



# Universidad Politécnica de Cartagena

Trabajo Fin de Grado

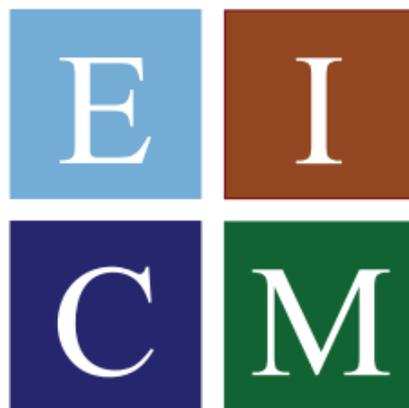
Grado en Ingeniería Civil

**Análisis de la estabilidad de presas de Escollera con  
Pantalla de Hormigón con un modelo no lineal**

Autor: José David López Hamann

Junio 2022

Director: Dr. Luis Altarejos García



**E.T.S. de Ingeniería de  
Caminos, Canales y Puertos  
y de Ingeniería de Minas**

# Contenido

<b>1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS</b>	<b>7</b>
1.1 Conceptos generales	7
1.2 Objetivos y alcance del trabajo	7
<b>2. PRESAS DE ESCOLLERA CON PANTALLA DE HORMIGÓN (CFRD)</b>	<b>8</b>
2.1 Introducción a las presas con pantalla	8
2.2 Materiales a emplear	9
2.3 Características de la pantalla	10
2.4 Definición de la sección tipo	11
2.5 Evaluación de la seguridad y estabilidad	12
2.5.1 Acciones y sus posibles combinaciones	13
2.5.2 Presiones Intersticiales	15
2.5.3 Métodos de cálculo	17
2.6 Presas de Pantalla en España	18
<b>3. METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS DE CÁLCULO</b>	<b>19</b>
3.1 Métodos de equilibrio límite	19
3.1.1 Factor de Seguridad	19
3.1.2 Métodos de las rebanadas	19
3.1.3 Método de Janbu Simplificado	21
3.1.4 Método de Janbu Riguroso o Generalizado	21
3.2 Características del material	22
3.3 Programa a utilizar (SSAP2010)	24
<b>4. APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO</b>	<b>26</b>
4.1 Presa tipo de estudio	26
4.2 Zonificación de ángulos variables	26
4.3 Factores de seguridad	28
<b>5. OBTENCIÓN DE RESULTADOS</b>	<b>30</b>
5.1 Material STRONG	30
5.1.1 Talud Aguas Abajo	30
5.1.2 Talud Aguas Arriba	31
5.2 Material WEAK	33
5.2.1 Talud Aguas Abajo	33
5.2.2 Talud Aguas Arriba	34
5.3 Material MIN	35

5.3.1	Talud Aguas Abajo	35
5.3.2	Talud Aguas Arriba	37
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	39
6.1	Factor de seguridad (FS)	39
6.1.1	Talud aguas abajo	39
6.1.2	Talud aguas arriba	40
6.2	Factor de seguridad (FS*)	41
6.2.1	Talud aguas abajo	41
6.2.2	Talud Aguas Arriba	42
6.3	FS y FS* con ángulo de rozamiento interno constante	43
7.	DISCUSION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	46
8.	REFERENFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	48
9.	APÉNDICE	49

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Periodo de retorno en años. Fuente “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”	14
Tabla 2. Presas CFRD españolas. Fuente “Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI)”	18
Tabla 3. Ángulos de rozamiento interno del material según franjas	28
Tabla 4. Resultados de FS y FS* material STRONG, talud aguas abajo, embalse vacío	30
Tabla 5. Resultados de FS y FS* material STRONG, talud aguas abajo, embalse lleno	31
Tabla 6. Resultados de FS y FS* material STRONG, talud aguas arriba, embalse vacío	31
Tabla 7. Resultados de FS y FS* material STRONG, talud aguas arriba, embalse lleno	32
Tabla 8. Resultados de FS y FS* material WEAK, talud aguas abajo, embalse vacío	33
Tabla 9. Resultados de FS y FS* material WEAK, talud aguas abajo, embalse lleno	33
Tabla 10. Resultados de FS y FS* material WEAK, talud aguas arriba, embalse vacío	34
Tabla 11. Resultados de FS y FS* material WEAK, talud aguas arriba, embalse lleno	35
Tabla 12. Resultados de FS y FS* material MIN, talud aguas abajo, embalse vacío	35
Tabla 13. Resultados de FS y FS* material MIN, talud aguas abajo, embalse lleno	36
Tabla 14. Resultados de FS y FS* material MIN, talud aguas arriba, embalse vacío	37
Tabla 15. Resultados de FS y FS* material MIN, talud aguas arriba, embalse lleno	37

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. FS y FS* material STRONG, talud aguas abajo, embalse vacío _____	30
Gráfica 2. FS y FS* material STRONG, talud aguas abajo, embalse lleno _____	31
Gráfica 3. FS y FS* material STRONG, talud aguas arriba, embalse vacío _____	32
Gráfica 4. FS y FS* material STRONG, talud aguas arriba, embalse lleno _____	32
Gráfica 5. FS y FS* material WEAK, talud aguas abajo, embalse vacío _____	33
Gráfica 6. FS y FS* material WEAK, talud aguas abajo, embalse lleno _____	34
Gráfica 7. FS y FS* material WEAK, talud aguas arriba, embalse vacío _____	34
Gráfica 8. FS y FS* material WEAK, talud aguas arriba, embalse lleno _____	35
Gráfica 9. FS y FS* material MIN, talud aguas abajo, embalse vacío _____	36
Gráfica 10. FS y FS* material MIN, talud aguas abajo, embalse lleno _____	36
Gráfica 11. FS y FS* material MIN, talud aguas arriba, embalse vacío _____	37
Gráfica 12. FS y FS* material MIN, talud aguas arriba, embalse lleno _____	38
Gráfica 13. Gráfica FS para talud aguas abajo y embalse vacío _____	39
Gráfica 14. Gráfica FS para talud aguas abajo y embalse lleno _____	40
Gráfica 15. Gráfica FS para talud aguas arriba y embalse vacío _____	40
Gráfica 16. Gráfica FS para talud aguas arriba y embalse lleno _____	41
Gráfica 17. Gráfica FS* para talud aguas abajo y embalse vacío _____	41
Gráfica 18. Gráfica FS* para talud aguas abajo y embalse lleno _____	42
Gráfica 19. Gráfica FS* para talud aguas arriba y embalse vacío _____	42
Gráfica 20. Gráfica FS* para talud aguas arriba y embalse lleno _____	43
Gráfica 21. Gráfica FS para ángulos de fricción constantes y $H_w=0$ (Fuente: Andugar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.) _____	44
Gráfica 22. Gráfica FS* para ángulos de fricción constantes y $H_w=0$ (Fuente: Andugar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.) _____	44
Gráfica 23. Gráfica FS para ángulos de fricción constantes y $H_w = H$ (Fuente: Andugar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.) _____	45
Gráfica 24. Gráfica FS* para ángulos de fricción constantes y $H_w = H$ (Fuente: Andugar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.) _____	45

## **1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS**

### **1.1 Conceptos generales**

Las presas son estructuras hidráulicas de grandes dimensiones que permiten almacenar o retener agua para aprovecharla en actividades como el riego, el consumo humano, la generación de energía hidroeléctrica y el control de inundaciones, ya que impiden que el agua de las montañas baje hasta las comunidades que se sitúan en terrenos planos y cercanas a ríos, entre otras.

Normalmente, estas presas cumplen su propósito creando un embalse conteniendo el agua para su posterior uso.

El régimen hidrológico español se caracteriza por una extraordinaria irregularidad. Este tránsito continuo de la sequía a la inundación (como manifestaciones extremas de esta gran variabilidad) ha constituido, sin duda, un acicate histórico para la construcción de infraestructuras hidráulicas que paliaran las desastrosas consecuencias de ambos fenómenos y que garantizaran la disponibilidad de un recurso tan indispensable para la vida y la actividad económica como es el agua.

### **1.2 Objetivos y alcance del trabajo**

En el contexto en el que existe tanta incertidumbre en el análisis de la estabilidad frente al deslizamiento de presas, es necesario establecer un procedimiento que permita establecer de una forma fiable las distintas probabilidades de fallo condicionales en el Análisis de Riesgo, es por ello que el presente trabajo fin de grado se marca los siguientes objetivos:

- Comparar los coeficientes de seguridad de los taludes de este tipo de presas obtenidos mediante un modelo de resistencia al corte no lineal.
- Realizar un análisis de los diferentes resultados obtenidos con la finalidad de demostrar cómo se comporta este tipo de presa ante los cambios de altura y ángulo de rozamiento interno del material.
- Analizar la estabilidad de los taludes aguas arriba y aguas abajo mediante un modelo no lineal para diferentes situaciones de proyecto como embalse vacío o embalse lleno.
- Estudiar cómo varía la estabilidad de taludes de una presa de materiales sueltos suponiendo el mismo ángulo de rozamiento interno para todo el cuerpo de la estructura y suponiendo un ángulo variable para distintos niveles de tensión.

## 2. PRESAS DE ESCOLLERA CON PANTALLA DE HORMIGÓN (CFRD)

### 2.1 Introducción a las presas con pantalla

El tipo de presa que se va a estudiar en este caso es una presa de escollera con pantalla de hormigón o presa CFRD (Concrete Face Rockfill Dam), una presa de materiales sueltos.

En la denominación genérica de presas de materiales sueltos se incluyen todas las que se construyen con elementos naturales muy variados (tierras, gravas, escolleras, arenas, etc.), sin más elaboración artificial que una elemental clasificación y una compactación. La simplicidad de empleo, junto con la actual disponibilidad de potentes medios de transporte y compactación hacen que resulten, en principio, más económicas que las de hormigón.

En este caso, el material con el que se debe construir el cuerpo de la presa no debe ser muy deformable, ya que la pantalla se podría agrietar al tratar de seguir sus deformaciones bajo la carga que supone el embalse.

Cuando en las inmediaciones del sitio no hay suficiente material impermeable o su utilización no es económicamente viable para hacer con él un núcleo, es preciso acudir a elementos artificiales de impermeabilización, en nuestro caso una pantalla aguas arriba de hormigón armado u hormigón bituminoso. Como raras excepciones se han empleado el acero y materiales plásticos.

Algunas de las ventajas de estas presas con pantallas artificiales son:

- I. Dada su posición en el paramento aguas arriba, toda la presa colabora en la resistencia al empuje hidrostático. Este, además, tiene una componente vertical sobre la pantalla favorable a la estabilidad al deslizamiento.
- II. El contacto de la pantalla con la presa no requiere filtro y sólo una transición, más sencilla de construir.
- III. Los taludes suelen ser más pendientes que los de las presas con núcleo.
- IV. Si el material de la presa es drenante -como es frecuente y deseable- la presa queda libre de presiones internas, con la consiguiente mayor seguridad y economía. Si no lo fuera suficientemente, un buen drenaje bajo la pantalla hará el mismo efecto.
- V. Si se produce alguna fisura o grieta, no hay peligro de una degeneración progresiva por lavado, como puede ocurrir en un núcleo.
- VI. Sirven de protección contra las olas, sin adición de otro elemento.

El espesor de estas pantallas puede ir desde las finas (0.15 a 0.30 m) hasta valores cercanos a 1 metro en las más gruesas.

El cuerpo de las presas de pantalla se puede construir antes e independientemente del elemento impermeable. Esto puede suponer una ejecución más rápida que la de otros tipos de presa, especialmente en climas muy húmedos.



Figura 1. Presa de Bejar/Navamuño. (Fuente: Sociedad española de presas)

## **2.2 Materiales a emplear**

Como se ha indicado anteriormente, el cuerpo de la presa tiene como misión fundamental absorber y transmitir las cargas del agua sobre la pantalla hasta el cimiento. Las características de los materiales empleados en su construcción y los procedimientos de puesta en obra de los mismo condicionan de forma decisiva el comportamiento posterior tanto de la presa como de la pantalla.

Es deseable, además, que el material sea permeable para que drene y deje lo más libre posible de presiones intersticiales al espaldón, sea el de aguas abajo o el de aguas arriba.

Los posibles materiales a emplear se pueden dividir en los siguientes grupos:

- **Escollera de roca sana.** Los primeros años se construían rellenos de escollera vertida, sin compactar, en tongadas de gran espesor (2-3 m), para su puesta en obra se empleaba una gran cantidad de agua. Con ello se pretendía arrastrar los fragmentos más finos hacia el interior, pero el resultado de esto era un material con una elevada deformabilidad (efecto no interesado por posibles grietas en la pantalla).

Con la aparición en el mercado de rodillos lisos vibratorios de peso estático revolucionan el proceso constructivo de la presa reduciendo en gran cantidades el uso de agua y la rapidez en construir esta.

- **Gravas y suelos de naturaleza gruesa.** Dada su menor deformabilidad, Actualmente son muy empleados y ante la dificultad de encontrar en la práctica suficiente cantidad de escollera de buena calidad. Se construyen por tongadas de espesor menor que si se trata de escollera.

- **Escollera de roca blanda.** La dificultad de disponer en obra de suficiente cantidad de escollera de buena calidad ha hecho que el empleo de este tipo de material sea cada vez es mayor. En este caso se reduce el espesor de las tongadas y el número de pasadas del compactador deberá ser mayor, para lograr disminuir la deformabilidad.

La calidad de la roca matriz y la forma de los fragmentos que se usen, son aspectos muy importantes para el comportamiento estructural de la presa, debido a que el estado de carga que soportan puede provocar la rotura de estos en fragmentos de menor tamaño, influyendo por tanto en el comportamiento resistente y deformacional de la presa. En este sentido, son preferibles rocas resistentes y partículas bien redondeadas, procedentes de depósitos aluviales, antes que angulares, obtenidas mediante voladuras.

Por ello la escollera empleada debe ser resistente a la acción del agua y agentes atmosféricos, realizándose para esta comprobación ensayos previos para asegurarse de que es adecuada para la construcción de la presa. Algunos de estos ensayos abarcan desde de granulometría, durabilidad, resistencia, etc.

### **2.3 Características de la pantalla**

El conjunto estructural de la pantalla está compuesto por la pantalla propiamente dicha, un zócalo o plinto que le sirve de apoyo y para transmitir y repartir las cargas sobre el terreno, y una junta perimetral entre este zócalo y la pantalla para permitir un cierto juego entre ambos sin deterioro de la impermeabilidad.

La pantalla está formada por unas losas inclinadas continuas de arriba a abajo de un ancho de 15 m o menos, apoyadas sobre el talud aguas arriba del cuerpo de presa.

Entre cada dos losas hay juntas situadas en planos verticales que permiten el movimiento relativo entre ellas producido por asientos diferenciales y por la retracción y las variaciones térmicas.

Estas losas están armadas con una malla rectangular, en general, La armadura se suele colocar en el plano medio de la losa o ligeramente por encima, lo que le da flexibilidad y le permite resistir sollicitaciones de flexión en ambos sentidos. La posición central de la armadura permite su trabajo en el sentido necesario con un canto útil reducido, pero suficiente, porque los esfuerzos fundamentales son de compresión, y débiles, en general.

Los espaldones de las presas de pantalla no deben considerarse homogéneos e isótropos a efectos de determinar las deformaciones del cuerpo de la presa y de la pantalla. El módulo de deformación transversal ( $E_t$ ), se obtiene mediante la observación del movimiento de la pantalla durante la puesta en carga. La definición concreta la podemos ver en la siguiente figura:

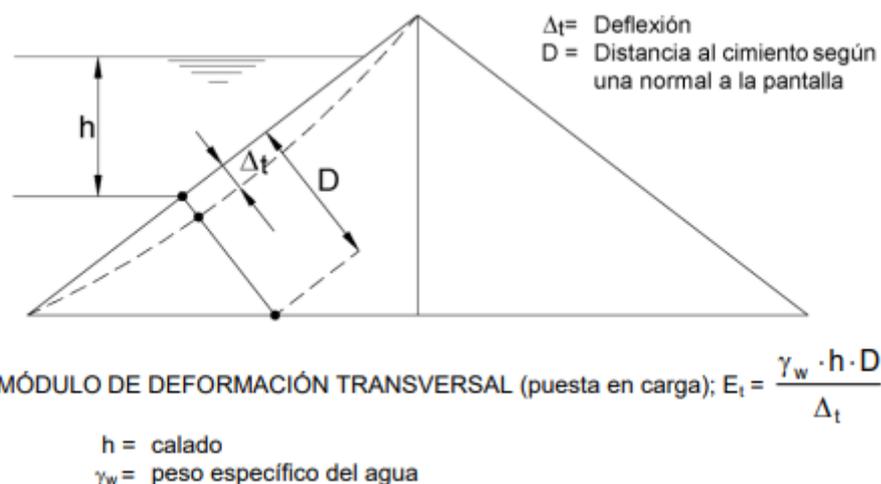


Figura 2. Módulo de deformación transversal del cuerpo de presa. (Fuente: Guía Técnica N°2-Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas)

Una vez efectuado el llenado, el movimiento máximo normal de la pantalla se suele localizar a un 40% - 50% de su altura máxima. Este movimiento suele presentar un valor que, depende tanto del factor de forma de la pantalla y de la deformación normal a la cara.

Para el correcto diseño de las pantallas, interesa conocer los siguientes conceptos básicos:

- **Espesor.** Por razones constructivas se exige un espesor mínimo de 25-30 cm, para poder colocar adecuadamente las armaduras y los tapajuntas.
- **Características del hormigón.** Se requiere un hormigón de calidad tal que garantice más la impermeabilidad y durabilidad que la resistencia. Normalmente se emplean hormigones con una resistencia de 25 MPa.
- **Armaduras.** En la actualidad se ha desarrollado el uso de una única armadura en ambas direcciones, tanto para cara superior como para la inferior. Colocada en su eje para hacerla más flexible. La cuantía de acero se cifra entre un 0,3% y un 0,4%.
- **Anchura de las losas.** Este aspecto es función de la maquinaria utilizada para colocar las losas, siendo lo más frecuente entre 10 y 15 metros.

#### **2.4 Definición de la sección tipo**

Al haber sido construidas en el pasado este tipo de presas sobre cimentaciones muy competentes, empleando escolleras de muy buena calidad, muy drenantes y con alturas limitadas de hasta 50 metros, los taludes externos eran ciertamente agresivos, siendo las inclinaciones de estos de 1,2(H):1(V)

Con el paso del tiempo se fue aumentando la altura de la presa conforme empeoraban la calidad de los materiales debido a aspectos económicos. Llegando a ser el caso de presas de

altura superior a 100 metros y el uso de materiales más mediocres, taludes del orden de 1,50(H):1(V).

Para alturas de presa considerablemente superiores y distintas variedades de material, se alcanzan cifras del orden de 1,7-1,8(H)-1(V) para los taludes.

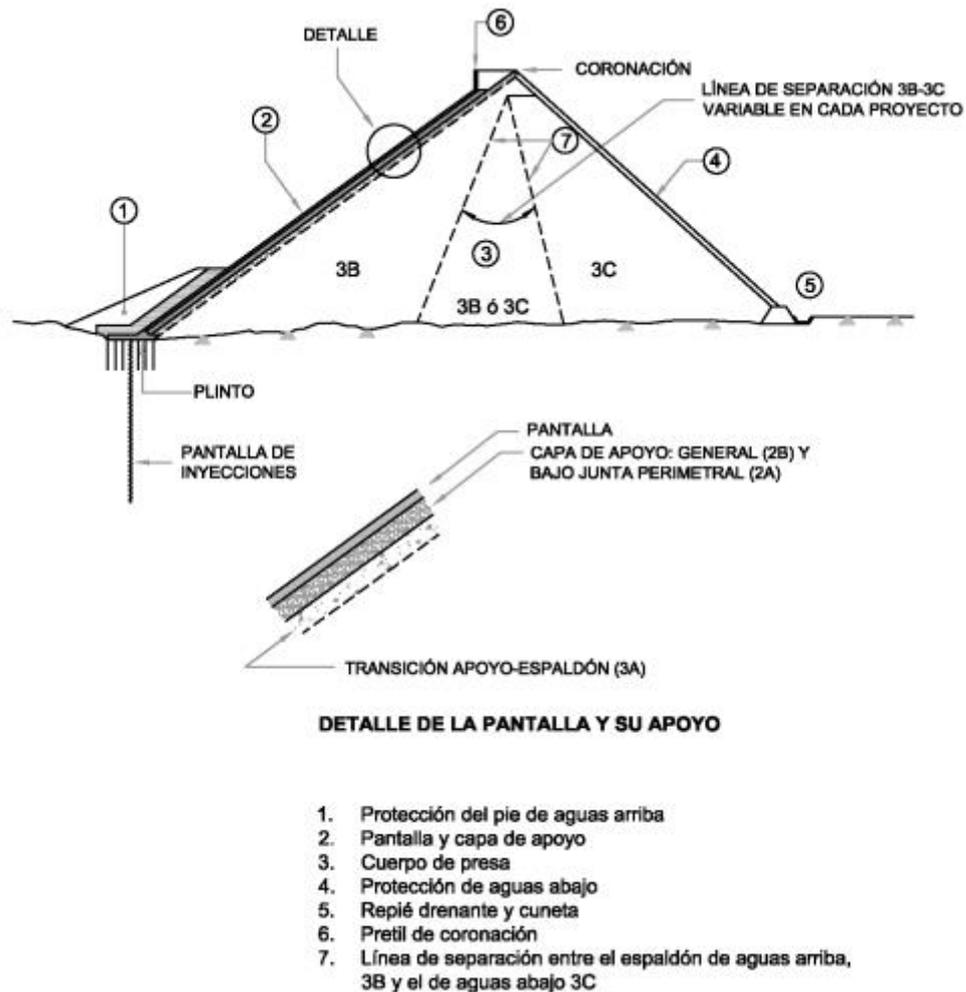


Figura 3. Sección tipo de una presa de pantalla de hormigón. (Fuente: Guía Técnica N°2-Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas)

## 2.5 Evaluación de la seguridad y estabilidad

Los cuerpos de las presas de materiales sueltos deben ser objeto de estudio con el propósito de evaluar, entre otros aspectos, su seguridad frente a rotura por deslizamiento.

Según el libro del Ingeniero Fernando Delgado R. (2005) “*Seguridad de Presas y Embalses. Seguridad y Recomendaciones*”, el procedimiento general que debe usarse para verificar que la estabilidad al deslizamiento de una presa de materiales sueltos es adecuada exige la consideración de los siguientes parciales.

- Acciones y sus posibles combinaciones.
- Presiones intersticiales.
- Resistencias del cimiento y cuerpo de presa.
- Definición de las situaciones de proyecto a analizar.
- Comparación de resultados. Coeficientes de seguridad mínimos.

Además, la estabilidad de esta ha de comprobarse con las combinaciones de fuerza compatibles principales:

1. En distintas fases del proceso de la construcción
2. Con embalse lleno
3. Para un desembalse rápido

La situación con embalse lleno es la más importante, pues es la normal, para la que se hace la presa, y determina en general el talud aguas abajo; en ocasiones, puede haber otro nivel más-desfavorable, pero no es lo habitual. Las presiones intersticiales, que juegan un papel decisivo en la estabilidad, se obtienen de la red de filtración, que debe haberse obtenido previamente. Cuando se trata de comprobar una presa en explotación, se utilizan los datos de los piezómetros, que son los que definen la situación real.

El efecto de un desembalse parcial se refiere también a la presa en su funcionamiento normal, pero su importancia es menor que la del embalse lleno; en primer lugar, cuantitativamente, pero también porque un deslizamiento hacia el embalse (que es el que puede producir) no tendría tan graves consecuencias como hacia aguas abajo, y además se trata de una situación circunstancial y de breve duración, en contraste con lo que ocurre con el embalse lleno.

La estabilidad durante la construcción es la menos grave, pues sus consecuencias, en general, se limitan a la obra parcial y, salvada la seguridad del personal, no suelen tener efectos destructores, salvo que se prevea la formación de un embalse parcial. Sin embargo, las económicas pueden ser importantes, por lo que hay que comprobar la estabilidad en distintos supuestos de altura alcanzada por la obra y, eventualmente, del nivel del agua (si lo hubiera).

### **2.5.1 Acciones y sus posibles combinaciones**

Las acciones que deben considerarse en el proceso de verificación de la seguridad son las debidas al peso propio (acción gravitatoria), empuje del agua del embalse, efecto del viento y efectos del sismo.

Existen algunas presas singulares donde puede ser importante la acción del hielo.

En este tipo de presa en concreto, con lo que respecta la parte de acciones, nos centraremos en el peso propio, ya que el oleaje no tiene importancia en la estabilidad y sí sólo en la debida protección del paramento y en las compuertas del aliviadero, si existen, y en la necesidad de evitar el rebosamiento sobre coronación. Lo mismo puede decirse del hielo.

### 2.5.1.1 PESO PROPIO

A efectos de los cálculos de verificación de la seguridad se deberá conocer el peso específico de cada material involucrado en el proceso de evaluación. El peso específico a usar será el que corresponda a la situación de proyecto correspondiente ya sea saturado ( $\gamma_{sat}$ ) o aparente ( $\gamma_{ap}$ ) con la posible humedad que corresponda a la situación en cuestión que puede llegar a ser seca ( $\gamma_d$ ) en algunos elementos granulares del espaldón de aguas abajo.

Normalmente los suelos que se usan en la construcción de las presas de materiales sueltos cambian su peso específico seco en la medida que avanza el proceso constructivo. Aumentan generalmente durante la construcción y pueden disminuir durante el llenado. Estos cambios, en general, son de menos importancia y no es necesario modificar las acciones correspondientes por este motivo. Únicamente es conveniente tener en cuenta los cambios de pesos debidos a la variación correspondiente de saturación.

### 2.5.1.2 EMPUJE DEL AGUA

A efectos de verificación de la seguridad al deslizamiento el nivel del agua del embalse se definirá de acuerdo con los criterios que más adelante se indican (combinación de acciones). Para ello es preciso definir las eventuales situaciones de avenida. Se considerarán dos tipos de avenida denominadas “de proyecto” y “extremas” de forma que se satisfagan los siguientes períodos de retorno mínimos:

Categoría de la presa	Avenida de proyecto	Avenida extrema
A	1.000	5000-10000
B	500	1000-5000
C	100	100-500

Tabla 1. Periodo de retorno en años. Fuente “Apuntes Obras Hidráulicas. UPCT. Luis Castillo. Copy Right”

En cuanto a las avenidas a considerar en el proyecto del desvío se recomienda que la probabilidad de superación de los caudales de desvío durante el período efectivo de la construcción sea inferior a:

Categoría A: 5%

Categoría B y C: Entre el 20 y el 25%

Bien entendido que las características particulares de cada presa, la distribución mensual de las avenidas y los programas de obra pueden cambiar estos porcentajes de forma importante, por lo que es obligatorio siempre un estudio de alternativas técnico-económicas para decidir la más conveniente.

## **2.5.2 Presiones Intersticiales**

En las presas de materiales sueltos y para la aplicación del procedimiento más común de evaluación de resistencias del terreno que se basa en el principio de la presión efectiva de Terzaghi, es necesario conocer la presión intersticial en cada punto de la cimentación y estructura en cada situación de proyecto.

La determinación del estado de presiones intersticiales exige una serie de cálculos que deben hacerse de acuerdo con las pautas que se indican a continuación.

### **2.5.2.1 Presiones intersticiales generadas durante la construcción**

Los materiales poco permeables, tanto del cuerpo de presa como del cimiento pueden retener, sin apenas disipación, las presiones intersticiales generadas durante el proceso constructivo.

La Permeabilidad de un determinado material suele caracterizarse mediante el denominado coeficiente de permeabilidad  $k$ . Cuando este coeficiente es  $k \geq 10^{-4}$  cm/s se considera aceptable suponer que la construcción de la presa no genera presiones intersticiales remanentes de importancia y, en consecuencia, se puede suponer que no existen excesos de presión intersticial por este efecto. Para materiales más impermeables es preciso suponer que pueden existir presiones intersticiales remanentes al final de la construcción.

El exceso de presión intersticial  $\Delta u$  generado por la aplicación de una carga de compresión "p" es, en general, proporcional a dicha carga, según la siguiente expresión:

$$\Delta u = B \times p$$

El aumento de la carga  $p$  durante la construcción se puede suponer igual al peso total de tierras sobre la vertical del punto de interés, esto es:

$$P = \gamma_{ap} \times h$$

Siendo  $h$  la altura de tierras colocadas sobre el punto en cuestión.

Durante la propia construcción esa presión intersticial puede desaparecer siempre que la permeabilidad del material sea significativa. Por el contrario, para materiales cuyo coeficiente de permeabilidad sea inferior a  $k = 10^{-6}$  cm/s puede aceptarse la simplificación de suponer que dicha disipación es escasa y, quedando del lado de la seguridad, suponer que no existe disipación alguna.

Para casos de permeabilidad intermedia ( $10^{-6} \text{ cm/s} \leq k \leq 10^{-4} \text{ cm/s}$ ) es recomendable estudiar el problema con algún procedimiento específico para evaluar la posible disipación de presiones intersticiales.

### **2.5.2.2 Presiones Intersticiales generadas por el embalse.**

Las presiones intersticiales generadas por el llenado del embalse deben evaluarse con la ayuda de un cálculo específico de la red de filtración correspondiente.

Uno de los problemas de estos cálculos descansa en la dificultad de asignar los valores probables de la anisotropía de la permeabilidad del material compactado en obra.

Hay dos tipos de factores que originan anisotropía en la permeabilidad:

- Por un lado, el propio material, sobre todo si es sencillo que al ser compactado se producen reordenamientos de sus partículas elementales, laminándolas con tendencia a orientarlas en una dirección normal a la presión, es decir en horizontal. En esta dirección el coeficiente de permeabilidad es mayor.
- Por otra parte, las propias condiciones de la obra son propicias también a una anisotropía, ya que se produce una estratificación en la dirección de las tongadas. Incluso la heterogeneidad de la cantera, y el propio proceso de colocación en obra puede dar lugar a tramos más permeables que otros, produciendo en definitiva el mismo efecto.

Si no existen datos concretos sobre la anisotropía, se puede suponer que en una presa de tierra compactada la permeabilidad en dirección vertical es la que se determina en laboratorio (en permeámetros o en endómetros), mientras que la horizontal puede oscilar entre ese mismo valor y otro del orden de diez veces mayor.

### **2.5.2.3 Presiones Intersticiales en Desembalse**

Cuando el nivel de embalse desciende, las presiones intersticiales, tanto en el cimiento como en el cuerpo de presa, en general también descienden, pero pueden hacerlo de manera más lenta que el propio nivel del embalse. Cuando esto ocurre, se produce la condición denominada “desembalse rápido” que puede ser peligrosa e incluso condicionar el dimensionamiento de la propia presa.

La situación de desembalse rápido debe ser considerada siempre que la velocidad de descenso de la lámina de agua del embalse,  $v$ , sea mayor que el coeficiente de permeabilidad del material en cuestión. Esto es:

$$v > k$$

La situación pésima de desembalse rápido puede producirse para una altura  $H$  menor que la correspondiente al desembalse completo. Por eso es necesario suponer, en estos cálculos, diferentes alturas de desembalse para conocer aquella que conduce a una situación más crítica.

Si el espaldón de aguas arriba es relativamente impermeable y ha sido necesario disponer de mantos drenante horizontales claramente permeables, los cálculos de disipación de presiones intersticiales se pueden efectuar con relativa precisión y sencillez en base a las teorías de la consolidación unidimensional. Pero en esos casos es recomendable tener en consideración el efecto bidimensional de los fenómenos transitorios del flujo.

### **2.5.3 Métodos de cálculo**

Para evaluar la seguridad de una presa de materiales sueltos en una determinada situación de proyecto, existen diferentes métodos de cálculo que pueden clasificarse en dos grandes grupos: cálculos estáticos y cálculos dinámicos

#### **2.5.3.1 MÉTODOS ESTÁTICOS**

Este es el método de cálculo que utilizaremos para la realización de este estudio.

Para cualquier cálculo estático, a su vez, existen dos tipos de métodos: métodos de rebanadas, también denominados de equilibrio límite y métodos basados en modelos numéricos.

Los llamados métodos de rebanadas, que surgieron cuando aún estaban vigentes las directrices de las grandes presas (1967), están ahora al borde de la extinción al ser reemplazados por métodos basados en modelos numéricos.

Los procedimientos basados en modelos numéricos más modernos tienen la gran ventaja del mayor rigor del planteamiento teórico y de la presumible mayor precisión, pero tienen el inconveniente de la menor experiencia en su utilización.

Los coeficientes de seguridad que se obtienen con los métodos de cálculo más modernos (Métodos numéricos), en general, son similares a los coeficientes de seguridad que se obtienen por los métodos de rebanadas. Pero existen situaciones especiales (formas de rotura complejas, por ejemplo) donde los modelos numéricos conducen a coeficientes de seguridad menores. De ahí la necesidad de la doble verificación recomendada.

#### **2.5.3.2 MODELOS DINÁMICOS**

Para la evaluación del comportamiento dinámico de una presa de tierras existen varios procedimientos de análisis. Entre otros cabe mencionar los tres siguientes: cálculo pseudo-estático, cálculo de movimientos permanentes de coronación (conocido como métodos tipo Newmark) y cálculos con modelos numéricos.

El cálculo dinámico completo puede realizarse hoy como modelos numéricos que representen con suficiente garantía el comportamiento real de la presa durante un eventual evento. Esto, en todo caso, requiere la determinación previa de las características dinámicas de cada material: ley de generación de presiones intersticiales, resistencia y deformabilidad dinámica (que normalmente depende de la amplitud de la deformación).

## 2.6 Presas de Pantalla en España

Mediante la aplicación cartográfica del *Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI)* en el apartado de *Inventario de presas y embalses (IPE)* se da a conocer que actualmente en España existen un total de 84 presas de materiales sueltos con pantalla de hormigón y 49 presas de materiales sueltos con pantalla asfáltica, haciendo un total para esta tipología en concreto (CFRD) de 133 presas.

En la siguiente tabla se pueden observar algunas de las presas con pantalla de hormigón que están actualmente en fase de operación con su altura y volumen de presa correspondiente, además de la provincia donde se encuentra.

Presa	Provincia	Altura (m)	Volumen cuerpo de presa (m <sup>3</sup> x1000)
AGUAMANSA A	Santa Cruz de Tenerife	24	77,5
AIXOLA	Bizkaia	50	375
ALFILORIOS	Asturias	67	347
ALISEDA	Cáceres	24	85
AMALAHUIGUE	Santa Cruz de Tenerife	57	261
BARRENDIOLA	Gipuzkoa	47	275
CAMPITOS, LOS	Santa Cruz de Tenerife	54	576
CARDENA	Zamora	19	8
CORUMBEL BAJO	Huelva	28	142
IBAI-EDER	Gipuzkoa	66	781
JARAIZ DE LA VERA	Cáceres	46	322
LAREO	Gipuzkoa	40	163
LERTUETXE	Bizkaia	10	21
LLANO DE MONTCASAU	Lleida	16	97
MACHOS	Huelva	30	170
MAJADILLAS	Cáceres	46	322,5
MULAGUA	Santa Cruz de Tenerife	48	280
NAVAMUÑO	Salamanca	73	764
PIAS	Ourense	47	318
PIEDRAS	Huelva	40	465
SAN ANTON	Navarra	57	432
SAN MARCOS	Cáceres	33	98
TEJO, EL	Segovia	40	235
TORREMENGA	Cáceres	17	74
UNDURRAGA	Bizkaia	36	250
URDICETO	Huesca	25	65
URKULU	Gipuzkoa	54	350
VILAGUDIN	Coruña, A	33	249
VEGA DE CONDE	Zamora	16	25
VIOLADA	Huesca	8,8	256

Tabla 2. Presas CFRD españolas. Fuente "Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI)"

Actualmente en España existen un total de 485 presas de materiales sueltos, siendo 37 (7.6%) de estas con pantalla de hormigón o asfálticas comentadas anteriormente.

### 3. METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS DE CÁLCULO

Como se mencionó anteriormente, hay una serie de factores que afectan la estabilidad de una presa, desde la resistencia del material hasta las presiones internas que pueden ocurrir durante la construcción, como durante el llenado o vaciado del embalse.

En este apartado del estudio explicaremos los métodos de cálculo utilizados para poder comentar y discutir los resultados obtenidos.

#### 3.1 Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes son los más utilizados en la práctica común, debido a su sencillez, y porqué el valor del coeficiente de seguridad obtenido no dista demasiado del valor real.

El método del equilibrio límite establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto la masa inferior, produciéndose, así, la rotura del terreno. En el momento de producirse la rotura, la resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento está movilizada, y el terreno se encuentra, en su totalidad, en equilibrio estático.

##### 3.1.1 Factor de Seguridad

Se define el factor de seguridad (FS), como el valor que cuantifica la diferencia entre las condiciones reales que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. El factor de seguridad es el coeficiente mínimo de todos los coeficientes de seguridad asociados a todas las superficies de deslizamiento posibles

La expresión del factor de seguridad viene dada por la expresión:

$$FS = \frac{\int \tau_R \cdot dS}{\int \tau \cdot dS}$$

Donde:

$\tau_R$  - es la resistencia a la corte máxima que se puede movilizar a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento,

$\tau$  - es la resistencia a la corte movilizada a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento,

$dS$  - es el diferencial de longitud a lo largo de la superficie de deslizamiento.

##### 3.1.2 Métodos de las rebanadas

La base teórica empleada para el estudio se basa a su vez en el método de rebanadas para calcular el factor de seguridad. En este caso se divide la masa desplazada en distintas rebanadas que pasan a considerarse un sólido rígido. De esta forma, tal y como se observa en

la Figura 4 la masa desplazada queda subdividida, y en cada subdivisión se imponen las condiciones de equilibrio.

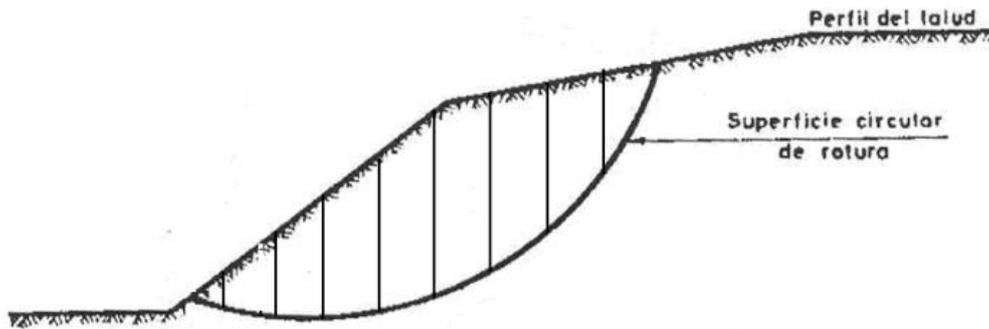


Figura 4. Representación de la división en rebanadas de la masa de terreno desplazada (Fuente: modificado de Alonso, 1989).

Mediante el uso del método de las rebanadas se consigue, por un lado, una mejor aproximación a la distribución de tensiones normales a lo largo de la superficie de rotura, dicha distribución se verá afectada por la altura de terreno que haya en cada rebanada. Por otro lado, mediante el uso del método de las rebanadas, se facilita el análisis de terrenos en el que el material no es homogéneo, puesto que solo es necesario definir las rebanadas de manera adecuada al terreno.

Se aplican dos hipótesis simplificativas a las rebanadas: por un lado, se considera que las rebanadas son suficientemente estrechas para poder considerar que la base de cada rebanada es rectilínea; y por otro lado, se considera que la base de cada rebanada está afectada únicamente por un tipo de material.

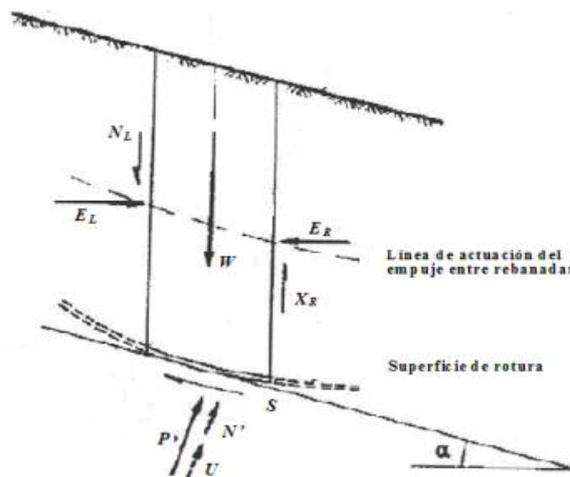


Figura 5. Esquema de fuerzas que actúan sobre una rebanada. (Fuente: modificado de Alonso, 1989)

### 3.1.3 Método de Janbu Simplificado

Es un método de rebanadas verticales para comprobar una superficie de deslizamiento de una forma cualquiera, en el caso de Janbu Simplificado solo se cumple el equilibrio total de fuerzas horizontales, pero no el de momentos. El diagrama de fuerzas actuante en una rebanada es el que se muestra en la figura 2.5

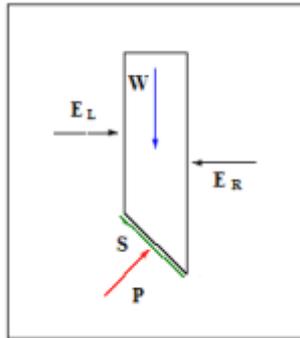


Figura 6. Representación de las fuerzas actuantes en una rebanada consideradas en el método de Janbu Simplificado.

En este caso, el equilibrio de las fuerzas horizontales proporciona un Factor de Seguridad de equilibrio de fuerzas sin considerar las fuerzas entre elementos ( $F_0$ ). Para incluir el efecto de las fuerzas entre elementos al cálculo se puede aplicar un factor de corrección ( $f_0$ ) de tal manera que el Factor de Seguridad del equilibrio de Fuerzas horizontales ( $F_f$ ) es el siguiente:

$$F_f = f_0 \cdot F_0$$

Para la obtención de este factor ( $f_0$ ), se calibró el análisis con el método de Janbu Riguroso y comprobaron que este factor sólo dependía de la geometría del problema y de las características del suelo, y se puede encontrar en tablas y figuras.

### 3.1.4 Método de Janbu Riguroso o Generalizado

El método general o riguroso de Janbu implementado en el programa SSAP es el utilizado para evaluar la estabilidad de este tipo de presa.

Es también un método de rebanadas verticales para comprobar una superficie de deslizamiento de una forma cualquiera, pero se diferencia de otros en que el estado tensional de cada franja se plantea con toda generalidad, sin limitaciones ni hipótesis simplificadoras para las fuerzas interfajas, con lo que se aproxima un poco al de elementos finitos, si bien con elementos trapeziales grandes y supuesta una masa deslizante. Resolviendo verticalmente y horizontalmente respecto la base de cada rebanada.

Considerando el equilibrio global de fuerzas se obtiene una expresión para el Factor de Seguridad  $F_f$ . Para que el problema sea estáticamente determinado, se impone la posición de la línea de acción de las fuerzas entre elementos. Haciendo equilibrio de momentos desde el centro de la base de cada elemento, el equilibrio de momentos global se verifica, y las fuerzas entre elementos se pueden calcular. De hecho, se encuentran insertadas dentro la expresión del factor de seguridad dónde se verifican ambos, el equilibrio global de fuerzas y el de momentos.

Este método funciona razonablemente siempre que la distribución de tensión real se acerque a la tensión aplicada. En general, el método funciona bien cuando el potencial de masa deslizante no tiene una concentración de tensión significativa. Cuando hay concentración de esfuerzos, pueden surgir problemas de convergencia y desequilibrio de fuerzas en algunas áreas.

### **3.2 Características del material**

Un aspecto importante a tratar es el comportamiento del material, este apartado del estudio está basado en el artículo científico “Aspects concerning the shear strength of rockfill material in rockfill dam engineering” publicado por los Drs. Ing. Ronald Haselsteiner, Resul Pamuk, Burcu Ersoy, publicado el 3 de Enero de 2017.

Históricamente se han utilizado modelos empíricos, elásticos y plásticos para determinar los modelos constitutivos para curvas de resistencia al corte. Para este tipo de presa, tratándose de materiales granulares los cuales no presentan un comportamiento lineal frente al corte, se ha utilizado el modelo matemático Mohr-Coulomb para determinar el comportamiento de los materiales a utilizar.

Este modelo establece que la rotura del terreno es por cizallamiento (o falla) del suelo. Cuando el terreno pierde su capacidad resistente aparece una superficie sobre la que desliza el suelo. A nivel regional, cuando al terreno se le somete a fuerzas estructurales, el terreno se parte en dos, y los dos bloques deslizan relativamente el uno sobre el otro.

$$\tau = c + \sigma \cdot tg(\varphi)$$

Donde:

$\tau$  es el esfuerzo cortante

$c$  es la intersección de la línea de fallo con el eje de  $\tau$ , llamada cohesión

$\sigma$  es la tensión normal

$\varphi$  es el ángulo de rozamiento interno

Para determinar los diferentes parámetros del modelo se ha utilizado la gráfica de la siguiente figura:

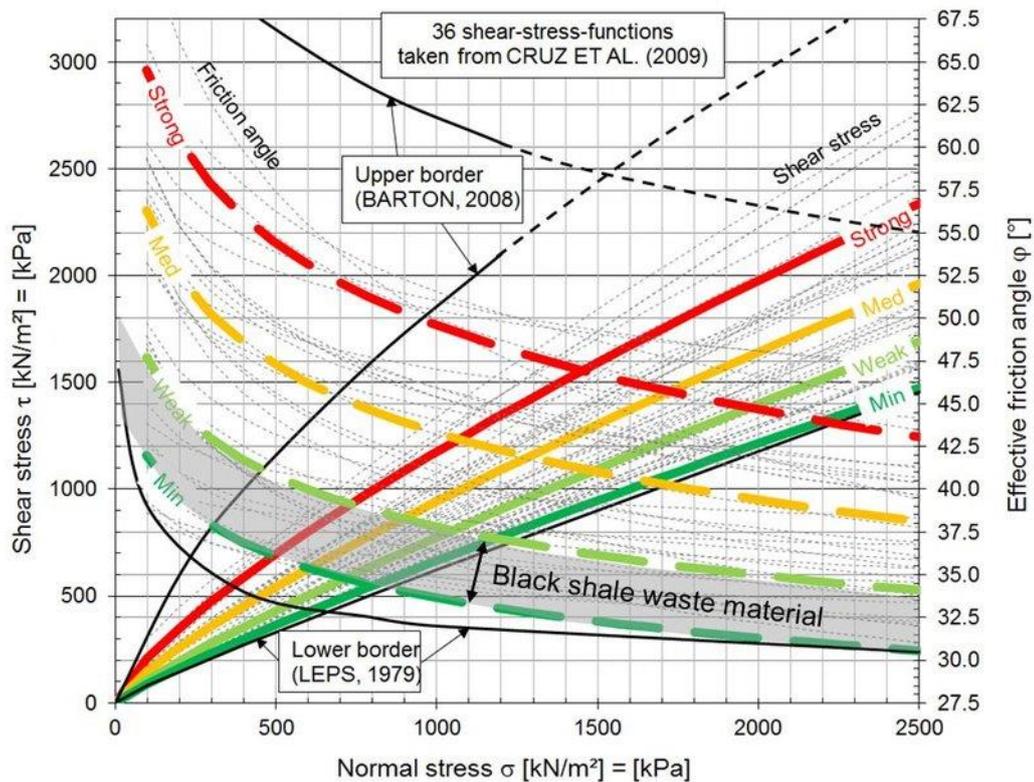


Figura 7. Clasificación del comportamiento del esfuerzo cortante sobre la base de datos experimentales seleccionados. (Fuente: Art. 2017 - Haselsteiner - Shear strength rockfill dams)

En esta gráfica se puede observar cómo según el material a utilizar (líneas de colores discontinuas), cambian los valores del esfuerzo cortante (eje y), la tensión normal (eje x) y el ángulo de rozamiento interno (eje y secundario). Reflejan el ancho relativo que tiene el rango de comportamiento del material de escollera. Además, se muestra en color negro las líneas envolventes superior e inferior de la resistencia al corte superior e inferior, según los ensayos de Barton y Leps.

Hay cuatro tipos de materiales en función de la resistencia al corte de cada uno de estos. De color rojo materiales con una resistencia alta, de color amarillo los de una resistencia media, en verde claro presentan una resistencia débil y las de color verde oscuro muestran una resistencia muy baja.

Actualmente la mayoría de estudios sobre la estabilidad de presas de materiales sueltos se realizan suponiendo un ángulo de rozamiento interno constante, ya que, entre otras razones, los programas actuales no permiten el análisis de estas presas con ángulos variables. Acorde a la gráfica sería suponer que los materiales a utilizar tienen una línea horizontal respecto al eje de la tensión normal (eje x), es decir, para un material dado, tendría el mismo ángulo de rozamiento interno para diferentes tensiones normales o lo que es lo mismo, la tensión normal sería la misma para cualquier punto de la presa. Sin embargo, en la práctica y en ensayos se ha demostrado que el ángulo de rozamiento interno es inversamente proporcional al valor de tensión normal en un punto dado del cuerpo de la presa. Conforme mayor es el valor de la tensión normal, menor será el valor del ángulo de fricción interna de dicho material.

Como el programa no permite tener distintos ángulos de fricción interna para un mismo material, para aproximar el comportamiento de la presa a la realidad, se ha llevado a cabo una estrategia de modelación. Esta consiste en zonificar la presa en estratos y asignarle a cada uno de estos un ángulo de rozamiento interno diferente, pudiendo así tener para un mismo material diferentes valores de  $\varphi$  y poder recrear un comportamiento más real.

Para obtener los diferentes valores de los ángulos elegiremos uno de los cuatro materiales representados en la “Figura 7” y mediante la fórmula de las tensiones verticales, explicada en el apartado 4.2, hallaremos el ángulo de rozamiento interno correspondiente para cada valor de tensión normal. Uno de los obstáculos aquí presentes es la limitación que tiene la gráfica de la “Figura 7” ya que para las mayores alturas que se van a estudiar en este trabajo no existen valores representados. Para modelar la continuación de las curvas de la gráfica anterior se ha utilizado la siguiente fórmula física basada en la conversión del ángulo de fricción en esfuerzos cortantes:

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \cdot \log(\sigma)$$

Donde:

$\varphi$  ángulo de fricción efectivo

$\varphi_0$  ángulo de fricción a tensión normal cero o muy baja

$\Delta\varphi$  ángulo de fricción diferencial que disminuye el ángulo de fricción efectivo correspondiente al incremento de la tensión normal

$\sigma$  tensión normal

### **3.3 Programa a utilizar (SSAP2010)**

SSAP2010 es un software completo gratuito para verificar la estabilidad de taludes naturales, artificiales o con elementos de refuerzo.

SSAP proporciona a los usuarios un conjunto de herramientas originales para realizar comprobaciones de estabilidad en profundidad utilizando únicamente métodos de cálculo rigurosos basados en Equilibrio Límite y Motores Innovadores para generar y buscar superficies con el Factor de Seguridad (FS) más bajo.

Entre los métodos de cálculo podemos diferenciar entre: Janbú generalizado o riguroso, Spencer, Morgenstern – Price, Sarma I, Chen – Morgenstern o Borselli entre otros.

Los métodos estrictos permiten aplicar el método del equilibrio límite de manera que la solución buscada está estáticamente garantizada. Es decir, tanto el equilibrio de fuerzas (verticales y horizontales) como el equilibrio de momentos están garantizados al mismo tiempo.

El motor de búsqueda "sniff random search", exclusivo del programa SSAP, nació de una idea original del autor y permite superar todas las incertidumbres que caracterizan los métodos clásicos de investigación en situaciones particulares con pendientes muy complejas.

Todas las pruebas realizadas en los taludes de referencia, utilizados en la literatura científica, indican que el método, a pesar de la sencillez y facilidad de uso que lo distingue, proporciona resultados comparables y, en algunos casos, mejores. a los métodos más sofisticados y poderosos que existen; como los de minimización multidimensional, en la búsqueda de superficies críticas de deslizamiento.

Una particularidad de este programa es que solo calcula la parte izquierda de la presa, por ello, para poder calcular tanto talud aguas arriba como aguas abajo hay que modelar dos presas en el programa. Dado el caso de querer calcular el talud aguas arriba habría que dimensionar la presa de tal forma que este quede en la parte izquierda, para calcular el mismo caso, pero talud aguas abajo habría que hacer simetría y girar la presa. Estas particularidades están detalladas en el Apéndice 1.

#### 4. APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO

En este apartado se explicarán y definirán todos los detalles y casos utilizados, descripción de las características geométricas y de los materiales para el cálculo de los resultados obtenidos.

##### 4.1 Presa tipo de estudio

Para el análisis de este trabajo se ha impuesto una inclinación de taludes fija, siendo los valores de estos: 1.75H:1V para el talud aguas abajo y 1.6H:1V para el talud aguas arriba.

Una coronación de 10 metros de ancho y el análisis de seis alturas diferentes de presa, yendo desde la más pequeña de 50 metros a la de mayor altura con 300 metros.

A su vez, se estudiarán dos situaciones de embalse; caso de embalse vacío ( $H_w = 0$ ) y el caso del embalse lleno, que se supondrá la altura del agua igual a la altura de la presa ( $H_w = H$ ).

En cuanto a materiales, haciendo referencia al apartado 3.2 (Figura 7), se analizarán las distintas situaciones de presa con los materiales STRONG, WEAK y MIN. Estos resultados se compararán los del material MEDIUM, obtenidos del Trabajo Fin de Grado, Andúgar, S. (2021). *“Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD.”* Universidad Politécnica de Cartagena.

##### 4.2 Zonificación de ángulos variables

Como se ha comentado en el apartado 3.2, actualmente los programas de estudio de estabilidad de taludes no permiten variar el ángulo de rozamiento interno para un mismo material, por lo que se procede a la zonificación de la presa según estratos para variar el ángulo de fricción interna de cada uno y así poder asemejar el comportamiento de esta a la realidad.

A continuación, se muestra un ejemplo de cómo se calcularía el talud aguas abajo de una presa con embalse vacío:

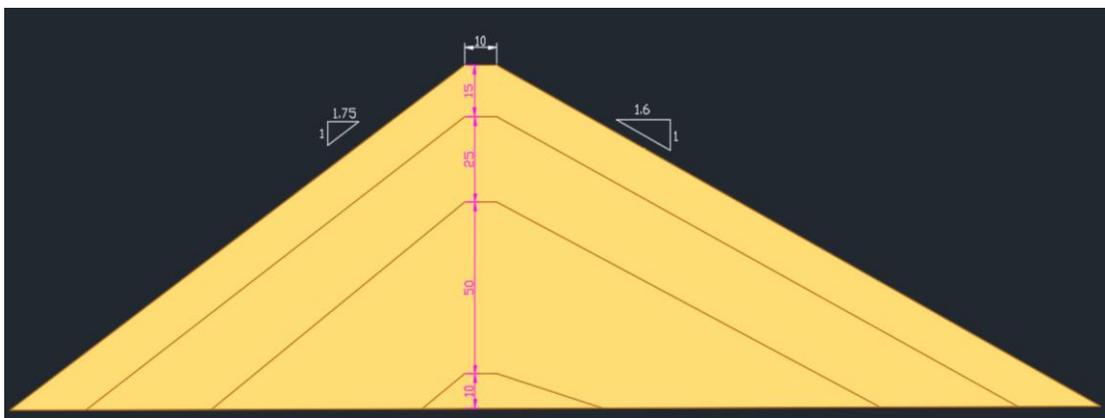


Figura 8. Geometría de la presa con embalse vacío

En cambio, para la situación de embalse lleno ocurre un fenómeno particular, se produce un incremento de tensiones en el paramento aguas arriba de la presa. Debido a este incremento es necesario variar la geometría de las diferentes franjas de la presa.

Cada una de las modificaciones a realizar se obtendrán relacionando las fórmulas de tensiones verticales de una presa, estas son las siguientes:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma \cdot z \\ \Delta\sigma &= \gamma_w \cdot h\end{aligned}$$

Donde:

$\sigma_v$  es la tensión vertical sobre un punto de la presa

$\gamma$  es el peso específico del material

$z$  distancia desde la coronación de la presa

$\Delta\sigma$  es el incremento de tensiones verticales

$\gamma_w$  es el peso específico saturado

$h$  es el desplazamiento que hay que hacer en dirección y

Para definir la primera variación en la primera franja habría que hacer:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z = 20 \cdot 15 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma = \gamma_w \cdot h \rightarrow 300 = 10 \cdot h \rightarrow h = 30m$$

En cuanto al desplazamiento de este punto en dirección x, sólo hay que multiplicar esta distancia por la inclinación que tenga el talud.

$$x = 30m \cdot 1.6 = 48 \text{ metros}$$

Estos pasos se repiten para cada franja tanto para talud aguas arriba como aguas abajo. Quedando la presa en situación de embalse lleno con la siguiente geometría:

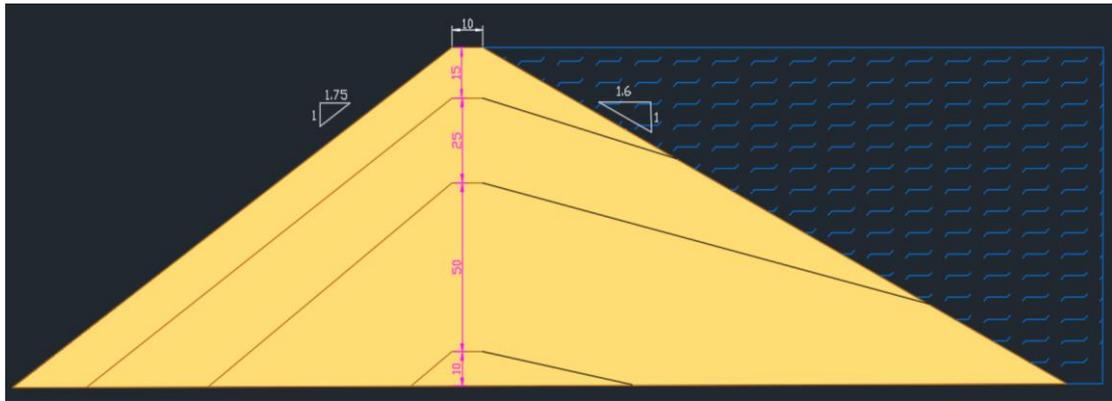


Figura 9. Geometría de la presa con embalse lleno

A su vez, los diferentes ángulos de rozamiento interno obtenidos mediante el procedimiento explicado en el punto 3.2, son los siguientes:

z(m)	STRONG (°)	MEDIUM (°)	WEAK (°)	MIN (°)
15	57,5	50	43	38
40	51	45	38,5	34,5
90	45,5	40	35,5	31,5
120	43	38	34	30,5
170	41,5	36	32,5	30,5
250	38,5	34	31	28
300	37,5	33	30	27,5

Tabla 3. Ángulos de rozamiento interno del material según franjas

#### 4.3 Factores de seguridad

En este último apartado se describirá la discretización que se ha hecho para hallar los distintos factores de seguridad según los círculos de rotura producidos.

En primer lugar, se han distinguido dos factores de seguridad diferentes. Por un lado, tenemos un factor de seguridad “no preocupante”, este corresponde al menor valor de todos los círculos de rotura correspondientes al talud aguas abajo, este se llamará (FS). Se resalta no preocupante ya que estos círculos de rotura no son de extremo peligro y su reparación se puede llevar a cabo sin mayor dificultad.

El otro factor de seguridad que se ha sintetizado es el “preocupante”, ya que corresponde al menor valor de todos los círculos de rotura localizado entre el espaldón aguas abajo y la coronación de la presa. Este se llamará (FS\*).

Este es un caso de rotura que se le da especial atención ya que es una de las causas principales de los daños o fallas en presas de materiales sueltos, uno de los fenómenos que puede producir es el de tubificación o (Piping). Se tiene muy en cuenta este caso de fallo ya que es el más peligroso porque afecta directamente a la integridad de la presa, la reparación es más complicada que en el caso anterior y los daños pueden ser muy cuantiosos.

A continuación, se muestran algunos círculos de rotura calculados para FS y FS\*:

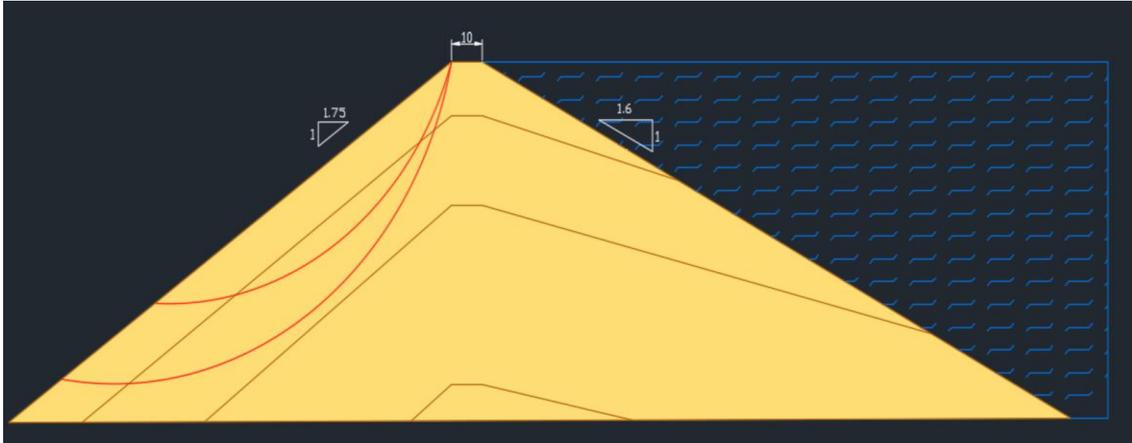


Figura 10. Posibles círculos de rotura para FS

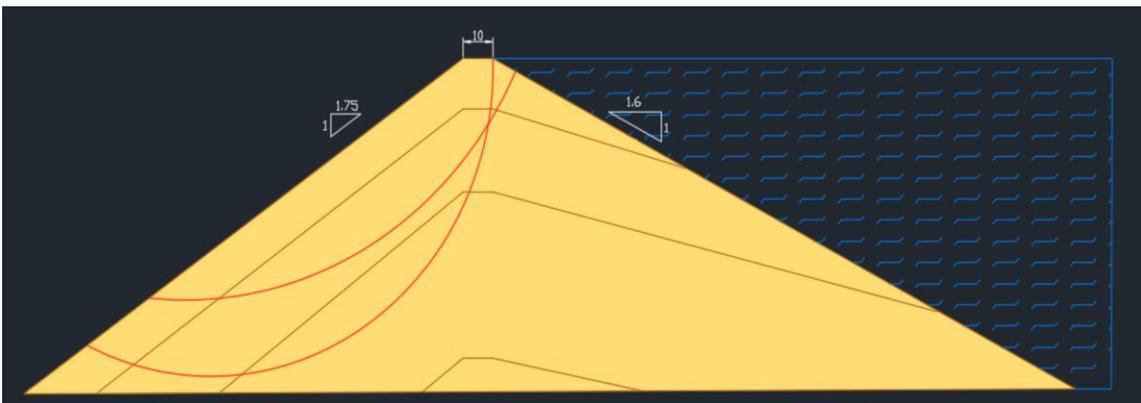


Figura 11. Posibles círculos de rotura para FS\*

## 5. OBTENCIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se muestran los resultados de los diferentes factores de seguridad (FS y FS\*) obtenidos mediante el programa SSAP2010. Se mostrarán en tres apartados diferentes según el material a utilizar y a su vez divididos en subapartados según el talud de estudio y situación de embalse.

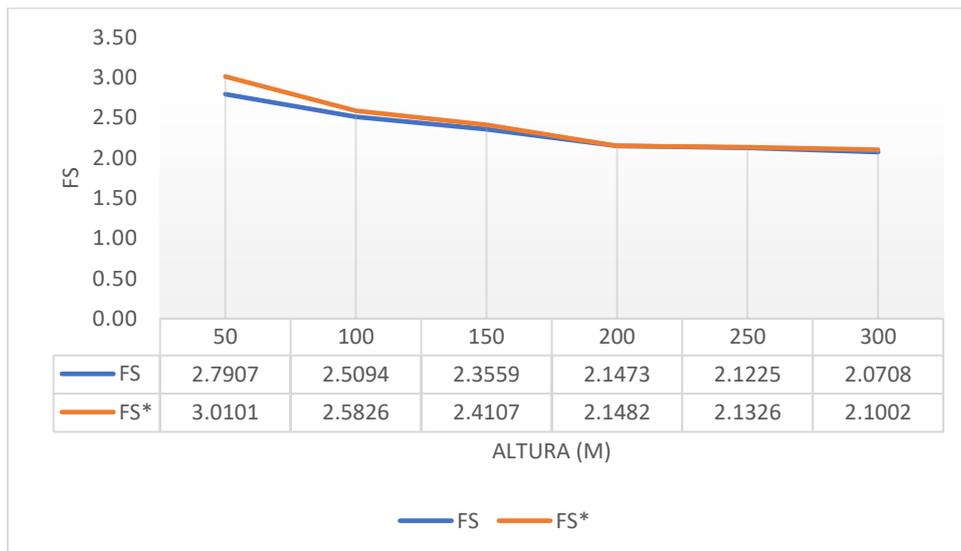
### 5.1 Material STRONG

En este apartado se mostrarán los factores de seguridad obtenidos para un material con alta resistencia al corte considerando un ángulo de rozamiento interno variable en todo el dominio.

#### 5.1.1 Talud Aguas Abajo

EMBALSE VACÍO (TALUD AGUAS ABAJO)			
Altura (m)	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	57.5 - 51 - 45.5	2,7907	3,0101
100	57.5 - 51 - 45.5 - 43	2,5094	2,5826
150	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5	2,3559	2,4107
200	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5	2,1473	2,1482
250	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5	2,1225	2,1326
300	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5 - 37.5	2,0708	2,1002

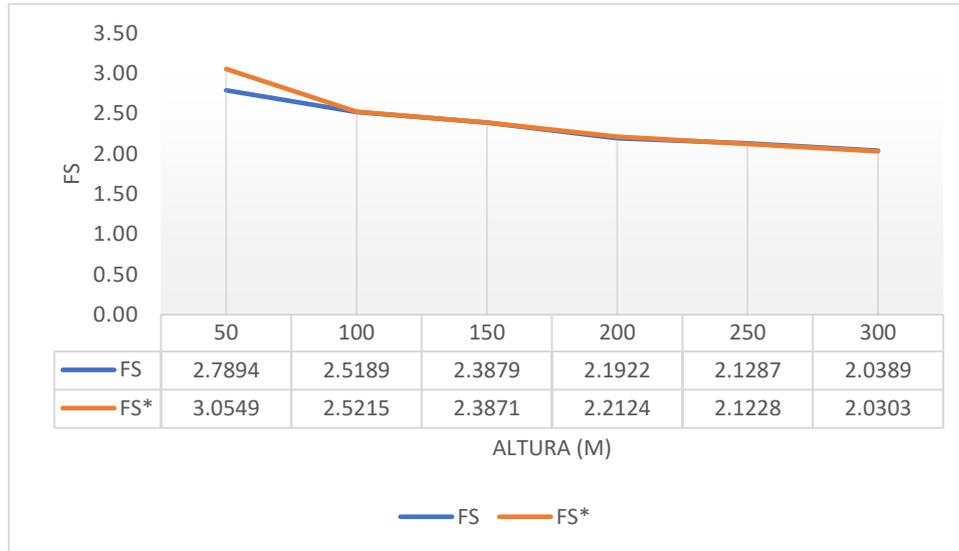
Tabla 4. Resultados de FS y FS\* material STRONG, talud aguas abajo, embalse vacío



Gráfica 1. FS y FS\* material STRONG, talud aguas abajo, embalse vacío

EMBALSE LLENO (TALUD AGUAS ABAJO)			
Altura (m)	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	57.5 - 51 - 45.5	2,7894	3,0549
100	57.5 - 51 - 45.5 - 43	2,5189	2,5215
150	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5	2,3879	2,3871
200	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5	2,1922	2,2124
250	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5	2,1287	2,1228
300	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5 - 37.5	2,0389	2,0303

Tabla 5. Resultados de FS y FS\* material STRONG, talud aguas abajo, embalse lleno

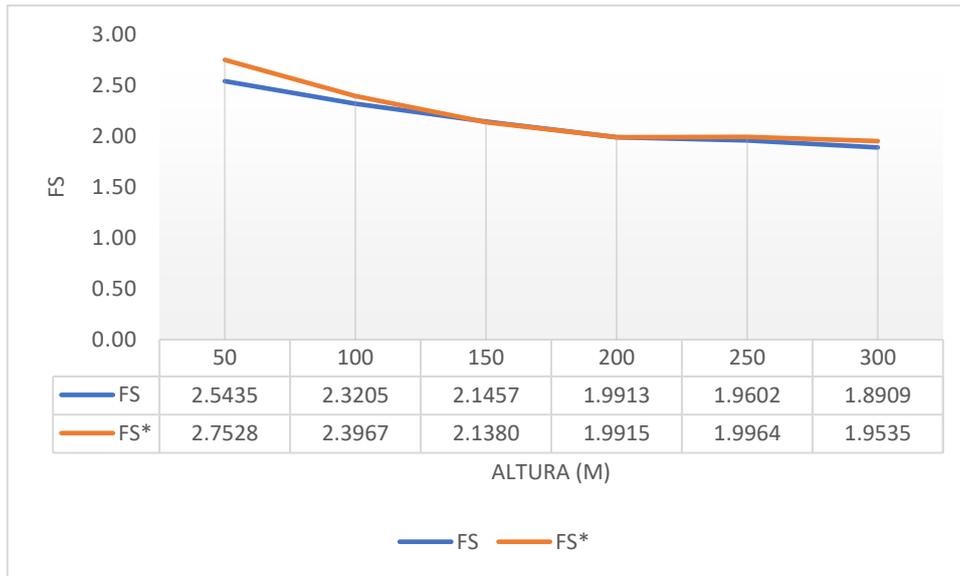


Gráfica 2. FS y FS\* material STRONG, talud aguas abajo, embalse lleno

### 5.1.2 Talud Aguas Arriba

EMBALSE VACÍO (TALUD AGUAS ARRIBA)			
Altura (m)	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	57.5 - 51 - 45.5	2,5435	2,7528
100	57.5 - 51 - 45.5 - 43	2,3205	2,3967
150	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5	2,1457	2,1380
200	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5	1,9913	1,9915
250	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5	1,9602	1,9964
300	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5 - 37.5	1,8909	1,9535

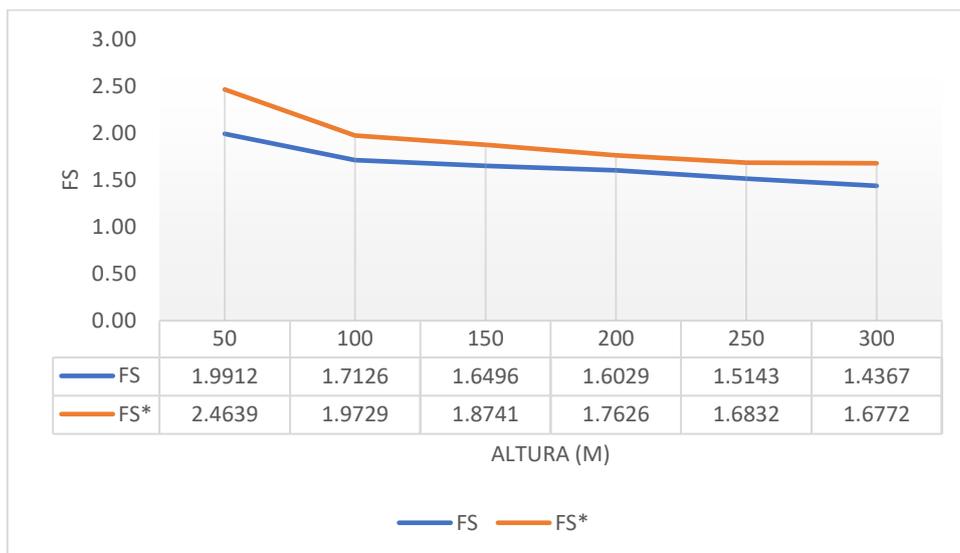
Tabla 6. Resultados de FS y FS\* material STRONG, talud aguas arriba, embalse vacío



Gráfica 3. FS y FS\* material STRONG, talud aguas arriba, embalse vacío

EMBALSE LLENO (TALUD AGUAS ARRIBA)			
Altura (m)	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	57.5 - 51 - 45.5	1,9912	2,4639
100	57.5 - 51 - 45.5 - 43	1,7126	1,9729
150	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5	1,6496	1,8741
200	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5	1,6029	1,7626
250	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5	1,5143	1,6832
300	57.5 - 51 - 45.5 - 43 - 41.5 - 38.5 - 37.5	1,4367	1,6772

Tabla 7. Resultados de FS y FS\* material STRONG, talud aguas arriba, embalse lleno



Gráfica 4. FS y FS\* material STRONG, talud aguas arriba, embalse lleno

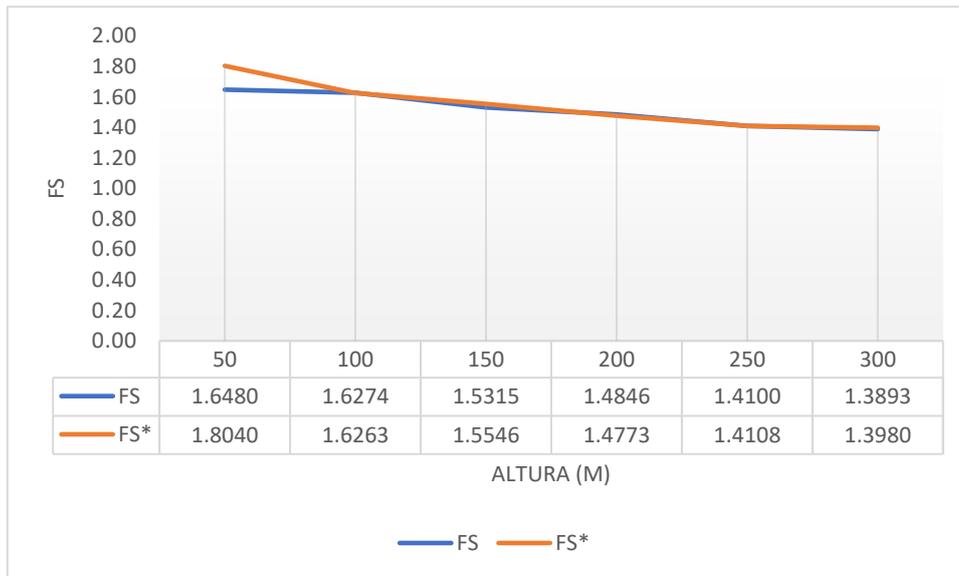
## 5.2 Material WEAK

En este apartado se mostrarán los factores de seguridad obtenidos para un material con baja resistencia al corte considerando un ángulo de rozamiento interno variable en todo el dominio.

### 5.2.1 Talud Aguas Abajo

<b>EMBALSE VACÍO (TALUD AGUAS ABAJO)</b>			
Altura	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	43 - 38.5 - 35.5	1,6480	1,8040
100	43 - 38.5 - 35.5 - 34	1,6274	1,6263
150	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5	1,5315	1,5546
200	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31	1,4846	1,4773
250	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31	1,4100	1,4108
300	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31 -30	1,3893	1,3980

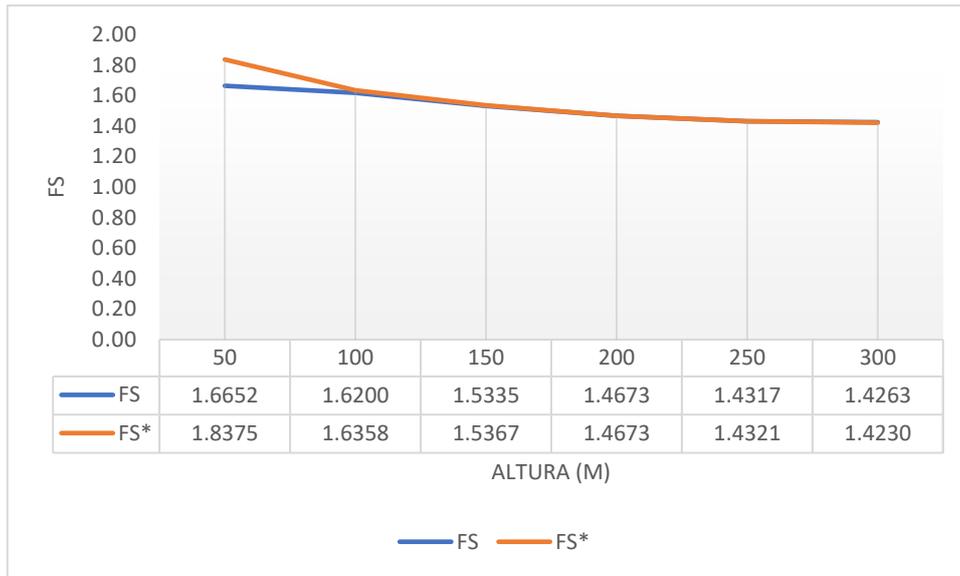
Tabla 8. Resultados de FS y FS\* material WEAK, talud aguas abajo, embalse vacío



Gráfica 5. FS y FS\* material WEAK, talud aguas abajo, embalse vacío

<b>EMBALSE LLENO (TALUD AGUAS ABAJO)</b>			
Altura	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	43 - 38.5 - 35.5	1,6652	1,8375
100	43 - 38.5 - 35.5 - 34	1,6200	1,6358
150	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5	1,5335	1,5367
200	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31	1,4673	1,4673
250	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31	1,4517	1,4321
300	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31 -30	1,4263	1,4230

Tabla 9. Resultados de FS y FS\* material WEAK, talud aguas abajo, embalse lleno

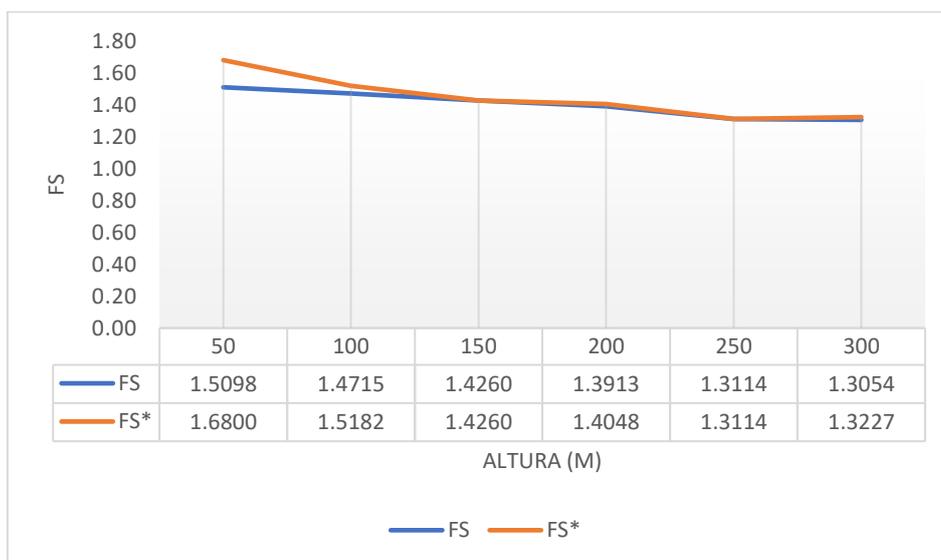


Gráfica 6. FS y FS\* material WEAK, talud aguas abajo, embalse lleno

## 5.2.2 Talud Aguas Arriba

EMBALSE VACÍO (TALUD AGUAS ARRIBA)			
Altura	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	43 - 38.5 - 35.5	1,5098	1,6800
100	43 - 38.5 - 35.5 - 34	1,4715	1,5182
150	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5	1,4260	1,4260
200	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31	1,3913	1,4048
250	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31	1,3114	1,3114
300	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31 - 30	1,3054	1,3227

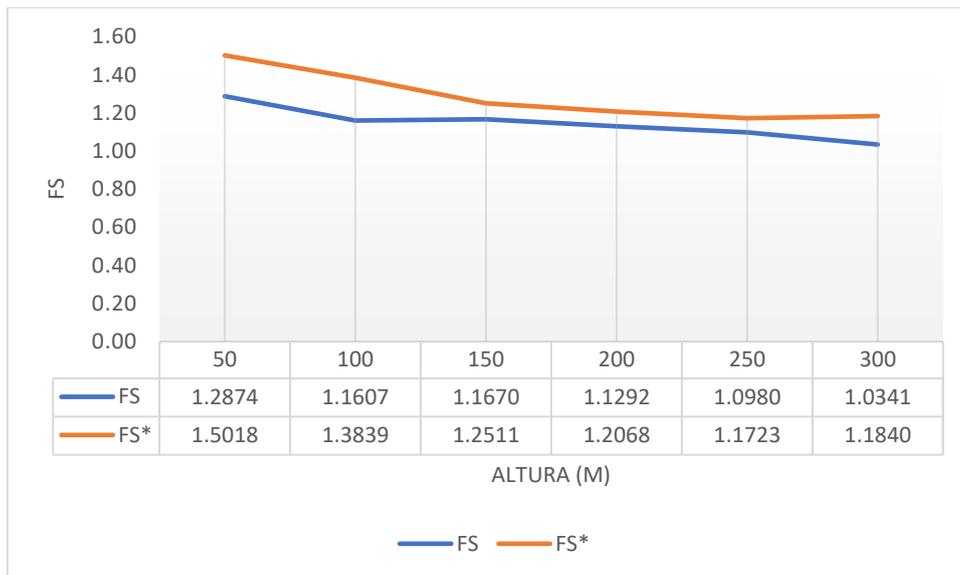
Tabla 10. Resultados de FS y FS\* material WEAK, talud aguas arriba, embalse vacío



Gráfica 7. FS y FS\* material WEAK, talud aguas arriba, embalse vacío

EMBALSE LLENO (TALUD AGUAS ARRIBA)			
Altura	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	43 - 38.5 - 35.5	1,2874	1,5018
100	43 - 38.5 - 35.5 - 34	1,1607	1,3839
150	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5	1,1670	1,2511
200	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31	1,1292	1,2068
250	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31	1,0980	1,1723
300	43 - 38.5 - 35.5 - 34 - 32.5 - 31 -30	1,0341	1,1840

Tabla 11. Resultados de FS y FS\* material WEAK, talud aguas arriba, embalse lleno



Gráfica 8. FS y FS\* material WEAK, talud aguas arriba, embalse lleno

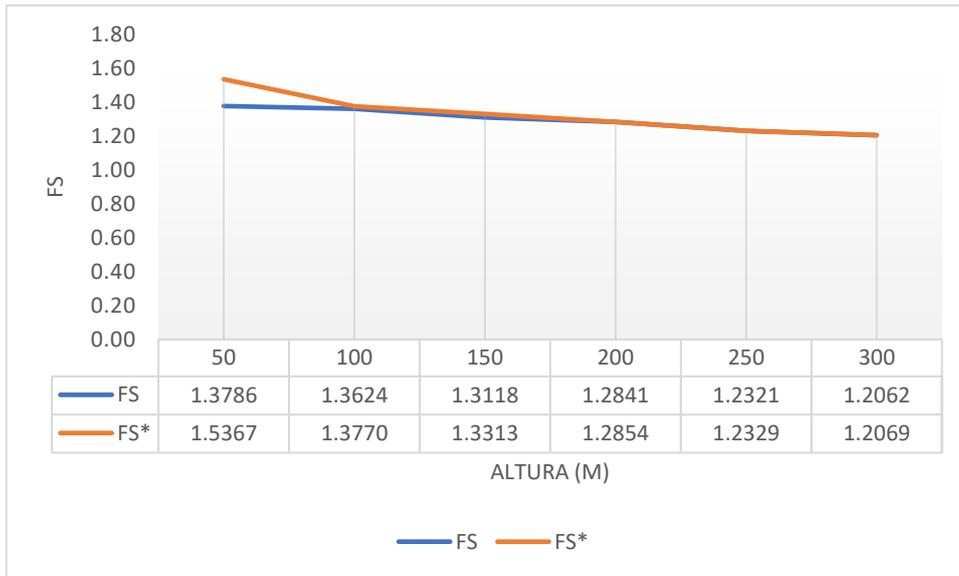
### 5.3 Material MIN

En este apartado se mostrarán los factores de seguridad obtenidos para un material con muy baja resistencia al corte considerando un ángulo de rozamiento interno variable en todo el dominio.

#### 5.3.1 Talud Aguas Abajo

EMBALSE VACÍO (TALUD AGUAS ABAJO)			
Altura	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	38 - 34.5 - 31.5	1,3786	1,5367
100	38 - 34.5 - 31.5 - 30.5	1,3624	1,3770
150	39 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5	1,3118	1,3313
200	40 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28	1,2841	1,2854
250	41 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28	1,2321	1,2329
300	42 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28 - 27.5	1,2062	1,2069

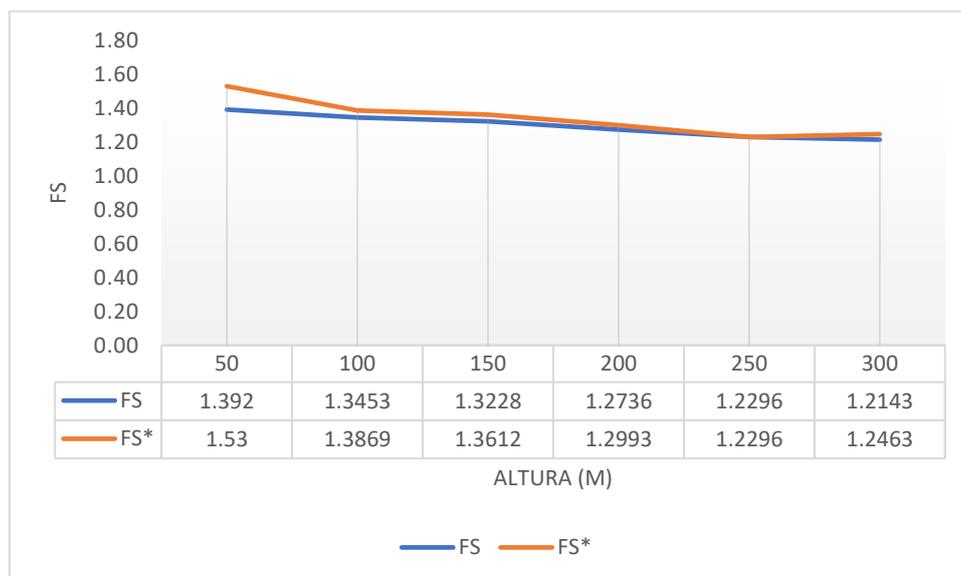
Tabla 12. Resultados de FS y FS\* material MIN, talud aguas abajo, embalse vacío



Gráfica 9. FS y FS\* material MIN, talud aguas abajo, embalse vacío

EMBALSE LLENO (TALUD AGUAS ABAJO)			
Altura	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	38 - 34.5 - 31.5	1,392	1,53
100	38 - 34.5 - 31.5 - 30.5	1,3453	1,3869
150	39 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5	1,3228	1,3612
200	40 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28	1,2736	1,2993
250	41 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28	1,2296	1,2296
300	42 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28 - 27.5	1,2143	1,2463

Tabla 13. Resultados de FS y FS\* material MIN, talud aguas abajo, embalse lleno

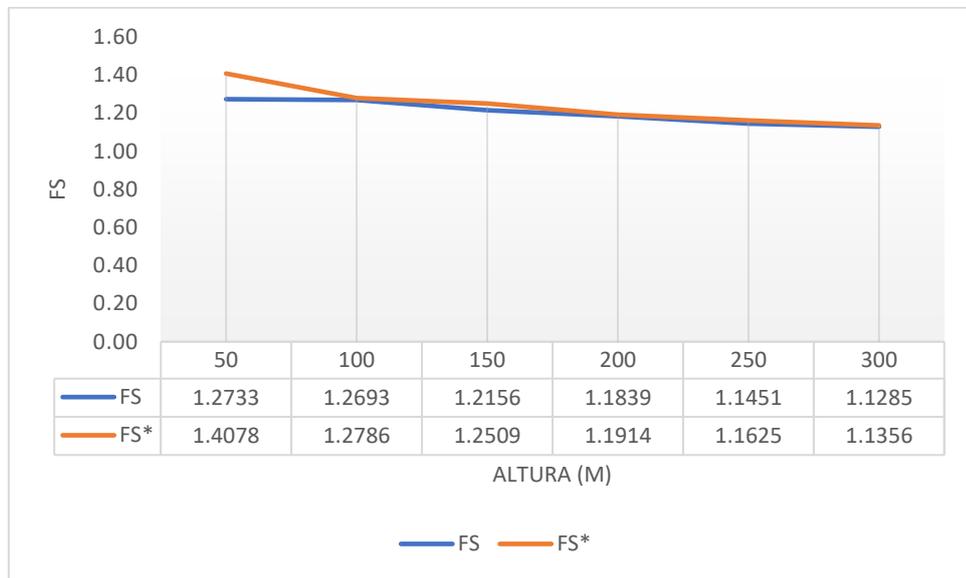


Gráfica 10. FS y FS\* material MIN, talud aguas abajo, embalse lleno

### 5.3.2 Talud Aguas Arriba

EMBALSE VACÍO (TALUD AGUAS ARRIBA)			
Altura	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	38 - 34.5 - 31.5	1,2733	1,4078
100	38 - 34.5 - 31.5 - 30.5	1,2693	1,2786
150	39 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5	1,2156	1,2509
200	40 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28	1,1839	1,1914
250	41 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28	1,1451	1,1625
300	42 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28 - 27.5	1,1285	1,1356

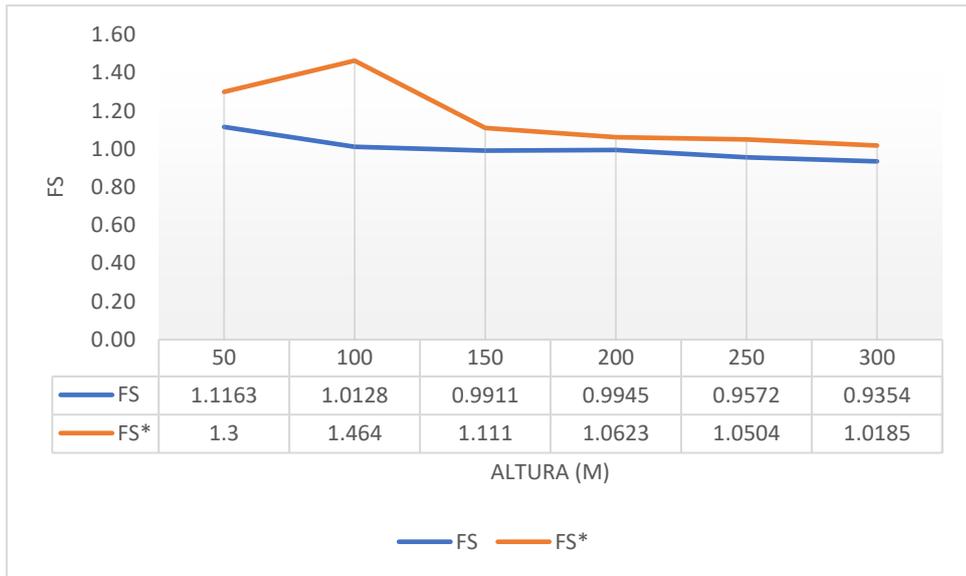
Tabla 14. Resultados de FS y FS\* material MIN, talud aguas arriba, embalse vacío



Gráfica 11. FS y FS\* material MIN, talud aguas arriba, embalse vacío

EMBALSE LLENO (TALUD AGUAS ARRIBA)			
Altura	Ángulos variables (°)	FS	FS*
50	38 - 34.5 - 31.5	1,1163	1,3
100	38 - 34.5 - 31.5 - 30.5	1,0128	1,464
150	39 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5	0,9911	1,111
200	40 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28	0,9945	1,0623
250	41 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28	0,9572	1,0504
300	42 - 34.5 - 31.5 - 30.5 - 29.5 - 28 - 27.5	0,9354	1,0185

Tabla 15. Resultados de FS y FS\* material MIN, talud aguas arriba, embalse lleno



Gráfica 12. FS y FS\* material MIN, talud aguas arriba, embalse lleno

## 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez obtenidos los diferentes factores de seguridad en función del material, el talud a estudiar y la situación de embalse, en este apartado se van a discutir y comparar los diferentes resultados.

Para ello, se van a representar gráficamente los factores de seguridad juntos según el tipo de material para poder observar cómo varía su valor en función de la altura. Para poder analizar mejor el comportamiento se ha dividido según los diferentes factores de seguridad crítico o no (FS\* y FS).

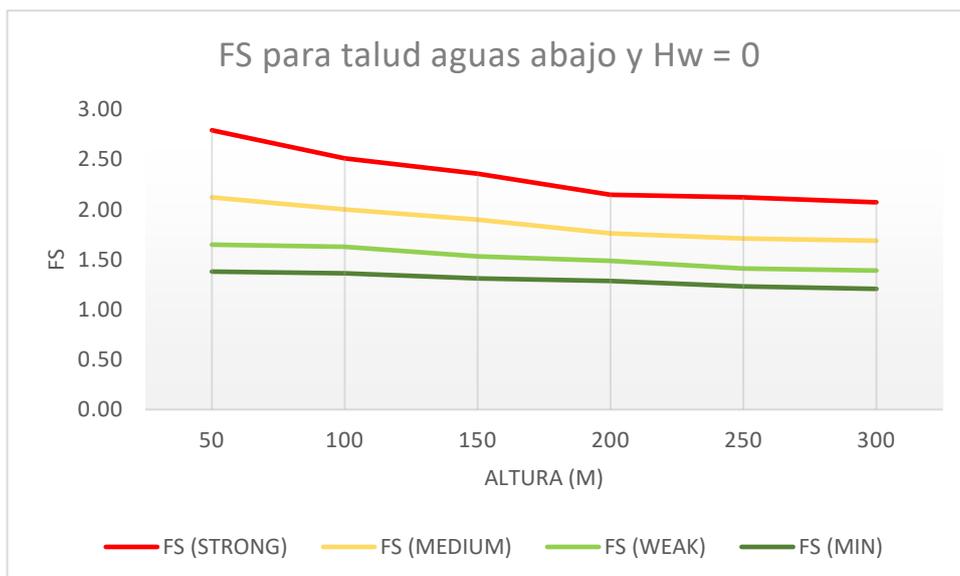
Como se ha comentado anteriormente, los resultados mostrados para el material MEDIUM han obtenido del proyecto fin de grado Andúgar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.

### 6.1 Factor de seguridad (FS)

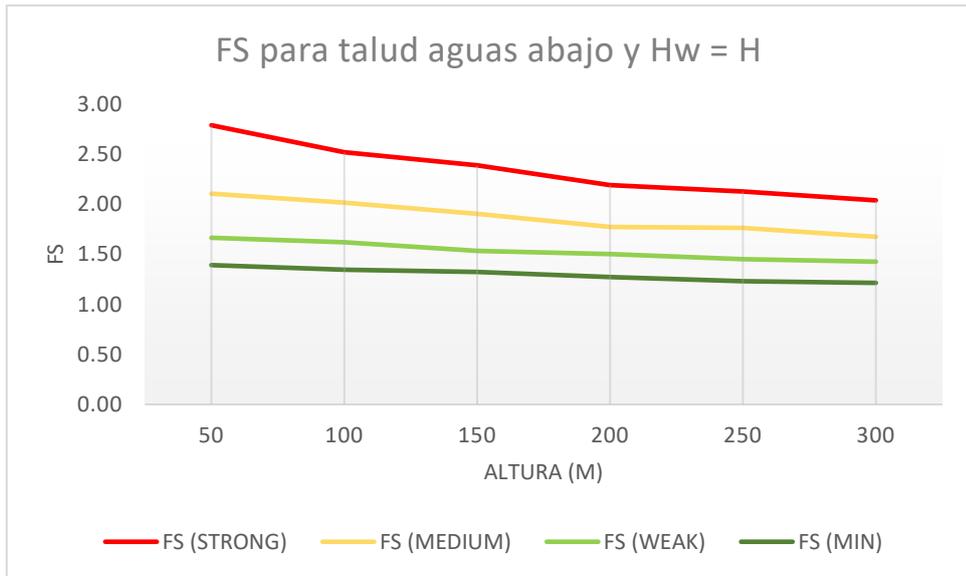
En el siguiente apartado se exponen los resultados obtenidos de un factor de seguridad no crítico para los distintos tipos de materiales en función de la altura de presa: STRONG (Rojo), MEDIUM (Amarillo), WEAK (Verde claro), MIN (Verde oscuro).

En las siguientes gráficas se puede observar cómo conforme va aumentando la altura de la presa el factor de seguridad va disminuyendo según el material a utilizar.

#### 6.1.1 Talud aguas abajo

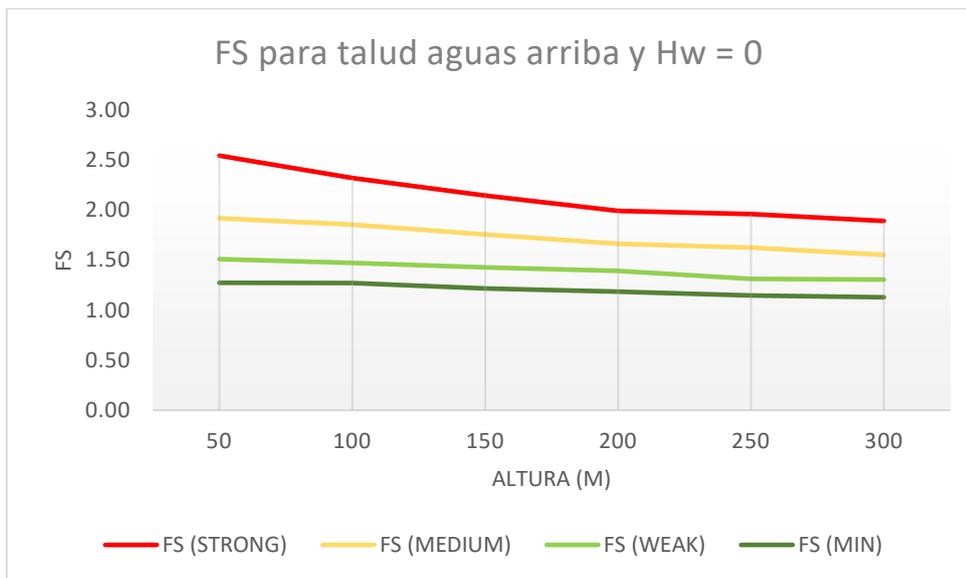


Gráfica 13. Gráfica FS para talud aguas abajo y embalse vacío

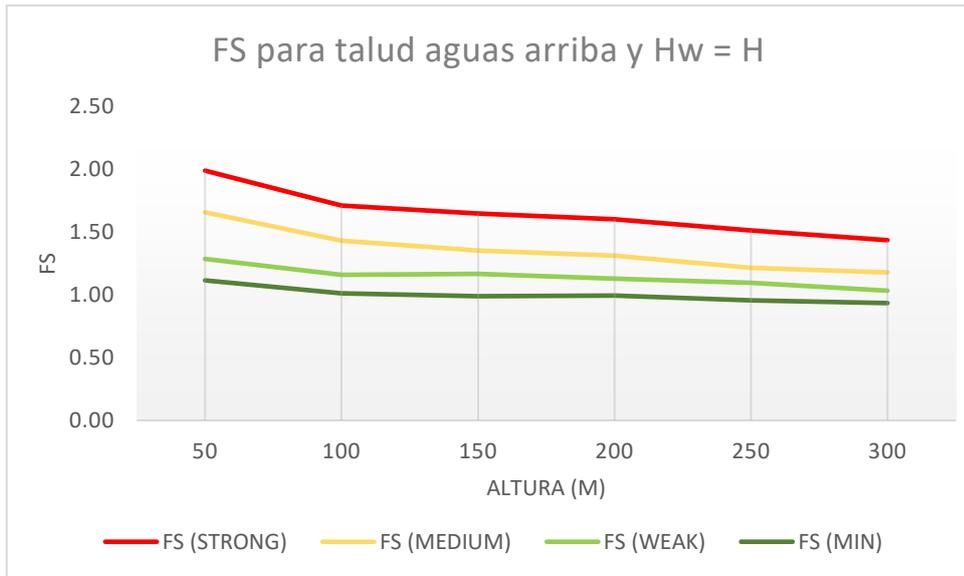


Gráfica 14. Gráfica FS para talud aguas abajo y embalse lleno

### 6.1.2 Talud aguas arriba



Gráfica 15. Gráfica FS para talud aguas arriba y embalse vacío

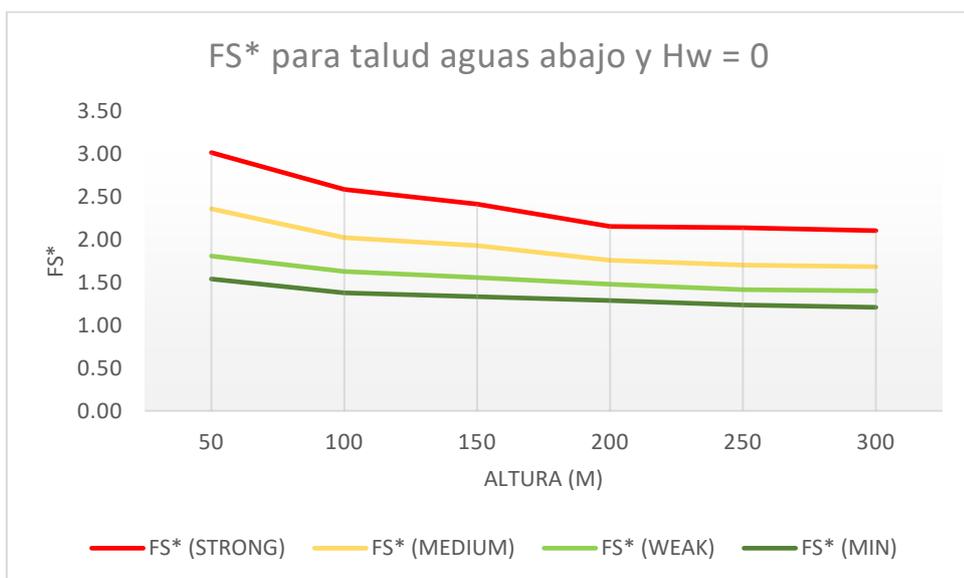


Gráfica 16. Gráfica FS para talud aguas arriba y embalse lleno

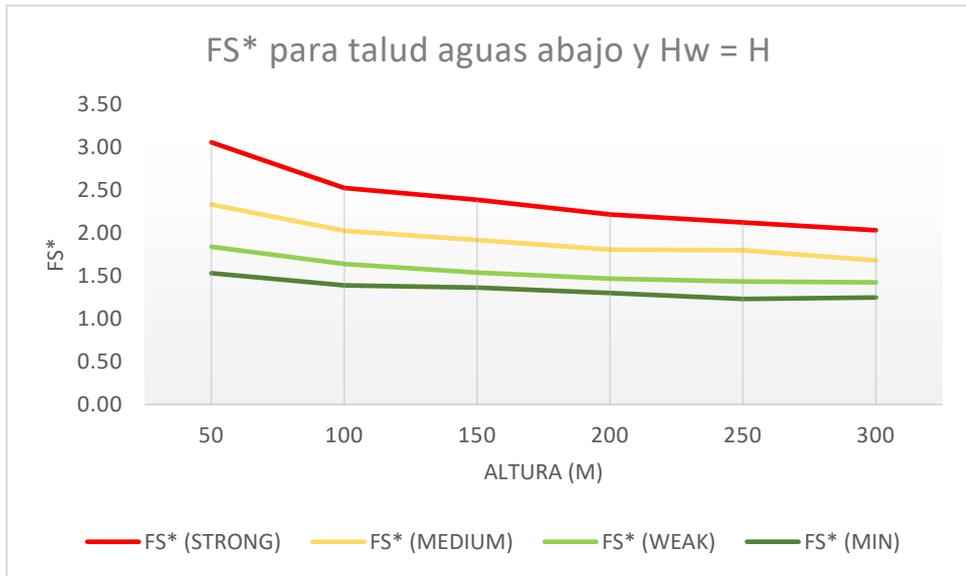
## 6.2 Factor de seguridad (FS\*)

En el siguiente apartado se exponen los resultados obtenidos de un factor de seguridad crítico para los distintos tipos de materiales en función de la altura de presa: STRONG (Rojo), MEDIUM (Amarillo), WEAK (Verde claro), MIN (Verde oscuro).

### 6.2.1 Talud aguas abajo

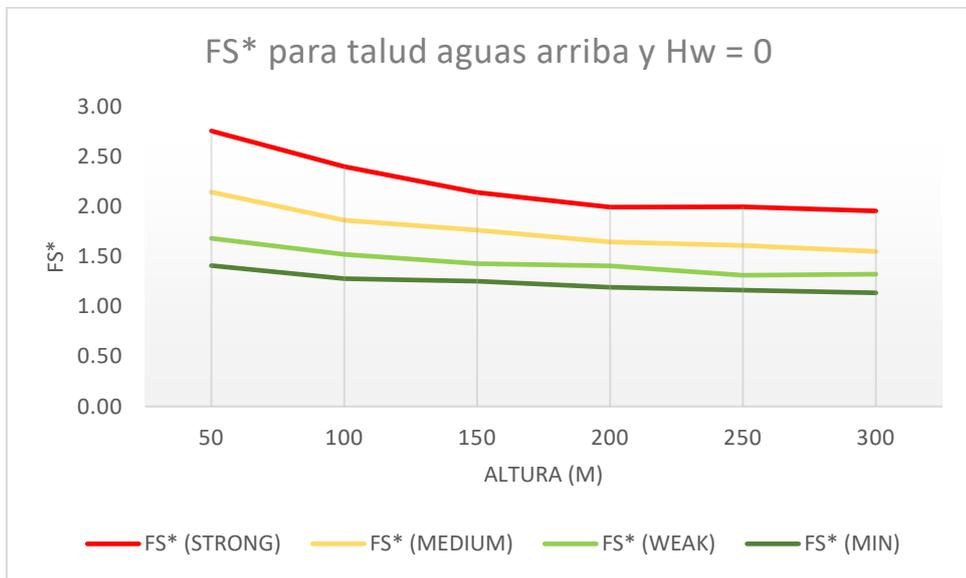


Gráfica 17. Gráfica FS\* para talud aguas abajo y embalse vacío

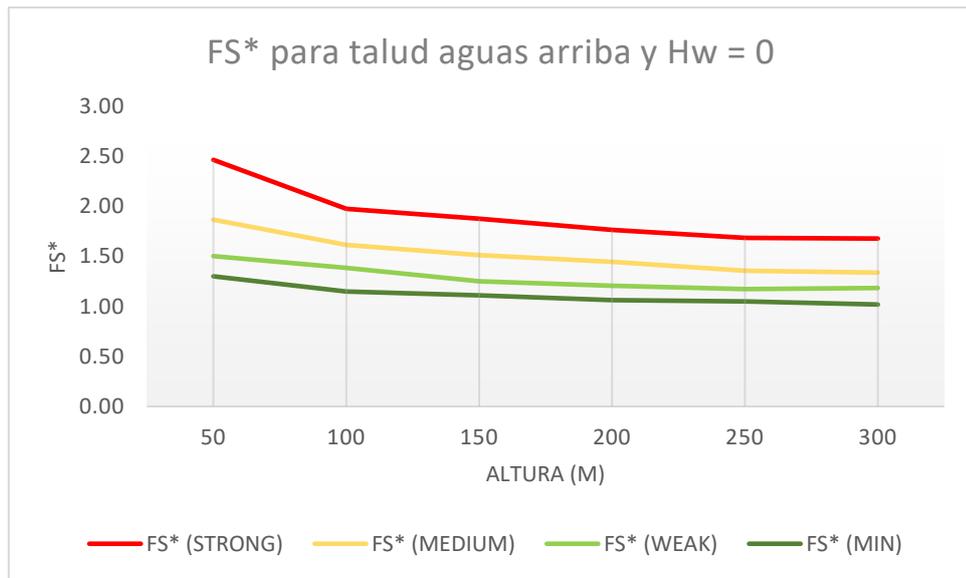


Gráfica 18. Gráfica FS\* para talud aguas abajo y embalse lleno

### 6.2.2 Talud Aguas Arriba



Gráfica 19. Gráfica FS\* para talud aguas arriba y embalse vacío



Gráfica 20. Gráfica FS\* para talud aguas arriba y embalse lleno

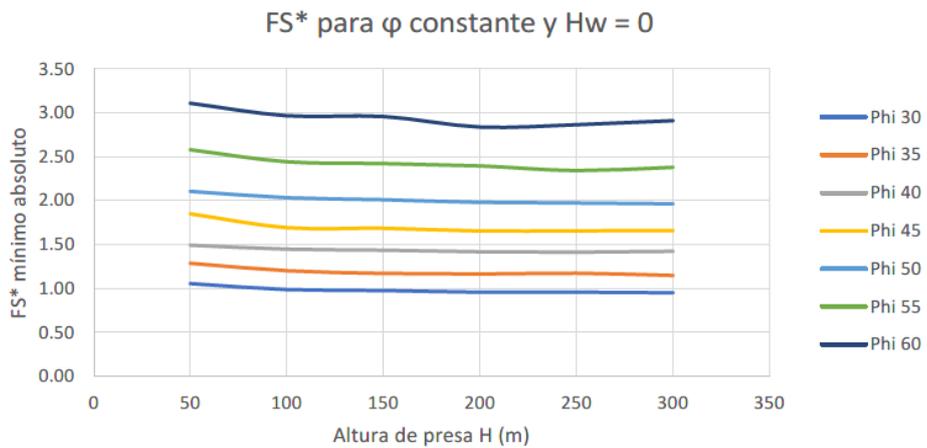
### 6.3 FS y FS\* con ángulo de rozamiento interno constante

En este apartado se mostrarán las representaciones gráficas de FS y FS\* para el tipo de material (MEDIUM) con un ángulo de rozamiento interno constante, es decir, una resistencia al corte lineal para todo el cuerpo de presa. Estas gráficas se dividirán también según el talud a estudiar y la situación de embalse. A su vez, se han considerado siete ángulos de fricción diferentes, siendo estos: 30°, 35°, 40°, 45°, 50°, 55° y 60°.

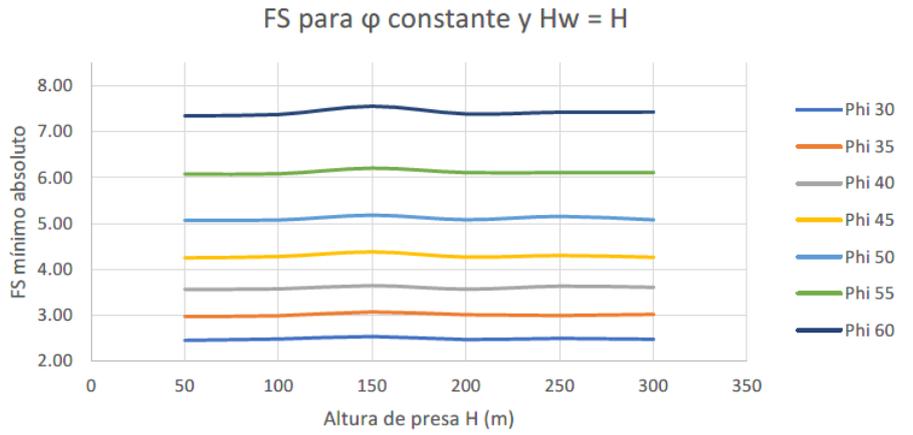
La finalidad de esta parte es poder comparar la variación del factor de seguridad FS y FS\* según la altura entre presas modeladas con una sección que presenta una resistencia al corte lineal, es decir, un mismo ángulo de rozamiento interno para un mismo material y presas con una resistencia al corte no lineal, es decir, el ángulo de fricción varía según la altura.



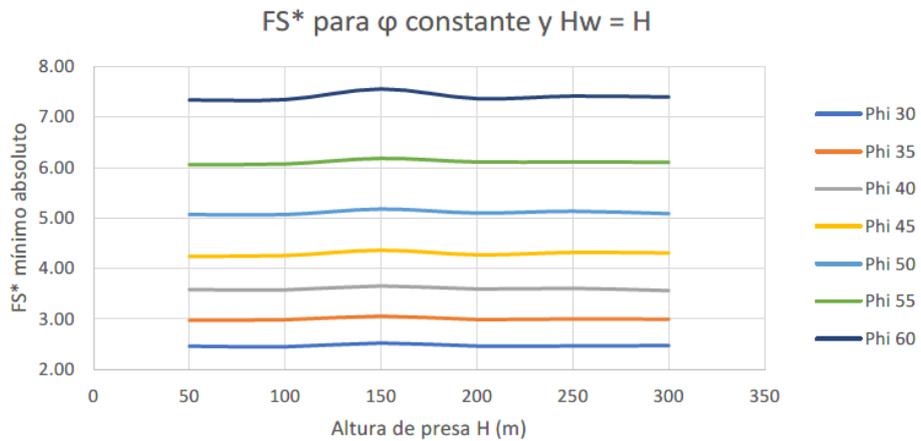
Gráfica 21. Gráfica FS para ángulos de fricción constantes y  $H_w=0$  (Fuente: Andugar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.)



Gráfica 22. Gráfica FS\* para ángulos de fricción constantes y  $H_w=0$  (Fuente: Andugar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.)



Gráfica 23. Gráfica FS para ángulos de fricción constantes y  $H_w = H$  (Fuente: Andugar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.)



Gráfica 24. Gráfica FS\* para ángulos de fricción constantes y  $H_w = H$  (Fuente: Andugar, S. (2021). "Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD." Universidad Politécnica de Cartagena.)

## 7. DISCUSION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En general, los resultados son claros tanto gráfica como numéricamente en lo que respecta la variación del factor de seguridad para las diferentes alturas de presa y los distintos materiales utilizados. Cabe recalcar la importancia del factor de seguridad para el estudio o proyecto de una presa ya que los valores de este considerados aceptables deben reflejar la fiabilidad de los datos geotécnicos, la correcta proyección de los taludes, los materiales empleados, etc.

Los apartados 6.1 y 6.2 muestran el conjunto de los datos del trabajo graficados y se puede observar claramente cómo el factor de seguridad disminuye conforme va aumentando la altura de la presa para los distintos materiales estudiados. Comparando los diferentes materiales, se puede apreciar cómo para un material con elevada resistencia al corte (STRONG) tenemos un factor de seguridad bastante más elevado que para uno con una capacidad frente al corte baja (WEAK o MIN), una diferencia del orden del 50% en algunos casos. Además, otro aspecto a comentar es cómo varía la pendiente según el material indicando que los tipos STRONG o MEDIUM tienen un mejor comportamiento y más cercano a la realidad que los tipos WEAK o MIN.

En cuanto a taludes se refiere no se aprecia gran diferencia de valores obtenidos entre el de aguas arriba o el de aguas abajo, en las situaciones de embalse lleno sí se puede apreciar que el factor de seguridad se algo más bajo ya que la presa está sometida a las presiones generadas por el agua. Otro punto a recalcar es la diferencia entre los dos factores de seguridad obtenidos FS y FS\*, siendo el segundo mayor o igual en todos los casos que FS. Esto se debe a que los círculos de rotura que se obtienen para un FS\* engloban el coeficiente de seguridad mínimo para la estabilidad de ese talud. Haciendo referencia a los anteriores apartados del trabajo, estos círculos de deslizamiento son potencialmente peligrosos para la integridad de la presa y por ello hay que prestar especial atención a estos valores.

Como se ha comentado en apartados anteriores, actualmente la mayoría de estudios sobre la estabilidad de presas de materiales sueltos se realizan suponiendo un ángulo de rozamiento interno constante, entre otras razones, porque los programas actuales no permiten el análisis de estas presas con ángulos variables. En el apartado 6.3 se pueden diferenciar gráficamente algunos ejemplos de distintas presas homogéneas a las que se le asignan un único ángulo de rozamiento interno para toda la sección. Se puede observar claramente como conforme va aumentando la altura de la presa, el factor de seguridad no cambia o la diferencia entre una altura de 50m y de 300m es muy pequeña. Recordando lo mencionado en el “apartado 3.2”, el ángulo de fricción variaba con el nivel de tensión normal, es decir, el valor del ángulo es inversamente proporcional al valor de la tensión. Ahora, aplicando esto a los cálculos y gráficas realizadas, se puede comprobar lo comentado. Conforme aumenta la altura de la presa, su tensión normal aumenta y el valor del ángulo de fricción interna disminuye, al igual que el factor de seguridad.

En conclusión, el análisis de la estabilidad de una presa de escollera con pantalla de hormigón engloba muchos factores que no se han estudiado en este trabajo, como pueden ser factores geotécnicos, interfaz presa-cimentación, estudios hidráulicos, etc. El ángulo de rozamiento interno de cada material podría considerarse como uno de los factores más importantes a estudiar, ya que, como se ha podido observar, dependen muchas variables de él. En función de su valor puede hacer cambiar en gran medida el factor de seguridad, como se ha visto, cambios del orden del 30-50% en los peores casos.

## 8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Vallarino E. (2006). *“Tratado básico de presas. Tomo I. Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Madrid.”*
2. Castillo, L. (2007). *“Apuntes de obras y aprovechamientos hidráulicos. TOMOS I y II. Universidad Politécnica de Cartagena. “*
3. CNEGP. (2005). *Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 1 – Seguridad de Presas. Madrid.*
4. CNEGP. (2012). *Guía Técnica de Seguridad de Presas nº 2. Criterios para Proyectos de Presas y sus obras anejas. Madrid.*
5. Andúgar, S. (2021). *“Análisis de la estabilidad de Presas de Escollera con Pantalla de Hormigón o presas CFRD.” Universidad Politécnica de Cartagena.*
6. Haselsteiner, R. (2017). *“Aspects concerning the shear strength of rockfill material in rockfill dam engineering”*
7. Ministerio para la transición ecológica y el reto demográfico. *Desarrollo, situación actual y perspectivas de futuro de las presas en España.*
8. Secretaría de estado de medio ambiente, dirección general del agua. (2013). *Guía para la elaboración de la revisión de seguridad de presas.*
9. Ministerio para la transición ecológica y el reto demográfico. *Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI).*

## 9. APÉNDICE

En este último apartado se mostrará como se ha trabajado con el programa SSAP2010, calcular algunos de los factores de seguridad y la diferencia de estos, cómo representar la presa tipo a estudiar y la explicación del número de superficies utilizado para iterar en el programa.

### 9.1 Introducción de datos iniciales

Para comenzar iniciaremos el programa y saldrá una pantalla como la siguiente:



Figura 1. Pantalla inicial programa SSAP2010

Una vez aquí, clicaremos con el cursor donde pone “MAKEFILES 5.5”, rodeado en la imagen anterior en rojo. Este apartado consiste en un programa aparte del propio SSAP creado para la elaboración de los datos geométricos de la figura de estudio.

La siguiente pantalla que aparecerá será la siguiente:

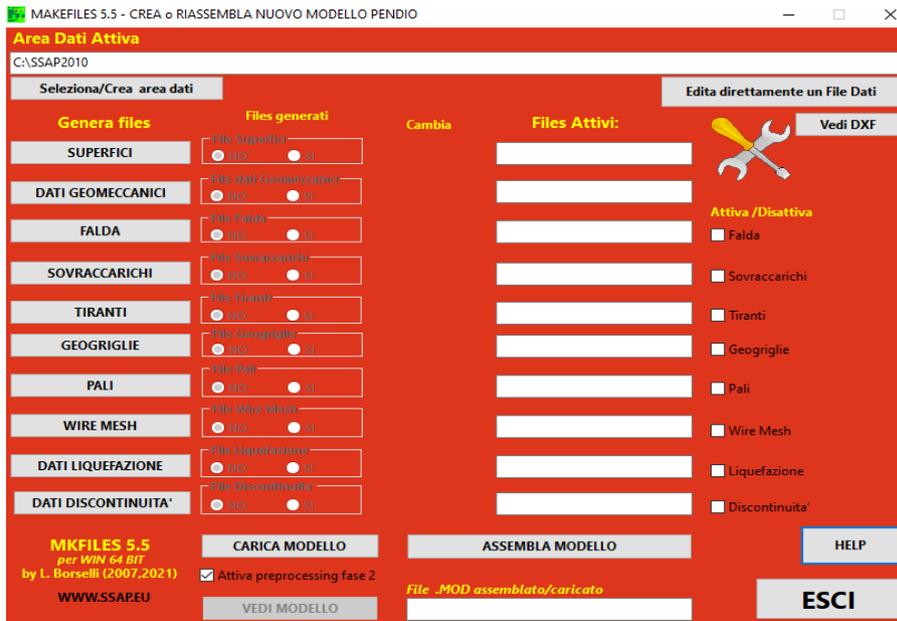


Figura 2. Pantalla programa MAKEFILES

A partir de esta pantalla podremos empezar a formar el caso de estudio. En este caso se dividirá en dos partes, por un lado, el cuerpo de la presa y por otro la cimentación. Hay que tener en cuenta como se ha comentado en apartados anteriores que el programa calcula la parte izquierda de la pantalla, por lo que para calcular un talud u otro hay que hacer una geometría u otra. Además, es necesario introducir los puntos que delimitan las regiones en sentido antihorario ya que el programa no las cierra por sí mismo.

El siguiente paso a seguir es comenzar con la modelación, para ello clicaremos en la pestaña donde pone "Superfici" y crearemos el contorno de la presa, en este caso, calcularemos una con ángulo de fricción variable y una altura de 50 metros:

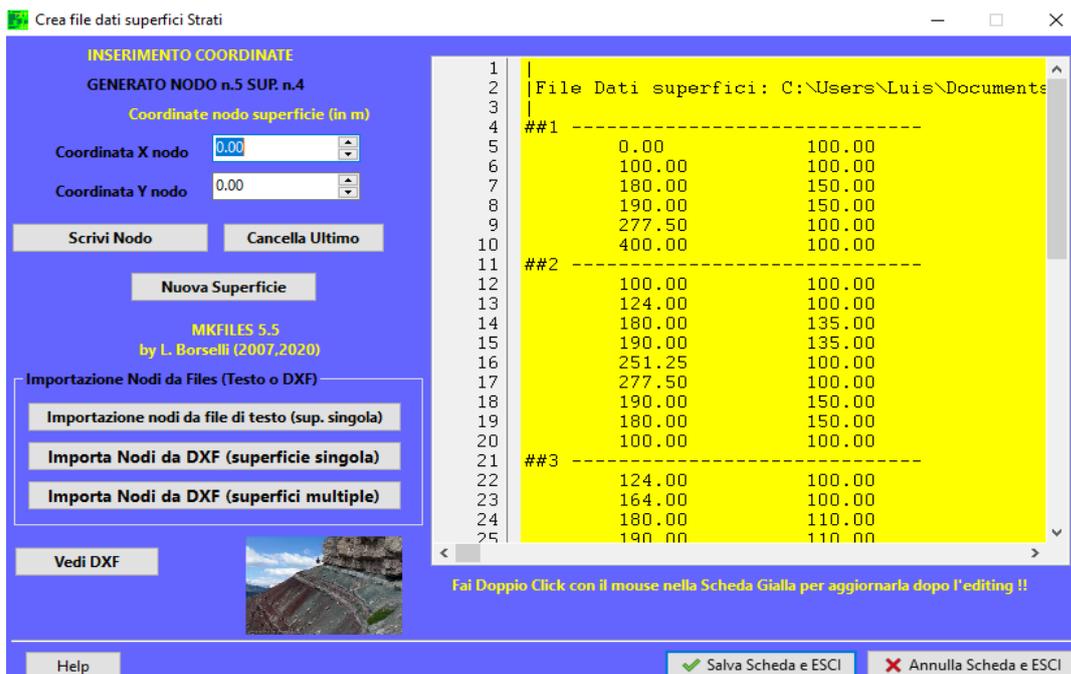


Figura 3. Datos geométricos presa de 50 metros (1)



Figura 4. Datos geométricos presa de 50 metros (2)

Una vez creada la superficie, se introducirán los datos del terreno, clicando en el apartado donde pone “Dati Geomeccanici” se abrirá una pestaña como la siguiente:



Figura 5. Datos geomecánicos

En esta ventana del programa se definirán los parámetros del cemento “Dati Ammasso Roccioso” y por otra parte las características del material de la presa “Parametri resistenza al taglio”, al igual que sus ángulos de rozamiento interno. En este caso podemos observar que son los valores para un material tipo STRONG.

En el siguiente apartado se definirá la línea piezométrica que tendrá el estudio, en este caso se ha hecho coincidir con la base de la presa, considerando una presa impermeable simplificando así los cálculos.

Esto se hará clicando en la pestaña de “Falda”, apareciendo la siguiente pantalla:

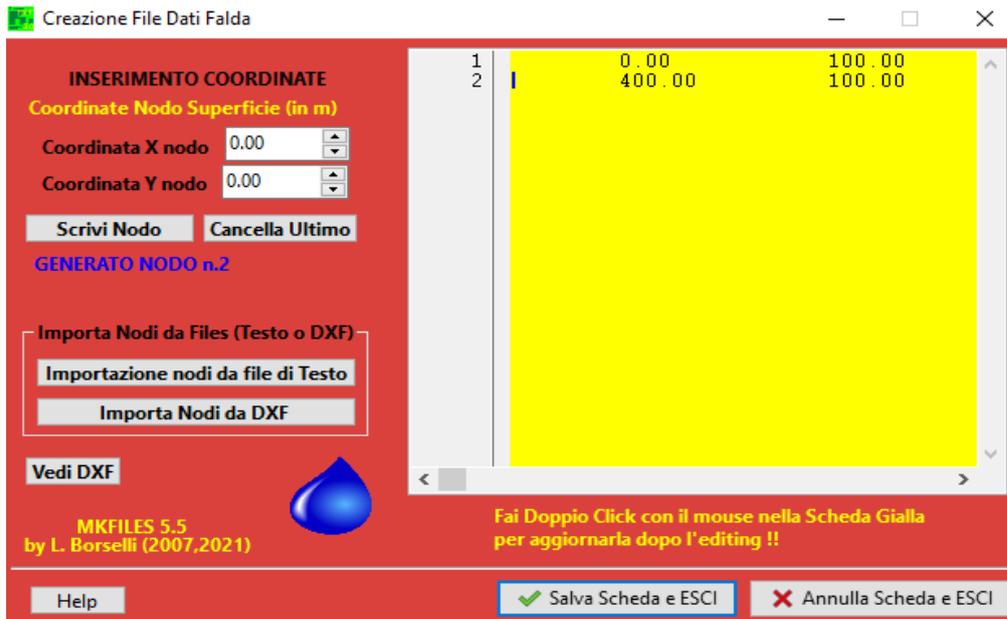


Figura 6. Datos de línea piezométrica

Para calcular la presa en situación de embalse vacío no habría que añadir más datos, sólo habría que variar en la parte de “superficie” y hacer la simetría de la presa para que calcule el otro talud.

Para la situación de embalse lleno habría que añadir una sobrecarga la cual es producida por el agua, para ello habrá que clicar en el recuadro de “sovraccarichi” y aparecerá la siguiente pantalla:

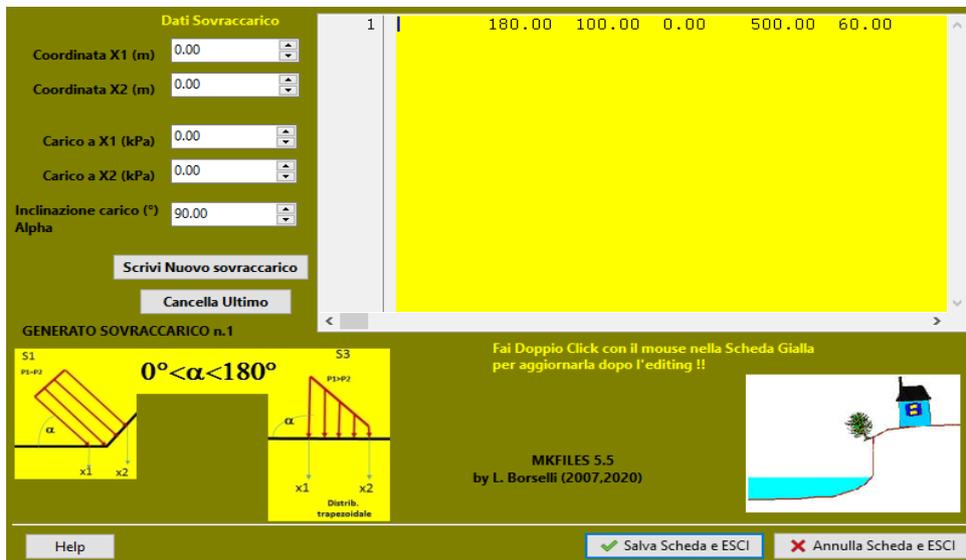


Figura 7. Datos de sobrecarga para embalse lleno

Aquí introduciremos la carga que produce el agua según la altura de la presa con un ángulo de incidencia según talud a calcular.

## 9.2 Procedimiento de cálculo

Una vez creados todos los archivos que se han visto anteriormente, crearemos el modelo clicando en la pantalla de “MAKEFILES” la pestaña donde pone “Assembla Modello”. A partir de aquí se procede a calcular la presa creada.

Para ello, nos iremos a la primera ventana del programa y se le da a “Leggi Modello”, esta opción cargará el modelo de presa que hemos creado, debería aparecer algo como lo siguiente:



Figura 8. Pantalla con modelo cargado

Para comprobar que se han metido todos los datos correctamente, después de cargar el modelo se puede visualizar clicando en la pestaña de “Vedi Modello”, apareciendo el siguiente programa:

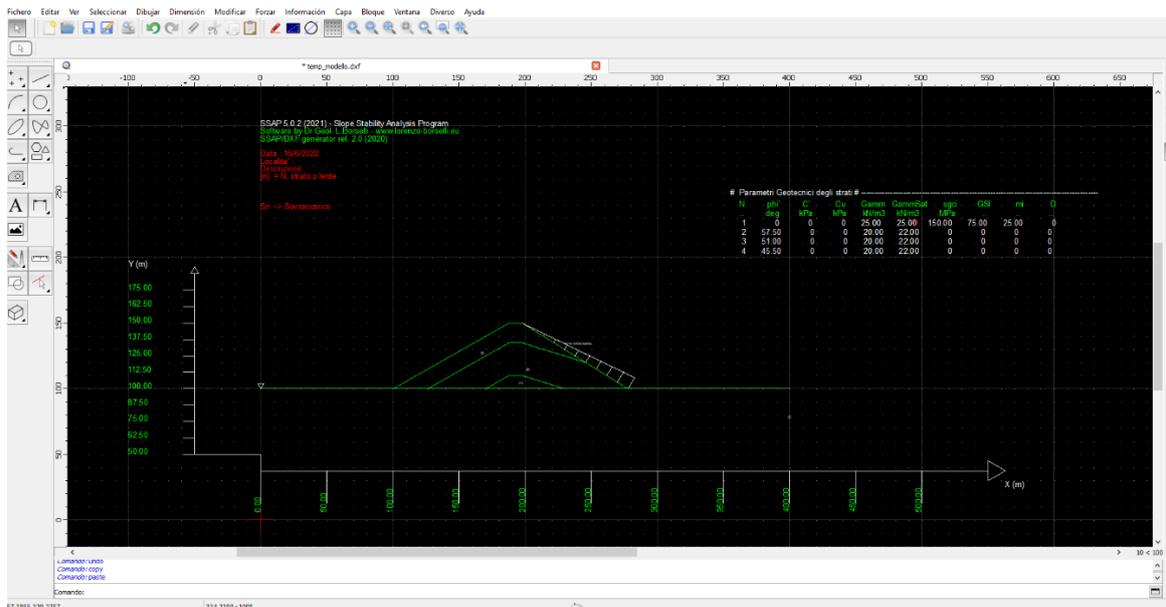


Figura 9. Representación del modelo en el programa

En este punto elegiremos todos los parámetros con los que queremos que calcule el modelo creado, para este estudio se ha utilizado el método de Janbu Riguroso (1973) por que clicaremos en la pestaña de "Opzioni" y se elegirá el correspondiente:

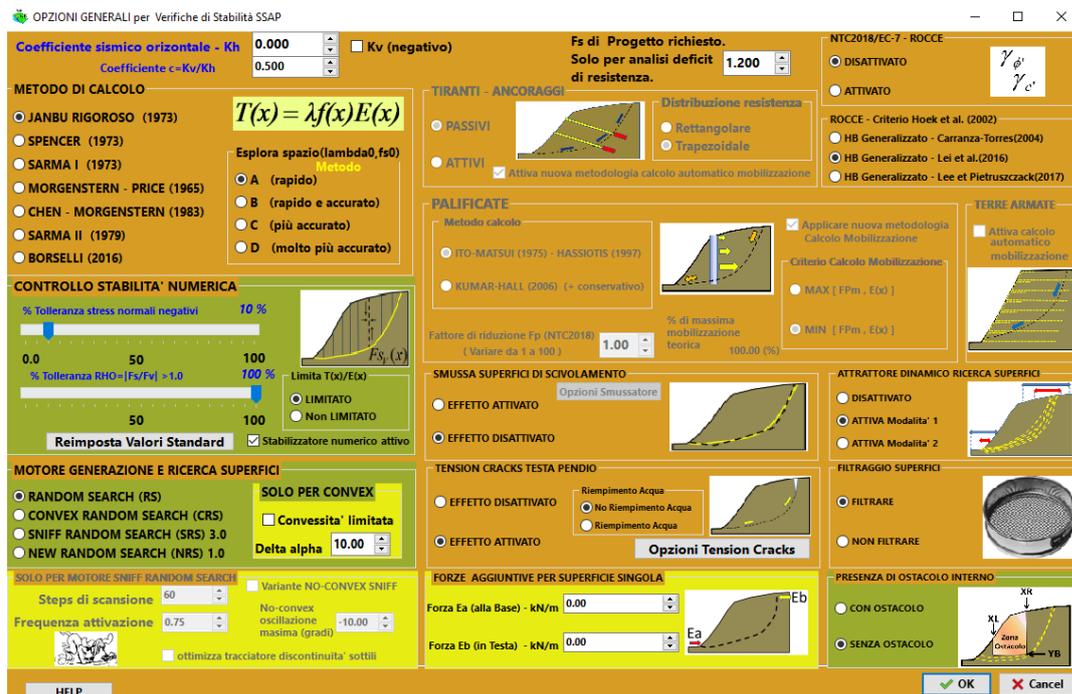


Figura 10. Apartado "Opzioni" pantalla inicial

Lo siguiente a cambiar son los datos para calcular un factor de seguridad u otro, FS o FS\*. Para el primero, en la pestaña de "Parametri" aparecerá la siguiente pantalla:

Figura 11. Parámetros para calcular FS

El programa llama "terminazione" a la zona donde empieza el círculo de deslizamiento e "inizio" donde acaba, por lo que los valores que se nos pide es poner el valor del rango entre el cual permitimos que comiencen y acaben los círculos que buscamos.

En cuanto al "Numero Massimo Superfici Da Generare", es el número de superficies sobre las que busca el programa para encontrar un factor de seguridad u otro. Para este trabajo se ha hecho un estudio comparativo entre que diferencia hay al utilizar un número u otro. Esto se ha llevado a cabo calculando un ejemplo de presa tipo que haya iterado con 100, 1000 y 10000 superficies para observar la diferencia entre estos casos. Finalmente, se optó por la opción de iterar entorno a las 1000 superficies ya que suponía un ahorro de tiempo grande y la calidad de los resultados no se veía afectada.

El último paso a modificar es en la pestaña de "opzioni aggiuntive", aquí se podrán elegir los valores máximos y mínimos del factor de seguridad que queremos obtener además habrá que activar el registro de superficies, mapa de FS y el Plot vertical:

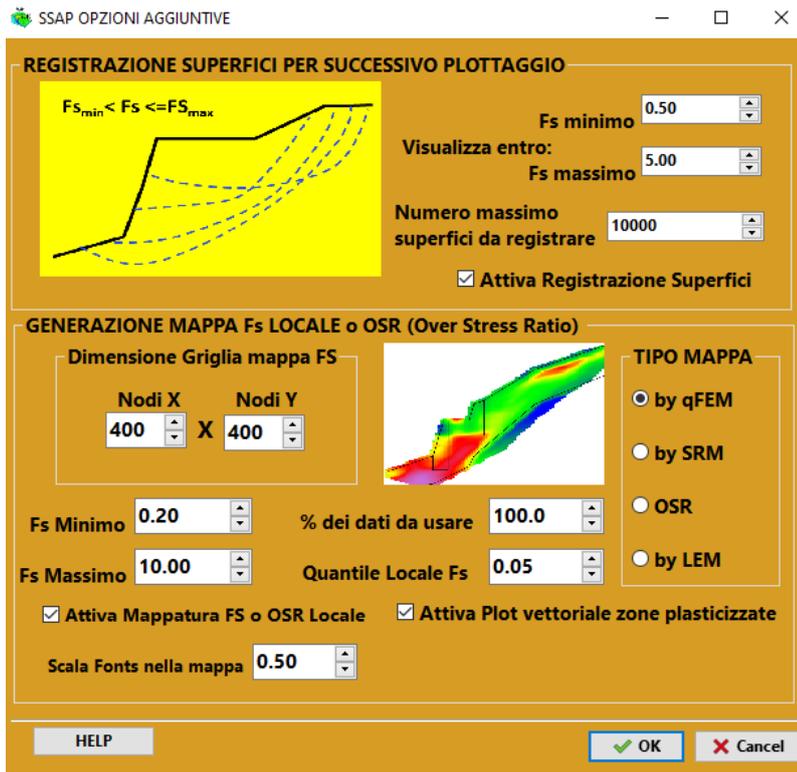


Figura 12. Apartado "Opzioni Aggiuntive"

Una vez añadidos y cambiados los parámetros descritos, el modelo ya está listo para calcular, para ello en la pantalla inicial del programa clicaremos en "Verifica global", tardará unos minutos según el número de superficies entre las que itera y aparecerá la siguiente ventana:



Figura 13. Pestaña cálculo FS

Una vez calculado el factor de seguridad podemos observar gráficamente la presa con todas las líneas de superficies generadas y entre ellas (en blanco) la que correspondería al valor mínimo del FS. Esto se podrá ver clicando en la pestaña de "Vedi Grafici Superfici" y eligiendo la última opción, "Superfici Registrare":

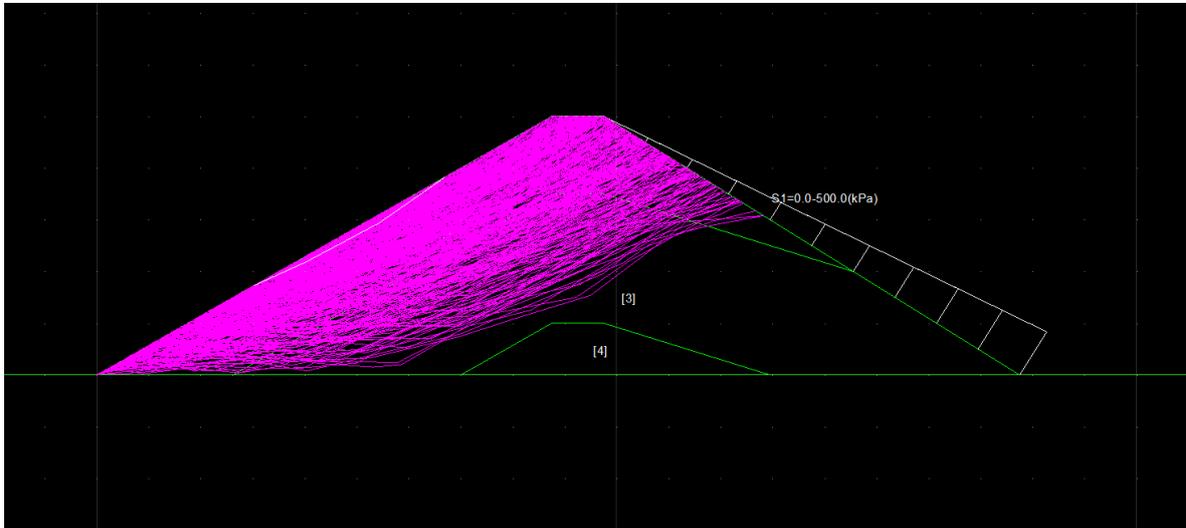


Figura 14. Resultados gráficos FS generados