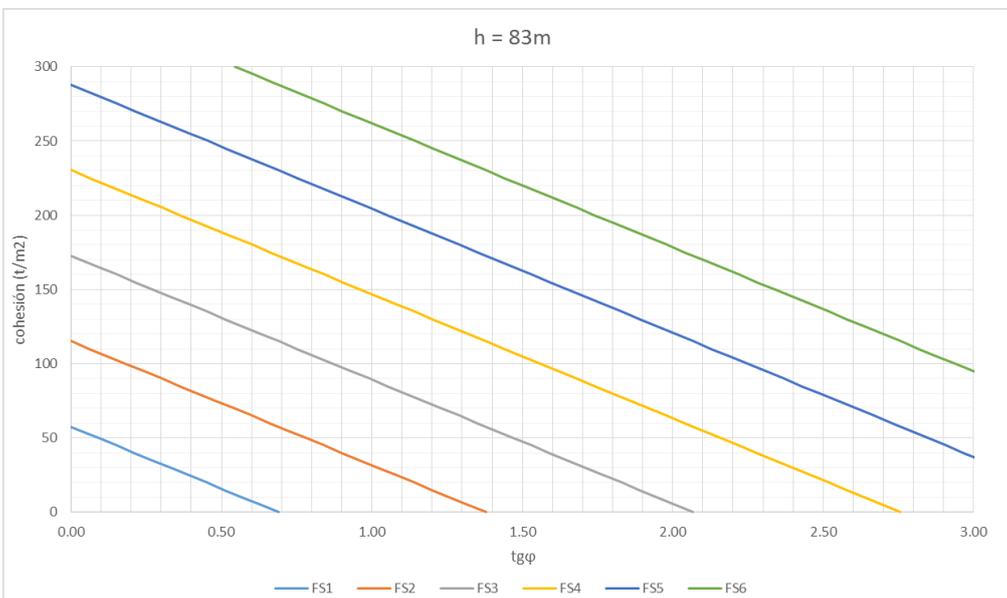
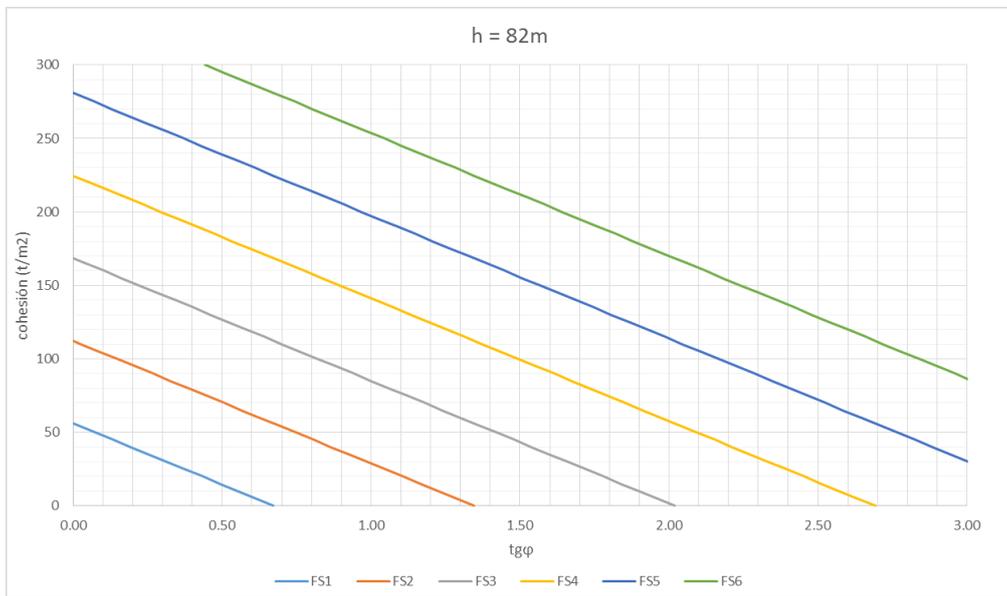
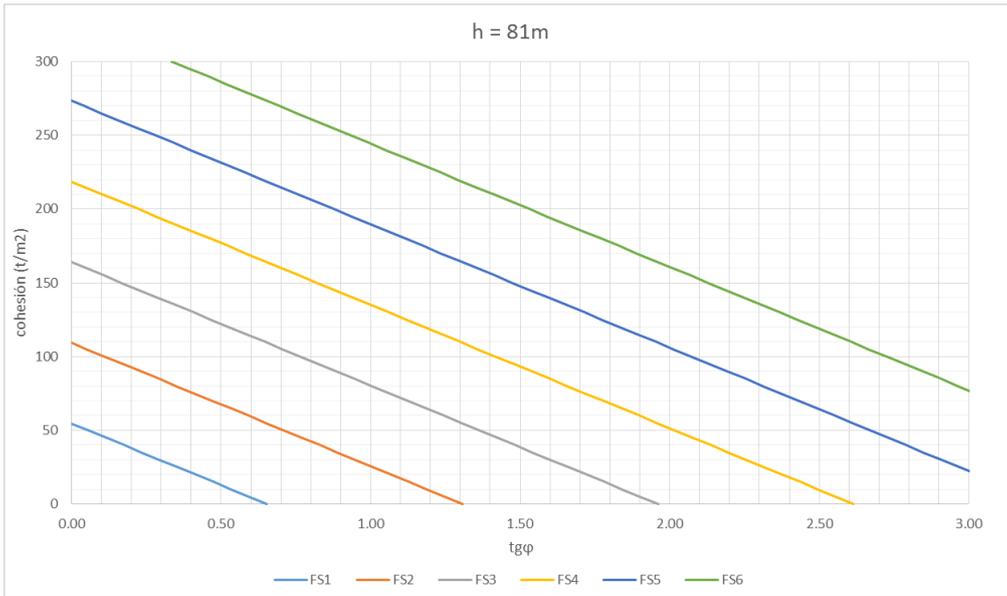
Cálculo de $tg\phi$ para altura de agua de 75 m dados el factor de seguridad y cohesión

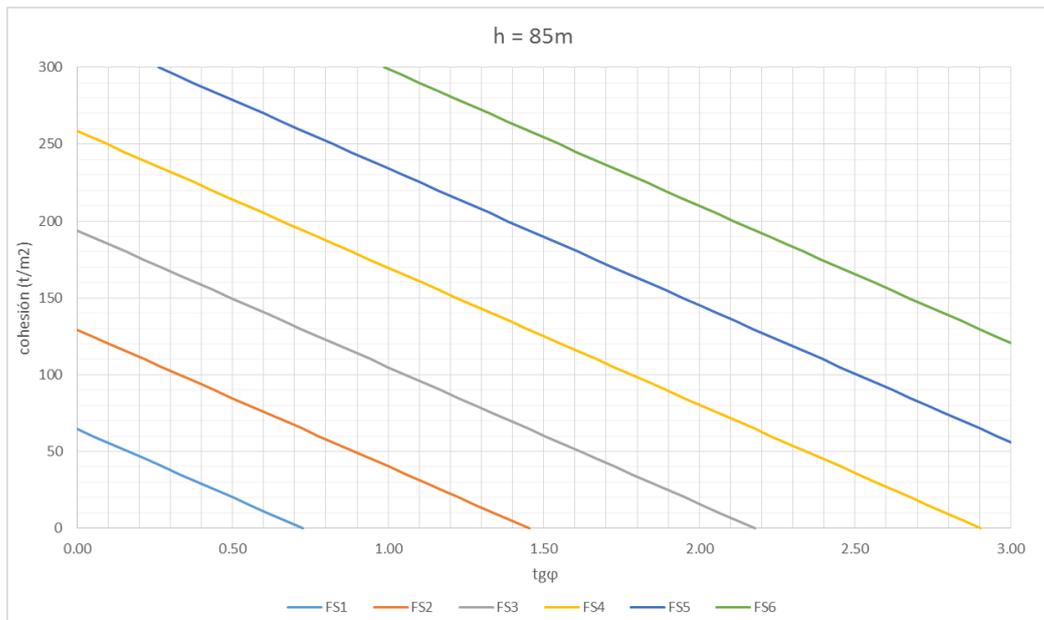
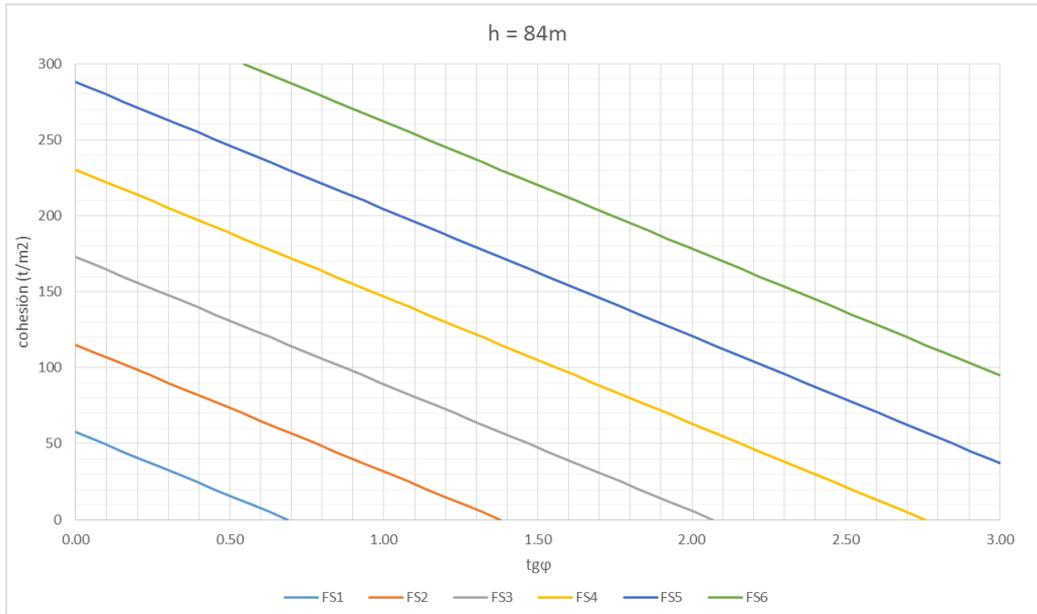
H= 75			Valores de $tg\phi$ según c y FS						
No existe grieta			c(t/m2)↓/FS→	1	2	3	4	5	6
E_H	2813		0	0.55	1.11	1.66	2.21	2.77	3.32
Ac	60		5	0.49	1.05	1.60	2.15	2.71	3.26
P	5910		10	0.44	0.99	1.54	2.09	2.65	3.20
Strap	450		15	0.38	0.93	1.48	2.04	2.59	3.14
Striang	375		20	0.32	0.87	1.42	1.98	2.53	3.08
S	825		25	0.26	0.81	1.36	1.92	2.47	3.02
			30	0.20	0.75	1.31	1.86	2.41	2.96
			35	0.14	0.69	1.25	1.80	2.35	2.91
			40	0.08	0.63	1.19	1.74	2.29	2.85
			45	0.02	0.58	1.13	1.68	2.23	2.79
			50	-0.04	0.52	1.07	1.62	2.18	2.73
			55	-0.10	0.46	1.01	1.56	2.12	2.67
			60	-0.15	0.40	0.95	1.50	2.06	2.61
			65	-0.21	0.34	0.89	1.45	2.00	2.55
			70	-0.27	0.28	0.83	1.39	1.94	2.49
			75	-0.33	0.22	0.77	1.33	1.88	2.43
			80	-0.39	0.16	0.72	1.27	1.82	2.37
			85	-0.45	0.10	0.66	1.21	1.76	2.32
			90	-0.51	0.04	0.60	1.15	1.70	2.26
			95	-0.57	-0.01	0.54	1.09	1.64	2.20
			100	-0.63	-0.07	0.48	1.03	1.59	2.14
			105	-0.69	-0.13	0.42	0.97	1.53	2.08
			110	-0.74	-0.19	0.36	0.91	1.47	2.02
			115	-0.80	-0.25	0.30	0.86	1.41	1.96
			120	-0.86	-0.31	0.24	0.80	1.35	1.90
			125	-0.92	-0.37	0.18	0.74	1.29	1.84
			130	-0.98	-0.43	0.13	0.68	1.23	1.78
			135	-1.04	-0.49	0.07	0.62	1.17	1.73
			140	-1.10	-0.55	0.01	0.56	1.11	1.67
			145	-1.16	-0.60	-0.05	0.50	1.05	1.61
			150	-1.22	-0.66	-0.11	0.44	1.00	1.55
			155	-1.28	-0.72	-0.17	0.38	0.94	1.49
			160	-1.33	-0.78	-0.23	0.32	0.88	1.43
			165	-1.39	-0.84	-0.29	0.27	0.82	1.37
			170	-1.45	-0.90	-0.35	0.21	0.76	1.31
			175	-1.51	-0.96	-0.41	0.15	0.70	1.25
			180	-1.57	-1.02	-0.46	0.09	0.64	1.19
			185	-1.63	-1.08	-0.52	0.03	0.58	1.14
			190	-1.69	-1.14	-0.58	-0.03	0.52	1.08
			195	-1.75	-1.19	-0.64	-0.09	0.46	1.02
			200	-1.81	-1.25	-0.70	-0.15	0.41	0.96
			205	-1.87	-1.31	-0.76	-0.21	0.35	0.90
			210	-1.92	-1.37	-0.82	-0.27	0.29	0.84
			215	-1.98	-1.43	-0.88	-0.32	0.23	0.78
			220	-2.04	-1.49	-0.94	-0.38	0.17	0.72
			225	-2.10	-1.55	-1.00	-0.44	0.11	0.66
			230	-2.16	-1.61	-1.05	-0.50	0.05	0.60
			235	-2.22	-1.67	-1.11	-0.56	-0.01	0.55
			240	-2.28	-1.73	-1.17	-0.62	-0.07	0.49
			245	-2.34	-1.78	-1.23	-0.68	-0.13	0.43
			250	-2.40	-1.84	-1.29	-0.74	-0.18	0.37
			255	-2.46	-1.90	-1.35	-0.80	-0.24	0.31
			260	-2.51	-1.96	-1.41	-0.86	-0.30	0.25
			265	-2.57	-2.02	-1.47	-0.91	-0.36	0.19
			270	-2.63	-2.08	-1.53	-0.97	-0.42	0.13
			275	-2.69	-2.14	-1.59	-1.03	-0.48	0.07
			280	-2.75	-2.20	-1.64	-1.09	-0.54	0.01
			285	-2.81	-2.26	-1.70	-1.15	-0.60	-0.04
			290	-2.87	-2.32	-1.76	-1.21	-0.66	-0.10
			295	-2.93	-2.37	-1.82	-1.27	-0.72	-0.16
			300	-2.99	-2.43	-1.88	-1.33	-0.77	-0.22

8.1.1.3. Resultados





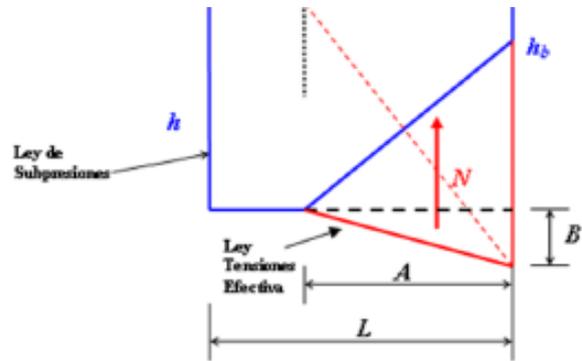
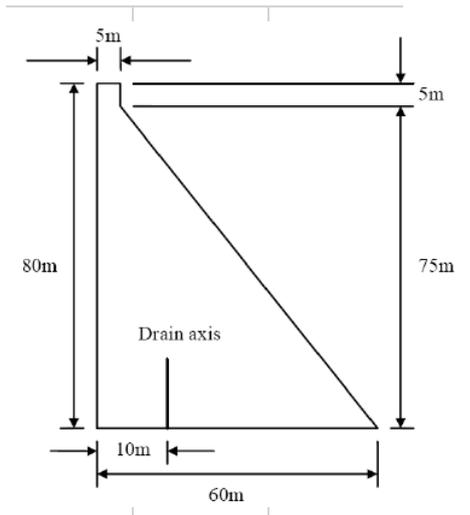




8.1.2. Drenes ineficaces

8.1.2.1. Datos

	Base (m)	60	$d_{base.o}$ (m)	30
	γ_H	2.4		
Peso propio (t/m)	P1	960	d_{10} (m)	57.5
	P2	4950	d_{20} (m)	36.67
	PT	5910		
Empuje	E_H (t/m)	$1/2 * \gamma_a * h^2$	d_{Eho} (m)	$1/3 \cdot h$



8.1.2.2. Cálculos

Cálculo del nivel de agua en el que aparecen grietas.

NIVEL DE AGUA EN EL QUE APARECEN GRIETAS

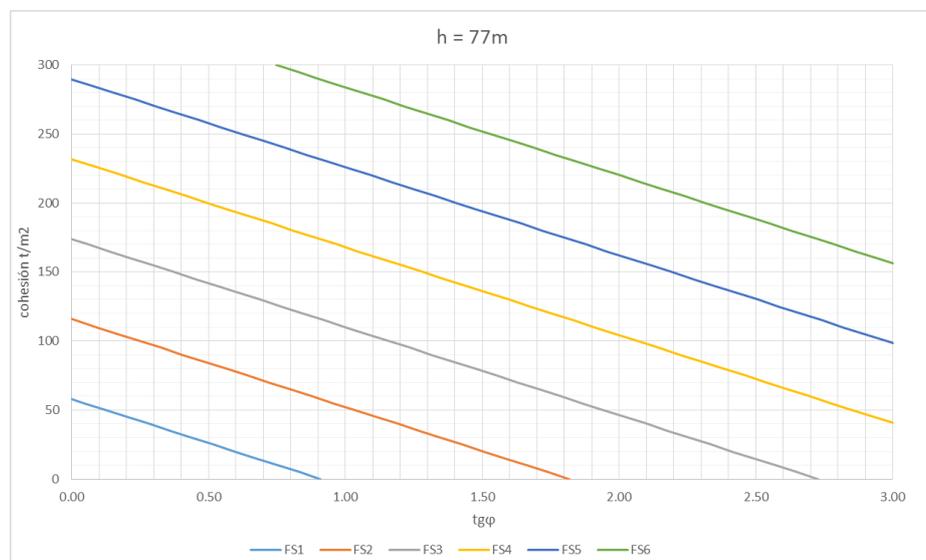
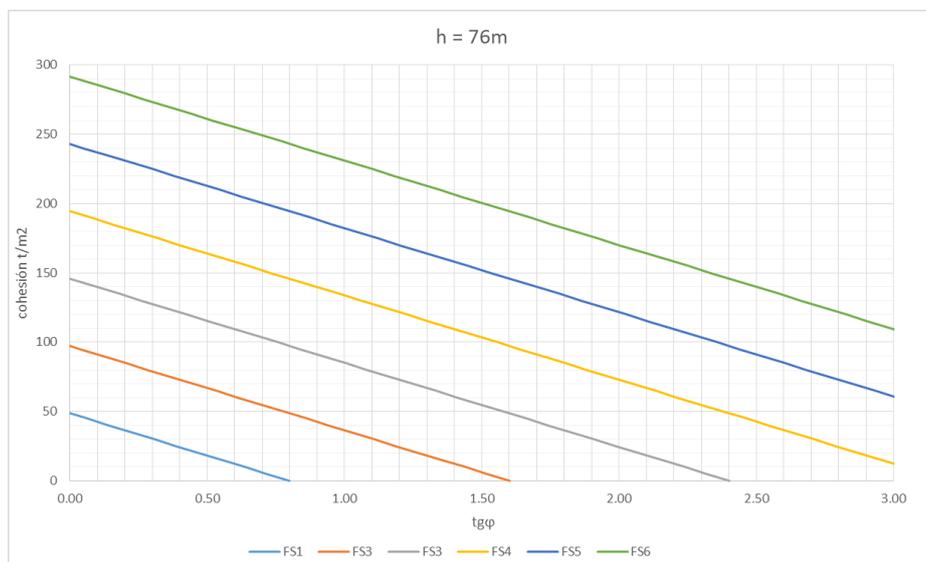
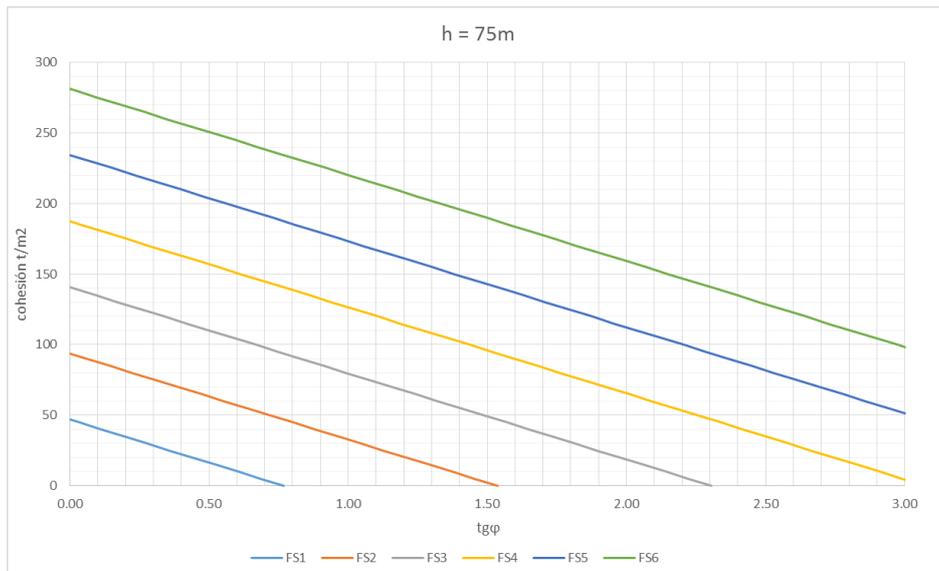
Nivel agua (m)	75	75.1	75.2	75.3	75.4	75.5
E_H (t/m)	2812.50	2820.01	2827.52	2835.05	2842.58	2850.13
$S_{\text{rectángulo}}$ (t/m)	4500.00	4506.00	4512.00	4518.00	4524.00	4530.00
$S_{\text{triángulo}}$ (t/m)	AB/2	AB/2	AB/2	AB/2	AB/2	AB/2
ΣF_v (t/m)						
AB/2	1410.00	1404.00	1398.00	1392.00	1386.00	1380.00
d_{EH} (m)	25.00	25.03	25.07	25.10	25.13	25.17
d_{rect} (m)	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
d_{triang} (m)	A/3	A/3	A/3	A/3	A/3	A/3
ΣM_o (t·m/m)						
A/3	22.26	22.03	21.79	21.55	21.31	21.07
A (m)	66.78	66.08	65.37	64.66	63.93	63.20
B (m)	42.23	42.49	42.77	43.06	43.36	43.67
Long comp (m)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Long grieta (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

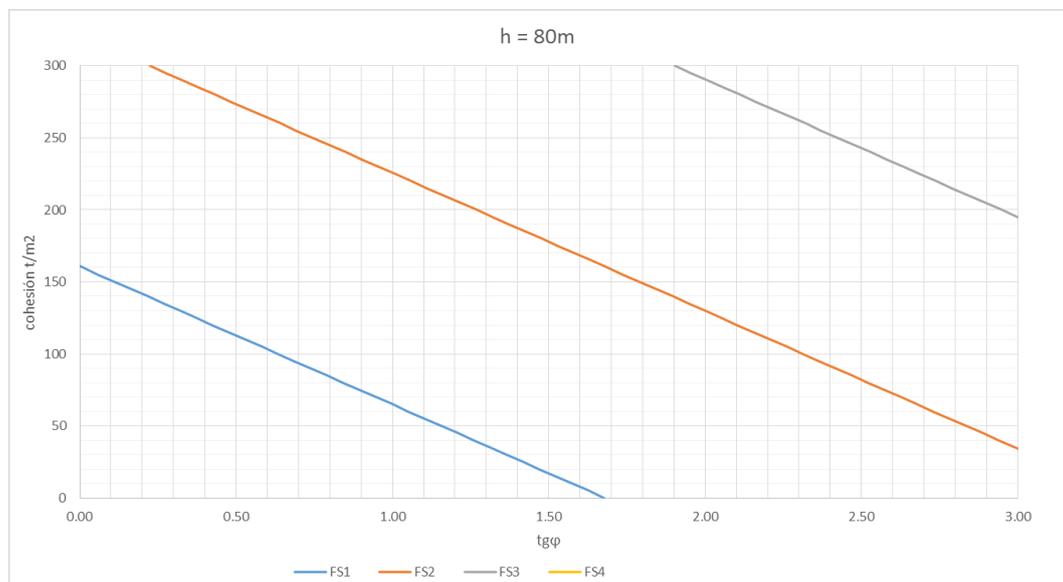
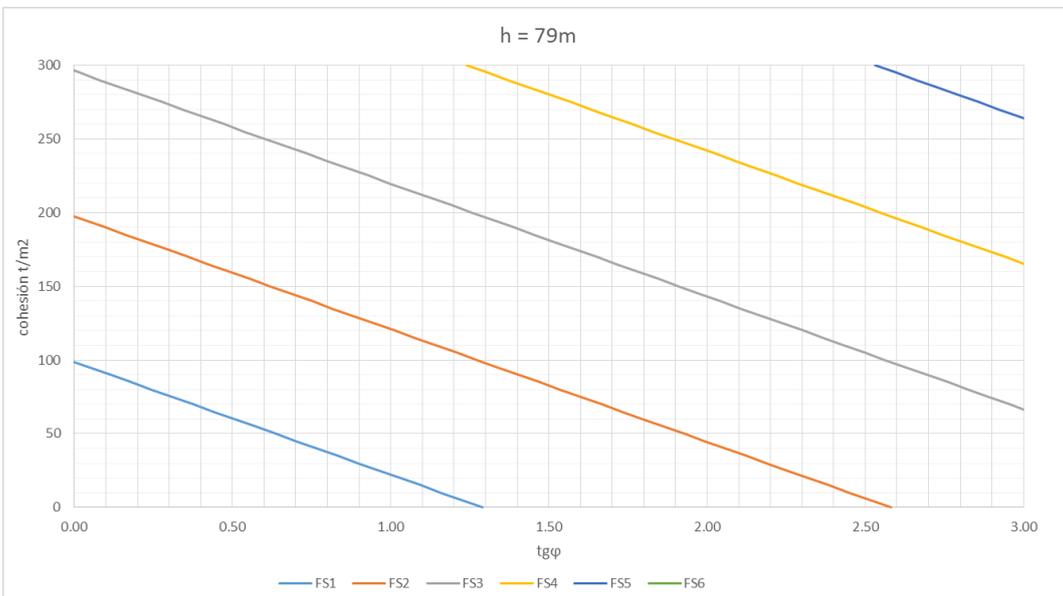
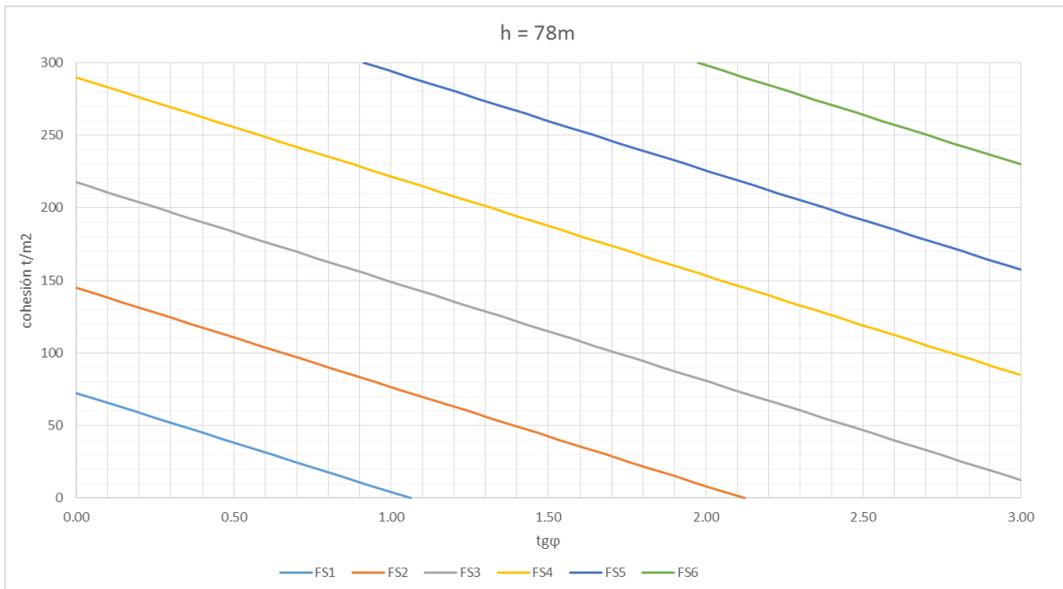
Nivel agua (m)	75.7	75.8	75.9	76	76.1	76.2
E_H (t/m)	2865.25	2872.82	2880.41	2888.00	2895.61	2903.22
$S_{\text{rectángulo}}$ (t/m)	4542.00	4548.00	4554.00	4560.00	4566.00	4572.00
$S_{\text{triángulo}}$ (t/m)	AB/2	AB/2	AB/2	AB/2	AB/3	AB/4
ΣF_v (t/m)	$\Sigma F_v = 0; PT - h * 60 - \frac{AB}{2} = 0 \rightarrow \frac{AB}{2} = PT - h * 60$					
AB/2	1368.00	1362.00	1356.00	1350.00	1344.00	1338.00
d_{EH} (m)	25.23	25.27	25.30	25.33	25.37	25.40
d_{rect} (m)	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
d_{triang} (m)	A/3	A/3	A/3	A/3	A/3	A/3
ΣM_o (t-m/m)	$\Sigma M_o = 0; P1 * d_{o1} + P2 * d_{o2} - E_H * d_{eH} - S_{\text{rect}} * d_{\text{rect}} = \frac{AB}{2} * \frac{A}{3}$					
A/3	20.57	20.32	20.06	19.81	19.54	19.28
A (m)	61.71	60.95	60.19	59.42	58.63	57.84
B (m)	44.34	44.69	45.06	45.44	45.84	46.26
Long comp (m)	60.00	60.00	60.00	59.42	58.63	57.84
Long grieta (m)	0.00	0.00	0.00	0.58	1.37	2.16

Cálculo de tgφ para altura de agua de 75 m dados el factor de seguridad y cohesión.

H= 75			Valores de tgφ según c y FS						
No existe grieta			c(t/m2) ↓ / FS →	1	2	3	4	5	6
E _H	2812.5		0	0.77	1.54	2.31	3.07	3.84	4.61
Ac	60		5	0.69	1.45	2.22	2.99	3.76	4.53
P	5910		10	0.60	1.37	2.14	2.91	3.68	4.45
No grieta	Striang	2250	15	0.52	1.29	2.06	2.83	3.60	4.36
Grieta	A		20	0.44	1.21	1.98	2.75	3.51	4.28
	B		25	0.36	1.13	1.90	2.66	3.43	4.20
P-S	N (P. Efectiva)	3660	30	0.28	1.05	1.81	2.58	3.35	4.12
			35	0.19	0.96	1.73	2.50	3.27	4.04
			40	0.11	0.88	1.65	2.42	3.19	3.95
			45	0.03	0.80	1.57	2.34	3.10	3.87
			50	-0.05	0.72	1.49	2.25	3.02	3.79
			55	-0.13	0.64	1.40	2.17	2.94	3.71
			60	-0.22	0.55	1.32	2.09	2.86	3.63
			65	-0.30	0.47	1.24	2.01	2.78	3.55
			70	-0.38	0.39	1.16	1.93	2.69	3.46
			75	-0.46	0.31	1.08	1.84	2.61	3.38
			80	-0.54	0.23	0.99	1.76	2.53	3.30
			85	-0.63	0.14	0.91	1.68	2.45	3.22
			90	-0.71	0.06	0.83	1.60	2.37	3.14
			95	-0.79	-0.02	0.75	1.52	2.28	3.05
			100	-0.87	-0.10	0.67	1.43	2.20	2.97
			105	-0.95	-0.18	0.58	1.35	2.12	2.89
			110	-1.03	-0.27	0.50	1.27	2.04	2.81
			115	-1.12	-0.35	0.42	1.19	1.96	2.73
			120	-1.20	-0.43	0.34	1.11	1.88	2.64
			125	-1.28	-0.51	0.26	1.02	1.79	2.56
			130	-1.36	-0.59	0.17	0.94	1.71	2.48
			135	-1.44	-0.68	0.09	0.86	1.63	2.40
			140	-1.53	-0.76	0.01	0.78	1.55	2.32
			145	-1.61	-0.84	-0.07	0.70	1.47	2.23
			150	-1.69	-0.92	-0.15	0.61	1.38	2.15
			155	-1.77	-1.00	-0.24	0.53	1.30	2.07
			160	-1.85	-1.09	-0.32	0.45	1.22	1.99
			165	-1.94	-1.17	-0.40	0.37	1.14	1.91
			170	-2.02	-1.25	-0.48	0.29	1.06	1.82
			175	-2.10	-1.33	-0.56	0.20	0.97	1.74
			180	-2.18	-1.41	-0.65	0.12	0.89	1.66
			185	-2.26	-1.50	-0.73	0.04	0.81	1.58
			190	-2.35	-1.58	-0.81	-0.04	0.73	1.50
			195	-2.43	-1.66	-0.89	-0.12	0.65	1.41
			200	-2.51	-1.74	-0.97	-0.20	0.56	1.33
			205	-2.59	-1.82	-1.06	-0.29	0.48	1.25
			210	-2.67	-1.91	-1.14	-0.37	0.40	1.17
			215	-2.76	-1.99	-1.22	-0.45	0.32	1.09
			220	-2.84	-2.07	-1.30	-0.53	0.24	1.00
			225	-2.92	-2.15	-1.38	-0.61	0.15	0.92
			230	-3.00	-2.23	-1.47	-0.70	0.07	0.84
			235	-3.08	-2.32	-1.55	-0.78	-0.01	0.76
			240	-3.17	-2.40	-1.63	-0.86	-0.09	0.68
			245	-3.25	-2.48	-1.71	-0.94	-0.17	0.59
			250	-3.33	-2.56	-1.79	-1.02	-0.26	0.51
			255	-3.41	-2.64	-1.88	-1.11	-0.34	0.43
			260	-3.49	-2.73	-1.96	-1.19	-0.42	0.35
			265	-3.58	-2.81	-2.04	-1.27	-0.50	0.27
			270	-3.66	-2.89	-2.12	-1.35	-0.58	0.18
			275	-3.74	-2.97	-2.20	-1.43	-0.67	0.10
			280	-3.82	-3.05	-2.28	-1.52	-0.75	0.02
			285	-3.90	-3.14	-2.37	-1.60	-0.83	-0.06
			290	-3.99	-3.22	-2.45	-1.68	-0.91	-0.14
			295	-4.07	-3.30	-2.53	-1.76	-0.99	-0.23
			300	-4.15	-3.38	-2.61	-1.84	-1.08	-0.31

8.1.2.3. Resultados





8.2. APÉNDICE 2. COMPROBACIÓN A LIMIT TURNING

8.2.1. Drenes eficaces

8.2.1.1. Datos

	Base b (m)	60		
	γ_H m/s ³	2.4		
Peso propio (t/m)	P1	960	d_{1b} (m)	57.50
	P2	4950	d_{2b} (m)	36.67
	PT	5910	d_{pt} (m)	40.05
Empuje (t/m)	E_H	$1/2 * \gamma_a * h^2$	d_{Eho} (m)	$1/3 \cdot h$

d. drenes (m)	10
b-drenes (m)	50
t (m)	1
t(mm)	1000

Nota: punto b en el pie de aguas abajo de la presa

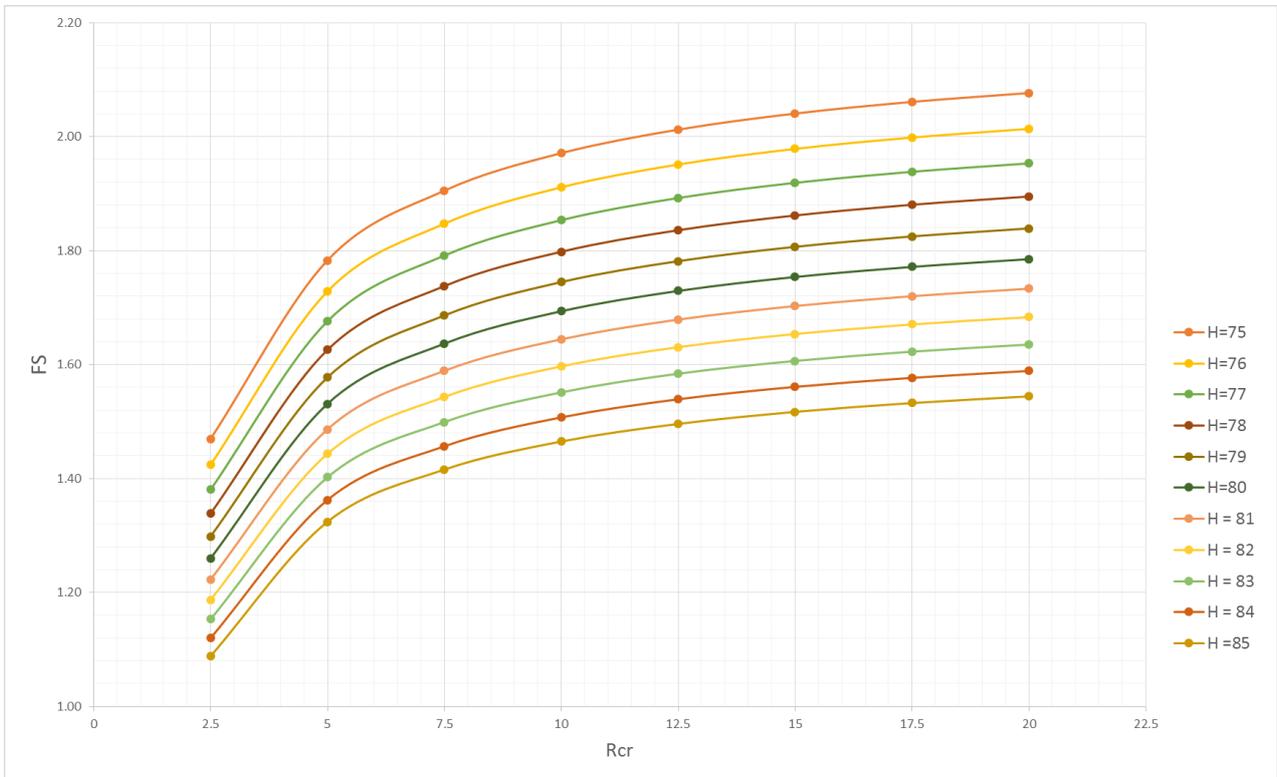
8.2.1.2. Cálculos

		H (m) =	75	75	75	
subpresión y brazos	(*1000 para pasar a KN/m2)	Rcr (Mpa)	2.5	5	7.5	
		E _H (t/m)	2812.50	2812.50	2812.50	
		h (m)	25.00	25.00	25.00	
		S1 (t/m)	375.00	375.00	375.00	
		d _{b-S1} (m)	33.33	33.33	33.33	
		S2 (t/m)	150.00	150.00	150.00	
		d _{b-S2} (m)	55.00	55.00	55.00	
		S3 (t/m)	300.00	300.00	300.00	
		d _{b-S3} (m)	56.67	56.67	56.67	
		S TOTAL (t/m)	825.00	825.00	825.00	
		d _{b-stotal} (m)	45.76	45.76	45.76	
		(*10 para pasar a KN/m)	N (t/m)	5085.00	5085.00	5085.00
			e (m)	39.12	39.12	39.12
	$a = \frac{N \left(\frac{KN}{m} \right)}{R_{cr} \left(\frac{KN}{m^2} \right) * t(m)}$		DISTANCIAS			
		a (m)	20.34	10.17	6.78	
	$d = (h^2 + 2 * a * e - a^2)^{\frac{1}{2}} - h$	d (m)	17.46	11.30	8.31	
$m = \left(0,5 - \frac{e}{b} \right) \quad n = h/b$		EXCENTRICIDADES RELATIVAS				
		m	-0.15	-0.15	-0.15	
		n	0.42	0.42	0.42	
$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{N}{b * t}$		TENSIÓN NORMAL MEDIA σ_n				
		σ_n (KN/m2)	847.50	847.50	847.50	
		σ_n (MPa)	0.85	0.85	0.85	
$\tau_p = \left((n * R_{cr}) + (1 - 2m) * R_{cr} * \sigma_n - \sigma_n^2 \right)^{0,5} - n * R_{cr}$		TENSIÓN TANGENCIAL PICO				
		τ_p (KN/m2)	727.52	941.30	1038.77	
		τ_p (Mpa)	0.73	0.94	1.04	
$\tan \psi_{crit} = \left(\left(n * \frac{R_{cr}}{\sigma_n} \right) + \frac{(1 - 2m) * R_{cr}}{\sigma_n} - 1 \right)^{0,5} - n * \frac{R_{cr}}{\sigma_n}$		LONGITUD PLANO APLASTAMIENTO				
		bcr (m)	26.81	15.20	10.73	
		S	67015.89	75996.65	80437.88	
		$\tan \psi_{crit}$	0.79	0.57	0.08	
		MOMENTOS RESISTENTES Y DE VUELCO				
		Mr (KN.m)	2063131.86	2343502.10	2397652.14	
		Mt (KN.m)	1403893.36	1314411.45	1258412.48	
		FS	1.47	1.78	1.91	

Extracto de la hoja de cálculo. Cálculo del factor de seguridad a limit turning para altura de 76 metros.

76	76	76	76	76	76	76	76
2.5	5	7.5	10	12.5	15	17.5	20
2888.00	2888.00	2888.00	2888.00	2888.00	2888.00	2888.00	2888.00
25.33	25.33	25.33	25.33	25.33	25.33	25.33	25.33
380.00	380.00	380.00	380.00	380.00	380.00	380.00	380.00
33.33	33.33	33.33	33.33	33.33	33.33	33.33	33.33
152.00	152.00	152.00	152.00	152.00	152.00	152.00	152.00
55.00	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00
304.00	304.00	304.00	304.00	304.00	304.00	304.00	304.00
56.67	56.67	56.67	56.67	56.67	56.67	56.67	56.67
836.00	836.00	836.00	836.00	836.00	836.00	836.00	836.00
45.76	45.76	45.76	45.76	45.76	45.76	45.76	45.76
5074.00	5074.00	5074.00	5074.00	5074.00	5074.00	5074.00	5074.00
39.11	39.11	39.11	39.11	39.11	39.11	39.11	39.11
20.30	10.15	6.77	5.07	4.06	3.38	2.90	2.54
17.30	11.17	8.21	6.49	5.37	4.58	4.00	3.54
-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15
0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
845.67	845.67	845.67	845.67	845.67	845.67	845.67	845.67
0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
720.75	930.94	1026.33	1082.19	1119.16	1145.52	1165.29	1180.69
0.72	0.93	1.03	1.08	1.12	1.15	1.17	1.18
26.67	15.09	10.64	8.24	6.73	5.70	4.94	4.36
66668.28	75461.60	79791.19	82405.46	84164.19	85431.20	86388.53	87137.88
0.78	0.54	0.04	-0.59	-1.29	-2.05	-2.85	-3.68
2056438.33	2336698.45	2391611.02	2406659.57	2410445.73	2410367.37	2408871.74	2406888.56
1444049.28	1351947.60	1294725.53	1259263.80	1235367.43	1218210.87	1205304.33	1195245.24
1.42	1.73	1.85	1.91	1.95	1.98	2.00	2.01

8.2.1.3. Resultados



8.2.2. Drenes ineficaces

8.2.2.1. Datos

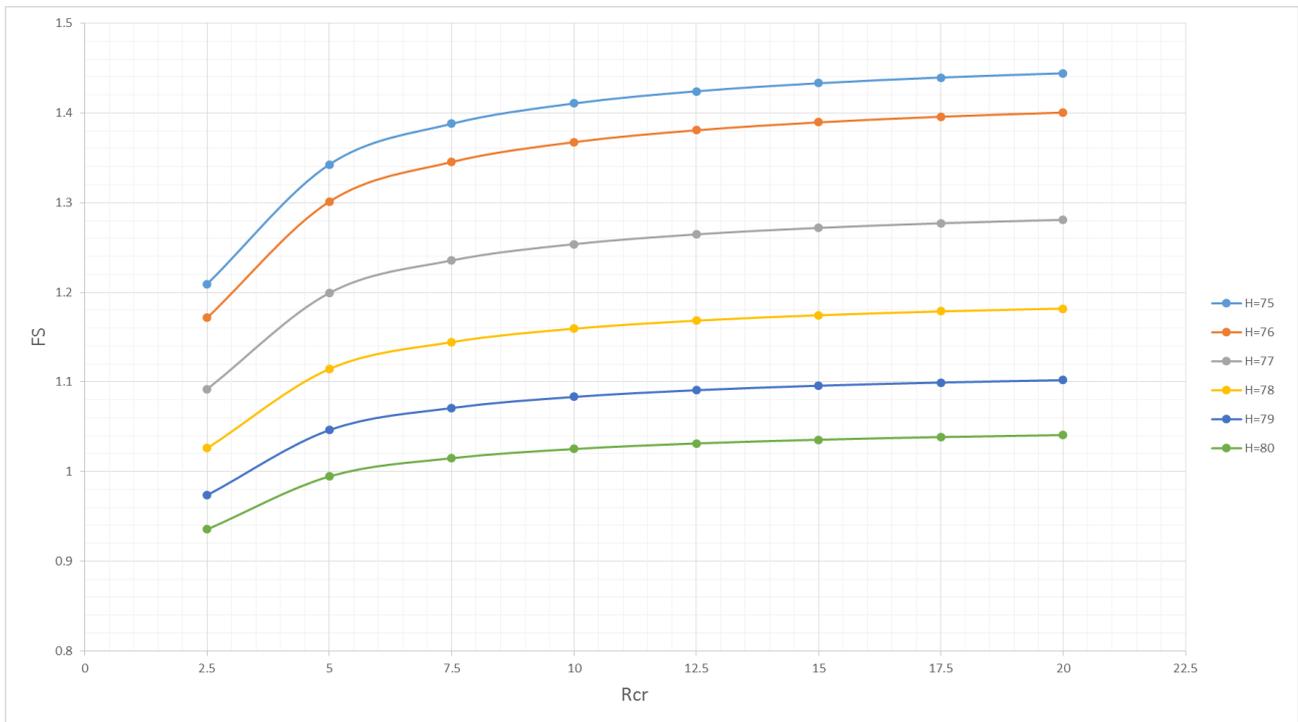
	Base b (m)	60		
	γ_H	2.4		
Peso propio (t/m)	P1	960	d_{1b}	57.5
	P2	4950	d_{2b}	36.6666667
	PT	5910	dpt	40.0507614
Empuje	E_H	$1/2 * \gamma_a * h^2$	d_{Eho}	$1/3 \cdot h$

8.2.2.2. Cálculos

	H(m)	75	75	75	75	75	75	75
	Rcr (Mpa)	2.5	5	7.5	10	12.5	15	17.5
	Eh = T (t/m)	2812.5	2812.5	2812.5	2812.5	2812.5	2812.5	2812.5
	h (m)	25	25	25	25	25	25	25
No grieta	Striang (t/m)	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250
	d _{triang(b)} (m)	40	40	40	40	40	40	40
Grieta	Long grieta							
	Strap (t/m)							
	d _{trap(b)} (m)							
	N (t/m)	3660	3660	3660	3660	3660	3660	3660
	e (m)	40.0819672	40.0819672	40.0819672	40.0819672	40.0819672	40.0819672	40.0819672
	DISTANCIAS							
	a (m)	14.64	7.32	4.88	3.66	2.928	2.44	2.09142857
	d (m)	14.8028944	9.03259614	6.50215231	5.08329104	4.17442058	3.54201114	3.07637921
	EXCENTRICIDADES RELATIVAS							
	m	-0.16803279	-0.16803279	-0.16803279	-0.16803279	-0.16803279	-0.16803279	-0.16803279
	n	0.41666667	0.41666667	0.41666667	0.41666667	0.41666667	0.41666667	0.41666667
	TENSIÓN NORMAL MEDIA σ_n							
	σ_n (KN/m ²)	610	610	610	610	610	610	610
	σ_n (MPa)	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61
	TENSIÓN TANGENCIAL PICO							
	τ_p (KN/m ²)	616.787265	752.716345	812.769038	847.215174	869.670954	885.502785	897.277269
	τ_p (Mpa)	0.61678727	0.75271634	0.81276904	0.84721517	0.86967095	0.88550279	0.89727727
	LONGITUD PLANO APLASTAMIENTO							
	bcr (m)	20.8195889	11.6262717	8.1297223	6.26382055	5.09891863	4.30109787	3.71997077
	S	52048.9722	58131.3584	60972.9172	62638.2055	63736.4828	64516.4681	65099.4884
	tan ψ_{crit}	0.77897975	0.24074345	-0.58974152	-1.56435809	-2.62922063	-3.75745243	-4.93334522
	MOMENTOS RESISTENTES Y MOMENTOS DE VUELCO							
	Mr (KN.m)	2043595.1	2272313.48	2326438.44	2346871.24	2356448.77	2361541.82	2364480.67
	Mt (KN.m)	1690056.4	1692466.77	1676198.03	1663742.56	1654650.58	1647844.06	1642591.02
	FS	1.20918751	1.34260449	1.38792577	1.41059759	1.42413679	1.43311001	1.43948228

	A partir de aquí aparecen grietas →								
75	76	76	76	76	76	76	76	76	76
20	2.5	5	7.5	10	12.5	15	17.5	20	
2812.5	2888	2888	2888	2888	2888	2888	2888	2888	2888
25	25.3333333	25.3333333	25.3333333	25.3333333	25.3333333	25.3333333	25.3333333	25.3333333	25.3333333
2250									
40									
	0.5837037	0.5837037	0.5837037	0.5837037	0.5837037	0.5837037	0.5837037	0.5837037	0.5837037
	2302.18074	2302.18074	2302.18074	2302.18074	2302.18074	2302.18074	2302.18074	2302.18074	2302.18074
	39.9981254	39.9981254	39.9981254	39.9981254	39.9981254	39.9981254	39.9981254	39.9981254	39.9981254
3660	3607.81926	3607.81926	3607.81926	3607.81926	3607.81926	3607.81926	3607.81926	3607.81926	3607.81926
40.0819672	40.0843489	40.0843489	40.0843489	40.0843489	40.0843489	40.0843489	40.0843489	40.0843489	40.0843489
1.83	14.431277	7.21563852	4.81042568	3.60781926	2.88625541	2.40521284	2.06161101	1.80390963	
2.71914681	14.547147	8.84532496	6.35709338	4.96510871	4.07473776	3.45582279	3.0004664	2.65131914	
-0.16803279	-0.16807248	-0.16807248	-0.16807248	-0.16807248	-0.16807248	-0.16807248	-0.16807248	-0.16807248	-0.16807248
0.41666667	0.42222222	0.42222222	0.42222222	0.42222222	0.42222222	0.42222222	0.42222222	0.42222222	0.42222222
610	601.30321	601.30321	601.30321	601.30321	601.30321	601.30321	601.30321	601.30321	601.30321
0.61	0.60130321	0.60130321	0.60130321	0.60130321	0.60130321	0.60130321	0.60130321	0.60130321	0.60130321
906.382271	606.131124	737.110413	794.636673	827.518118	848.903699	863.955698	875.136035	883.773045	
0.90638227	0.60613112	0.73711041	0.79463667	0.82751812	0.8489037	0.8639557	0.87513603	0.88377305	
3.27759964	20.4910039	11.4151309	7.97200298	6.13748029	4.99339144	4.21043465	3.6404723	3.20680263	
65551.9928	51227.5098	57075.6544	59790.0223	61374.8029	62417.393	63156.5198	63708.2653	64136.0526	
-6.14677401	0.75665453	0.17981203	-0.69119404	-1.70740847	-2.81457694	-3.98562513	-5.20472466	-6.46167113	
2366273.59	2038963.08	2266318.8	2321026.96	2342121.2	2352259.54	2357810.12	2361122.88	2363224.77	
1638426	1740343.33	1741791.75	1725303.97	1712789.63	1703687.42	1696887.62	1691647.26	1687496.64	
1.44423586	1.17158669	1.30114223	1.34528582	1.36743075	1.38068728	1.38949103	1.39575367	1.40043228	

8.2.2.3. Resultados



8.3. APÉNDICE 3. CÓDIGO DE PROGRAMACIÓN EN VISUAL BASIC

```
Sub Simula()  
  
'variables  
Dim WL As Variant  
Dim K_drains As Variant  
  
'variables LT  
Dim E_I As Variant  
Dim E_II As Variant  
Dim E_III As Variant  
Dim E_IV As Variant  
  
Dim R_I As Variant  
Dim R_II As Variant  
Dim R_III As Variant  
Dim R_IV As Variant  
  
Dim FS_LT_I As Variant  
Dim FS_LT_II As Variant  
Dim TS_LT_III As Variant  
Dim TS_LT_IV As Variant  
  
Dim i As Integer  
Dim N As Integer  
  
'variables deslizamiento  
Dim coh_I As Variant  
Dim coh_II As Variant  
Dim coh_III As Variant  
Dim coh_IV As Variant  
  
Dim phi_I As Variant  
Dim phi_II As Variant  
Dim phi_III As Variant  
Dim phi_IV As Variant  
  
Dim FS_D_I As Variant  
Dim FS_D_II As Variant  
Dim FS_D_III As Variant  
Dim FS_D_IV As Variant  
  
Application.ScreenUpdating = False  
  
'Determinamos el valor de WL y K  
Sheets("DATOS").Select  
  
Cells(8, 2).Select  
WL = ActiveCell.Value  
  
Cells(8, 5).Select  
K_drains = ActiveCell.Value  
  
'LT: Asignamos a las celdas correspondientes de la hoja LIMIT  
'el valor de WL y K_drains  
Sheets("LIMIT_TURN").Select  
  
Cells(13, 4).Select  
ActiveCell.Value = WL  
  
Cells(2, 10).Select  
ActiveCell.Value = K_drains  
  
'D: Asignamos a las celdas correspondientes de la hoja DESLIZA  
'el valor de WL y K_drains  
Sheets("DESLIZA").Select  
  
Cells(18, 3).Select  
ActiveCell.Value = WL  
  
Cells(5, 9).Select
```

```

ActiveCell.Value = K_drains

'Numero de simulaciones que va a repetir el bucle
Sheets("OUTPUT").Select
Cells(3, 3).Select
N = ActiveCell.Value

For i = 1 To N

'Nos movemos a la hoja SIMULA y la calculamos.
'LT: Obtenemos un Rcr para cada tipo terreno a partir de E ale
'D: Obtenemos un phi y coh para cada tipo terreno.

Sheets("SIMULA").Select
Worksheets("SIMULA").Calculate

'LT: Guardamos ese Rcr en la variable R_I, R_II,R_III,R_IV

Cells(11, 4).Select
R_I = ActiveCell.Value

Cells(11, 10).Select
R_II = ActiveCell.Value

Cells(11, 16).Select
R_III = ActiveCell.Value

Cells(11, 22).Select
R_IV = ActiveCell.Value

'D: Guardamos phi y coh en las variables definidas para ello

Cells(11, 5).Select
phi_I = ActiveCell.Value

Cells(11, 11).Select
phi_II = ActiveCell.Value

Cells(11, 17).Select
phi_III = ActiveCell.Value

Cells(11, 23).Select
phi_IV = ActiveCell.Value

Cells(11, 6).Select
coh_I = ActiveCell.Value

Cells(11, 12).Select
coh_II = ActiveCell.Value

Cells(11, 18).Select
coh_III = ActiveCell.Value

Cells(11, 24).Select
coh_IV = ActiveCell.Value

'LT: En la celda Rcr de la hoja de cálculo del LT,
'ponemos el valor de la variable que guarda el Rcr obtenido
'Después, guardamos el resultado del FS en la variable
'FS_LT_I (según el terreno)

Sheets("LIMIT_TURN").Select

Cells(14, 4).Select
ActiveCell.Value = R_I

Worksheets("LIMIT_TURN").Calculate
Cells(47, 4).Select
FS_LT_I = ActiveCell.Value

```

```
Cells(14, 4).Select
ActiveCell.Value = R_II
```

```
Worksheets("LIMIT_TURN").Calculate
Cells(47, 4).Select
FS_LT_II = ActiveCell.Value
```

```
Cells(14, 4).Select
ActiveCell.Value = R_III
```

```
Worksheets("LIMIT_TURN").Calculate
Cells(47, 4).Select
FS_LT_III = ActiveCell.Value
```

```
Cells(14, 4).Select
ActiveCell.Value = R_IV
```

```
Worksheets("LIMIT_TURN").Calculate
Cells(47, 4).Select
FS_LT_IV = ActiveCell.Value
```

```
'D: En las celdas phi y coh de la hoja de cálculo DESLIZA,
'ponemos el valor de las variables que guardan phi y coh obten
'Después, guardamos el resultado del FS en la variable
'FS_LT_I (según el terreno)
```

```
Sheets("DESLIZA").Select
```

```
Cells(33, 3).Select
ActiveCell.Value = phi_I
```

```
Cells(34, 3).Select
ActiveCell.Value = coh I
```

```
Worksheets("DESLIZA").Calculate
Cells(36, 3).Select
FS_D_I = ActiveCell.Value
```

```
Cells(33, 3).Select
ActiveCell.Value = phi_II
```

```
Cells(34, 3).Select
ActiveCell.Value = coh_II
```

```
Worksheets("DESLIZA").Calculate
Cells(36, 3).Select
FS_D_II = ActiveCell.Value
```

```
Cells(33, 3).Select
ActiveCell.Value = phi_III
```

```
Cells(34, 3).Select
ActiveCell.Value = coh_III
```

```
Worksheets("DESLIZA").Calculate
Cells(36, 3).Select
FS_D_III = ActiveCell.Value
```

```
Cells(33, 3).Select
ActiveCell.Value = phi_IV
```

```
Cells(34, 3).Select
ActiveCell.Value = coh_IV
```

```
Worksheets("DESLIZA").Calculate
Cells(36, 3).Select
```

```

'Vamos a la hoja OUTPUT y valor de la variable
'FS_LT que hemos definido por el calculo, lo vamos guardando.
'Idem para FS_D

Sheets("OUTPUT").Select

'Resultados terreno tipo I
Cells(10 + i, 2).Select
ActiveCell.Value = i

Cells(10 + i, 3).Select
ActiveCell.Value = FS_LT_I

Cells(10 + i, 4).Select
ActiveCell.Value = FS_D_I

'Resultados terreno tipo II
Cells(10 + i, 8).Select
ActiveCell.Value = i

Cells(10 + i, 9).Select
ActiveCell.Value = FS_LT_II

Cells(10 + i, 10).Select
ActiveCell.Value = FS_D_II

'Resultados terreno tipo III
Cells(10 + i, 14).Select
ActiveCell.Value = i

Cells(10 + i, 15).Select
ActiveCell.Value = FS_LT_III

ActiveCell.Value = i

Cells(10 + i, 9).Select
ActiveCell.Value = FS_LT_II

Cells(10 + i, 10).Select
ActiveCell.Value = FS_D_II

'Resultados terreno tipo III
Cells(10 + i, 14).Select
ActiveCell.Value = i

Cells(10 + i, 15).Select
ActiveCell.Value = FS_LT_III

Cells(10 + i, 16).Select
ActiveCell.Value = FS_D_III

'Resultados terreno tipo IV
Cells(10 + i, 20).Select
ActiveCell.Value = i

Cells(10 + i, 21).Select
ActiveCell.Value = FS_LT_IV

Cells(10 + i, 22).Select
ActiveCell.Value = FS_D_IV

Next i

End Sub

```

8.4. APÉNDICE 4. MONTE CARLO

Ejemplo para la categoría I:

8.4.1. Generación de números aleatorios

Aplicando la función INV.NORM y especificando la media, y la desviación típica de cada parámetro, se genera un valor para cada parámetro a partir de un número aleatorio.

Categoría I

Simulación	E Mpa	Rcr Mpa	ϕ °	coh Mpa
0.32	13620.16	17.71	55.60	1.64

8.4.2. Método del limit turning

A continuación, se coloca el valor de Rcr obtenido en la casilla correspondiente, y tiene lugar el cálculo automático del factor de seguridad.

LIMIT TURNING

	Base b (m)	60		
	γ_H	2.4		
Peso propio (t/m)	P1	960	d_{1b}	57.5
	P2	4950	d_{2b}	36.67
	PT	5910	dpt	40.05
Empuje	E_H	$1/2 * \gamma_a * h^2$	d_{Fho}	$1/3 * h$

K drenes	0.2
dist. drenes	10
base - drenes	50
t (m)	1
t(mm)	1000

Nota: punto b en el pie de aguas abajo de la presa

H (m) =	75.00
Rcr (Mpa)	2.81
Eh = T (t/m)	2812.50
h (m)	25.00
S1	375.00
db_s1	33.33
S2	150.00
db_s2	55.00
S3	300.00
db_s3	56.67
S TOTAL (t/m)	825.00
db_stotal	45.76
N (t/m)	5085.00
e (m)	39.12
DISTANCIAS	
a (m)	18.13
d (m)	16.41

EXCENTRICIDADES RELATIVAS	
m	-0.15
n	0.42
TENSIÓN NORMAL MEDIA σ_n	
σ_n (KN/m ²)	847.50
σ_n (MPa)	0.85
TENSIÓN TANGENCIAL PICO	
τ_p (KN/m ²)	767.25
τ_p (Mpa)	0.77
LONGITUD PLANO APLASTAMIE	
bcr (m)	24.45
S	68592.71
$\tan \psi_{crit}$	0.79
MOMENTOS RESISTENTES Y DE V	
Mr (KN.m)	2134303.63
Mt (KN.m)	1392629.01
FS	1.53

8.4.3. Método de deslizamiento

De igual forma, para este modo de fallo se colocan los valores de cohesión y $\tan\phi$ en las casillas habilitadas para ello y se calcula otro factor de seguridad.

	Nivel agua	75.00
	E_H	2812.50
t/m	S1	375.00
	S2	150.00
	S3	300.00
	$\sum F_v$	-5085.00
	dEH_c	25.00
m	ds1_c	3.33
	ds2_c	25.00
	ds3_c	26.67
	$\sum M_o$	23912.50
	σ_+	124.60
	σ_-	44.90
	Long grieta	0.00
m	Long comp	60.00
º	ϕ	49.44
Mpa	coh	0.62
	$\tan\phi$	1.17
	FS	3.43

8.4.4. Resultados

Nº de simulaciones =	5000
----------------------	------

Categoría I

Simulación	Limit Turning	Deslizamiento
	FS	FS
1	2.01	3.75
2	2.05	5.18
3	2.09	8.67
4	2.04	5.11
5	2.06	6.21
6	2.04	5.14
7	2.06	5.72
8	2.06	6.27
9	2.03	4.72
10	2.09	7.98
11	2.03	4.37
12	2.09	8.35
13	2.06	6.06
14	2.03	4.68
15	2.05	5.45
16	2.02	4.20
17	2.06	6.22
18	2.06	5.90
19	2.04	4.98
20	2.08	7.74
21	2.07	6.47
22	2.09	8.34
23	2.07	6.43
24	2.11	10.98
25	2.10	9.34
26	1.98	3.05
27	2.10	9.16
28	2.03	4.42
29	2.06	5.87
30	2.10	10.29
31	2.02	4.17
32	2.07	6.54
33	2.03	4.64
34	2.09	8.12
35	2.01	3.78
36	2.08	7.19
37	2.07	6.90
38	2.10	10.22
39	2.05	5.28
40	2.07	6.52

41	2.07	6.95
42	2.10	9.31
43	2.09	8.95
44	2.04	4.82
45	2.08	7.70
46	2.07	6.56
47	2.05	5.19
48	2.11	11.45
49	2.11	11.17
50	2.05	5.38
51	2.08	7.75
52	2.07	6.34
53	2.06	6.14
54	2.03	4.68
55	2.03	4.50
56	2.08	7.10
57	2.06	5.81
58	2.10	9.74
59	2.07	6.49
60	2.09	8.12
61	2.10	9.98
62	2.07	6.46
63	2.07	6.94
64	2.08	7.69
65	2.08	7.11
66	2.04	5.16
67	2.07	6.97
68	2.07	6.95
69	2.07	6.82
70	2.02	4.27
71	2.05	5.30
72	2.04	5.12
73	2.06	6.08
74	2.08	7.65
75	2.10	9.64
76	2.07	6.90
77	2.07	6.61
78	2.06	6.02
79	2.09	7.99
80	2.08	7.50