



JULIO 2018

TRABAJO FIN DE MÁSTER:

**OPTIMIZACIÓN DE PRESAS DE GRAVEDAD.
TALUDES AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO CONSANTES,
CONTRAPENDIENE Y COTA DEL VÉRTICE RESISTENTE A
DETERMINAR.**

AUTOR: M. ELENA VILLAVERDE LÓPEZ

TUTORES: RAFAEL MORÁN MOYA Y CARLOS CASTRO BARBERO

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

2. LOCALIZACIÓN Y ENCAJE DE LA PRESA DE GRAVEDAD

3. DISEÑO TRADICIONAL

3.1. CRITERIOS DE DISEÑO

3.2. DISEÑO DE LA SECCIÓN TIPO

- DATOS FIJOS
- CÁLCULO DE ACCIONES
- CÁLCULO DE ESTABILIDAD

4. PROCEDIMIENTOS DE OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO

5. DISEÑO OPTIMIZADO, COMPARADO CON EL DISEÑO TRADICIONAL

5.1. COMPARACIÓN DE PARÁMETROS

5.2. COMPARACIÓN DEL COSTE DE LA SECCIÓN TIPO

5.3. COMPARACIÓN DEL COSTE TOTAL DE LA PRESA

6. PAPEL DE LOS PARÁMETROS RELEVANTES EN EL DISEÑO

7. EVOLUCIÓN DE LAS VARIABLES DE OPTIMIZACIÓN AL MODIFICAR ALGUNOS DE LOS PARÁMETROS RELEVANTES EN EL DISEÑO

7.1. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES:

8. RESUMEN Y CONCLUSIONES

REFERENCIAS

LISTA DE SÍMBOLOS

LISTA DE FIGURAS Y TABLAS

ANEXOS:

ANEXO I: PLANOS

ANEXO II: FORMULACIÓN Y RUTINA PARA EL CÁLCULO DE ESTABILIDAD SEGÚN EL DISEÑO TRADICIONAL DE LA PRESA

ANEXO III: FORMULACIÓN Y RUTINA PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE LA PRESA

ANEXO IV: EVOLUCIÓN DE LAS VARIABLES DE OPTIMIZACIÓN AL MODIFICAR ALGUNOS DE LOS PARÁMETROS RELEVANTES EN EL DISEÑO

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de este estudio tiene como objetivo general la elaboración de una herramienta informática, basada en técnicas de optimización matemática, que resulte útil para el estudio de la sección tipo de una presa de gravedad.

Este caso en concreto valora las posibilidades que ofrece la optimización en el diseño de presas de gravedad admitiendo taludes constantes en altura, y cota del vértice resistente y contrapendiente ajustables.

No es habitual utilizar procesos de optimización al diseñar presas de gravedad, a pesar de que resultaría sencillo hacerlo, y podría obtenerse un ahorro quizá no despreciable. Además, un proceso de optimización podría llevar a definir perfiles que no son los habituales, cuestionando la práctica actual.

Aunque algunos de los parámetros implicados se conocen de forma poco precisa, limitando las posibilidades reales de optimización, ¿qué taludes son más rentables económicamente para los paramentos de la sección tipo?, ¿y para la contrapendiente? ¿Interesa siempre que el vértice resistente esté aproximadamente en el NAP, como es habitual?

Inicialmente se realiza el dimensionamiento tradicional de una presa de gravedad utilizando una hoja de cálculo, por métodos de resistencia de materiales.

A continuación se elabora una rutina de optimización mediante el programa de cálculo técnico Matlab, y se aplica al caso dimensionado por métodos tradicionales para conocer el ahorro en el coste de construcción mediante la optimización del diseño.

La rutina de optimización se utilizará para hacer un estudio paramétrico y obtener conclusiones respecto al papel que juegan cada uno de los parámetros relevantes en el dimensionamiento óptimo de la presa.

2. LOCALIZACIÓN Y ENCAJE DE LA PRESA DE GRAVEDAD

Para elegir la ubicación idónea de una presa de gravedad, se exige que se tengan unas condiciones topográficas, hidrológicas, geológicas y de mecánica de suelos adecuadas para la construcción de la misma.

Las condiciones topográficas son necesarias para tener un estrechamiento topográfico suficiente para conformar la boquilla donde se ubique la presa, así como un valle aguas arriba para alojar el vaso de almacenamiento.

Las condiciones hidrológicas son exigentes para tener una cuenca lo suficientemente grande, así como la precipitación suficiente para garantizar el escurrimiento necesario para que se llene el vaso.

Las condiciones geológicas son necesarias para garantizar, en el caso de la presa de gravedad, la capacidad para resistir el peso de la misma así como la impermeabilidad necesaria; para el vaso, el que no se presenten fallas o materiales que impidan la impermeabilidad necesaria.

Las condiciones de mecánica de suelos se exigen para contar con bancos de materiales de arena y grava que proporcionen los materiales necesarios para la construcción de la presa.

Teniendo en cuenta los factores anteriormente citados, la situación elegida para llevar a cabo la cerrada se encuentra en la Comunidad Autónoma de Cantabria. La presa se situará sobre el río Torina, en el municipio de San Miguel de Aguayo donde encontramos una zona de grandes desniveles.



Figura 1: Localización del área de estudio en la comunidad autónoma de Cantabria

Se van a proponer tres posibles alternativas de cerrada con el fin de obtener el óptimo, es decir, el que menor cantidad de hormigón precise.

Para ello será necesario estudiar el mapa de curvas de nivel de la zona, obtenido a través de la página web el Gobierno de Cantabria.

La primera alternativa se traza en la zona de mayor estrechez con eje curvo de radio R=500 m de tal forma que el eje corte perpendicularmente la zona de los estribos de la presa en ambos márgenes. La segunda alternativa, con gran desnivel de terreno en la margen izquierda, se encuentra hacia aguas abajo de la primera alternativa y atraviesa el cauce ortogonalmente con eje recto. La tercera alternativa de eje recto, con fuerte desnivel de terreno en la margen derecha, atraviesa el cauce del río ortogonalmente aguas abajo del encaje 2.

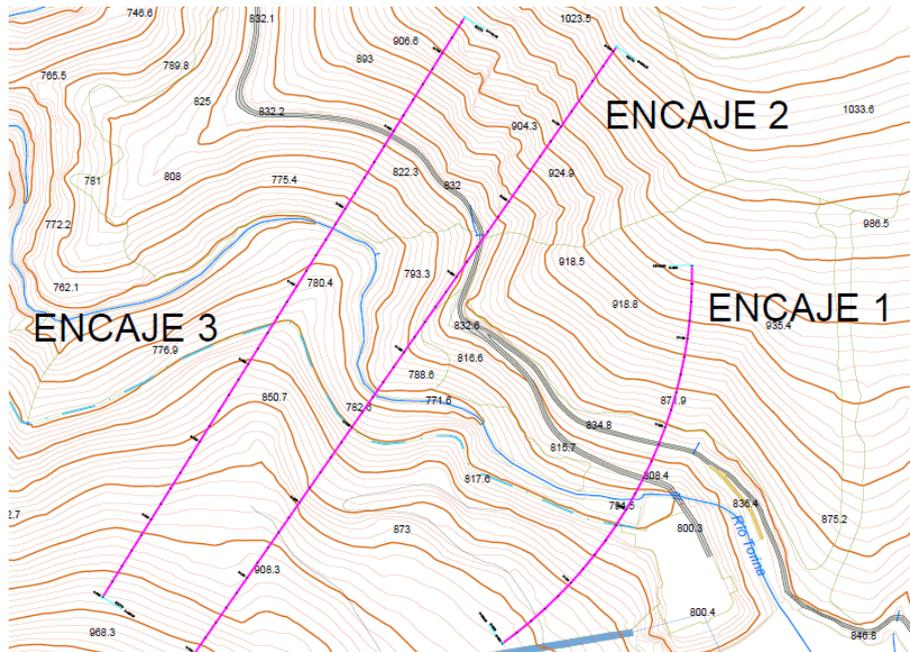


Figura 2: Alternativas propuestas para la cerrada de la presa.

Para poder elegir qué alternativa es la mejor, procederemos a sacar los perfiles longitudinales de cada una de las alternativas propuestas según su cerrada natural, se cubicarán de forma aproximada, y una vez obtenido el volumen de hormigón que precisa cada una de ellas para su construcción se elegirá como alternativa más favorable la que menos volumen de hormigón necesite.

Para llevar a cabo una cubicación aproximada de presas de fábrica triangulares de altura total H desarrollo L y ubicadas en valles en V se da el siguiente valor:

$$V = \frac{m * H^2 * L}{6}$$

Siendo:

- H: la altura de coronación sobre el cauce más una altura de cimentación del 10% de la altura de la presa.
- m: el talud de aguas abajo, y el de aguas arriba vertical.

Se considerará una sección transversal de la presa igual para los tres casos, y constante a lo largo del eje.

CUBICACIÓN APROXIMADA DE LA ALTERNATIVA 1:

$m = 0,80$
 $H = 52,809 + 52,809 * 10\% = 58,09 \text{ m}$
 $L = 197,458 \text{ m}$

$V = 88.841,57 \text{ m}^3$

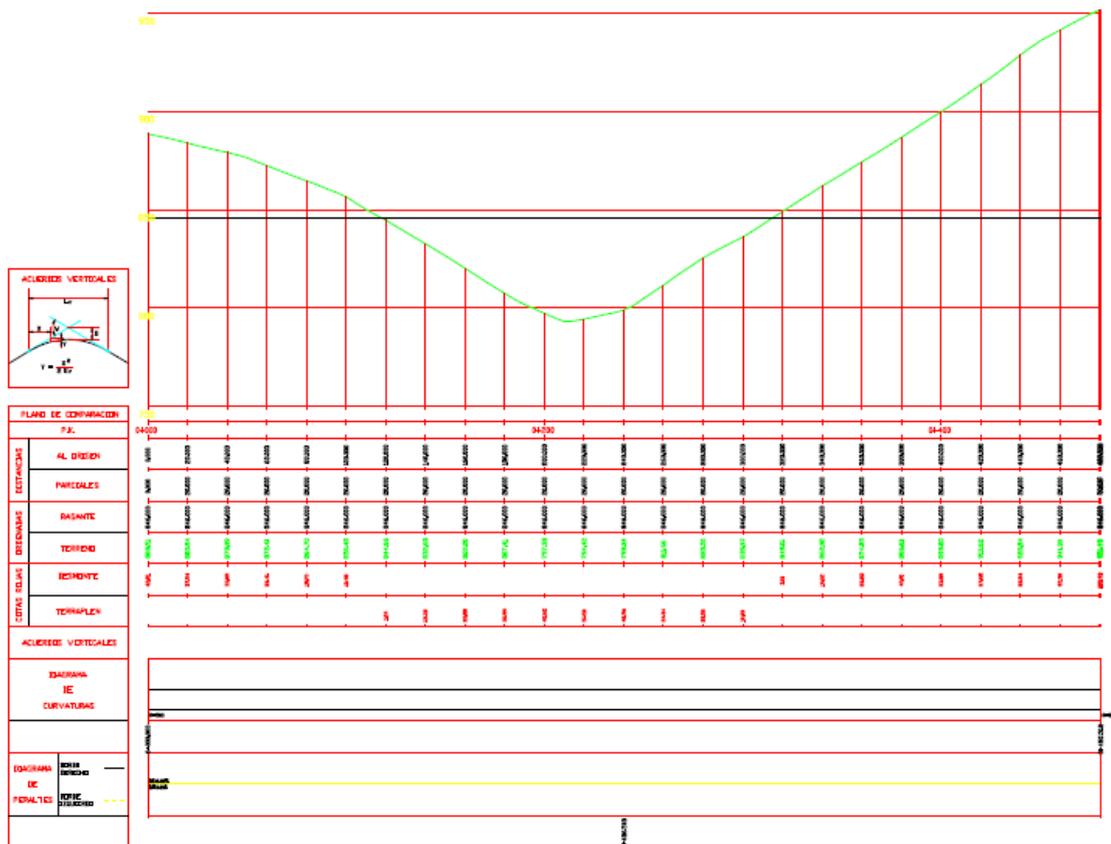


Figura 3: Perfil longitudinal del encaje 1.

CUBICACIÓN APROXIMADA DE LA ALTERNATIVA 2:

$m = 0,80$
 $H = 73,50 + 73,50 * 10\% = 80,85 \text{ m}$
 $L = 346,868 \text{ m}$

$$V = 302.317,315 \text{ m}^3$$

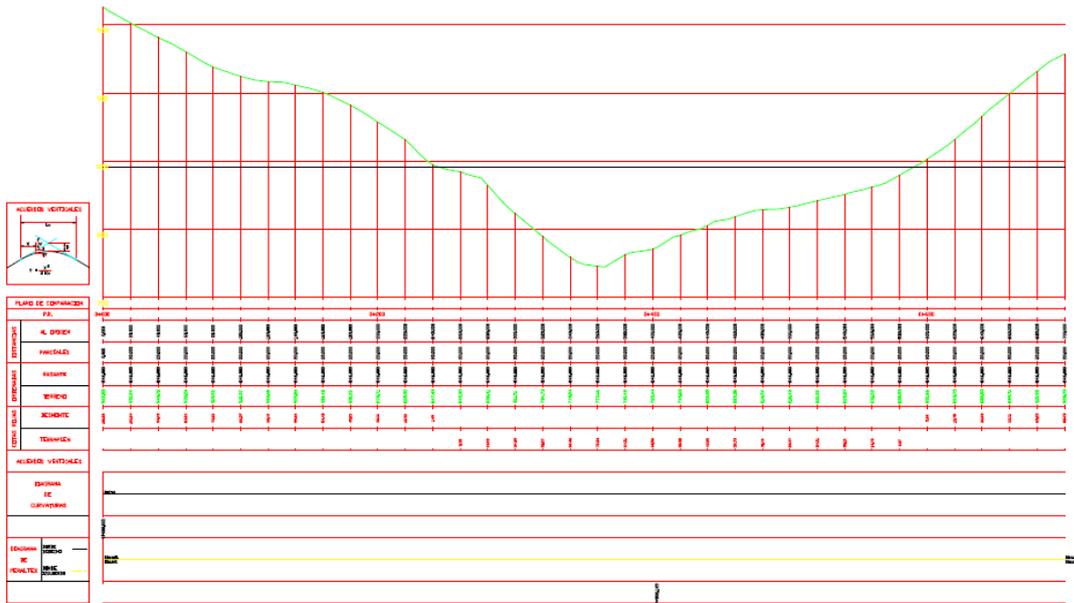


Figura 4: Perfil longitudinal del encaje 2.

CUBICACIÓN APROXIMADA DE LA ALTERNATIVA 3:

$$m = 0,80$$

$$H = 88,294 + 88,294 * 10\% = 97,123 \text{ m}$$

$$L = 397,50 \text{ m}$$

$$V = 499.942,45 \text{ m}^3$$



Figura 5: Perfil longitudinal del encaje 3.

A la vista de los resultados, parece obvio decir que la mejor alternativa es la del Encaje 1.

El resto de alternativas también pueden ser interesantes ya que el cálculo aproximado no tiene en cuenta los cambios en la pendiente transversal del terreno, lo que beneficiaría a la Alternativa 2 y Alternativa 3 reduciendo el volumen de hormigón necesario. Además la ortogonalidad del eje de la presa con la dirección del cauce hace que los efectos erosivos producidos por el vertido de agua sean los menores posibles. Sin embargo, dan lugar a una altura de presa y un desarrollo tales que no resultan competitivos con los del primer encaje. Por ello, atendiendo únicamente al criterio económico, se tomará como encaje más favorable la Alternativa 1, ya que es la que menos volumen de hormigón requiere para su construcción.

3. DISEÑO TRADICIONAL

Una vez definida la localización de la presa y su encaje más idóneo, se procederá al diseño de la sección tipo de la presa.

En primer lugar se calculará la sección tipo mediante el método tradicional, lo que nos servirá como base comparativa para valorar la efectividad del programa de optimización.

3.1. CRITERIOS DE DISEÑO

Para poder efectuar el diseño una presa de gravedad se requiere de un conocimiento previo de las condiciones del sitio en lo que respecta a la topografía, geología-geotecnia, hidrología y mecánica de suelos, fundamentalmente en la etapa de estudios previos.

Desde el punto de vista geológico-geotécnico, los parámetros a tener en cuenta para el diseño de la sección tipo de la presa serán, entre otros, el **ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento** y la **resistencia máxima del terreno** sobre el que se va a cimentar la presa.

Se obtendrá el mayor número posible de datos hidrológicos y se llevará a cabo un análisis de las aportaciones hídricas y su regulación para el aprovechamiento, una previsión y laminación de las avenidas, y un estudio de la capacidad y análisis hidráulico de los órganos de desagüe.

Dichos estudios definirán el **Nivel Máximo Normal (NMN)**, el **Nivel de Avenida de Proyecto (NAP)**, y el **Nivel de Avenida Extrema (NAE)** de la presa en estudio.

A partir de estos parámetros se procederá a realizar un predimensionamiento de la sección tipo de la presa de gravedad en cuestión.

Tras definir los parámetros de la sección transversal, se deberá comprobar el cumplimiento de las condiciones que hacen que la presa de gravedad sea estable:

- Estabilidad al deslizamiento: se deberá de analizar la posibilidad de rotura en el contacto hormigón/roca. Se exigirá un coeficiente de seguridad superior a 1,20 para la situación accidental de drenes ineficaces, y 1,50 para drenes eficaces. Para quedar del lado de la seguridad, en este estudio se considerará nula la cohesión del terreno.
- Evitar tensiones de tracción en el pie de aguas arriba: la estructura debe, para condiciones normales de carga, trabajar en compresión en todos sus puntos, especialmente en los correspondientes al paramento de aguas arriba en contacto con el agua, para evitar el agrietamiento y la penetración de la presión intersticial o subpresión. Para garantizarlo se exigirá mantener una compresión mínima en el pie de aguas arriba de 5 t/m².
- Compresiones del pie de aguas abajo: las compresiones que la presa transmite al cimiento deben mantenerse dentro de los límites asumibles por el terreno sin rotura del mismo o asentamientos diferenciales excesivos que pudieran ser incompatibles con la

previvencia de la presa (por agrietamientos, movimientos inadmisibles entre bloques...). Supondremos que el terreno aguanta compresiones de hasta 250 t/m^2 .

3.2. DISEÑO DE LA SECCIÓN TIPO

Una vez definidos los conceptos anteriores, procederemos al predimensionamiento de la sección tipo de la presa a partir de una hoja Excel de estabilidad de presas de gravedad facilitada por el departamento de Hidráulica, Energía y Medio Ambiente que nos permitirá tantear una solución aproximada.

DATOS FIJOS:

Dado que no es alcance de este proyecto el estudio para la determinación de los parámetros fijos de diseño de la sección tipo de la presa, se recurrirá a datos de una presa existente para darlos valor:

- NMN: 842 m
- NAP (coincidente con la cota del vértice resistente): 844,50 m
- Cota de coronación: 847,50 m
- Cota de la base de cimentación: 794 m
- Cota del terreno natural aguas abajo (se considera que el nivel del río aguas abajo está a esa cota): 799 m

Se ha recurrido a valores estándar en presas de estas características para dar valor a los siguientes parámetros:

- Anchura del castillete de coronación: 6 m

- Distancia entre galerías: 15 m
- Altura de las galerías: 2 m
- Anchura de las galerías: 1,60 m
- Distancia de las galerías al pavimento aguas arriba: $d_{ga} = 5 \text{ m}$
- Distancia de la galería perimetral a la cimentación: $d_{gc} = 3 \text{ m}$

- Peso específico del hormigón: $2,40 \text{ t/m}^3$
- Peso específico del agua: 1 t/m^3

- Ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento: 45°
- Cohesión: 0

- Compresión mínima en el pie de aguas arriba: 5 t/m^2
- Compresión máxima en el pie de aguas abajo: 250 t/m^2

Desde el punto de vista de la seguridad de la presa, la normativa vigente exigirá:

- Coeficiente de seguridad al rozamiento en la hipótesis de drenes ineficaces: 1,20
- Coeficiente de seguridad al rozamiento en la hipótesis de drenes eficaces: 1,50

Tras diversos tanteos con la hoja de cálculo se han obtenido los siguientes resultados:

Talud aguas arriba, n: 0,00

Talud aguas abajo, m: 0,80

Contrapendiente, i: 0,01

Los resultados para el caso de drenes ineficaces marcan la situación más restrictiva, por lo que la combinación de taludes que cumpla las exigencias, cumplirá también para el caso de drenes ineficaces (sea cual sea el grado de eficacia de los mismos, k).

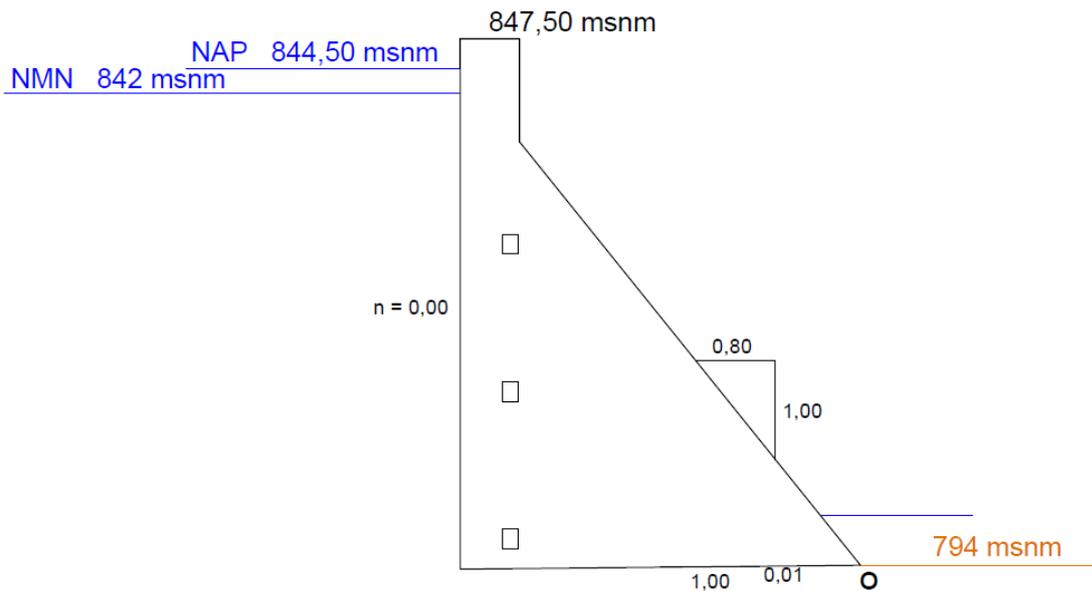


Figura 6: Sección tipo diseñada por el método tradicional.

Una vez determinados los taludes de la presa, definiremos una serie de valores fijos que vamos a necesitar para determinar el valor de las acciones que actúan sobre la presa:

- Anchura de la presa: $L = 40,40$ m
- Longitud de la base de la presa: $b = 40,402$ m
- Área de la presa maciza: $A_{\text{Presa Maciza}} = 1068,7608$ m²
- Área de las galerías: $A_{\text{Galerías}} = 9,60$ m²
- Coordenadas del centro de gravedad de la presa (medidos desde O): $X_G = 27,2356$
 $Y_G = 17,955$

CÁLCULO DE ACCIONES:

La presa que se desea proyectar va a estar sometida a una serie de fuerzas que ha de soportar en condiciones de seguridad. En lo que sigue, se presentan y caracterizan conceptualmente dichas sollicitaciones y se dan criterios para su cuantificación.

Algunas de estas fuerzas van a favorecer la estabilidad de la presa mientras que otras serán desfavorables y tenderán al vuelco de la presa.

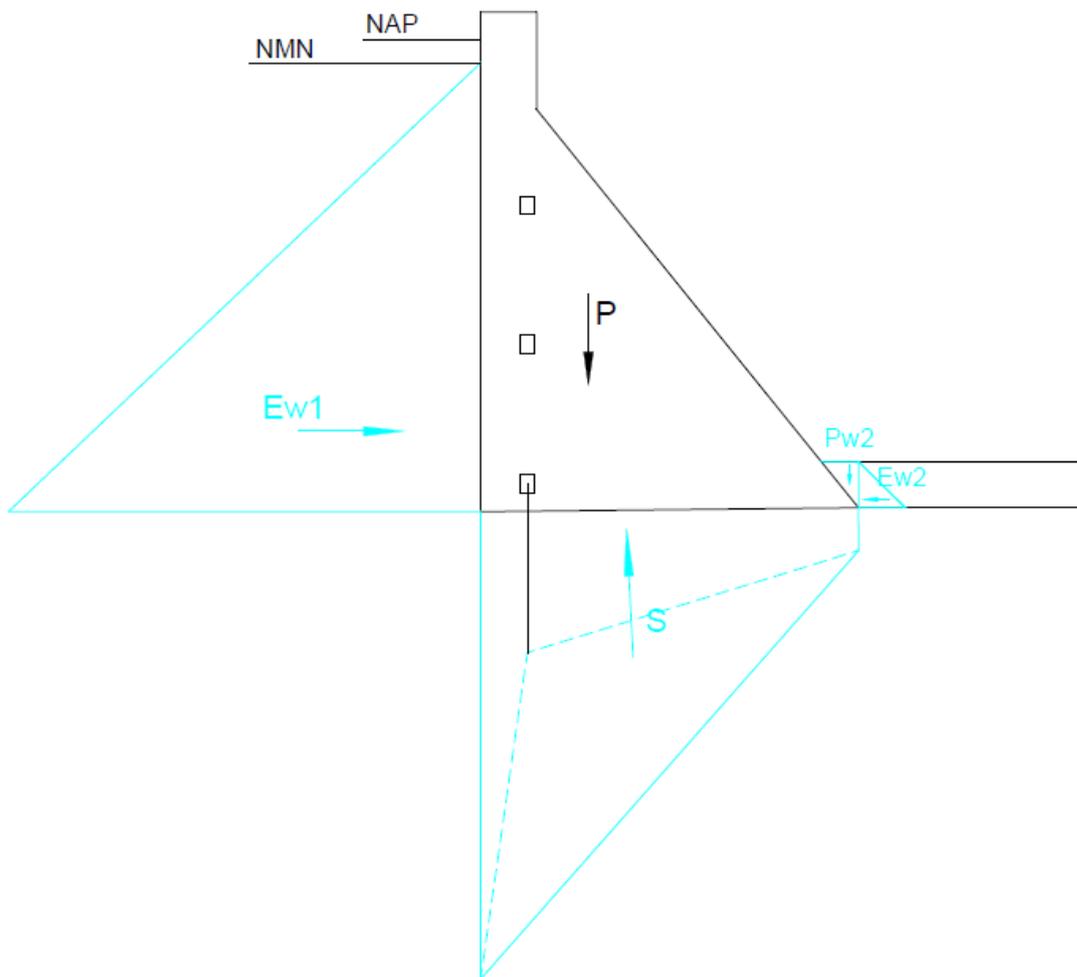


Figura 7: Croquis de los esfuerzos actuantes sobre la sección tipo diseñada por el método tradicional.

Peso propio: fuerza vertical que ejerce el cuerpo de hormigón de la presa sobre la base de esta. En las presas de gravedad el peso propio es, en general, una fuerza estabilizadora.

La densidad del hormigón a tener en cuenta es de aproximadamente $2,40 \text{ t/m}^3$.

Al evaluar el peso propio de la sección de la presa, es preciso descontar los huecos (galerías, cámaras) a efectos de conocer el peso total real que actúa sobre la base.

$$P = (A_{\text{Presa Maciza}} - A_{\text{Galerías}}) * \gamma H$$

$$M_p = P * dP$$

Empuje Hidrostático: la presión hidrostática puede considerarse como una fuerza superficial normal al paramento mojado y su valor es de $H \text{ t/m}^2$, siendo H la altura en metros entre el nivel hidrostático del embalse en cada situación del mismo y el punto en cuestión. Esta consideración presupone un peso específico del agua de 1 t/m^2 .

El empuje del agua sobre la presa es la acción desestabilizadora principal.

$$E_{W1} = \frac{1}{2} * h_{WAA}^2 * \gamma_w$$

$$M E_{W1} = E_{W1} * d E_{W1}$$

$$P_{W1} = \frac{1}{2} * h_{WAA}^2 * \gamma_w * n$$

$$M P_{W1} = P_{W1} * d P_{W1}$$

$$E_{W2} = \frac{1}{2} * h_{WAB}^2 * \gamma_w$$

$$M E_{W2} = E_{W2} * d E_{W2}$$

$$P_{W2} = \frac{1}{2} * h_{WAB}^2 * \gamma_w * m$$

$$M P_{W2} = P_{W2} * d P_{W2}$$

Presión intersticial. Subpresión: al contenerse el agua del embalse con masas que tienen una cierta permeabilidad, como lo es el hormigón empleado en una presa de fábrica o los materiales del terreno sobre el que se asienta la presa, el agua penetra a través de los poros y de los planos de discontinuidad estableciéndose una red de filtración. A cada punto del dominio de filtración, ya sea del cuerpo de la presa o del cimiento, se asocia una presión del agua que circula a través de los intersticios dejados por las partículas sólidas, y que por ellos se denomina presión intersticial. El concepto de subpresión se asocia tanto a la propia ley de presiones del agua sobre una determinada superficie como a su resultante.

La subpresión es una importante acción desestabilizadora, ya que reduce la componente normal a la superficie de deslizamiento potencial y, por tanto, la fuerza de rozamiento correspondiente.

- **Subpresión con drenes ineficaces:** ley lineal con valores h_{wAA} en el contacto con el embalse y h_{wAB} en el fin aguas debajo de la presa.

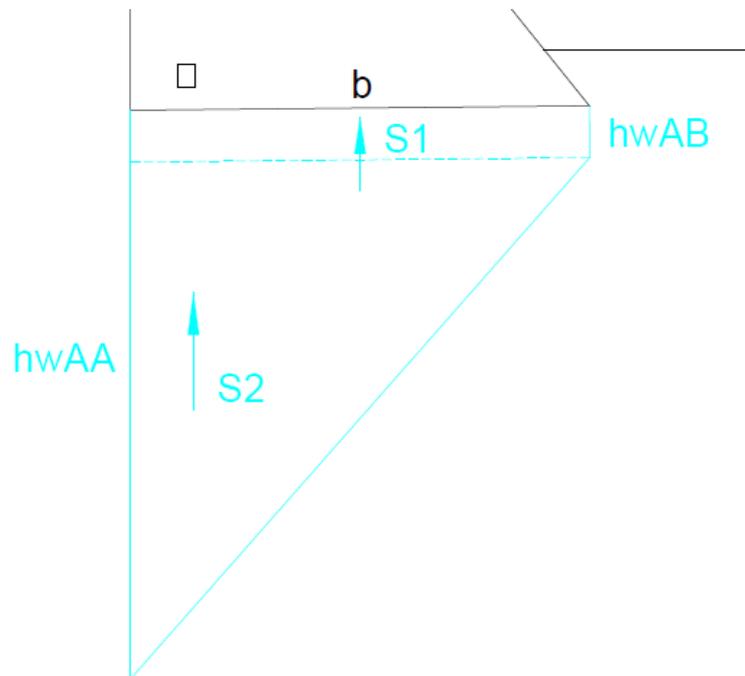


Figura 8: Croquis de la subpresión con drenes ineficaces.

$$S_1 = b * h_{wAB} * \gamma_w$$

$$d S_1 = b/2$$

$$MS_1 = S_1 * dS_1$$

$$S_2 = \frac{1}{2} * b * (h_{wAA} - h_{wAB}) * \gamma_w$$

$$d S_2 = \frac{2}{3} * b$$

$$MS_2 = S_2 * dS_2$$

- **Subpresión con drenes eficaces:** ley lineal quebrada con valores h_{wAA} en el contacto con el embalse, h_{wAB} en el pie de aguas abajo de la presa y $(\frac{H-dgc}{k} + dgc)$ en la línea de drenes.

Siendo:

- k : grado de eficacia de los drenes
- H : valor de la subpresión en el plano de galerías en el caso de drenes ineficaces.

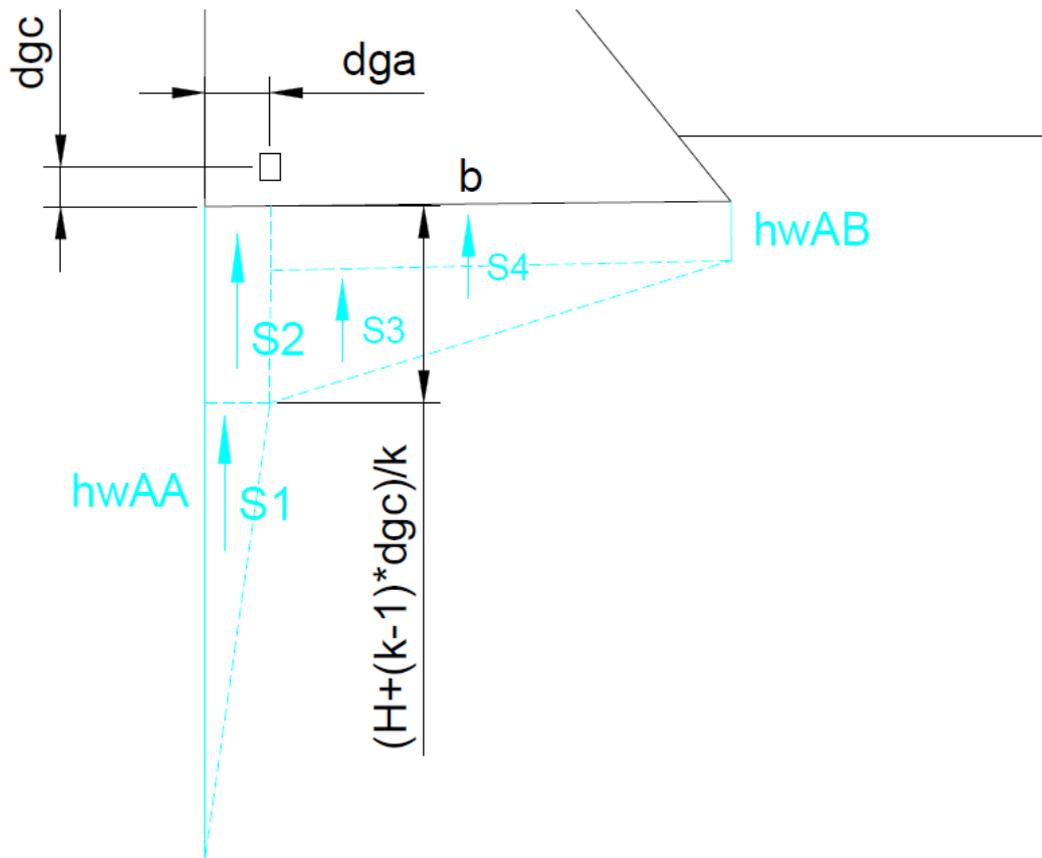


Figura 9: Croquis de la subpresión con drenes eficaces.

$$S_1 = \frac{1}{2} * dga * \left(h_{wAA} - \frac{H + (k-1) * dgc}{k} \right) * \gamma_w$$

$$dS_1 = b - \frac{1}{3} * dga$$

$$MS_1 = S_1 * dS_1$$

$$S_2 = dga * \left(\frac{H + (k-1) * dgc}{k} \right) * \gamma_w$$

$$dS_2 = b - dga/2$$

$$MS_2 = S_2 * dS_2$$

$$S_3 = \frac{1}{2} * \left(\frac{H + (k-1) * dgc}{k} - h_{wAB} \right) * (b - dga) * \gamma_w$$

$$dS_3 = \frac{2}{3} * (b - dga)$$

$$MS_3 = S_3 * dS_3$$

$$S_4 = h_{wAB} * (b - dga) * \gamma_w$$

$$dS_4 = \frac{1}{2} * (b - dga)$$

$$MS_4 = S_4 * dS_4$$

CÁLCULO DE ESTABILIDAD:

Se deberán de cumplir una serie de condiciones de estabilidad que garanticen la seguridad de la presa:

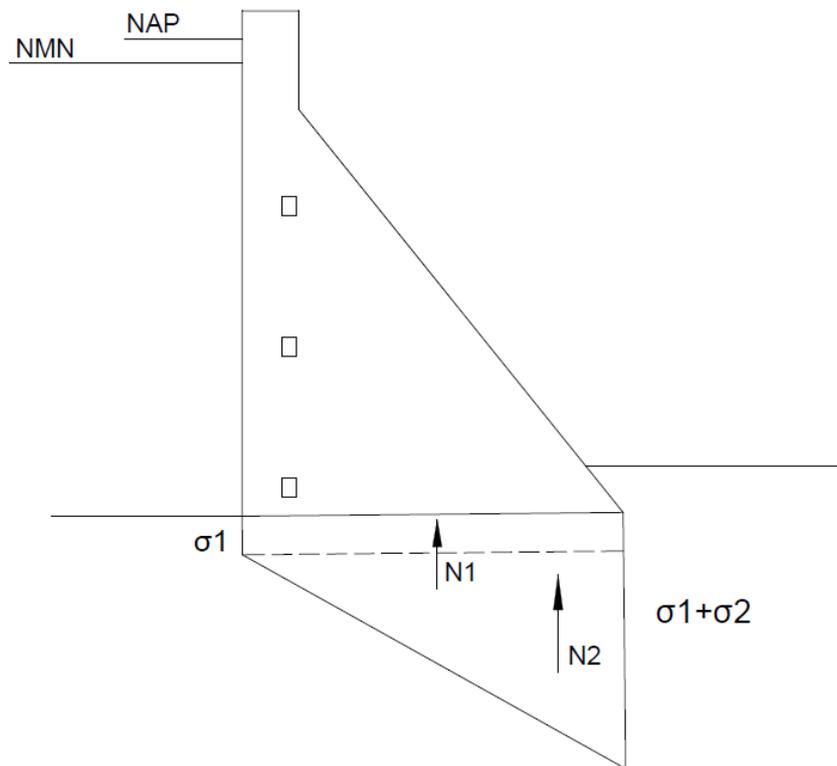


Figura 10: Croquis de las tensiones en el cimiento.

$$N_1 = \sigma_1 * b$$

$$dN_1 = b/2$$

$$MN_1 = N_1 * dN_1$$

$$N_2 = \frac{1}{2} * \sigma_2 * b$$

$$dN_2 = b/3$$

$$MN_2 = N_2 * dN_2$$

Siendo:

σ_1 : Tensión mínima que la presa debe ejercer sobre el terreno para garantizar que no existan tracciones en el pie aguas arriba de la presa

σ_2 : Incremento máximo de tensión que la presa debe ejercer sobre el terreno para garantizar que el terreno es capaz de resistir.

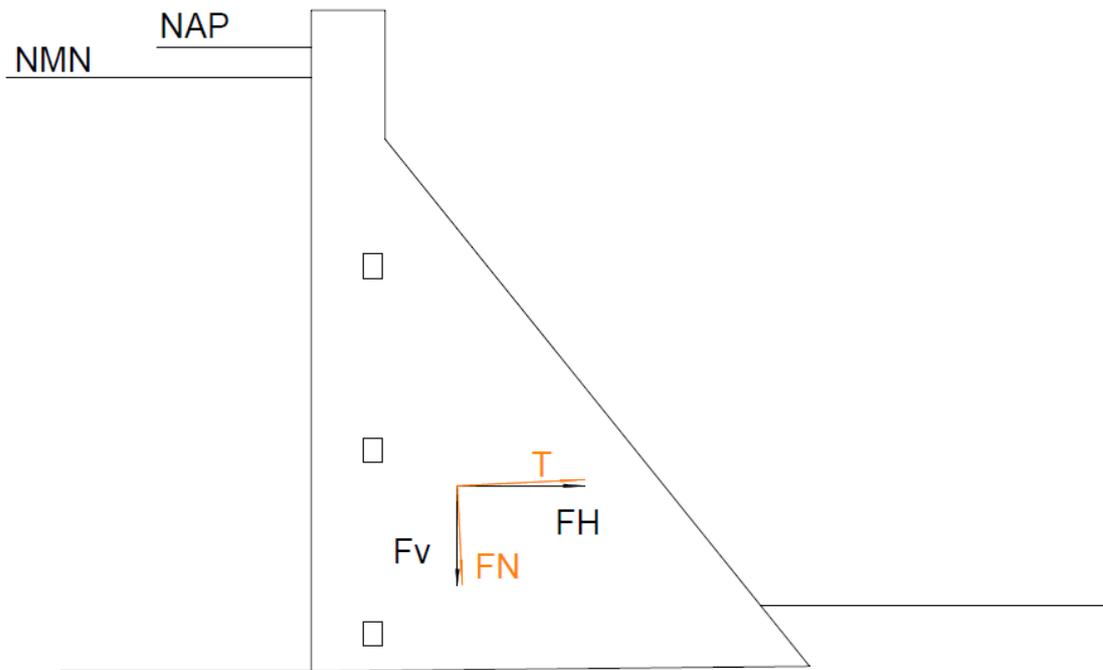


Figura 11: Croquis de las resultantes de los esfuerzos sobre la presa.

$$T = F_H \cdot \cos \alpha - F_V \cdot \sin \alpha$$

$$F_N = F_H \cdot \sin \alpha + F_V \cdot \cos \alpha$$

Siendo:

$$F_H = E_{w1} - E_{w2}$$

$$F_V = P + P_{w1} + P_{w2}$$

$$\alpha = \arctg(i)$$

Imponiendo equilibrio de fuerzas verticales y equilibrio de momentos, despejaremos el valor de σ_1 y σ_2 :

Equilibrio de Fuerzas Verticales $\Sigma F_v = 0$

$$F_N = N + S_T$$

$$F_H * \text{sen}(\text{arctg}(i)) + F_v * \text{cos}(\text{arctg}(i)) = (\sigma_1 * b) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * b) + S_T$$

Siendo:

$$N = N_1 + N_2$$

$$S_T = \frac{1}{2} * b * (h_{wAA} + h_{wAB}) * \gamma_w \quad \text{Para la situación de drenes ineficaces.}$$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \quad \text{Para la situación de drenes eficaces.}$$

Equilibrio de Momentos $\Sigma M_H = 0$

$$M_N + M_{ST} + M_{EW1} = M_{PW1} + M_P + M_{PW2} + M_{EW2}$$

El valor de la tensión vertical en el pie aguas arriba, σ_1 , ha de garantizar que no existan tracciones en la base de la presa y cumpla con el requisito de compresión mínima en el pie de aguas arriba de 5 t/m².

El valor del incremento de tensión vertical, σ_2 , ha de garantizar que no se supere el valor de compresión máxima en el pie de aguas abajo de 250 t/m².

Será una condición necesaria que la presa sea estable frente al deslizamiento:

Cálculo de estabilidad frente al deslizamiento para la situación accidental de drenes ineficaces:

$$T < \frac{N * tg \phi}{K\phi}$$

Siendo:

- T: sumatorio de fuerzas horizontales.
- N: sumatorio de fuerzas verticales.
- ϕ : ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento.
- $K\phi$: Coeficiente de seguridad frente al vuelco exigido por la normativa para la situación de drenes ineficaces, $K\phi = 1,20$

Cálculo de estabilidad frente al deslizamiento para la situación de drenes eficaces:

$$T < \frac{N * tg \phi}{K\phi}$$

Siendo:

- T: sumatorio de fuerzas horizontales.
- N: sumatorio de fuerzas verticales.
- ϕ : ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento.
- $K\phi$: Coeficiente de seguridad frente al vuelco exigido por la normativa para la situación de drenes eficaces, $K\phi = 1,50$

En el Anexo II *“Formulación y rutina para el cálculo de estabilidad según el diseño tradicional de la presa”* se detallan los cálculos anteriormente descritos.

4. PROCEDIMIENTOS DE OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO

A continuación se desarrolla una rutina para la optimización de la sección tipo de la presa de gravedad antes estudiada a partir del software de cálculo técnico 'MATLAB'.

El caso de estudio determina la optimización de los siguientes parámetros:

- Talud aguas arriba (Constante): n
- Talud aguas abajo (Constante): m
- Vértice resistente: h , medido desde el NMN. La cota del vértice resistente será a determinar, no la forzaremos a coincidir con el NAP como se hace en el diseño tradicional.
- Contrapendiente: i

Se tendrán en cuenta los efectos del castillete de coronación y de todas las galerías sobre la sección de la presa.

El estudio se llevará a cabo considerando las posibles eficacias de los drenes, desde drenes ineficaces ($k=1$), hasta la máxima eficacia de los drenes ($k=0$), dejando en manos del usuario la elección el grado de eficacia de los mismos, k .

Se considerará que las características de la cerrada son constantes a lo largo de esta, y se procederá al estudio de la sección más desfavorable, la de mayor altura.

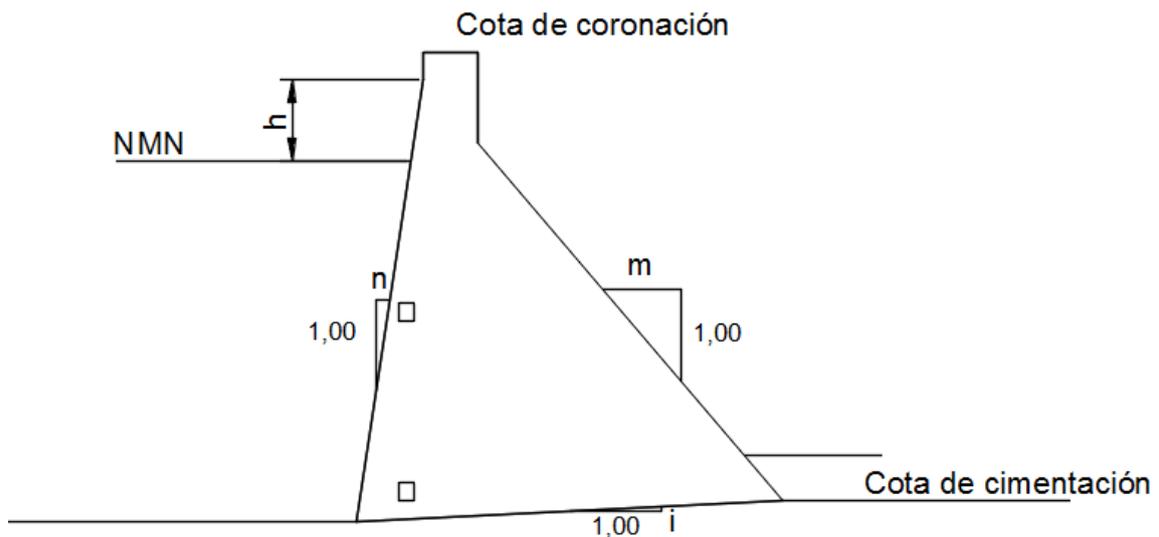


Figura 12: Croquis de los parámetros de la sección de la presa a optimizar.

La presa queda definida mediante 6 puntos (enumerados del 1 al 6 en sentido antihorario). Las coordenadas del punto 1 (pie de la presa aguas abajo) se consideran fijas ya que se hace coincidir la coordenada "y1" con la cota de cimentación de la presa, y a la coordenada "x1" se le da un valor tal que evite coordenadas "x" negativas del resto de puntos característicos.

Según estos datos de partida se procede al cálculo de las acciones a las que va a estar sometida la presa en función de los parámetros de los que dependen, y de las variables a optimizar.

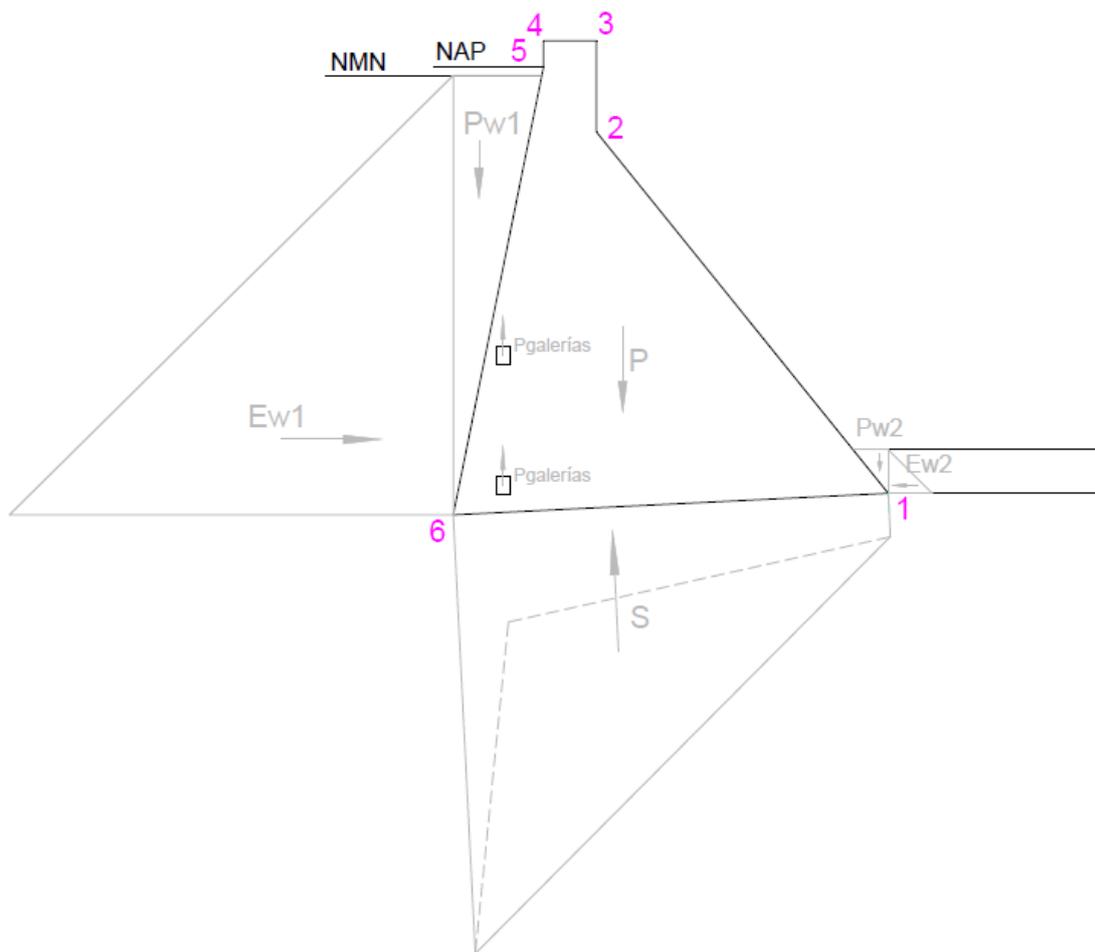


Figura 13: Croquis de los esfuerzos actuantes sobre la sección de la presa a optimizar.

De la misma forma que en el diseño tradicional, se deberán de cumplir una serie de condiciones de estabilidad que garanticen la seguridad de la presa.

Necesitamos calcular las tensiones en los pies de aguas arriba y aguas abajo de la presa, para lo cual supondremos que la distribución de tensiones verticales en la base varía linealmente desde el pie de aguas arriba, donde toma el valor " σ_1 ", hacia el de

aguas abajo, donde toma el valor " $\sigma_1 + \sigma_2$ ". Estableciendo equilibrio de fuerzas verticales e imponiendo equilibrio de momentos en el pie de aguas abajo, despejaremos el valor de σ_1 y σ_2 .

Una vez definidos todos los parámetros y acciones que intervienen en el diseño de la sección tipo de la presa, el siguiente paso es valorar económicamente el coste de su construcción.

La finalidad última del programa de optimización es buscar un valor de variables tales que hagan que el coste de construcción de la presa sea mínimo.

Se definirá una función coste que nos dará el precio por metro lineal de presa, donde interviene el volumen de excavación de terreno, la superficie de encofrado necesaria, y el volumen de hormigón.

Se imponen una serie de restricciones al diseño, de tal forma que se asegure que la presa va a ser estable, y que las soluciones de los distintos parámetros son lógicas según lo propuesto.

Finalmente se desarrolla el proceso de optimización de tal forma que el programa recorra las distintas combinaciones de los valores de las variables a optimizar, y dé como resultado aquella que hace que el coste de construcción de la presa es mínimo.

En el Anexo III "*Formulación y rutina para la optimización del diseño de la presa*" se detalla el programa anteriormente descrito.

El resultado final de las variables a optimizar es el siguiente:

EN EL CASO DE QUE SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

- Para la situación accidental de drenes ineficaces ($k=1$):

$$n = - 0,14$$

$$m = 0,70$$

$$h = 9,40 \text{ m}$$

$$i = 0,03$$

$$\text{Coste de construcción} = 106.770,00 \text{ €/ml}$$

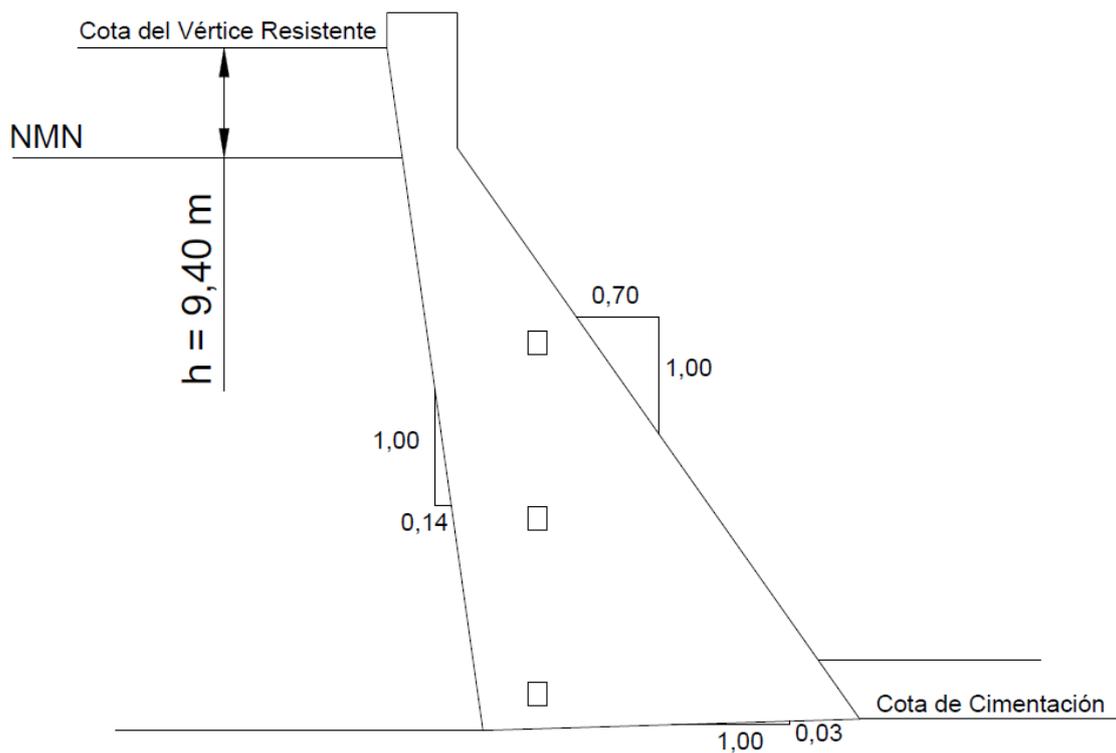


Figura 14: Croquis de la sección de la presa optimizada para el caso de drenes ineficaces, en el caso de que se permita desplome del talud de aguas arriba de la presa.

- Para la situación de drenes totalmente eficaces, $k=0$:

$$n = - 0,04$$

$$m = 0,70$$

$$h = 0,80 \text{ m}$$

$$i = 0,01$$

$$\text{Coste de construcción} = 90.811,00 \text{ €/ml}$$

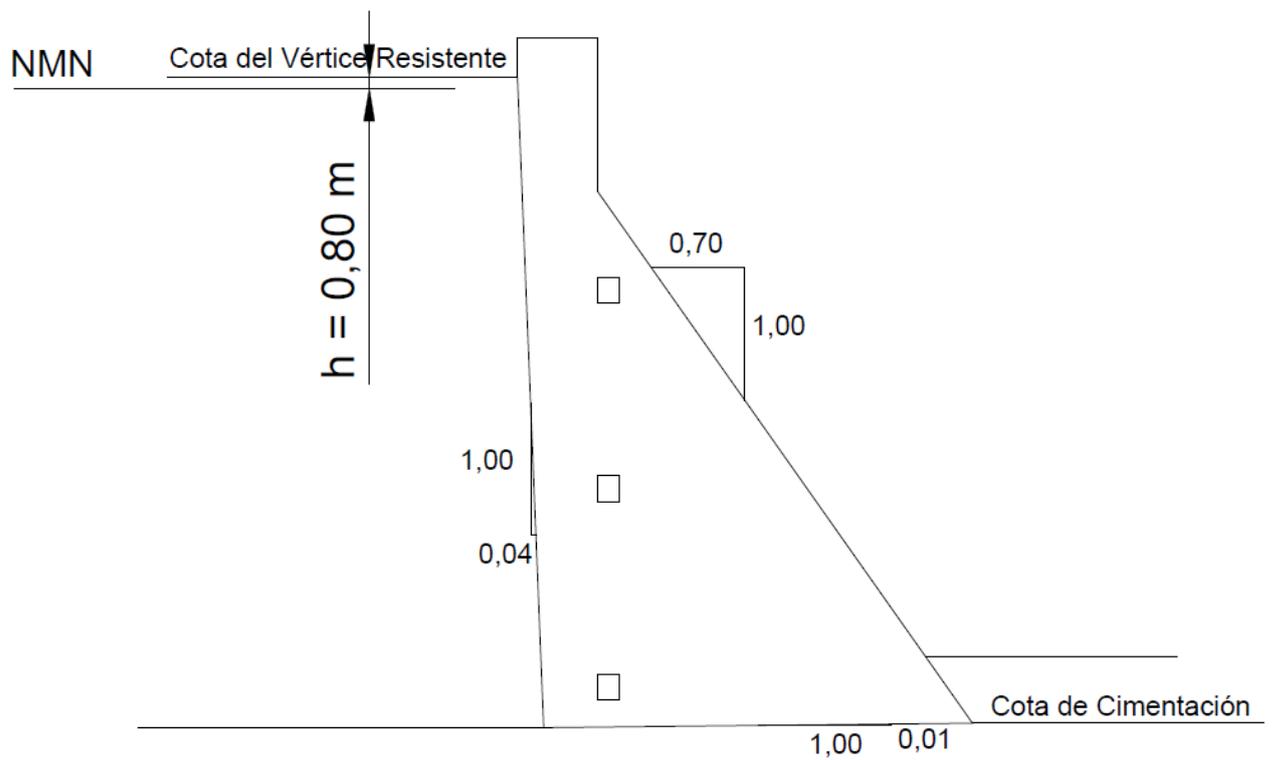


Figura 15: Croquis de la sección de la presa optimizada para el caso de drenes eficaces, en el caso de que se permita desplome del talud de aguas arriba de la presa.

EN EL CASO DE QUE NO SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

- Para la situación accidental de drenes ineficaces ($k=1$):

$n = 0,00$

$m = 0,82$

$h = 0,60$ m

$i = 0,01$

Coste de construcción = 109.980,00 €/ml

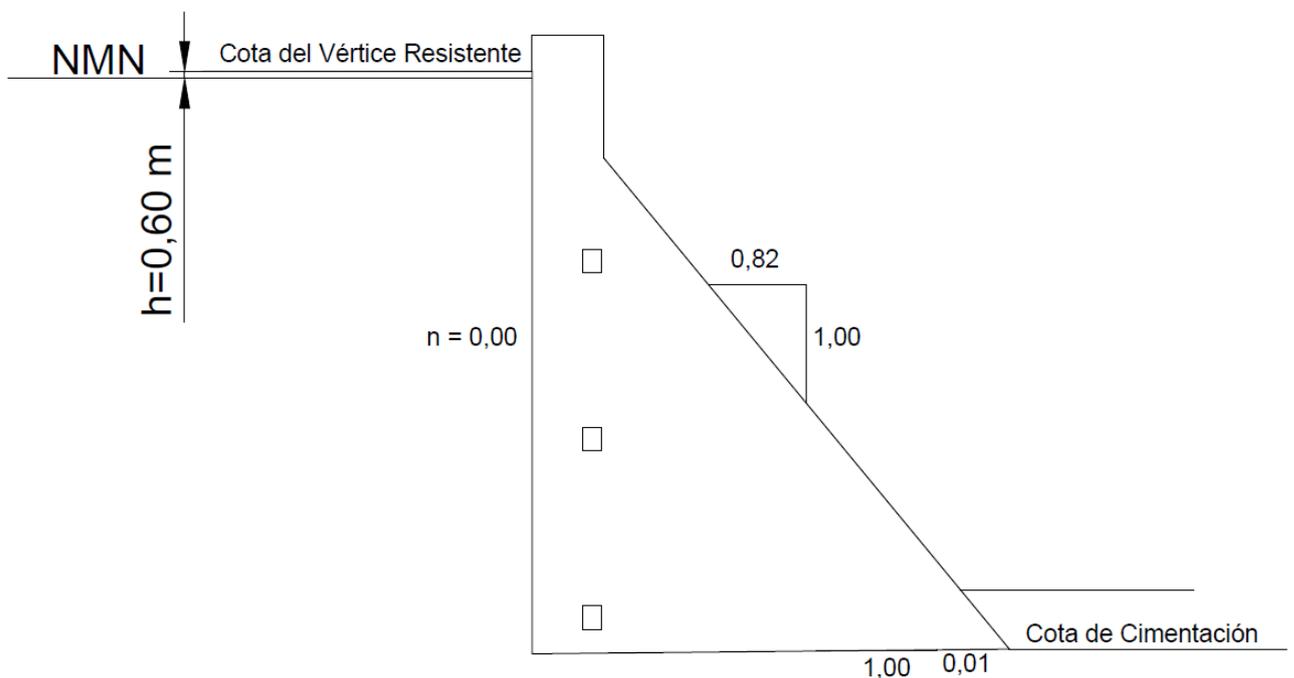


Figura 16: Croquis de la sección de la presa optimizada para el caso de drenes ineficaces, en el caso de que no se permita desplome del talud de aguas arriba de la presa.

- Para la situación de drenes totalmente eficaces, $k=0$:

$n = 0,00$

$m = 0,68$

$h = 0,20$ m

$i = 0,01$

Coste de construcción = 91.280,00 €/ml

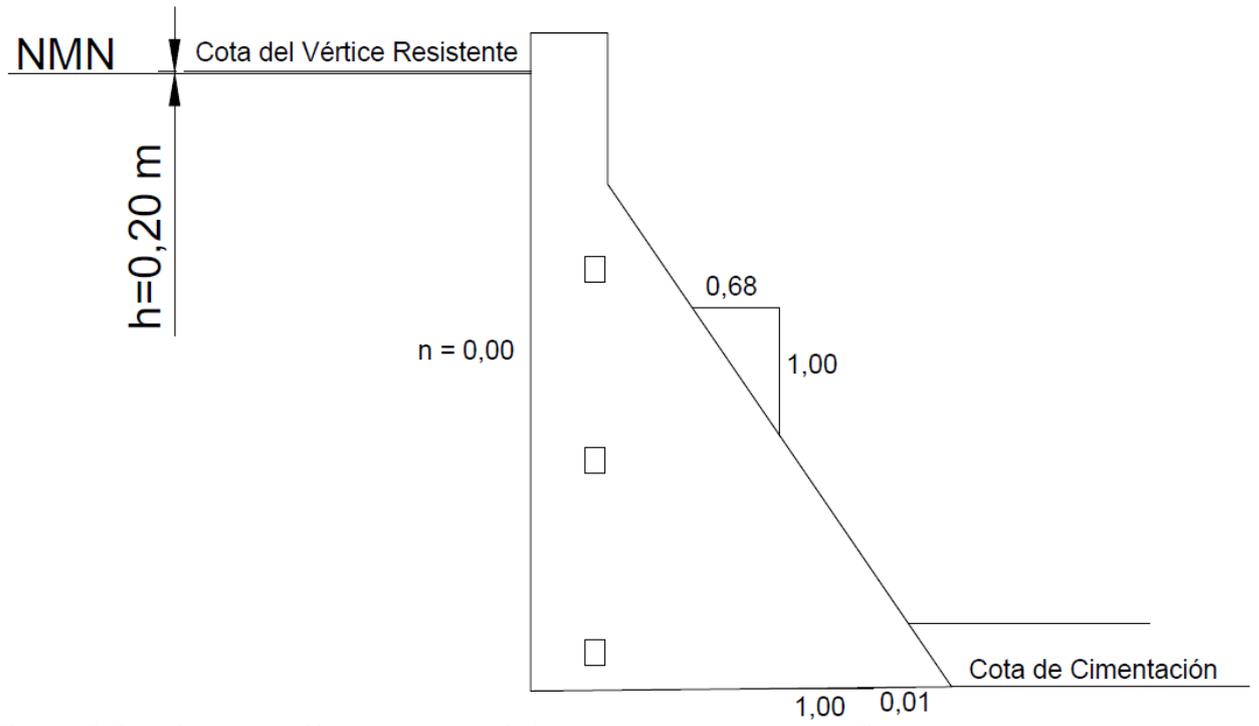


Figura 17: Croquis de la sección de la presa optimizada para el caso de drenes eficaces, en el caso de que se permita desplome del talud de aguas arriba de la presa.

5. DISEÑO OPTIMIZADO, COMPARADO CON EL DISEÑO TRADICIONAL

Una vez desarrollados los cálculos de la sección tipo mediante el diseño tradicional y el optimizado, vamos a realizar una comparativa económica y de mejoras que nos permita ver la efectividad del proceso de optimización en el diseño de la sección tipo de una presa de gravedad.

Se analizará el comportamiento de una serie de parámetros que pueden resultar de interés desde el punto de vista económico, de la seguridad...Y se llevará a cabo un estudio de la rentabilidad económica que puede dar esta nueva metodología de cálculo.

5.1. COMPARACIÓN DE PARÁMETROS

La caracterización del diseño de la sección tipo de una presa de gravedad se compone principalmente del valor de los taludes (talud de aguas arriba “n”, talud de aguas abajo “m” y contrapendiente de la cimentación “i”), y en nuestro caso, de la cota del vértice resistente de la presa.

Partiendo de unos datos iniciales comunes para ambas metodologías, procedemos a comparar los resultados obtenidos tras el cálculo:

EN EL CASO DE QUE SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Talud de aguas arriba, n	Talud de aguas abajo, m	Contrapendiente, i	Vértice resistente (sobre NMN), h (m)
DISEÑO TRADICIONAL	0,00	0,80	0,01	2,50
DISEÑO OPTIMIZADO	- 0,14	0,70	0,03	9,40

Tabla 1: Comparación de variables a optimizar en el caso accidental de drenes ineficaces, y permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Talud de aguas arriba, n	Talud de aguas abajo, m	Contrapendiente, i	Vértice resistente (sobre NMN), h (m)
DISEÑO TRADICIONAL	0,00	0,80	0,01	2,50
DISEÑO OPTIMIZADO	- 0,04	0,70	0,01	0,80

Tabla 2: Comparación de variables a optimizar en el caso de drenes totalmente eficaces y permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

EN EL CASO DE QUE NO SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Talud de aguas arriba, n	Talud de aguas abajo, m	Contrapendiente, i	Vértice resistente (sobre NMN), h (m)
DISEÑO TRADICIONAL	0,00	0,80	0,01	2,50
DISEÑO OPTIMIZADO	0,00	0,82	0,01	0,60

Tabla 3: Comparación de variables a optimizar en el caso accidental de drenes ineficaces, en el caso de que no se permita desplome en el talud de aguas arriba de la presa.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Talud de aguas arriba, n	Talud de aguas abajo, m	Contrapendiente, i	Vértice resistente (sobre NMN), h (m)
DISEÑO TRADICIONAL	0,00	0,80	0,01	2,50
DISEÑO OPTIMIZADO	0,00	0,68	0,01	0,20

Tabla 4: Comparación de variables a optimizar en el caso de drenes totalmente eficaces, en el caso de que no se permita desplome en el talud de aguas arriba de la presa.

La metodología tradicional de diseño de presas de gravedad no contempla la ejecución de una sección con desplome en el **talud de aguas arriba** de la presa. Ciñéndose a los requisitos de estabilidad, y tratando de reducir al máximo el área de la sección tipo, el diseño tradicional propone un paramento vertical para la variable n.

El hecho de permitir que el talud de aguas arriba de la presa esté en desplome, supone una gran reducción en el volumen de hormigón que se requiere para construir la presa. Es por ello que la metodología de diseño optimizado recurre a taludes en desplome cuando se le da libertad para hacerlo, y desplomará tanto como las exigencias de estabilidad se lo permitan.

Para los casos de optimización en los que se impide que no esté en desplome, el talud de aguas arriba es completamente vertical, tratando de reducir el área de la sección lo máximo posible.

El **talud aguas abajo m**, es ligeramente más inclinado en el diseño optimizado, reduciendo así el volumen del cuerpo de la presa, y con ello el coste de su construcción. En el caso de drenes totalmente eficaces, el trabajo de los drenes reduciendo los esfuerzos de subpresión nos permite dar más pendiente al talud que en el caso de drenes ineficaces.

La **contrapendiente de la presa i**, aporta estabilidad a costa de aumentar el precio de construcción debido a un incremento del volumen de excavación y del volumen de hormigón necesario. Es por ello que el programa de optimización tratará de reducir al máximo el valor de la contrapendiente del terreno, encontrándose en todo momento dentro de los límites de estabilidad de la presa.

Para el caso de desplome permitido y drenes ineficaces, la contrapendiente aumenta para el diseño optimizado. Esto puede deberse a que el programa lleva al límite otras variables de optimización a cambio de aumentar la contrapendiente de la presa, para así dar la solución más rentable. Sin embargo, el comportamiento natural de la contrapendiente con la optimización es de reducirse.

El diseño tradicional acostumbra a hacer coincidir el **vértice resistente** de la presa con el NAP, por ello la sección diseñada con metodología tradicional tiene el vértice resistente a una distancia de 2,5 m sobre el NMN, coincidiendo con la cota del NAP. Para la optimización del diseño se deja libertad a la ubicación de la cota del vértice resistente, de tal forma que el programa la ubica en el punto óptimo para la rentabilidad de la presa.

Una elevación excesiva del vértice resistente por encima del NMN, queriendo mantener el área de la sección de la presa, resultaría perjudicial para el cumplimiento de la limitación de tracciones en el pie de aguas arriba, obligando a la adopción de una sección de mayor área que si el vértice resistente se sitúa de forma adecuada.

A lo largo del cálculo se definen otra serie de parámetros de sustancial importancia en el diseño de la presa, y por ello vamos a estudiar su comportamiento en ambas metodologías:

EN EL CASO DE QUE SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Tensión en el pie de aguas arriba, σ_1 (t/m ²)	Tensión en el pie de aguas abajo, $\sigma_1+\sigma_2$ (t/m ²)	Área de la sección tipo A_Presa (m ²)
DISEÑO TRADICIONAL	11,569	61,925	1.059,161
DISEÑO OPTIMIZADO	5,416	78,554	972,081
DIFERENCIA	- 6,153 t/m²	+16,629 t/m²	-87,08 m²
%	-53,185 %	+ 21,169 %	- 8,222 %

Tabla 5: Comparación de parámetros en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Tensión en el pie de aguas arriba, σ_1 (t/m ²)	Tensión en el pie de aguas abajo, $\sigma_1+\sigma_2$ (t/m ²)	Área de la sección tipo A_Presa (m ²)
DISEÑO TRADICIONAL	45,114	68,413	1.059,161
DISEÑO OPTIMIZADO	5,355	101,291	825,174
DIFERENCIA	-39,759 t/m²	+32,878 t/m²	-233,987 m²
%	-88,130 %	+32,459 %	-22,092 %

Tabla 6: Comparación de parámetros en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

EN EL CASO DE QUE NO SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Tensión en el pie de aguas arriba, σ_1 (t/m ²)	Tensión en el pie de aguas abajo, $\sigma_1+\sigma_2$ (t/m ²)	Área de la sección tipo A_Presa (m ²)
DISEÑO TRADICIONAL	11,569	61,925	1.059,161
DISEÑO OPTIMIZADO	5,069	63,868	1.006,700
DIFERENCIA	-6,500 t/m ²	+1,943 t/m ²	-52,461 m ²
%	-56,185 %	+ 3,042 %	- 4,953 %

Tabla 7: Comparación de parámetros en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome en el talud de aguas arriba.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Tensión en el pie de aguas arriba, σ_1 (t/m ²)	Tensión en el pie de aguas abajo, $\sigma_1+\sigma_2$ (t/m ²)	Área de la sección tipo A_Presa (m ²)
DISEÑO TRADICIONAL	45,114	68,413	1.059,161
DISEÑO OPTIMIZADO	5,677	102,498	830,144
DIFERENCIA	-39,437 t/m ²	+34,085 t/m ²	-229,017 m ²
%	-87,416 %	+33,254 %	-21,623 %

Tabla 8: Comparación de parámetros en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome en el talud de aguas arriba.

La **tensión en el pie de aguas arriba σ_1** , se ve reducida en gran medida si diseñamos la sección en base a la metodología optimizada. El área del cuerpo de la presa se reduce, y con ello el peso que comprime el pie de aguas arriba. El diseño tradicional nos deja más del lado de la seguridad, reduciendo la probabilidad de que aparezcan tracciones (grietas) en el pie de aguas arriba de la presa.

En las secciones con desplome, la componente vertical del empuje hidrostático del agua sobre el paramento de aguas arriba reduce el valor de σ_1 , lo que limitará el desplome máximo que se le puede dar al talud para que σ_1 no sea inferior al mínimo establecido.

Este hecho no lo podemos apreciar para el caso de drenes ineficaces, ya que la cota del vértice resistente se sitúa en una h mucho más elevada que para el caso sin desplome, lo que recrecerá la altura de la presa, e incrementará el valor de σ_1 . Sin embargo sí que lo podemos apreciar para el caso de drenes totalmente eficaces.

Si observamos el caso en el que no está permitido el desplome, que es el que nos da una idea más general, y comparamos los resultados en función de la eficacia de los drenes, en el caso de drenes totalmente eficaces la tensión en el pie de aguas arriba es mayor ya que la subpresión que contrarresta los esfuerzos estabilizadores (que comprimen el pie de aguas arriba) es menor.

La **tensión en el pie de aguas abajo $\sigma_1 + \sigma_2$** , al contrario que el resto de valores, crece al optimizar el diseño, dejando en todo caso un amplio margen de seguridad frente a la resistencia máxima del terreno.

Para optimizar el diseño, el programa tiende a estrechar el cuerpo de la presa, tanto como las restricciones le permitan, para así ahorrar volumen de hormigón. Por ello, el **área de la sección de la presa** disminuye entre un 5 y un 8 % para el caso de drenes ineficaces, y en torno a un 22 % para el caso de drenes totalmente eficaces gracias a la optimización. Esto supondrá un gran ahorro en volumen de hormigón, y con ello en el coste de construcción de la sección tipo de la presa de gravedad ya que el factor que mayor peso tiene en la función coste es el volumen de hormigón.

A continuación se realiza un estudio de rentabilidad económica comparando el coste de la sección tipo de la presa de gravedad con la metodología tradicional y optimizada.

5.2. COMPARACIÓN DEL COSTE DE LA SECCIÓN TIPO

La optimización del diseño de la sección tipo de una presa de gravedad tiene como objetivo definir una combinación de variables (talud de aguas arriba, talud de aguas abajo, contrapendiente y cota del vértice resistente) tales que hagan que el coste de la sección tipo de la presa sea mínimo.

La función coste de la presa vendrá definida por las unidades de obra necesarias para llevar a cabo su construcción, y los precios unitarios correspondientes. Para facilitar los cálculos del coste se tendrán en cuenta las unidades de obra más relevantes, y que nos permitan establecer una base comparativa aceptable entre ambas metodologías.

Por ello:

Coste Total ⁽¹⁾ = Coste del hormigón + Coste de excavación + Coste del encofrado

Coste del hormigón = Volumen de hormigón * Precio hormigón (m³)

Coste de excavación = Volumen de excavación * Precio excavación (m³)

Coste del encofrado = Superficie encofrado * Precio de encofrado (m²)

⁽¹⁾ Se calculará el coste de la sección por metro lineal de presa.

EN EL CASO DE QUE SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

Coste del hormigón:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Área de la sección tipo A_Presa (m ²)	Precio del hormigón (€/m ³)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	1.059,161	80,00	84.732,88
DISEÑO OPTIMIZADO	972,081	80,00	77.766,48

AHORRO	-6.966,40 €
(%)	-8,222 %

Tabla 9: Comparación del coste del hormigón en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Área de la sección tipo A_Presa (m ²)	Precio del hormigón (€/m ³)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	1.059,161	80,00	84.732,88
DISEÑO OPTIMIZADO	825,174	80,00	66.013,92

AHORRO	-18.718,96 €
(%)	-22,092 %

Tabla 10: Comparación del coste del hormigón en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Coste de la excavación:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Área de excavación (m ²)	Precio excavación (€/m ³)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	8,161	2,50	20,403
DISEÑO OPTIMIZADO	15,427	2,50	38,568

AHORRO	+ 18,165 €
(%)	+ 47,099 %

Tabla 11: Comparación del coste de excavación en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Área de excavación (m ²)	Precio excavación (€/m ³)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	8,161	2,50	20,403
DISEÑO OPTIMIZADO	5,154	2,50	12,885

AHORRO	-7,518 €
(%)	-36,848 %

Tabla 12: Comparación del coste de excavación en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Coste del encofrado:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Superficie de encofrado (m ²)	Precio encofrado (€/m ²)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	1.206,232	25,00	30.155,80
DISEÑO OPTIMIZADO	1.132,784	25,00	28.319,60

AHORRO	-1.836,20 €
(%)	- 6,089 %

Tabla 13: Comparación del coste del encofrado en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Superficie de encofrado (m ²)	Precio encofrado (€/m ²)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	1.206,232	25,00	30.155,80
DISEÑO OPTIMIZADO	965,611	25,00	24.140,275

AHORRO	-6.015,525 €
(%)	- 19,948%

Tabla 14: Comparación del coste del encofrado en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, se obtienen los siguientes **costes totales** de construcción de la presa:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	COSTE TOTAL (€)
DISEÑO TRADICIONAL	114.909,083
DISEÑO OPTIMIZADO	106.124,648

AHORRO	-8.784,435 €
(%)	-7,645%

Tabla 15: Comparación del coste total de construcción de la sección tipo en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	COSTE TOTAL (€)
DISEÑO TRADICIONAL	114.909,083
DISEÑO OPTIMIZADO	90.167,08

AHORRO	-24.742,003 €
(%)	- 21,532%

Tabla 16: Comparación del coste total de construcción de la sección tipo en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

EN EL CASO DE QUE NO SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

Coste del hormigón:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Área de la sección tipo A_Presa (m²)	Precio del hormigón (€/m ³)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	1.059,161	80,00	84.732,88
DISEÑO OPTIMIZADO	1.006,700	80,00	80.536,00

AHORRO	-4.196,88 €
(%)	-4,953 %

Tabla 17: Comparación del coste del hormigón en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Área de la sección tipo A_Presa (m²)	Precio del hormigón (€/m ³)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	1.059,161	80,00	84.732,88
DISEÑO OPTIMIZADO	830,144	80,00	66.411,52

AHORRO	-18.321,36 €
(%)	-21,623 %

Tabla 18: Comparación del coste del hormigón en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Coste de la excavación:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Área de excavación (m ²)	Precio excavación (€/m ³)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	8,161	2,50	20,403
DISEÑO OPTIMIZADO	7,931	2,50	19,828

AHORRO	-0,575 €
(%)	-2,818 %

Tabla 19: Comparación del coste de excavación en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Área de excavación (m ²)	Precio excavación (€/m ³)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	8,161	2,50	20,403
DISEÑO OPTIMIZADO	5,375	2,50	13,438

AHORRO	-6,965 €
(%)	-34,137 %

Tabla 20: Comparación del coste de excavación en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Coste del encofrado:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	Superficie de encofrado (m ²)	Precio encofrado (€/m ²)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	1.206,232	25,00	30.155,80
DISEÑO OPTIMIZADO	1.149,605	25,00	28.740,125

AHORRO	-1.415,675 €
(%)	-4,695 %

Tabla 21: Comparación del coste del encofrado en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	Superficie de encofrado (m ²)	Precio encofrado (€/m ²)	Coste (€)
DISEÑO TRADICIONAL	1.206,232	25,00	30.155,80
DISEÑO OPTIMIZADO	968,714	25,00	24.217,85

AHORRO	-5.937,95 €
(%)	- 19,691 %

Tabla 22: Comparación del coste del encofrado en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, se obtienen los siguientes **costes totales** de construcción de la presa:

CASO ACCIDENTAL DE DRENES INEFICACES:

	COSTE TOTAL (€)
DISEÑO TRADICIONAL	114.909,083
DISEÑO OPTIMIZADO	109.295,953

AHORRO	-5.613,13 €
(%)	-4,885 %

Tabla 23: Comparación del coste total de construcción de la sección tipo en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES (k=0):

	COSTE TOTAL (€)
DISEÑO TRADICIONAL	114.909,083
DISEÑO OPTIMIZADO	90.642,808

AHORRO	-24.266,275 €
(%)	- 21,118 %

Tabla 24: Comparación del coste total de construcción de la sección tipo en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

La optimización en el **coste el hormigón** supone un ahorro con la misma progresión que el del área de la presa ya que son directamente proporcionales.

Se considera como **área de excavación** el terreno que se encuentra por debajo de la cota de cimentación de la presa, la cual se hace coincidir con el pie de aguas abajo.

La optimización de la contrapendiente de cimentación “i” tiene como objetivo principal reducir al máximo la excavación, una vez la presa sea estable. Analizando los resultados observamos que, salvo en el caso de la sección con desplome y drenes ineficaces por razones explicadas previamente, existe un ahorro en costes de excavación gracias a la metodología de optimización.

Para el caso de drenes totalmente eficaces, el ahorro es mayor ya que, a pesar de tener el mismo valor de contrapendiente, la longitud de la base de la presa es menor, y con ello el área a excavar

El **coste del encofrado** se ve reducido en torno a un 5-6 % para el caso de drenes ineficaces, y en cerca de un 20 % para el caso de drenes totalmente eficaces, gracias a la optimización del diseño.

Atendiendo a estos resultados, podemos decir que el proceso de optimización en el diseño de la sección tipo de una presa de gravedad acarrea una importante rentabilidad económica si lo comparamos con el diseño tradicional ya que supone un ahorro de casi un 5 % para el caso de drenes ineficaces, y de en torno a un 20 % para el caso de drenes totalmente eficaces.

Dado que las presas han de proyectarse para ser capaces de resistir en las condiciones más desfavorables, la sección tipo de la presa de gravedad en estudio deberá diseñarse para la situación accidental de drenes ineficaces. Por ello, nos quedamos como resultado relevante ese casi 5% de ahorro en el coste de construcción que se genera para el caso de drenes ineficaces con la metodología de optimización.

En lo que sigue se realiza un estudio de rentabilidad económica comparando el coste total de la presa en ambas metodologías, tradicional y optimizada, únicamente en el caso de drenes ineficaces. Dicha comparación nos será suficiente para ver la efectividad del proceso de optimización en el diseño.

5.3. COMPARACIÓN DEL COSTE TOTAL DE LA PRESA

La comparativa anterior nos da una idea del coste de construcción de la sección tipo de la presa para ambas metodologías, considerando como volumen de excavación todo el terreno que se encuentre por debajo del pie de aguas abajo de la presa.

Si tenemos en cuenta la pendiente del terreno a lo largo de la cerrada, vamos a tener variaciones en el volumen de excavación, y con ello en el coste total de construcción de la presa.

Por ello se definen a continuación 10 perfiles transversales a lo largo de la cerrada (a 20 m unos de otros), de tal forma que podamos ver la intersección de la presa con el terreno, y así calcular el volumen de excavación con mayor semejanza al real.

- Longitud de la cerrada: 197,4575 m
- Distancia entre perfiles transversales: 20 m

DISEÑO TRADICIONAL:

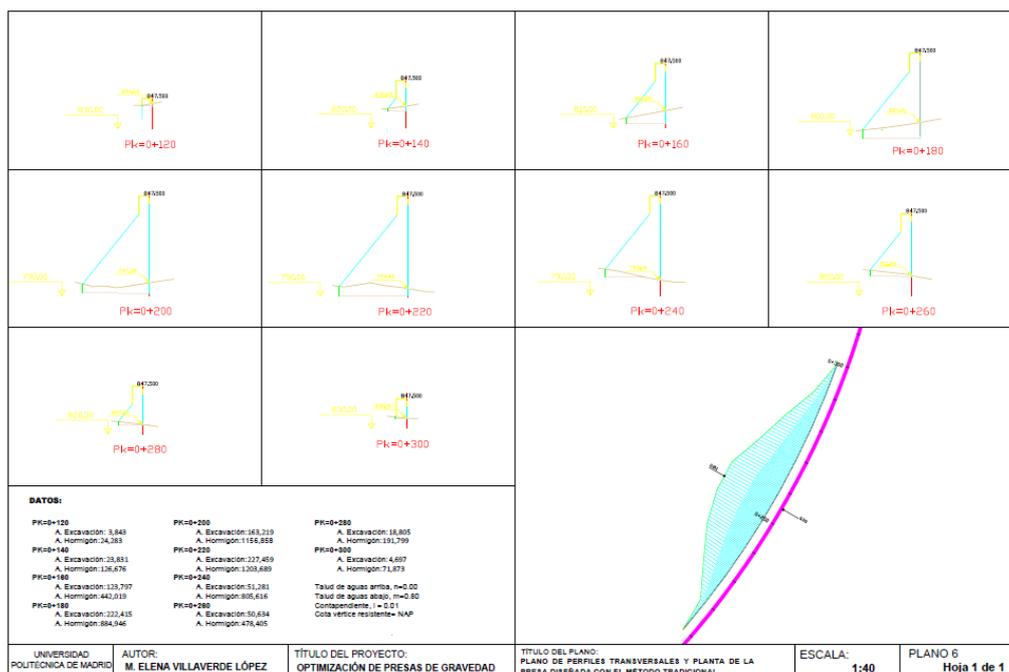


Figura 18: Perfiles transversales y planta diseñada con metodología tradicional

VOLUMEN DE EXCAVACIÓN			
PK	Área excavación (m2)	Distancia (m)	Volumen excavación (m3)
0+120	3,843	20,00	76,86
0+140	23,831	20,00	476,62
0+160	123,797	20,00	2475,94
0+180	222,415	20,00	4448,3
0+200	163,219	20,00	3264,38
0+220	227,459	20,00	4549,18
0+240	51,281	20,00	1025,62
0+260	50,634	20,00	1012,68
0+280	18,805	20,00	376,1
0+300	4,697	20,00	93,94
VOLUMEN TOTAL (m3)			17.799,62

Tabla 25: Volumen de excavación total según diseño tradicional.

VOLUMEN DE HORMIGÓN			
PK	Área sección presa (m2)	Distancia (m)	Volumen de hormigón (m3)
0+120	24,283	20,00	485,66
0+140	126,676	20,00	2533,52
0+160	442,019	20,00	8840,38
0+180	884,946	20,00	17698,92
0+200	1156,858	20,00	23137,16
0+220	1203,689	20,00	24073,78
0+240	805,616	20,00	16112,32
0+260	478,405	20,00	9568,1
0+280	191,799	20,00	3835,98
0+300	71,873	20,00	1437,46
VOLUMEN TOTAL (m3)			107.723,280

Tabla 26: Volumen de hormigón total según diseño tradicional.

ÁREA DE ENCOFRADO			
PK	Superficie de encofrado (m2/ml)	Distancia (m)	SUPERFICIE TOTAL (m2)
0+120	37,005		
0+140	165,176		
0+160	512,801		
0+180	985,146		
0+200	1275,112		
0+220	1326,175	20,00	26.523,50
0+240	911,35		
0+260	559,377		
0+280	243,037		
0+300	100,321		

Tabla 27: Área de encofrado total según diseño tradicional

COSTE TOTAL DE LA PRESA			
	UNIDADES (m2 o m3)	PRECIO UNITARIO	COSTE (€)
EXCAVACIÓN	17.799,620	2,50	44.499,05
HORMIGÓN	107.723,280	80,00	8.617.862,40
ENCOFRADO	26.523,50	25,00	663.087,50

COSTE TOTAL (€)	9.325.448,95
------------------------	---------------------

Tabla 28: Volumen de excavación total según diseño tradicional

DISEÑO OPTIMIZADO:

EN EL CASO DE QUE SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

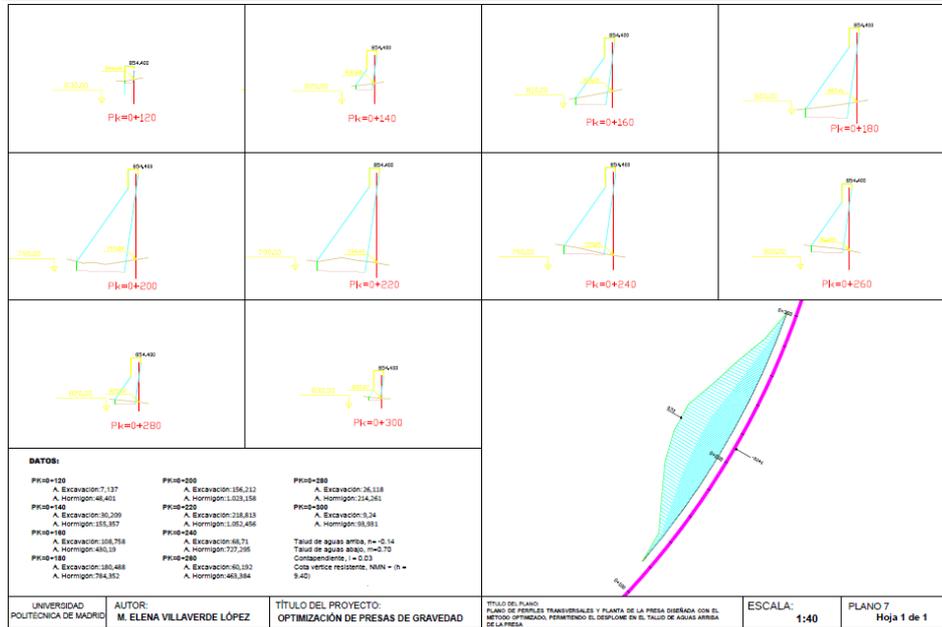


Figura 19: Perfiles transversales y planta diseñada con metodología optimizada, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

VOLUMEN DE EXCAVACIÓN			
PK	Área excavación (m ²)	Distancia (m)	Volumen excavación (m ³)
0+120	7,137	20,00	142,74
0+140	30,209	20,00	604,18
0+160	108,758	20,00	2175,16
0+180	180,488	20,00	3609,76
0+200	156,212	20,00	3124,24
0+220	218,813	20,00	4376,26
0+240	68,71	20,00	1374,2
0+260	60,192	20,00	1203,84
0+280	26,118	20,00	522,36
0+300	9,24	20,00	184,8
VOLUMEN TOTAL (m³)			17.317,54

Tabla 29: Volumen de hormigón total según diseño optimizado, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

VOLUMEN DE HORMIGÓN			
PK	Área sección presa (m2)	Distancia (m)	Volumen de hormigón (m3)
0+120	48,401	20,00	968,02
0+140	155,357	20,00	3107,14
0+160	430,19	20,00	8603,8
0+180	784,352	20,00	15687,04
0+200	1023,158	20,00	20463,16
0+220	1052,456	20,00	21049,12
0+240	727,295	20,00	14545,9
0+260	463,384	20,00	9267,68
0+280	214,261	20,00	4285,22
0+300	93,931	20,00	1878,62
VOLUMEN TOTAL (m3)			99.855,70

Tabla 30: Volumen de hormigón total según diseño optimizado, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

ÁREA DE ENCOFRADO			
PK	Superficie de encofrado (m)	Distancia (m)	SUPERFICIE TOTAL (m2)
0+120	72,126		
0+140	205,82		
0+160	512,241		
0+180	895,23		
0+200	1152,852		
0+220	1184,183	20,00	23.683,66
0+240	842,721		
0+260	554,386		
0+280	276,588		
0+300	133,943		

Tabla 31: Área de encofrado total según diseño optimizado, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

COSTE TOTAL DE LA PRESA			
	UNIDADES (m2 o m3)	PRECIO UNITARIO	COSTE (€)
EXCAVACIÓN	17.317,54	2,50	43.293,85
HORMIGÓN	99.855,70	80,00	7.988.456,00
ENCOFRADO	23.683,66	25,00	592.091,50

COSTE TOTAL (€)

8.623.841,35

Tabla 32: Volumen de excavación total según diseño optimizado, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

AHORRO	-701.607,6 €
(%)	-7,523 %

**EN EL CASO DE QUE NO SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:
DE LA PRESA:**

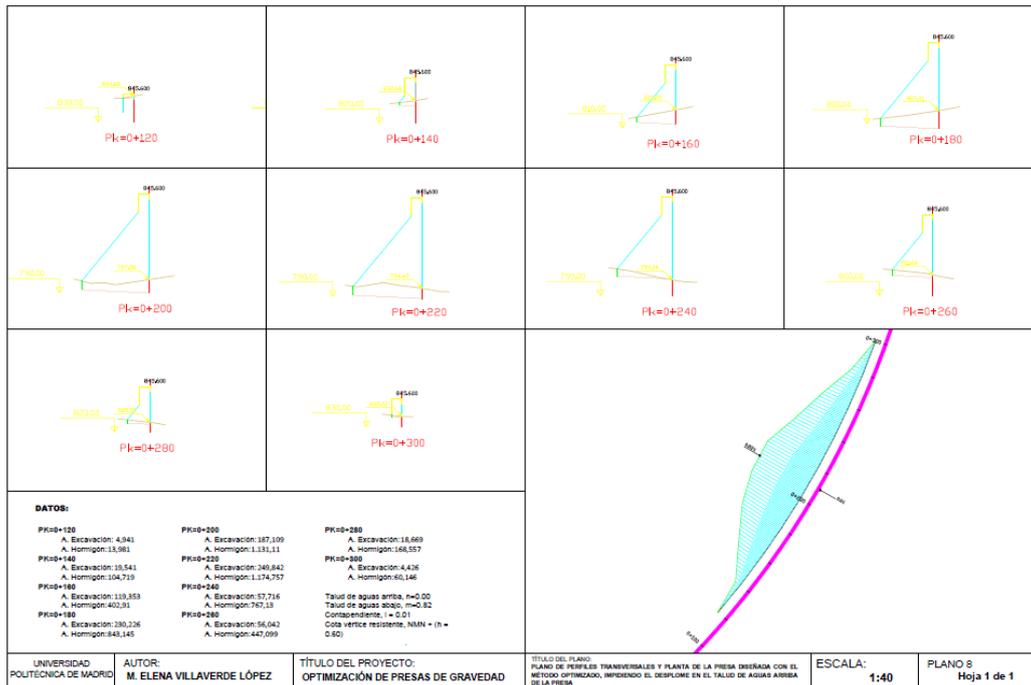


Figura 20: Perfiles transversales y planta diseñada con metodología optimizada, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

VOLUMEN DE EXCAVACIÓN			
PK	Área excavación (m ²)	Distancia (m)	Volumen excavación (m ³)
0+120	4,941	20,00	98,82
0+140	19,541	20,00	390,82
0+160	119,353	20,00	2387,06
0+180	230,226	20,00	4604,52
0+200	187,109	20,00	3742,18
0+220	249,842	20,00	4996,84
0+240	57,716	20,00	1154,32
0+260	56,042	20,00	1120,84
0+280	18,669	20,00	373,38
0+300	4,426	20,00	88,52
VOLUMEN TOTAL (m³)			18.957,30

Tabla 33: Volumen de hormigón total según diseño optimizado, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

VOLUMEN DE HORMIGÓN			
PK	Área sección presa (m2)	Distancia (m)	Volumen de hormigón (m3)
0+120	13,981	20,00	279,62
0+140	104,719	20,00	2094,38
0+160	402,91	20,00	8058,2
0+180	843,145	20,00	16862,9
0+200	1131,11	20,00	22622,2
0+220	1174,757	20,00	23495,14
0+240	767,13	20,00	15342,6
0+260	447,099	20,00	8941,98
0+280	168,557	20,00	3371,14
0+300	60,146	20,00	1202,92
VOLUMEN TOTAL (m3)			102.271,08

Tabla 34: Volumen de hormigón total según diseño optimizado, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

ÁREA DE ENCOFRADO			
PK	Superficie de encofrado (m)	Distancia (m)	SUPERFICIE TOTAL (m2)
0+120	22,903		
0+140	138,773		
0+160	469,386		
0+180	939,356		
0+200	1245,467		
0+220	1293,551	20,00	25.871,02
0+240	869,097		
0+260	524,043		
0+280	215,759		
0+300	84,719		

Tabla 35: Área de encofrado total según diseño optimizado, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

COSTE TOTAL DE LA PRESA			
	UNIDADES (m2 o m3)	PRECIO UNITARIO	COSTE (€)
EXCAVACIÓN	18.957,30	2,50	47.393,25
HORMIGÓN	102.271,08	80,00	8.181.686,40
ENCOFRADO	25.871,02	25,00	646.775,50

COSTE TOTAL (€)

8.875.855,15

Tabla 36: Volumen de excavación total según diseño optimizado, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

AHORRO	449.593,80 €
(%)	-4,821%

Observando los resultados que comparan los costes totales de construcción de la presa para la metodología tradicional y la optimizada, obtenemos un ahorro del 7,523 % para el caso de que se permita el desplome del talud aguas arriba de la presa, y del 4,821 % en el caso de que no se permita.

La diferencia en el porcentaje de ahorro que se obtenía en la optimización de la sección tipo, y el que se obtiene de la optimización de la presa completa, se debe a que en el estudio del coste total de la presa se define mejor el terreno para las distintas zonas de la cerrada, ajustando más a la realidad las áreas de excavación, el volumen de hormigón para el cuerpo de la presa y la superficie de encofrado necesaria para su construcción.

6. PAPEL DE LOS PARÁMETROS RELEVANTES EN EL DISEÑO

A continuación se estudia el papel que juegan algunos de los parámetros relevantes para el diseño en los resultados obtenidos.

- **Capacidad portante del terreno de cimentación:**

En terrenos poco competentes, la condición de limitar la compresión en el pie de aguas abajo a los valores admisibles, puede imponer una suma de taludes mayor que la que correspondería a un cimiento competente, para conseguir un reparto de la carga sobre el terreno en mayor superficie, y en consecuencia, menores compresiones.

Esto supondrá mayor volumen de hormigón en el cuerpo de la presa, y por tanto mayor coste de construcción.

- **Pendiente transversal del terreno:**

Una pendiente transversal del terreno desfavorable supondrá un sobrecoste de excavación, y con ello un aumento del volumen de hormigón necesario para ejecutar el cuerpo de la presa.

En caso de que la pendiente transversal del terreno sea muy variable, puede ser interesante la optimización de distintas secciones tipo para distintas zonas de la cerrada, buscando la que se ajusta más a cada perfil del terreno.

- **Cota del vértice resistente:**

El vértice resistente de una presa suele situarse entre la cota de máximo nivel de avenida (NAP) y la cota del máximo nivel normal de embalse (NMN), siendo lo más habitual que su cota coincida con la del NAP.

En las presas de gravedad el aliviadero se sitúa sobre el propio cuerpo de la presa, salvo que exista alguna circunstancia especial que lo impida. Situar el vértice resistente a la cota del NMN complica la ejecución de la embocadura del aliviadero, obligando a desplazar el umbral excesivamente aguas arriba. Por este motivo resulta interesante situar el vértice resistente a una cota algo mayor que la del NMN, sin existir razón alguna de carácter general para alcanzar la cota del NAP.

Una elevación excesiva del vértice resistente por encima del NMN, queriendo mantener el área de la sección de la presa, resultaría perjudicial para el cumplimiento de la limitación de tracciones en el pie de aguas arriba, obligando

a la adopción de una sección de mayor área que si el vértice resistente se sitúa de forma adecuada.

- **Efecto de la coronación:**

La coronación añade una ligera compresión aguas arriba y una tracción aún menor aguas abajo, ambos efectos favorables con embalse lleno, pues contribuyen (aunque mínimamente) a nivelar las tensiones entre paramentos. Con el embalse vacío, la tracción aguas abajo, dada su pequeñez, que actúa sin agua en ese paramento y que es una situación accidental (recién terminada la presa y rara vez en el curso de su vida ulterior), no suele tenerse en cuenta.

En vista a los resultados obtenidos en la comparativa entre el diseño tradicional y el optimizado, suscita interés la rentabilidad que nos da la metodología de optimización cuando se permite el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Dado que el diseño tradicional de presas no contempla la construcción de secciones con desplome, este estudio quiere indagar en los posibles beneficios económicos que, a nivel teórico, conllevaría la construcción de una presa de gravedad si se le da la libertad de tener el talud de aguas arriba desplomado.

Puesto que los resultados de la optimización analizados hasta ahora corresponden a un caso muy concreto, a continuación se pretende estudiar el comportamiento del programa de optimización cuando varían algunos de los parámetros más importantes para el diseño.

- **Altura de la presa:**

La altura de la presa se mide desde el punto más bajo de la cimentación (pie de aguas arriba de la presa), hasta la cota de coronación. En este caso en particular, y para facilitar los cálculos, vamos a considerar la altura de la presa medida desde el pie de aguas abajo, ya que la cota del pie de aguas arriba depende de las variables a optimizar y no conocemos su valor de antemano, y hasta la cota del NAP, ya que en el diseño optimizado la cota de coronación depende también de una variable a optimizar, h , cuyo valor es en un principio desconocido.

Al tratarse de una comparativa entre ambas metodologías, la progresión del coste de la presa (que es lo que nos interesa analizar) tendrá la misma forma considerando la altura real de la presa desde el pie aguas arriba hasta la cota de coronación, que considerándola desde el pie de aguas abajo hasta el NAP.

**Este estudio se realizará únicamente para el caso accidental de drenes ineficaces, ya que como se ha mencionado antes, es la situación más crítica para la presa, y por ello, con la que se lleva a cabo su dimensionamiento.*

Los resultados del diseño tradicional se obtienen a partir de la hoja Excel para el cálculo de estabilidad de presas, facilitada por el departamento de Energía, Hidráulica y Medio Ambiente de la UPM, imponiendo la altura de la presa y ajustando los valores de los taludes (“ n ”, “ m ” e “ i ”) de tal forma que se cumplan las restricciones y el área de la presa sea mínima.

Los resultados del diseño optimizado se obtienen variando los datos de partida de la rutina de cálculo y ejecutando el programa.

Altura (m)	30	60	90	150	200
Volumen Hormigón – D. Tradicional	466,380	1.713,444	3.706,492	10.007,096	17.614,968
Volumen Hormigón – D. Optimizado	367,356	1522,526	3496,032	9695,926	17.299,00
Volumen Excavación – D. Tradicional	3,380	14,106	30,90	83,994	148,118
Volumen Excavación – D. Optimizado	17,257	8,820	24,012	72,836	140,876
Superficie Encofrado – D. Tradicional	550,396	1.867,766	3.930,187	10.369,538	18.218,175
Superficie Encofrado – D. Optimizado	453,014	1.688,430	3.729,539	10.068,112	18.092,929

	30	60	90	150	200
Coste Total – D. Tradicional	1.020,156	3.595,316	7.667,579	20.460,628	35.981,26
Coste Total – D. Optimizado	837,627	3.219,776	7.249,583	19.836,874	35.532,81
AHORRO	-17,892%	-10,445%	-5,451%	-3,049%	-1,246%

Tabla 37: Evolución del coste de construcción de la sección tipo según variación de la altura de la presa, en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

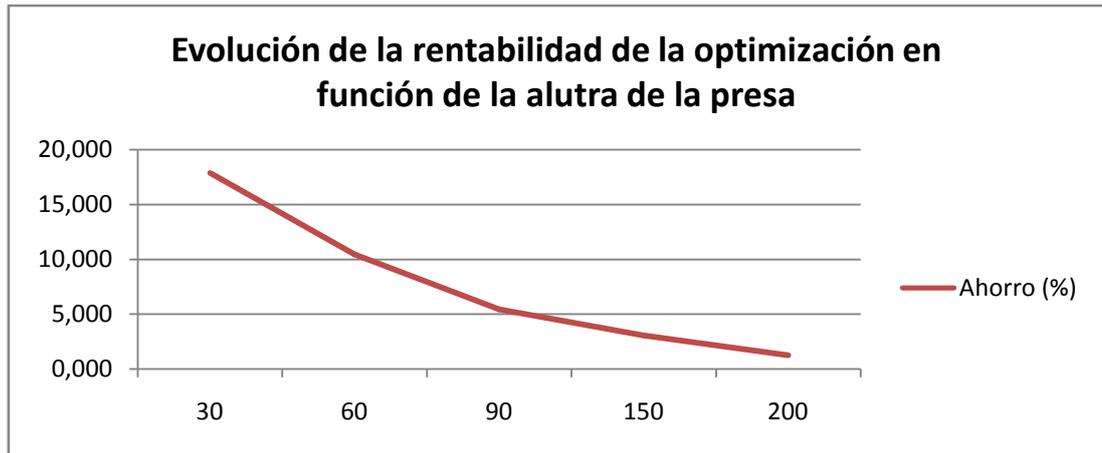


Figura 21: Evolución de la rentabilidad de la optimización en función de la altura de la presa, en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

El máximo ahorro con la optimización del diseño lo obtenemos para alturas de presa bajas. A medida que va aumentando la altura de la presa el ahorro va disminuyendo progresivamente, tendiendo a ser nulo para alturas de presa superiores a 200 m.

Será por tanto más efectivo el programa para presas de baja altura.

- **Ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento:**

Ángulo de rozamiento	36°	38°	40°	42°	45°
Volumen Hormigón – D. Tradicional	1.183,012	1.158,530	1.125,886	1.101,404	1.068,761
Volumen Hormigón – D. Optimizado	927,021	904,019	882,035	862,231	839,744
Volumen Excavación – D. Tradicional	122,412	97,930	65,286	40,804	8,161
Volumen Excavación – D. Optimizado	58,792	55,047	32,964	5,511	5,376
Superficie Encofrado – D. Tradicional	1.308,079	1.283,597	1.250,953	1.226,471	1.193,828
Superficie Encofrado – D. Optimizado	1.042,106	1.020,603	998,619	978,828	956,713

	36°	38°	40°	42°	45°
Coste Total – D. Tradicional	127.648,965	125.017,149	121.507,921	118.876,105	115.366,982
Coste Total – D. Optimizado	100.361,310	97.974,213	95.610,686	93.462,958	91.110,785
AHORRO	-21,377%	-21,631 %	-21,313 %	-21,378 %	-21,025 %

Tabla 38: Evolución del coste de construcción de la sección tipo según variación del ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento, en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

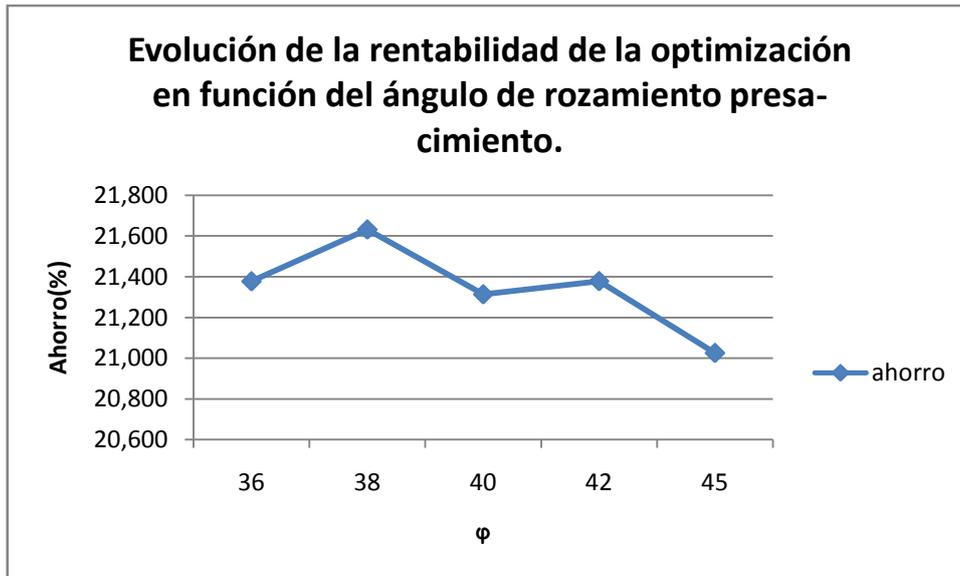


Figura 22: Evolución de la rentabilidad de la optimización en función de la altura de la presa, en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Los resultados obtenidos nos muestran una con una ligera tendencia a disminuir cuando aumenta el ángulo de rozamiento suelo-cimiento.

7 .EVOLUCIÓN DE LAS VARIABLES DE OPTIMIZACIÓN AL MODIFICAR ALGUNOS DE LOS PARÁMETROS RELEVANTES EN EL DISEÑO

Una vez desarrollado el programa de optimización, y confirmado que a nivel teórico su uso proporcionaría grandes ahorros, se pretende dar un valor más allá de la rentabilidad económica a este estudio.

Para ello, partiendo del programa de optimización, procedemos a variar algunos de los parámetros relevantes en el diseño, como son la altura de la presa H y el ángulo de rozamiento suelo-cimiento φ , y observamos cómo evolucionan las variables de optimización.

Se plantean dos posibles casos:

- Caso I: Sección de la presa permitiendo desplome en el talud de aguas arriba, y despreciando la influencia del castillete de coronación.
- Caso II: Sección de la presa impidiendo desplome en el talud de aguas arriba, y despreciando la influencia del castillete de coronación

En el *“Anexo IV: Resultados obtenidos en el programa de optimización de la sección tipo de la presa al variar algunos de los parámetros relevantes en el diseño”* se especifican los resultados obtenidos en el programa.

Una vez recopilados y definidos gráficamente, se procede a la interpretación de dichos resultados ya que nos servirán para ver el efecto de las variables libres, y con ello, sacar conclusiones que nos permitan estimar el valor óptimo de los taludes de la sección tipo de una presa y la cota del vértice resistente, según las características de la presa y su entorno.

7.1. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES:

Siempre desde el punto de vista de un estudio, se procede a continuación a dar unas premisas simples del comportamiento de las variables de optimización en función de la variación de los parámetros: altura de la presa H , y ángulo de rozamiento suelo-cimiento, φ .

Las variables libres que se van a estudiar se definen a continuación:

- **“n+m”**: Es la suma del talud de aguas arriba y aguas abajo de la presa.
Con el resto de parámetros fijos, a medida que se incrementa el valor de “n+m”, el área del cuerpo de la presa aumenta. Esto implica mayor estabilidad, ya que se ensancha la base de cimentación y aumenta la fuerza estabilizadora del peso de la presa, pero también implica un aumento en el coste del hormigón requerido para la construcción.
- **“h/H”**: es la relación entre la cota del vértice resistente, medida desde NMN, y la altura total de la presa.
Un aumento de esta relación, manteniendo fijos el resto de parámetros, implica mayor área del cuerpo de la presa, mejorando así su estabilidad.
- **“i”**: es el valor de la contrapendiente de la base de cimentación de la presa.
Al dar mayor contrapendiente, la presa gana en estabilidad, pero se aumentan los costes de construcción de la presa, ya que supone más volumen de excavación y relleno de hormigón.
- **“n”**: es el talud de aguas arriba de la presa.
En el caso de estudio Caso I, se permite que “n” tome valores en desplome, mientras que en el Caso II, se limita su valor mínimo a paramento vertical ($n=0$).
- **“m”**: es el talud de aguas abajo de la presa.

Para una altura de presa $H = \text{cte}$:

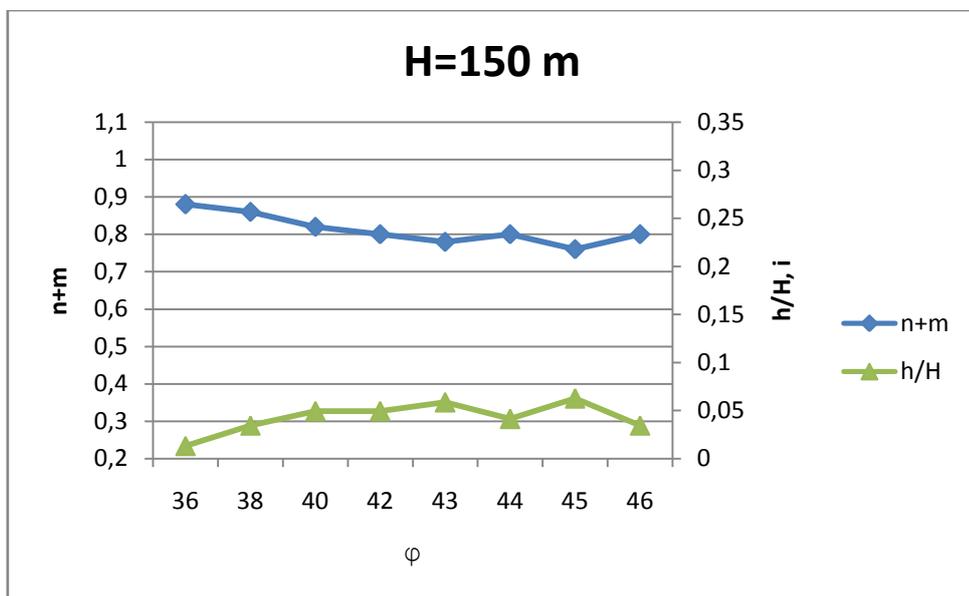
- **$n+m$ en relación con h/H :**

La suma de taludes $n+m$ y la relación h/H tienen una evolución contrapuesta al variar el ángulo de rozamiento suelo-cimiento.

Esto se debe a que el aumento del valor de ambas variables aporta estabilidad a la presa, por lo que cuando una de ellas aumenta, la otra compensa reduciéndose.

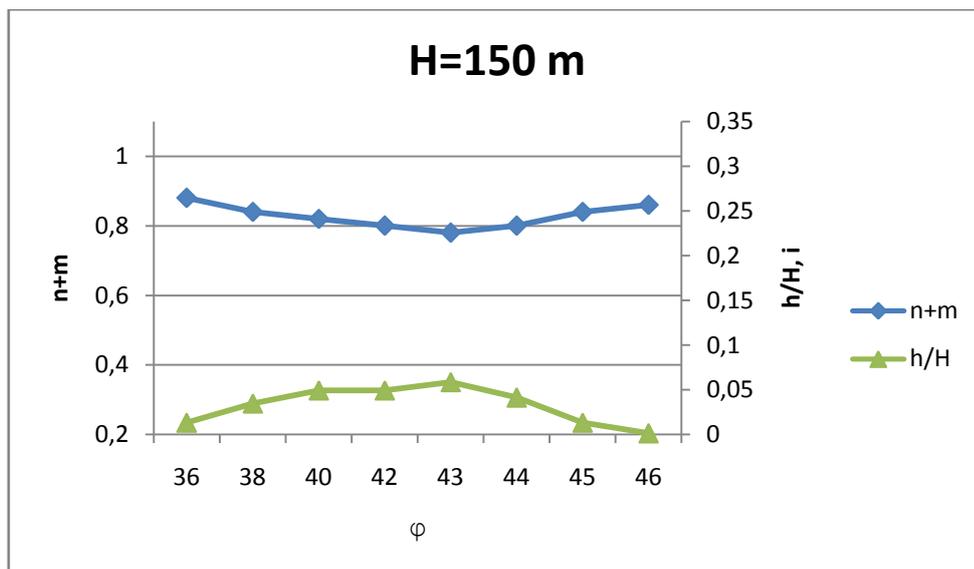
El programa escogerá la mejor combinación de ambas para que el coste de construcción de la sección tipo sea mínimo.

○ Caso I:



Ejemplo de la evolución contrapuesta de " $n+m$ " y " h/H " al variar ϕ , Caso I.

○ Caso II:



Ejemplo de la evolución contrapuesta de " $n+m$ " y " h/H " al variar ϕ , Caso II.

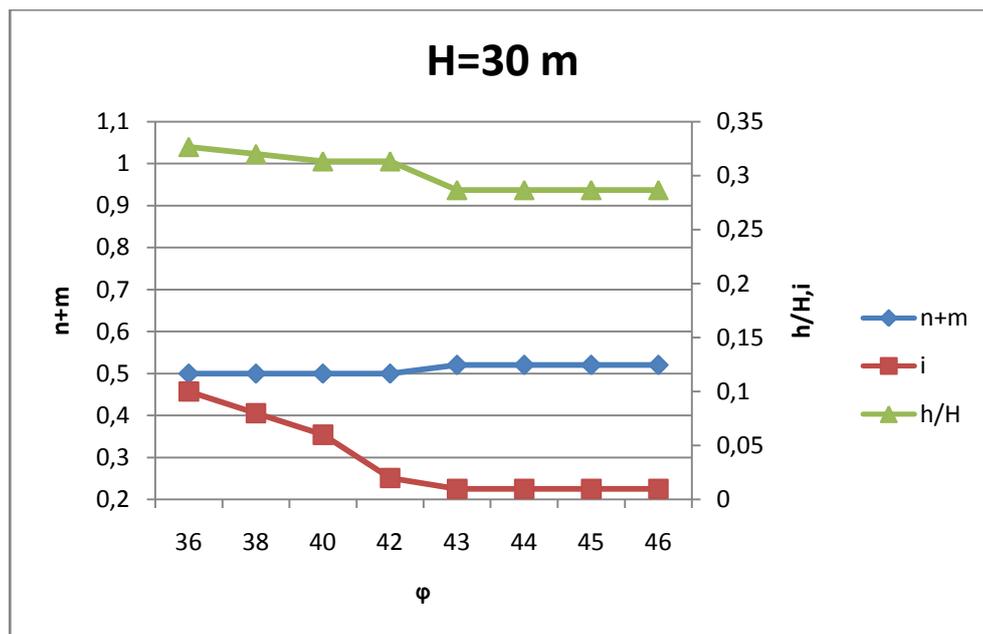
El diseño convencional de presas establece, a priori, la cota del vértice resistente en el NAP, de tal forma que si mantenemos fijos el resto de parámetros, una variación del ángulo de rozamiento sobre el que se cimienta la presa nos llevaría a variar la suma de taludes “n+m”, disminuyendo su valor a medida que aumenta el ángulo de rozamiento presa-cimiento.

Sin embargo, una de las consideraciones iniciales de este estudio consiste en dejar libre la ubicación de la cota del vértice resistente, siendo el programa el que establece su ubicación óptima.

Si interpretamos nuestros resultados, encontramos un comportamiento que merece ser analizado:

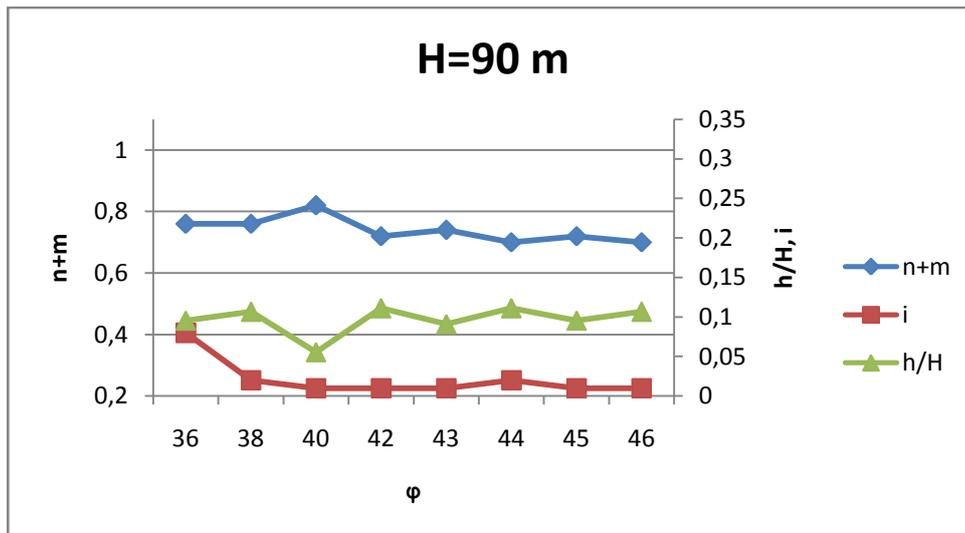
- Caso I:

Para una altura de $H=30$ m, al aumentar ϕ , la relación “h/H” desciende ligeramente, mientras que la variable “n+m” aumenta.



Ejemplo de la evolución de “n+m” y “h/H” al variar ϕ , Caso I.

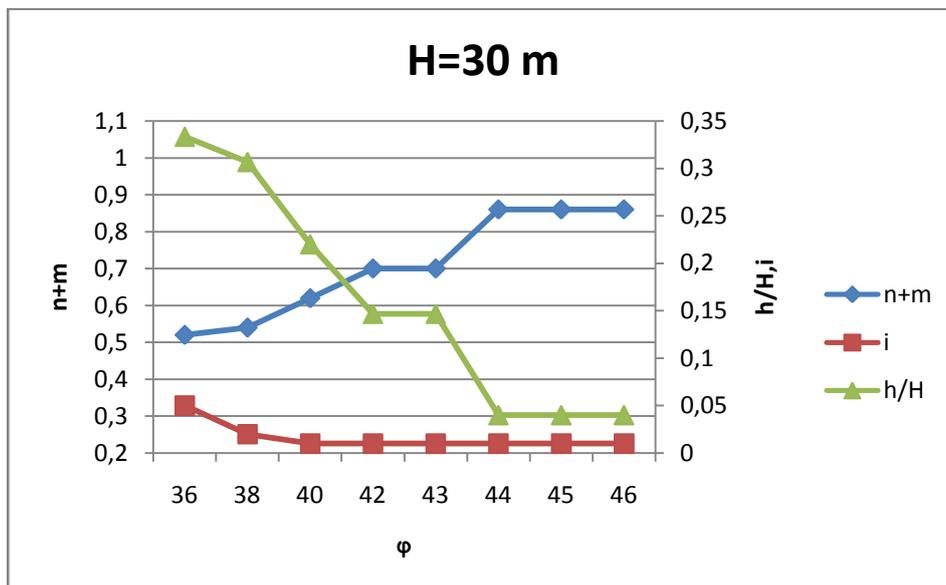
A partir de una altura de $H=90$ m, esta evolución cambia, de tal forma que podemos ver claramente cómo la variable “n+m” disminuye al aumentar ϕ , mientras que “h/H” aumenta.



Ejemplo de la evolución de “n+m” y “h/H” al variar ϕ , Caso I.

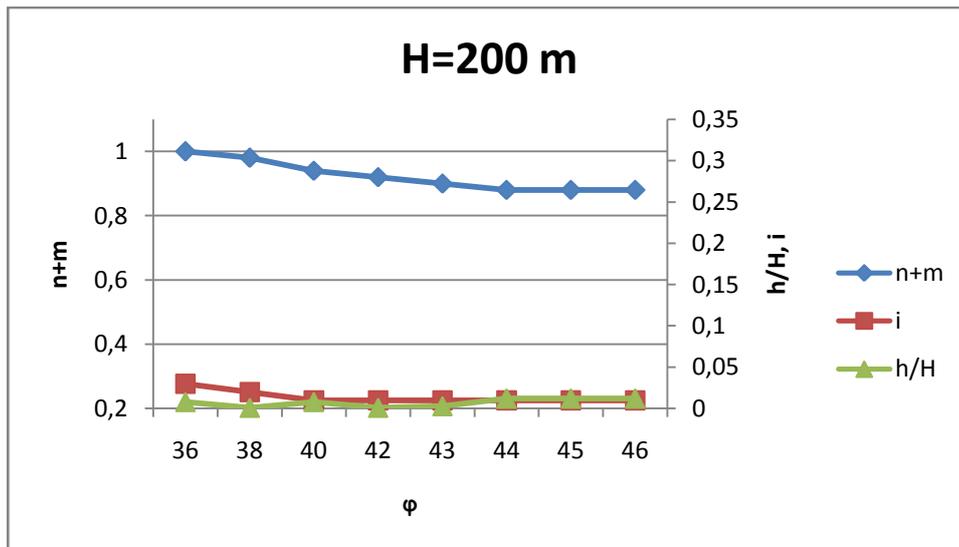
○ Caso II:

Para una altura de $H=30$ m, al aumentar ϕ , disminuye “h/H”, y aumenta “n+m”.



Ejemplo de la evolución de “n+m” y “h/H” al variar ϕ , Caso II.

Para este Caso II en el que no se permite desplome del talud de aguas arriba, o será hasta a partir de $H=200$ m cuando “n+m” disminuya al aumentar ϕ .



Ejemplo de la evolución de “n+m” y “h/H” al variar φ , Caso II.

Dicho comportamiento nos da pie a proponer que hay una altura de presa H , por debajo de la cual al aumentar φ , es más rentable disminuir “h/H”, que “n+m”.

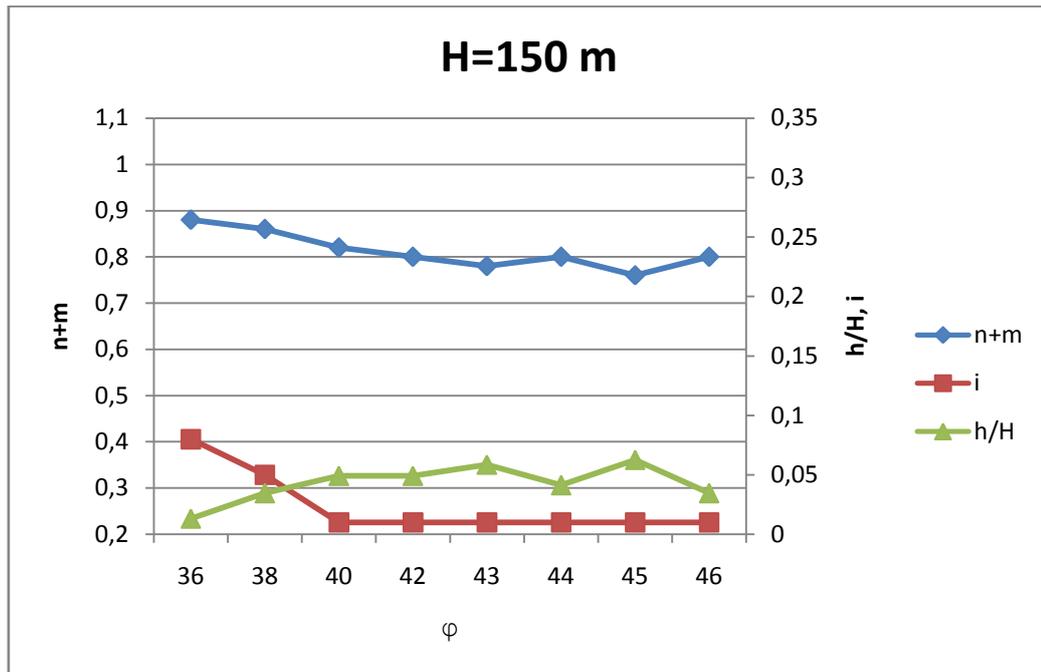
Para alturas de presa pequeña, la sección óptima se conseguirá disminuyendo la altura del vértice resistente a medida que aumenta el ángulo de rozamiento suelo-cimiento, a pesar de que esto suponga aumentar la suma de taludes “n+m”.

Para alturas de presa grande, será más rentable disminuir la suma de taludes a medida que aumenta el ángulo de rozamiento, a pesar de que tengamos que aumentar la cota del vértice resistente.

- i:

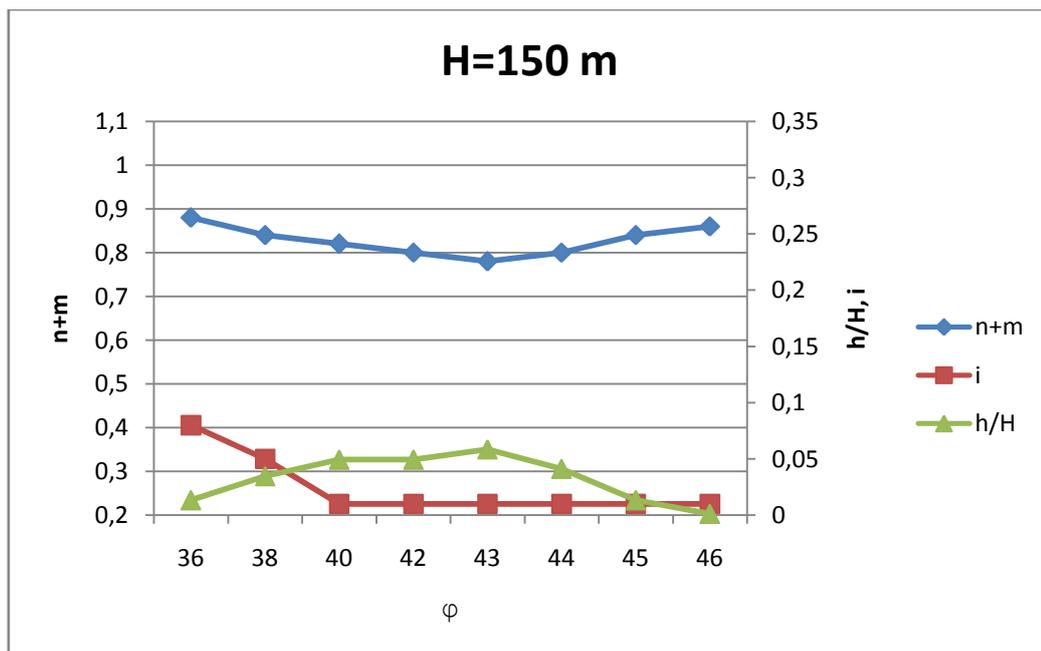
Dado que la contrapendiente de la presa i , aporta estabilidad a costa de aumentar el precio de construcción, el programa de optimización va reduciendo la inclinación de la contrapendiente a medida que aumenta la resistencia al corte del terreno (ϕ), y así se puede ver en los resultados.

o Caso I:



Ejemplo de la evolución de "i" al variar ϕ , Caso I.

o Caso II:



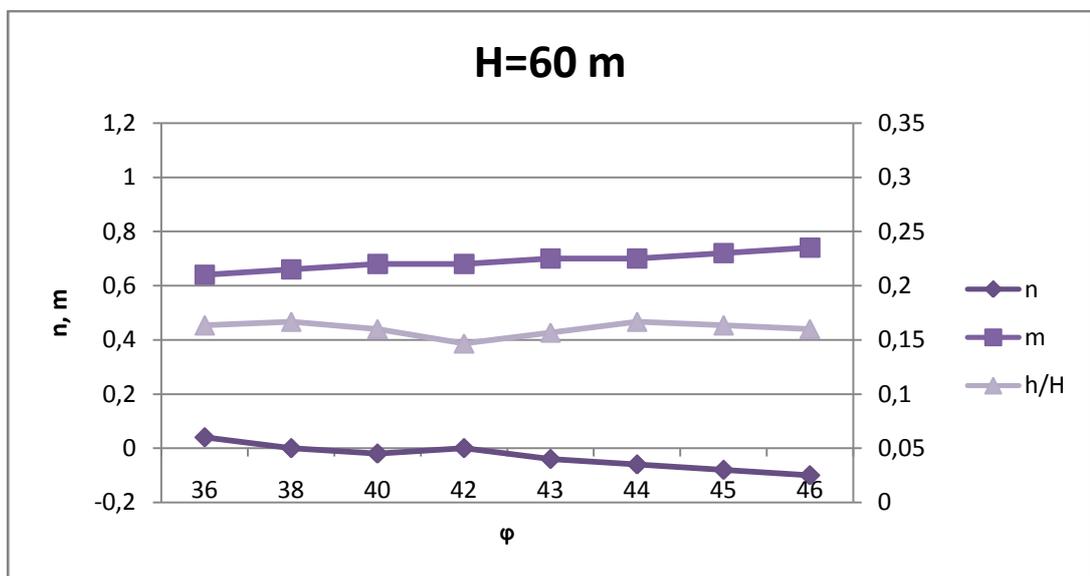
Ejemplo de la evolución de "i" al variar ϕ , Caso II.

- **n:**

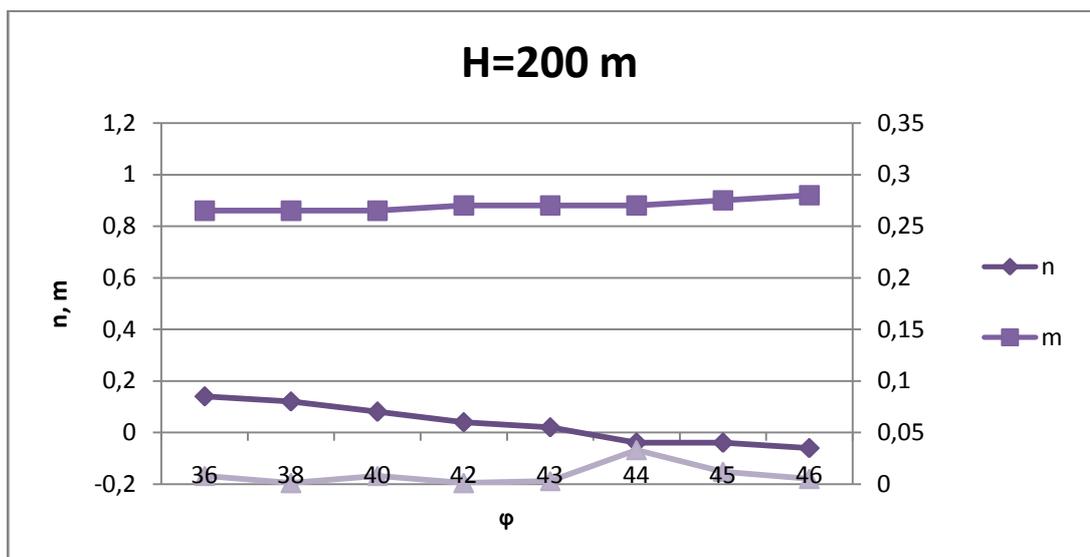
El talud de aguas arriba de la presa tiende a disminuir su valor a medida que aumenta ϕ . Para alturas de presa pequeñas, la variación del parámetro es leve, mientras que para grandes alturas de presa, la disminución toma un valor más importante.

o Caso I:

Para el caso en el que el desplome está permitido, el talud de aguas arriba de la presa evolucionará hacia taludes desplomados a medida que aumenta el ángulo de rozamiento presa-cimiento.

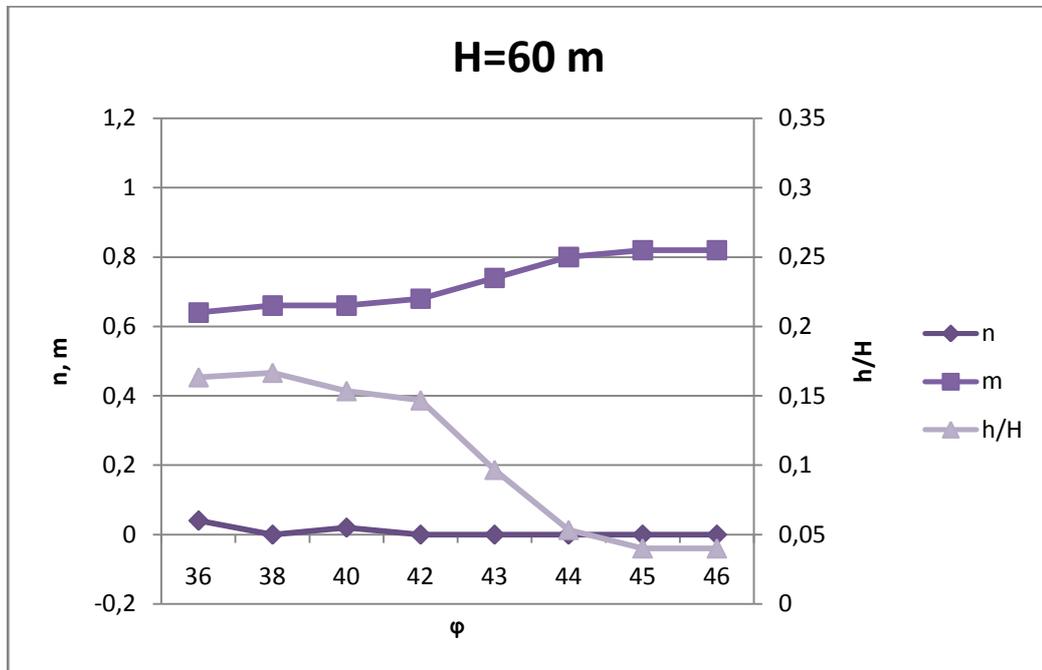


Ejemplo de la evolución de "n" al variar ϕ para alturas de presa bajas, Caso II.

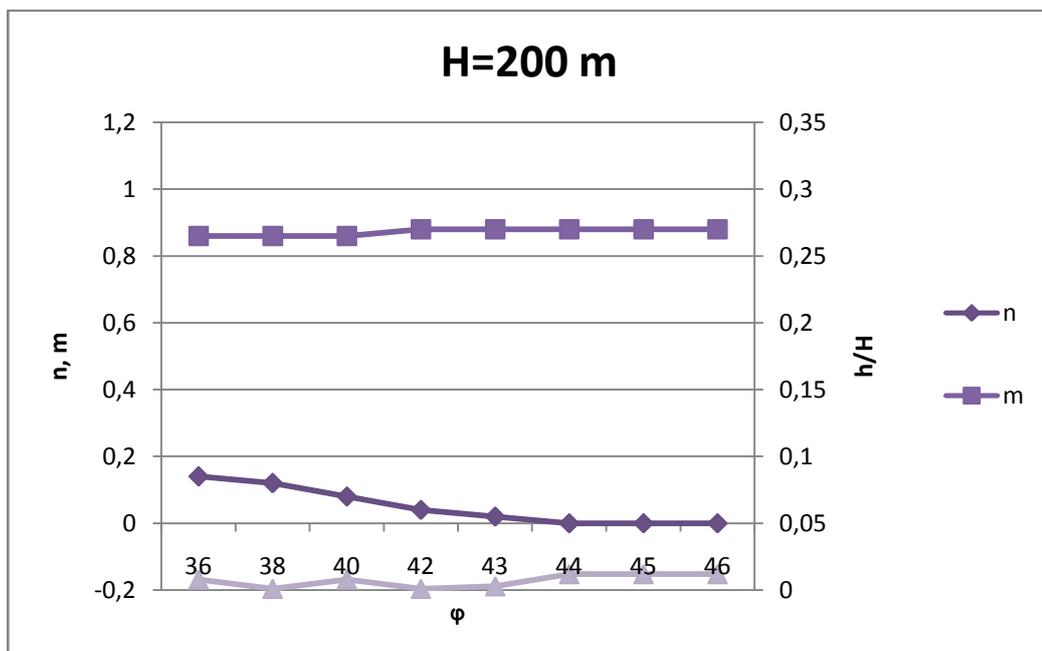


Ejemplo de la evolución de "n" al variar ϕ para alturas de presa altas, Caso I.

- Caso II:
En caso de impedir el desplome, el talud de aguas arriba se reducirá a medida que aumenta φ hasta un paramento vertical.



Ejemplo de la evolución de "n" al variar φ para alturas de presa bajas, Caso II.

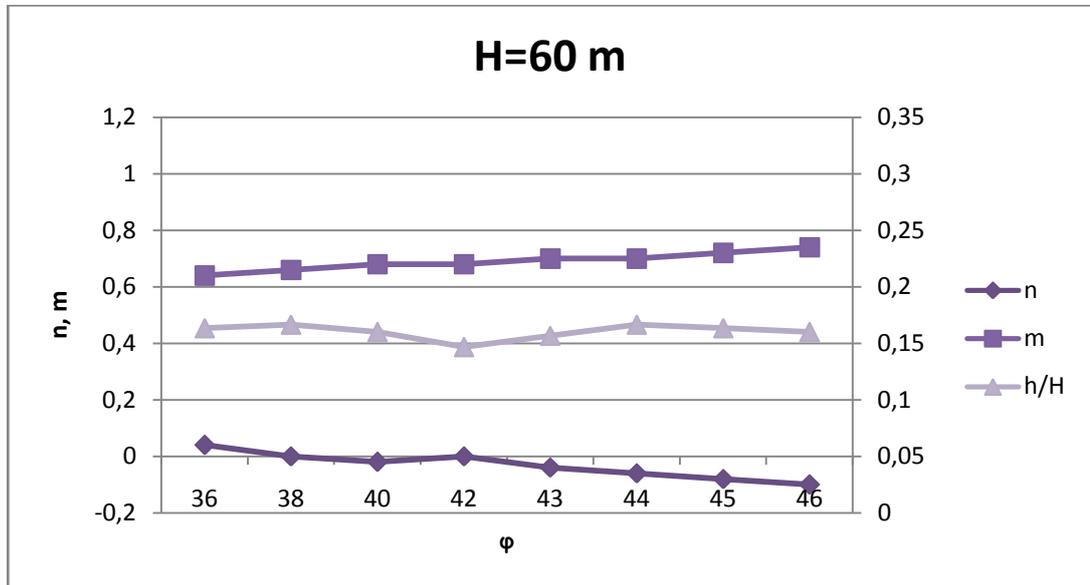


Ejemplo de la evolución de "n" al variar φ para alturas de presa altas, Caso II.

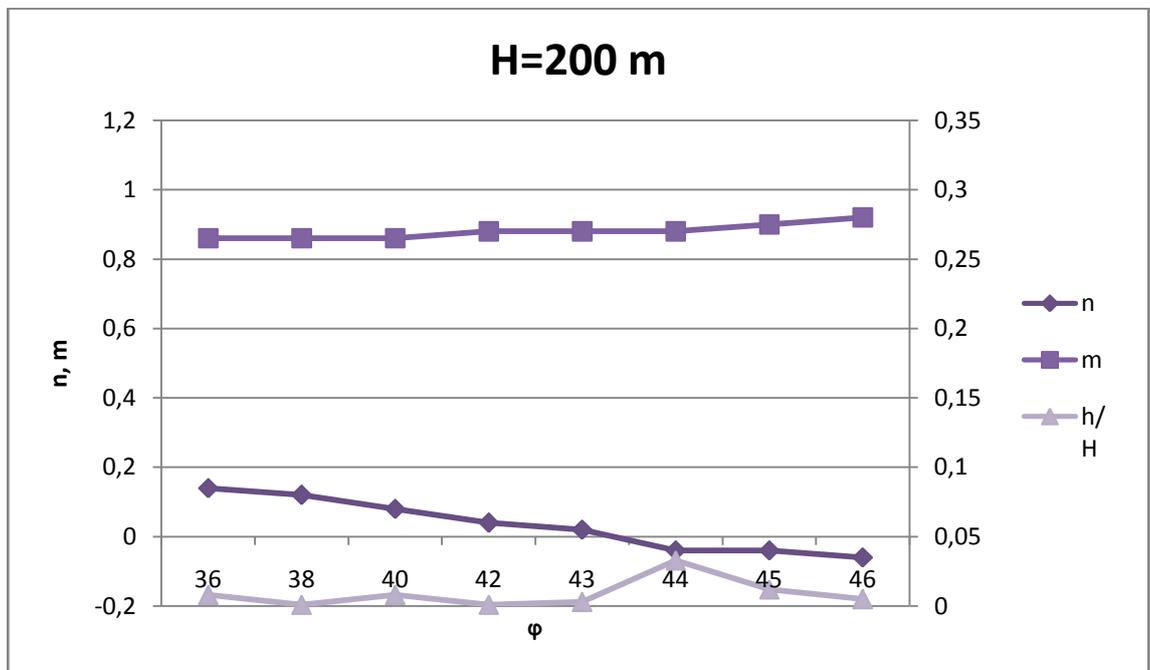
- **m:**

Al contrario que la variable n , m asciende mínimamente cuando φ aumenta.

o Caso I:

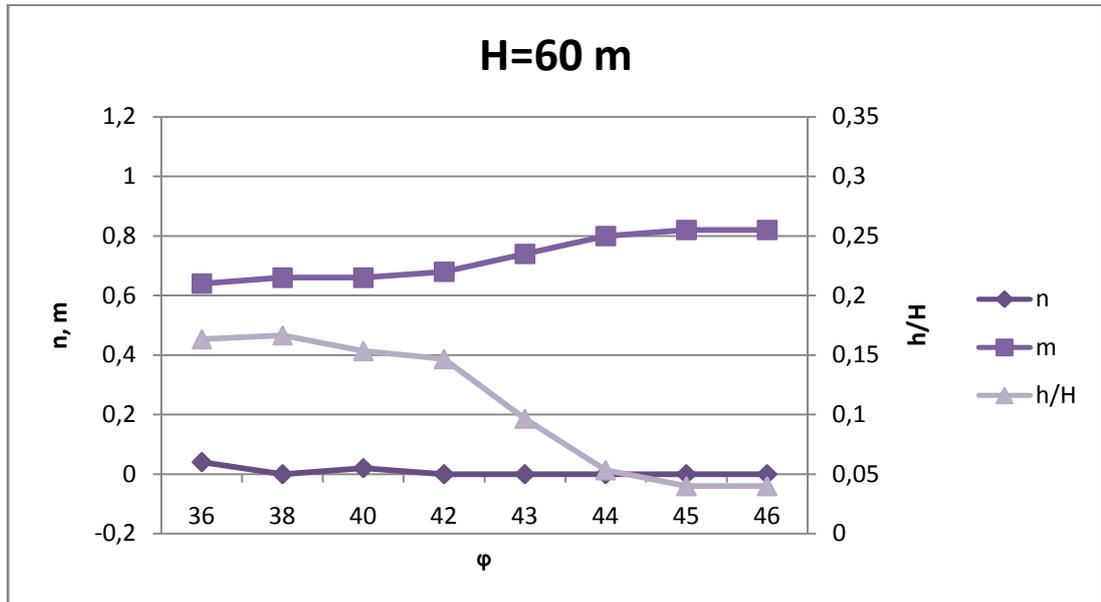


Ejemplo de la evolución de "m" al variar φ para alturas de presa bajas, Caso II.

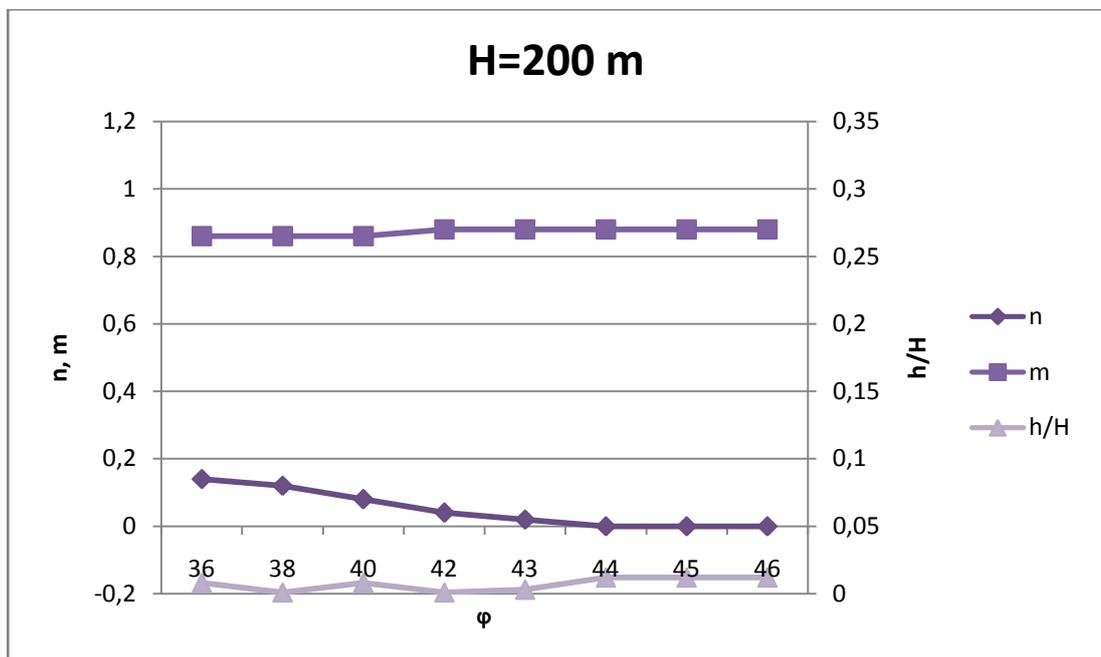


Ejemplo de la evolución de "m" al variar φ para alturas de presa altas, Caso I.

○ Caso II:



Ejemplo de la evolución de "n" al variar ϕ para alturas de presa bajas, Caso II.



Ejemplo de la evolución de "n" al variar ϕ para alturas de presa altas, Caso II.

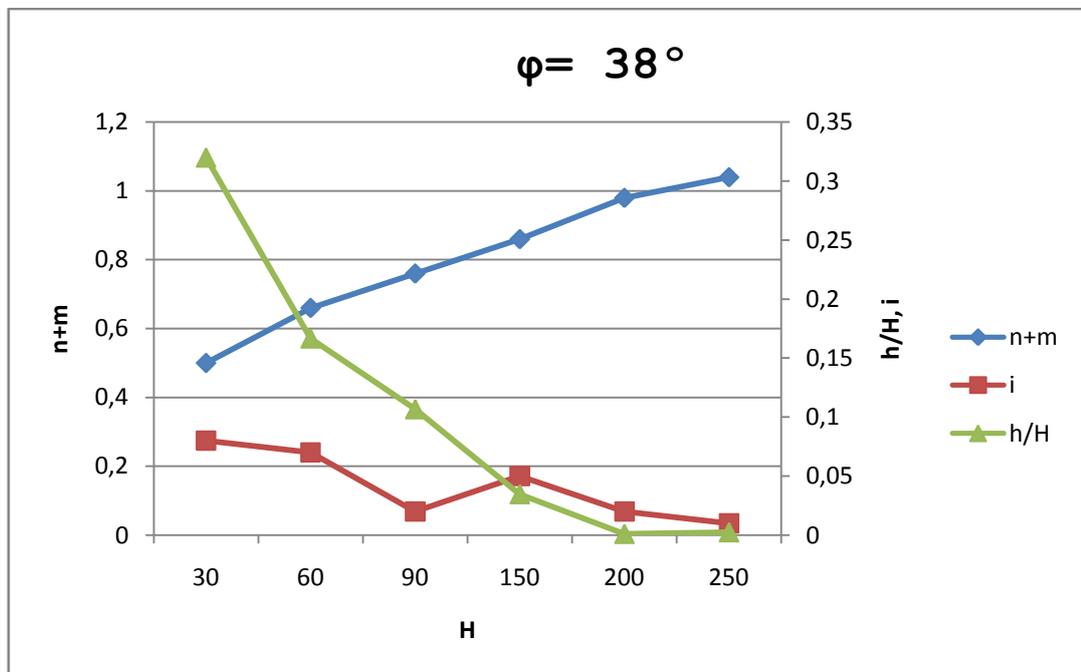
Para un ángulo de rozamiento $\varphi = \text{cte}$:

- **n+m:**

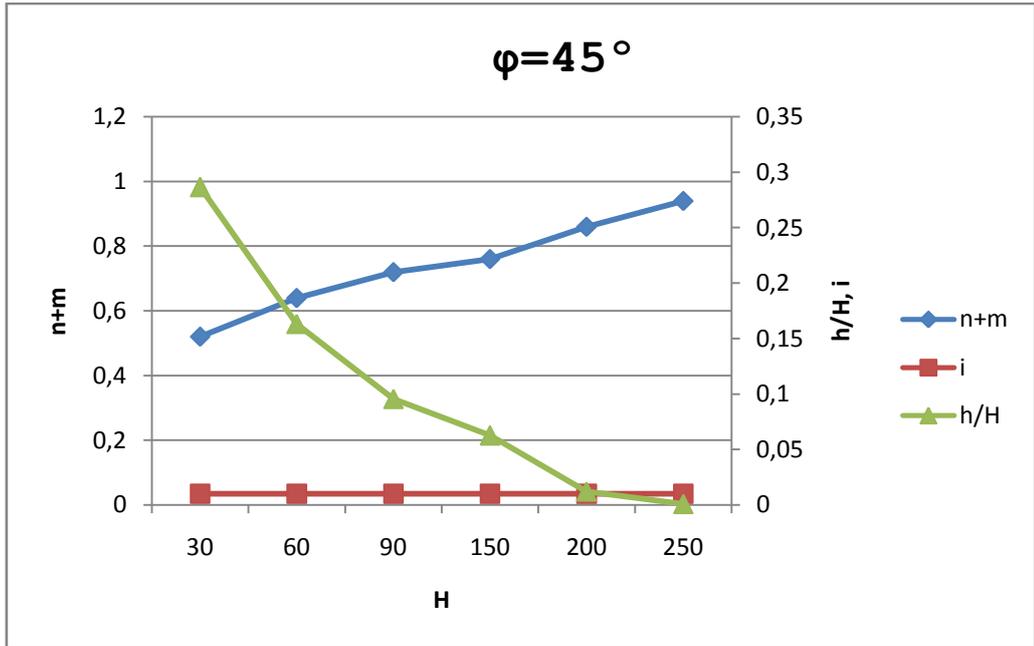
Bajo mismas condiciones de terreno, a medida que se incrementa la altura de la presa, los esfuerzos sobre ella aumentan progresivamente. Por ello, el crecimiento de H traería consigo el aumento de alguna de las variables libres que aportan estabilidad a la presa.

En la batería de resultados obtenidos en nuestro estudio se observa cómo la variable libre n+m aumenta a medida que la altura de la presa H crece, aportando así la estabilidad necesaria.

o Caso I:



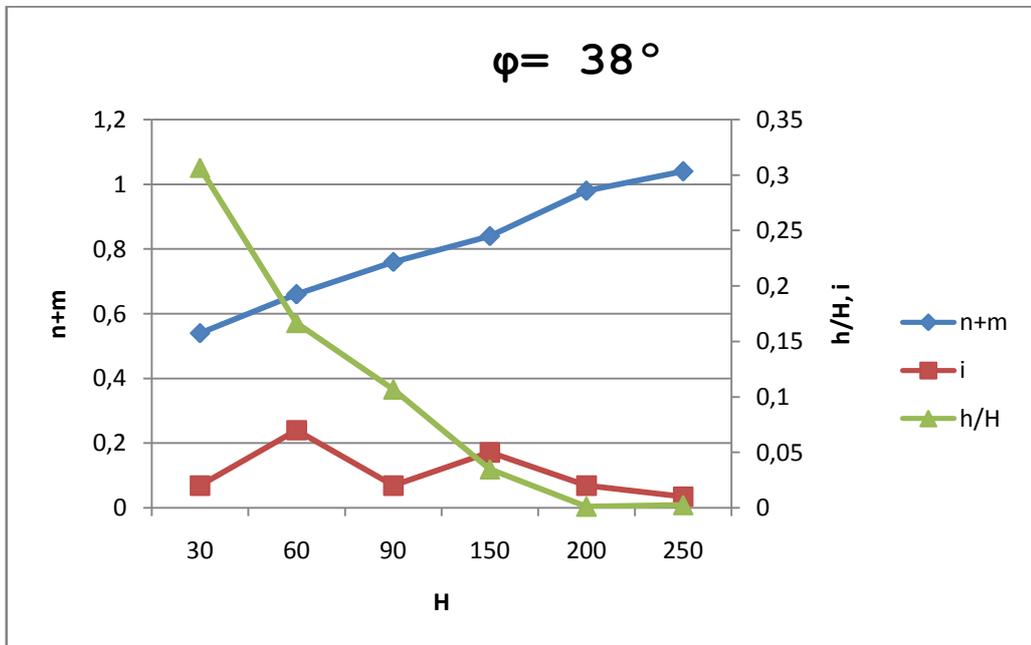
Ejemplo de la evolución de "n+m" al variar H para ángulos de rozamiento presacimientos bajos, Caso I.



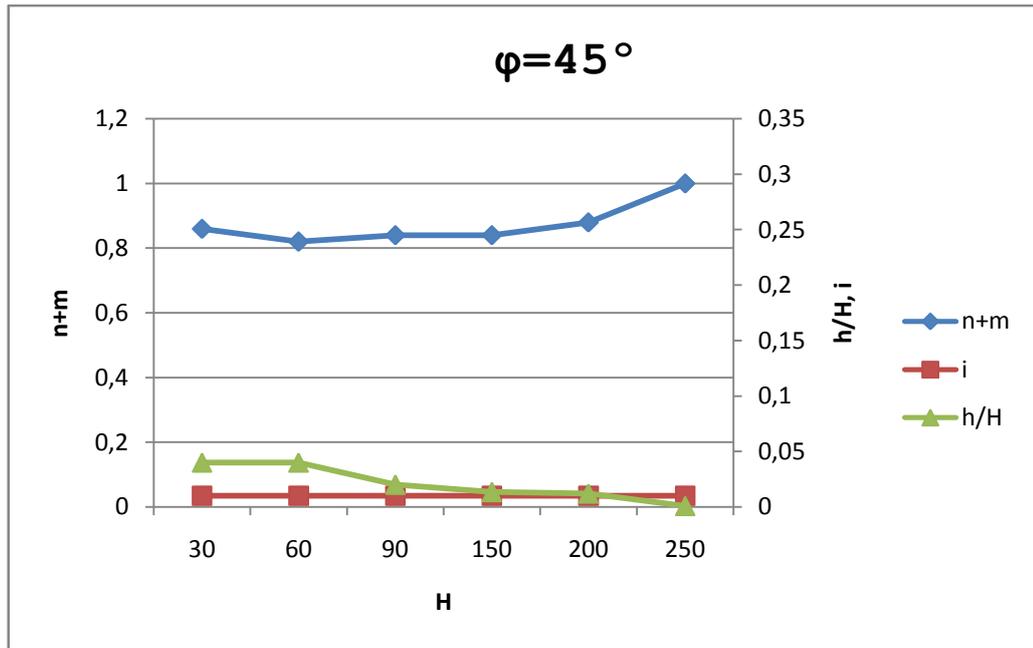
Ejemplo de la evolución de “n+m” al variar H para ángulos de rozamiento presacimientos altos, Caso I.

○ Caso II:

En el caso en el que no se permite desplome del talud de aguas arriba, el aumento de n+m con H es más tendido para φ altos.



Ejemplo de la evolución de “n+m” al variar H para ángulos de rozamiento presacimientos bajos, Caso II.



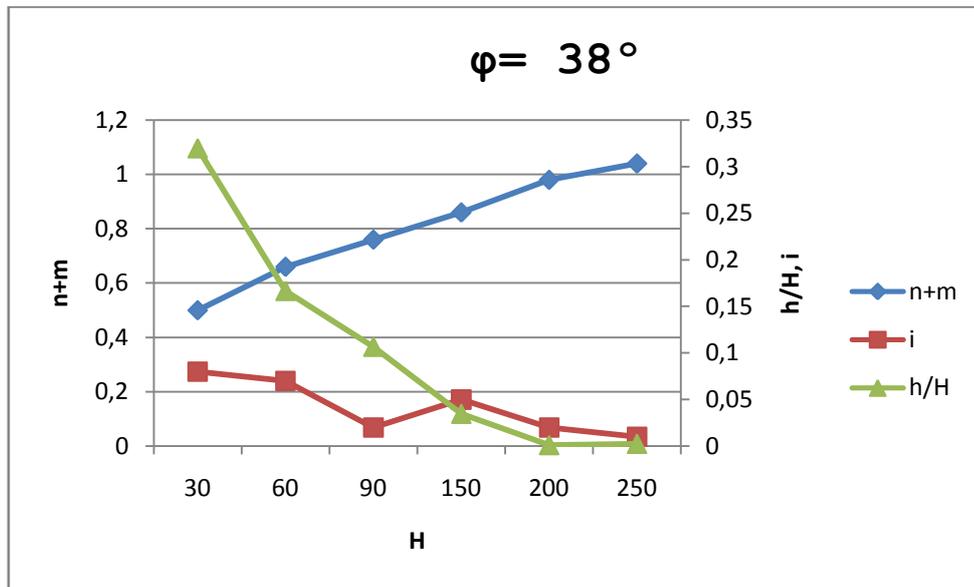
Ejemplo de la evolución de “n+m” al variar H para ángulos de rozamiento prescimito altos, Caso II.

- **h/H:**

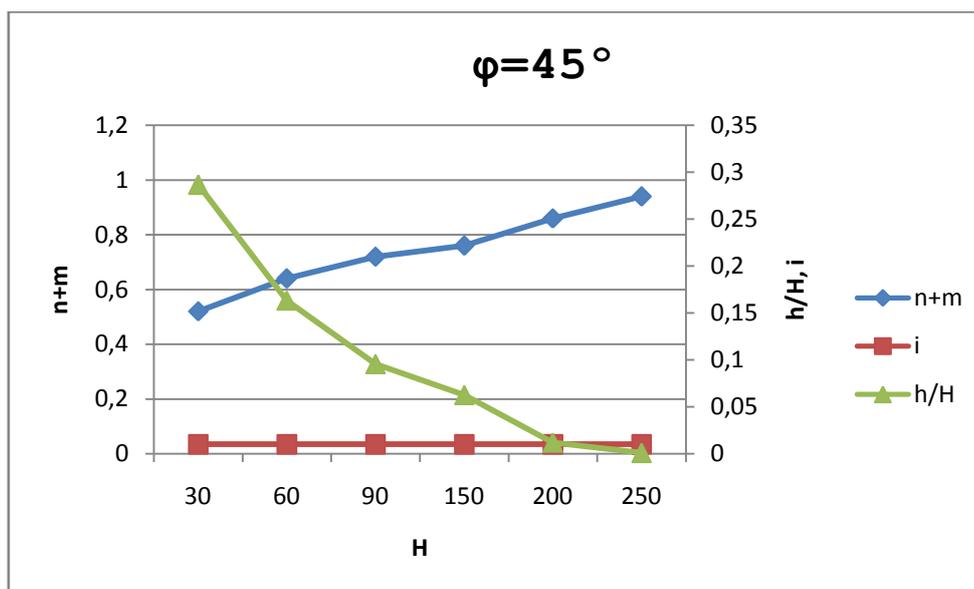
La relación entre la cota del vértice resistente, medida desde NMN y la altura total de la presa, h/H se reduce a medida que aumenta H .

Para alturas de presa pequeñas, esta relación toma valores que pueden llegar a superar $h/H=0,30$, mientras que al aumentar la altura, la tendencia de esta relación es aproximarse a 0.

○ Caso I:

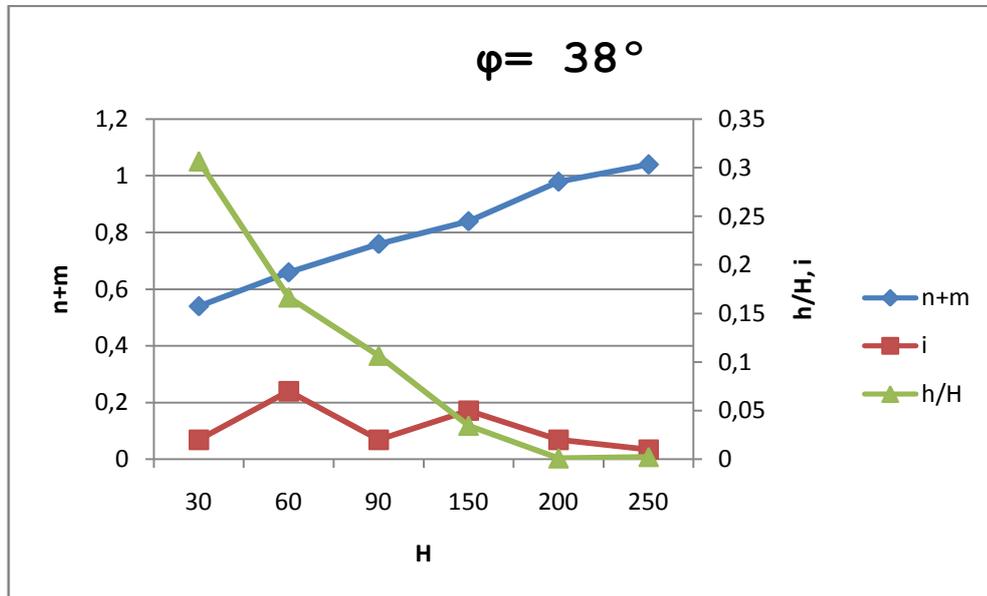


Ejemplo de la evolución de "h/H" al variar H para ángulos de rozamiento presa-cimiento bajos, Caso I.

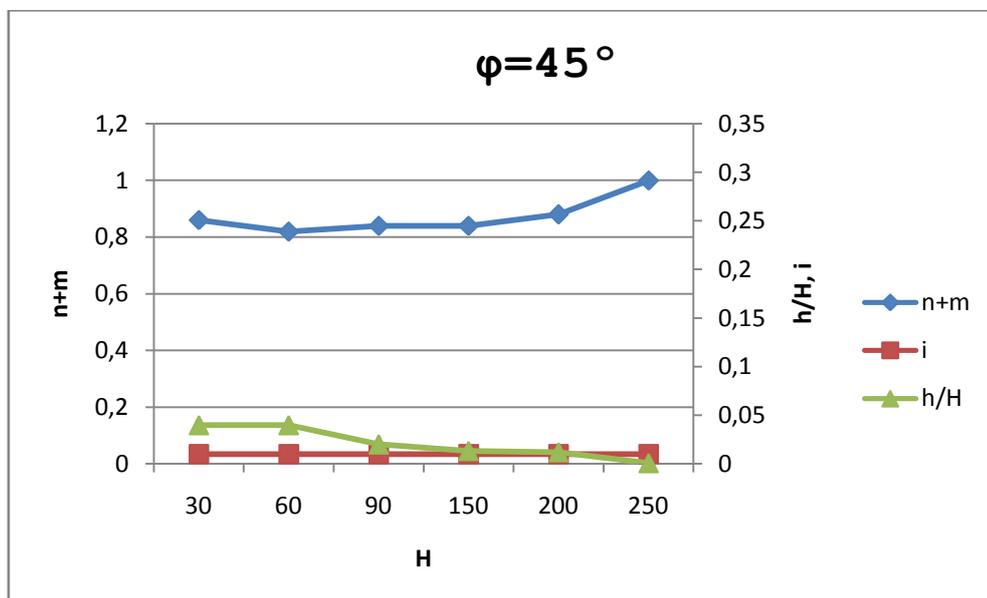


Ejemplo de la evolución de "h/H" al variar H para ángulos de rozamiento presa-cimiento altos, Caso I.

- Caso II:
Análogamente al estudio de la variable $n+m$, podemos ver que en el Caso II la reducción de h/H con H es más tendida para φ altos.



Ejemplo de la evolución de “ h/H ” al variar H para ángulos de rozamiento presacimientto bajos, Caso II.



Ejemplo de la evolución de “ h/H ” al variar H para ángulos de rozamiento presacimientto altos, Caso II.

- i:

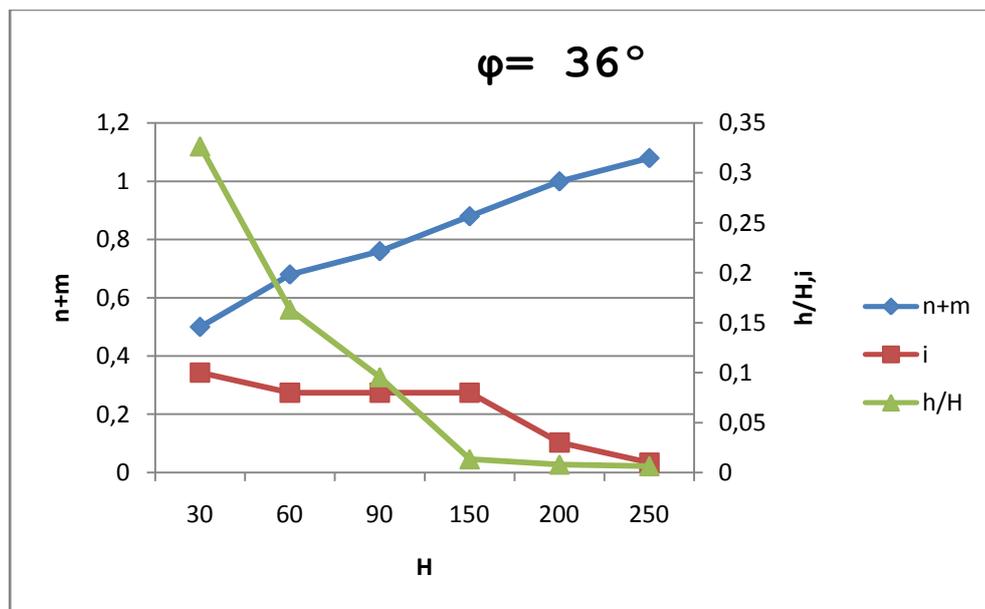
La evolución generalizada de i en el proceso de optimización es de disminuir a medida que aumenta la altura de la presa H .

El programa trata de minimizar el valor de la contapendiente en presas altas para reducir así las grandes excavaciones y rellenos que se producirían, pues conllevaría costes de construcción muy altos. H

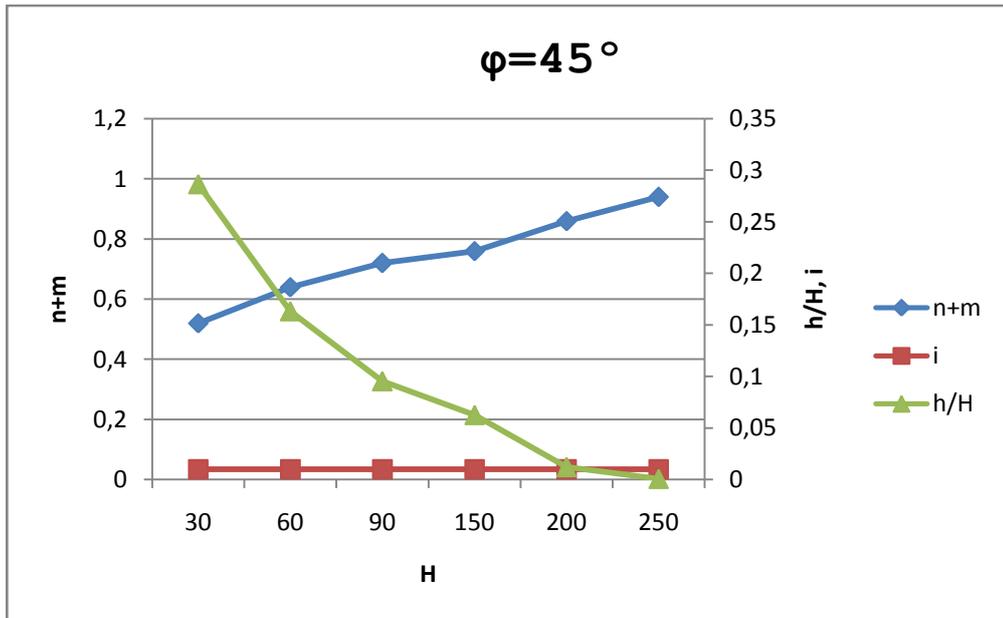
En suelos de menor ángulo de rozamiento s , i toma valores más altos con H pequeñas, y a medida que H aumenta, i disminuye su valor tendiendo a 0.

Para suelos más competentes, i tiende a adquirir valores más constantes con la variación de H .

○ Caso I:

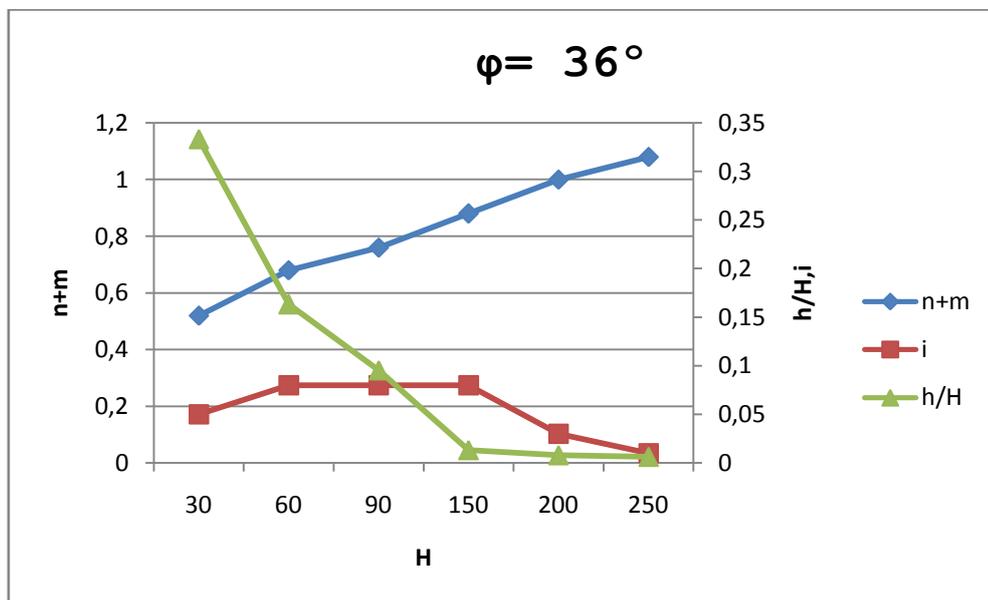


Ejemplo de la evolución de "i" al variar H para ángulos de rozamiento presa-cimiento bajos, Caso I.

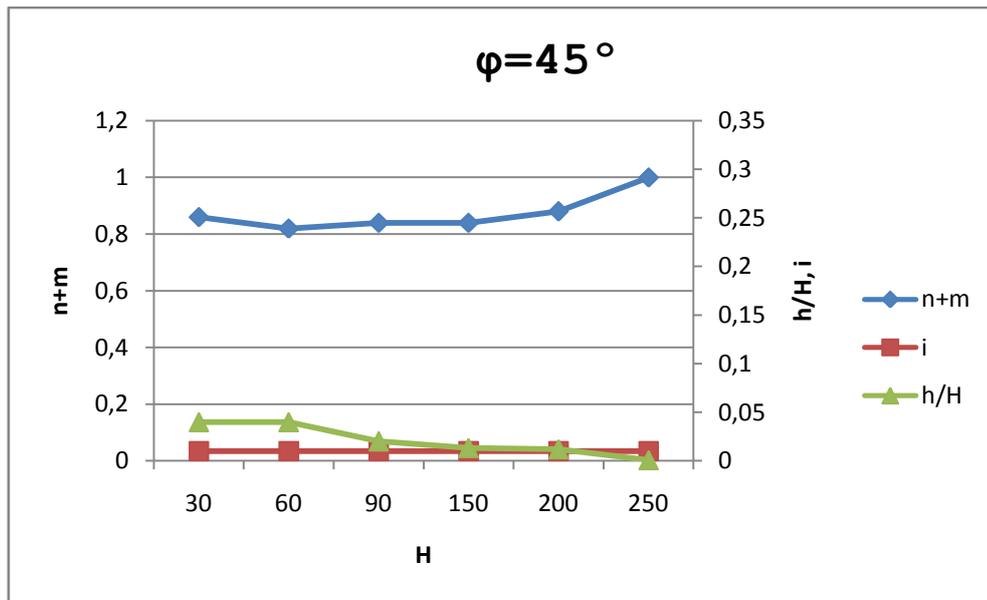


Ejemplo de la evolución de "i" al variar H para ángulos de rozamiento presa-cimiento altos, Caso I.

○ Caso II:



Ejemplo de la evolución de "i" al variar H para ángulos de rozamiento presa-cimiento bajos, Caso II.



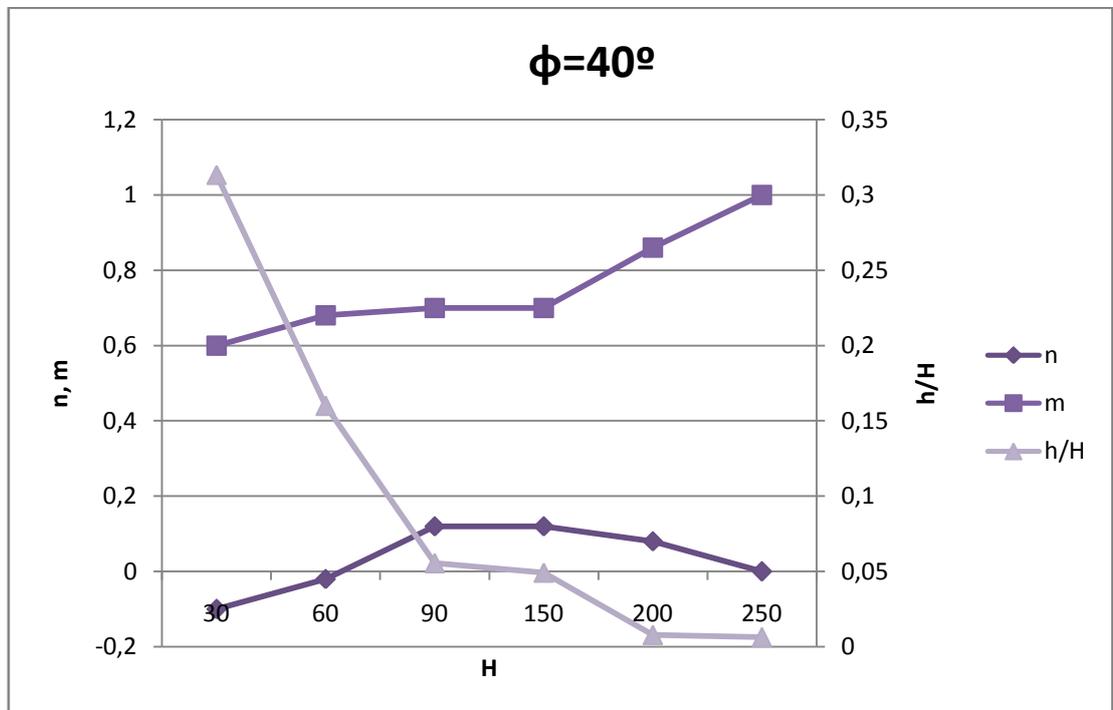
Ejemplo de la evolución de "i" al variar H para ángulos de rozamiento presa-cimiento altos, Caso II.

- **n:**

La variable de optimización "n", evoluciona al variar la altura total de la presa según dos posibles tramos:

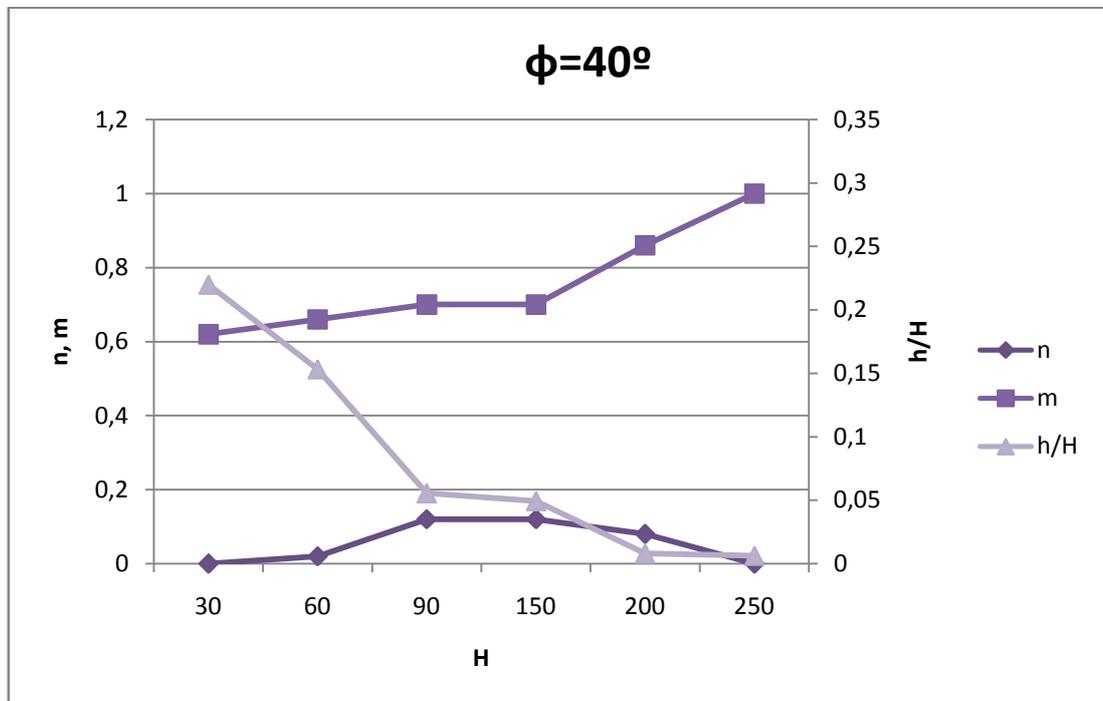
- Para alturas de presa pequeñas, "n" aumenta su valor al crecer H.
- Una vez que la presa alcanza los 90-150 m de altura, deja de aumentar para decrecer a medida que aumenta H, pudiendo tener un pequeño tramo previo al descenso en el que se mantiene constante su valor.

○ Caso I:



Ejemplo de la evolución de "n" al variar H, Caso I.

- Caso II:
Como es de esperar, la variación de “n” para el caso en el que no se permite el desplome es menos acusada ya que su valor mínimo está limitado a 0.



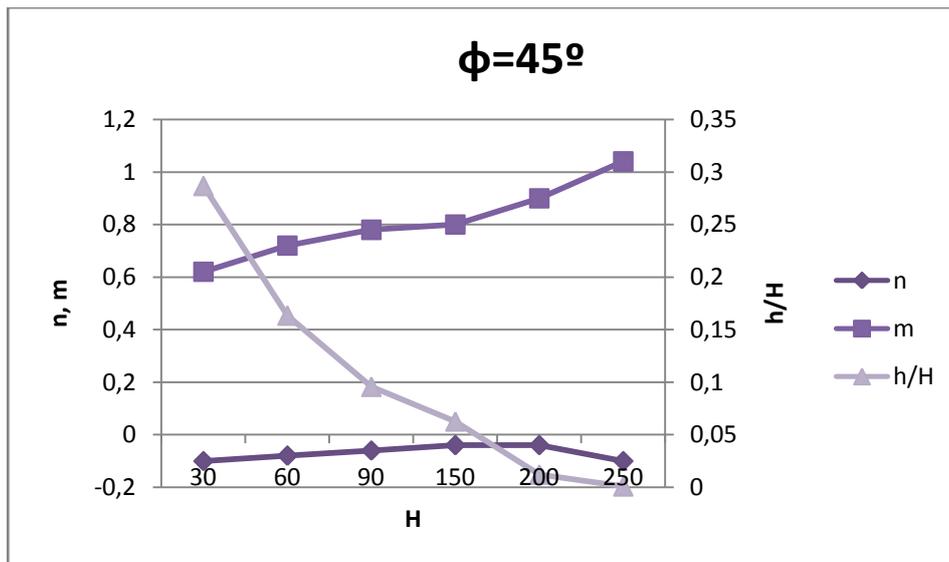
Ejemplo de la evolución de “n” al variar H, Caso II.

- **m:**

El valor del talud de aguas abajo de la presa m , aumenta con el crecimiento de la altura total de la presa, H .

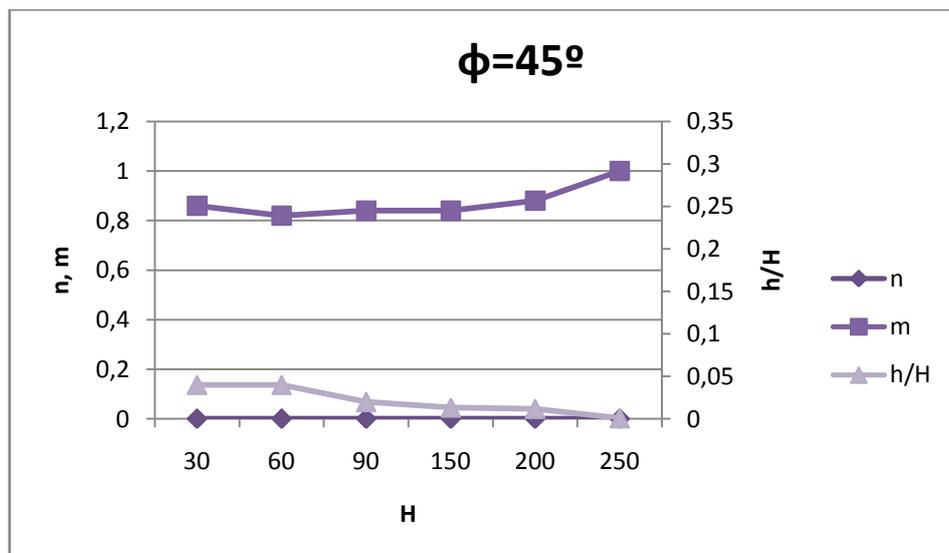
El crecimiento de esta variable será más pronunciado con alturas de presa grandes para compensar el descenso de n , y que el valor total de $n+m$ aumente siempre a medida que crece H .

○ Caso I:



Ejemplo de la evolución de "m" al variar H, Caso I.

○ Caso II:



Ejemplo de la evolución de "m" al variar H, Caso II.

8. RESUMEN Y CONCLUSIONES

La sección tipo óptima es la que combina de forma más favorable las necesidades económicas, constructivas, de estabilidad estática y elástica de la presa y de acoplamiento armónico de las distintas partes de la obra, no simplemente la que cumple las condiciones de estabilidad estática y elástica con un menor volumen de hormigón.

En vista a los resultados obtenidos, la rentabilidad económica del proceso de optimización en el diseño de presas de gravedad queda clara en este estudio.

El mayor inconveniente para realizar la optimización de la sección tipo de la presa es la dificultad para conocer de forma precisa los parámetros resistentes, lo que invalida en la práctica cualquier intento de ajuste fino de sus dimensiones. No obstante, asumidos unos valores para dichos parámetros en función de los ensayos realizados y de la experiencia acumulada, pueden llegar a conseguirse resultados de optimización muy interesantes.

El ahorro del 7,523 % en el coste total de construcción de la presa de gravedad en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa frente al 4,821 % que se obtiene para el caso de que no, hace atractivo el estudio de la viabilidad de llevar a la práctica la construcción de presas de gravedad desplomadas.

La continuidad de la presa a lo largo de la cerrada puede resolverse generalmente mediante una única sección tipo, que debe satisfacer las condiciones más exigentes en la sección pésima. En el caso de que la adopción de una única sección tipo obligue a un sobrecosto apreciable, por ejemplo por ser muy variables las características del cimientado, puede plantarse la opción de distintas secciones tipo para distintas zonas de la cerrada, en casos extremos.

El estudio de la evolución de las variables de optimización al variar algunos de los parámetros relevantes en el diseño nos permite comprender mejor el papel que juegan cada una de ellas dentro del diseño de la sección tipo.

Los resultados obtenidos nos llevan a cuestionarnos si es correcta la práctica habitual de fijar a priori la cota del vértice resistente de la presa, pues si damos libertad a esta variable, obtenemos resultados con menor coste que los propuestos por el diseño tradicional.

La rutina de optimización se desarrolla de forma que los datos de partida puedan ser modificados a gusto del usuario, y con ello, útiles para la optimización de cualquier sección diferente a la propuesta en este estudio.

REFERENCIAS

Datos de partida:

- Gobierno de Cantabria. Consejería de universidades e investigación, medio ambiente y política social: <http://mapas.cantabria.es/>
- iagua DATA: <https://www.iagua.es/data/infraestructuras/presas/alsa-torina>

Conceptos y cálculos para el diseño de presas de gravedad:

- Libros:
 - o “Criterios para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas” Tomo I.
 - o “Tratado básico de presas” Tomo I: Generalidades-Presas de hormigón y de materiales sueltos.
- Apuntes de la asignatura “Presas”, impartida por el departamento de Energía, Hidráulica y Medio Ambiente de la UPM (Universidad Politécnica de Madrid).
- Apuntes de la asignatura “Hidráulica e hidrología” impartida por el departamento de Ingeniería hidráulica de la UC (Universidad de Cantabria).
- Hoja Excel para el cálculo de estabilidad de presas, departamento de Energía, Hidráulica y Medio Ambiente de la UPM.

Desarrollo de la rutina de cálculo optimizada:

- Página web de la UPM, departamento de Matemática e informática aplicadas a las ingenierías civil y naval: “MateWiki”:
<https://mat.camino.upm.es/wiki/MateWiki>

LISTA DE SÍMBOLOS

V: Volumen de la presa para la cubicación de la cerrada

m: talud de aguas abajo de la presa para la cubicación de la cerrada

H: altura de la presa para la cubicación de la cerrada

L: desarrollo de la cerrada para su cubicación

NMN: Nivel Máximo Normal

NAP: Nivel de Avenida de Proyecto

NAE: Nivel de Avenida Extrema

H: Altura total de la presa

dga: Distancia de las galerías al pavimento aguas arriba

dgc: Distancia de la galería perimetral a la cimentación

n: Talud de aguas arriba de la presa

m: Talud de aguas abajo de la presa

i: Contrapendiente de la base de la presa

h: Altura del vértice resistente medido, desde el NMN

k: Grado de eficacia de los drenes

$n+m$: Suma del talud de aguas arriba y el talud aguas abajo de la presa

h/H : Relación entre la cota del vértice resistente, medido desde NMN, y la altura total de la presa

L: Anchura de la sección de la presa

b: Longitud de la sección de la base de la presa

X_G : Coordenada "x" del centro de gravedad de la presa

Y_G : Coordenada "y" del centro de gravedad de la presa

P: Peso propio de la presa

E_{W1} : Empuje hidrostático horizontal del agua, aguas arriba de la presa

P_{W1} : Empuje hidrostático vertical del agua, aguas arriba de la presa

E_{W2} : Empuje hidrostático horizontal del agua, aguas abajo de la presa

P_{W2} : Empuje hidrostático vertical del agua, aguas abajo de la presa

h_{WAA} : Altura del agua, aguas arriba de la presa

h_{WAB} : Altura del agua, aguas abajo de la presa

S: Subpresión del agua

N: Resultante de las tensiones en el cimiento

σ_1 : Tensión mínima que la presa debe ejercer sobre el terreno para garantizar que no existan tracciones en el pie aguas arriba de la presa

σ_2 : Incremento máximo de tensión que la presa debe ejercer sobre el terreno para garantizar que el terreno es capaz de resistir.

T: Resultante de esfuerzos en dirección de la cimentación

F_N : Resultante de esfuerzos en dirección perpendicular a la cimentación (Sin considerar los esfuerzos de subpresión)

F_H : Resultante de esfuerzos horizontales en dirección horizontal

F_V : Resultante de esfuerzos verticales en dirección vertical

Td: Fuerza necesaria para vencer el rozamiento

\emptyset : Ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento.

c: Cohesión

Kc: Coeficiente de cohesión exigido por la normativa

$K\phi$: Coeficiente de seguridad frente al vuelco exigido por la normativa

σ_{max} : Compresión máxima permitida en la base de la presa

σ_{min} : Compresión mínima exigida en el pie de aguas arriba de la presa

LISTA DE FIGURAS Y TABLAS

FIGURAS:

Figura 1: Localización del área de estudio en la comunidad autónoma de Cantabria

Figura 2: Alternativas propuestas para la cerrada de la presa.

Figura 3: Perfil longitudinal del encaje 1.

Figura 4: Perfil longitudinal del encaje 2.

Figura 5: Perfil longitudinal del encaje 3.

Figura 6: Sección tipo diseñada por el método tradicional.

Figura 7: Croquis de los esfuerzos actuantes sobre la sección tipo diseñada por el método tradicional.

Figura 8: Croquis de la subpresión con drenes ineficaces.

Figura 9: Croquis de la subpresión con drenes eficaces.

Figura 10: Croquis de las tensiones en el cimiento.

Figura 11: Croquis de las resultantes de los esfuerzos sobre la presa.

Figura 12: Croquis de los parámetros de la sección de la presa a optimizar.

Figura 13: Croquis de los esfuerzos actuantes sobre la sección de la presa a optimizar.

Figura 14: Croquis de la sección de la presa optimizada para el caso de drenes ineficaces, en el caso de que se permita desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Figura 15: Croquis de la sección de la presa optimizada para el caso de drenes eficaces, en el caso de que se permita desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Figura 16: Croquis de la sección de la presa optimizada para el caso de drenes ineficaces, en el caso de que no se permita desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Figura 17: Croquis de la sección de la presa optimizada para el caso de drenes eficaces, en el caso de que se permita desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Figura 18: Perfiles transversales y planta diseñada con metodología tradicional

Figura 20: Perfiles transversales y planta diseñada con metodología optimizada, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Figura 21: Evolución de la rentabilidad de la optimización en función de la altura de la presa, en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Figura 22: Evolución de la rentabilidad de la optimización en función de la altura de la presa, en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

TABLAS:

Tabla 1: Comparación de variables a optimizar en el caso accidental de drenes ineficaces, y permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 2: Comparación de variables a optimizar en el caso de drenes totalmente eficaces y permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 3: Comparación de variables a optimizar en el caso accidental de drenes ineficaces, en el caso de que no se permita desplome en el talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 4: Comparación de variables a optimizar en el caso de drenes totalmente eficaces, en el caso de que no se permita desplome en el talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 5: Comparación de parámetros en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 6: Comparación de parámetros en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 7: Comparación de parámetros en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 8: Comparación de parámetros en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 9: Comparación del coste del hormigón en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 10: Comparación del coste del hormigón en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 11: Comparación del coste de excavación en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 12: Comparación del coste de excavación en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 13: Comparación del coste del encofrado en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 14: Comparación del coste del encofrado en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 15: Comparación del coste total de construcción de la sección tipo en el caso accidental de drenes ineficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 16: Comparación del coste total de construcción de la sección tipo en el caso de drenes totalmente eficaces, permitido el desplome en el talud de aguas arriba.

Tabla 17: Comparación del coste del hormigón en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 18: Comparación del coste del hormigón en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 19: Comparación del coste de excavación en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 20: Comparación del coste de excavación en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 21: Comparación del coste del encofrado en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 22: Comparación del coste del encofrado en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 23: Comparación del coste total de construcción de la sección tipo en el caso accidental de drenes ineficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 24: Comparación del coste total de construcción de la sección tipo en el caso de drenes totalmente eficaces, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 25: Volumen de excavación total según diseño tradicional.

Tabla 26: Volumen de hormigón total según diseño tradicional.

Tabla 27: Área de encofrado total según diseño tradicional

Tabla 28: Volumen de excavación total según diseño tradicional

Tabla 29: Volumen de hormigón total según diseño optimizado, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 30: Volumen de hormigón total según diseño optimizado, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 31: Área de encofrado total según diseño optimizado, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 32: Volumen de excavación total según diseño optimizado, permitido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 33: Volumen de hormigón total según diseño optimizado, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 34: Volumen de hormigón total según diseño optimizado, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 35: Área de encofrado total según diseño optimizado, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 36: Volumen de excavación total según diseño optimizado, impedido el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 37: Evolución del coste de construcción de la sección tipo según variación de la altura de la presa, en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

Tabla 38: Evolución del coste de construcción de la sección tipo según variación del ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento, en el caso de que se permita el desplome del talud de aguas arriba de la presa.

ANEXOS:

ANEXO I: PLANOS

ANEXO II: FORMULACIÓN Y RUTINA PARA EL CÁLCULO DE ESTABILIDAD SEGÚN EL DISEÑO TRADICIONAL DE LA PRESA

A continuación se procede al desarrollo del cálculo de las acciones a las que va a estar sometida la presa en el caso más restrictivo al que se puede enfrentar, que es el caso de drenes ineficaces. Dichas acciones serán admisibles para el caso de drenes eficaces, con un grado de eficacia cualquiera k .

Peso de la presa:

$$P = (A_{\text{Presa Maciza}} - A_{\text{Galerías}}) * \gamma_H = (1068,761 - 9,60) * 2,40 = 2.541,986 \text{ t/m}$$

$$dP = 27,236 \text{ m}$$

$$M_p = P * dP = 2.541,986 * 27,236 = 69.233,531 \text{ t/m}^2$$

Empuje Hidrostático:

$$h_{wAA} = 48,404 \text{ m}$$

$$E_{w1} = \frac{1}{2} * h_{wAA}^2 * \gamma_w = \frac{1}{2} * 48,404^2 * 1,00 = 1.171,474 \text{ t/m}$$

$$d E_{w1} = \frac{1}{3} * h_{wAA} - y_1 = \frac{1}{3} * 48,404 - 0,404 = 15,731 \text{ m}$$

Siendo:

y_1 : incremento de cota de cimentación aguas abajo, con respecto a la cota de la cimentación aguas arriba, a consecuencia de la contrapendiente de la presa.

$$M E_{w1} = E_{w1} * d E_{w1} = 1.171,474 * 15,731 = 18.428,458 \text{ t}^2/\text{m}^2$$

$$P_{w1} = \frac{1}{2} * h_{wAA}^2 * n * \gamma_w = \frac{1}{2} * 48,404^2 * 0,00 * 1,00 = 0,00 \text{ t/m}$$

$$d P_{w1} = L - \frac{1}{3} * h_{wAA} * n = 40,40 - \frac{1}{3} * 48,404 * 0,00 = 40,40 \text{ m}$$

$$M P_{w1} = P_{w1} * d P_{w1} = 0,00 \text{ t}^2/\text{m}^2$$

$$E_{w2} = \frac{1}{2} * h_{wAB}^2 * \gamma_w = \frac{1}{2} * 5,00^2 * 1,00 = 12,50 \text{ t/m}$$

$$d E_{w2} = \frac{1}{3} * h_{wAB} = \frac{1}{3} * 5,00 = 1,667 \text{ m}$$

$$M E_{w2} = E_{w2} * d E_{w2} = 12,50 * 1,667 = 20,838 \text{ t *m/m}$$

$$P_{w2} = \frac{1}{2} * h_{wAB}^2 * m * \gamma_w = \frac{1}{2} * 5,00^2 * 0,80 * 1,00 = 10,00 \text{ t/m}$$

$$d P_{w2} = \frac{1}{3} * h_{wAB} * m = \frac{1}{3} * 5,00 * 0,80 = 1,333 \text{ m}$$

$$M P_{w2} = P_{w2} * d P_{w2} = 10,00 * 1,333 = 13,33 \text{ t *m/m}$$

Subpresión con drenes ineficaces:

$$S_1 = b * h_{wAB} * \gamma_w = 40,402 * 5,00 * 1,00 = 202,01 \text{ t/m}$$

$$d S_1 = b/2 = 40,402 / 2 = 20,201 \text{ m}$$

$$MS_1 = S_1 * d S_1 = 202,01 * 20,201 = 4.080,804 \text{ t *m/m}$$

$$S_2 = \frac{1}{2} * b * (h_{wAA} - h_{wAB}) * \gamma_w = \frac{1}{2} * 40,402 * (48,404 - 5,00) * 1,00 = 876,804 \text{ t/m}$$

$$d S_2 = \frac{2}{3} * b = \frac{2}{3} * 40,402 = 26,935 \text{ m}$$

$$MS_2 = S_2 * d S_2 = 876,804 * 26,935 = 23.616,716 \text{ t *m/m}$$

CÁLCULO DE ESTABILIDAD:

$$N_1 = \sigma_1 * b$$

$$dN_1 = b/2$$

$$MN_1 = N_1 * dN_1$$

$$N_2 = \frac{1}{2} * \sigma_2 * b$$

$$dN_2 = b/3$$

$$MN_2 = N_2 * dN_2$$

$$N = (\sigma_1 * b) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * b)$$

$$MN = (\sigma_1 * b) * b/2 + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * b) * b/3$$

$$T = F_H * \cos \alpha - F_v * \sin \alpha = 1.158,974 * \cos(0,573^\circ) - 2.551,986 * \sin(0,573^\circ) = 1.133,398 \text{ t/m}$$

$$F_H = E_{w1} - E_{w2} = 1.171,474 - 12,50 = 1.158,974 \text{ t/m}$$

$$F_V = P + P_{w1} + P_{w2} = 2.541,986 + 0,00 + 10,00 = 2.551,986 \text{ t/m}$$

$$\alpha = \arctg(i) = \arctg(0,01) = 0,573^\circ$$

$$F_N = F_H * \sin \alpha + F_V * \cos \alpha = 1.158,974 * \sin(0,573^\circ) + 2.551,986 * \cos(0,573^\circ) = 2.563,448 \text{ t/m}$$

Imponiendo equilibrio de fuerzas verticales y equilibrio de momentos, despejaremos el valor de σ_1 y σ_2 :

Equilibrio de Fuerzas Verticales $\Sigma F_V = 0$

$$F_N = N + S_T$$

$$F_N * \sin(\arctg(i)) + F_V * \cos(\arctg(i)) = (\sigma_1 * b) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * b) + S_T$$

$$2.563,448 = (\sigma_1 * 40,402) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * 40,402) + (202,01 + 876,804)$$

Equilibrio de Momentos $\Sigma M_H = 0$

$$M_N + M_{S_T} + M_{E_{w1}} = M_{P_{w1}} + M_P + M_{P_{w2}} + M_{E_{w2}}$$

$$(\sigma_1 * 40,402) * 40,402/2 + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * 40,402) * 40,402/3 + (4.080,804 + 23.616,716) + 18.428,458 = 0,00 + 69.233,531 + 13,33 + 20,838$$

$$\sigma_1 = 11,569 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 50,356 \text{ t/m}^2$$

En base a estos resultados podemos afirmar que no se van a producir tracciones en la base de la presa, y además en ningún caso se superarán los valores máximos de tensión admisibles por el terreno.

Cálculo de estabilidad frente al deslizamiento para la situación accidental de drenes ineficaces:

$$T < \frac{N * tg \phi}{K\phi}$$

$$N = (\sigma_1 * b) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * b) = (11,569 * 40,402) + (\frac{1}{2} * 50,356 * 40,402) = 1.484,652 \text{ t/m}$$

$$1.133,398 < \frac{1.484,652 * tg 45}{1,20}$$

$$1.133,398 < 1.237,210$$

CUMPLE, luego es estable frente al deslizamiento.

CASO DE DRENES TOTALMENTE EFICACES:

Para el caso de drenes totalmente eficaces ($k=0$), calcularemos a continuación las acciones a las que está sometida la presa cuya sección se ha diseñado con metodología tradicional para posteriormente, en el apartado "5. Diseño optimizado, comparado con el diseño tradicional", poder comparar los resultados obtenidos en ambas metodologías.

Ha de remarcarse que el caso más restrictivo para la presa es el de drenes ineficaces ($k=1$), por lo que la sección de la presa diseñada para drenes ineficaces será capaz de resistir las acciones a las que va a estar sometida en el caso de que los drenes sean totalmente eficaces.

**Los cálculos que no se detallan a continuación son idénticos a los del caso de drenes ineficaces.*

Subpresión con drenes eficaces:

$$S_1 = \frac{1}{2} * dga * (h_{wAA} - dgc) * \gamma_w = \frac{1}{2} * 5,00 * (48,404 - 3,00) * 1,00 = 113,510 \text{ t/m}$$

$$dS_1 = b - \frac{1}{3} * dga = 40,402 - \frac{1}{3} * 5,00 = 38,735 \text{ m}$$

$$MS_1 = S_1 * dS_1 = 113,510 * 38,735 = 4.396,810 \text{ t *m/m}$$

$$S_2 = dga * dgc * \gamma_w = 5,00 * 3,00 * 1,00 = 15,00 \text{ t/m}$$

$$dS_2 = b - dga/2 = 40,402 - 5,00/2 = 37,902 \text{ m}$$

$$MS_2 = S_2 * dS_2 = 15,00 * 37,902 = 568,530 \text{ t *m/m}$$

$$S_3 = \frac{1}{2} * (h_{wAB} - dgc) * (b - dga) * \gamma_w = \frac{1}{2} * (5,00 - 3,00) * (40,402 - 5,00) * 1,00 = 35,402 \text{ t/m}$$

$$dS_3 = \frac{2}{3} * (b - dga) = \frac{2}{3} * (40,402 - 5,00) = 23,601 \text{ m}$$

$$MS_3 = S_3 * dS_3 = 35,402 * 23,601 = 835,522 \text{ t *m/m}$$

$$S_4 = dgc * (b - dga) * \gamma_w = 3,00 * (40,402 - 5,00) * 1,00 = 106,206 \text{ t/m}$$

$$dS_4 = \frac{1}{2} * (b - dga) = \frac{1}{2} * (40,402 - 5,00) = 17,701 \text{ m}$$

$$MS_4 = S_4 * dS_4 = 106,206 * 17,701 = 1.879,952 \text{ t *m/m}$$

Equilibrio de Fuerzas Verticales $\Sigma F_V = 0$

$$F_N = N + S_T$$

$$F_H * \text{sen}(\text{arctg}(i)) + F_V * \text{cos}(\text{arctg}(i)) = (\sigma_1 * b) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * b) + S_T$$

$$2.563,448 = (\sigma_1 * 40,402) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * 40,402) + (113,510 + 15,00 + 35,402 + 106,206)$$

$$2.563,448 = (\sigma_1 * 40,402) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * 40,402) + (270,118)$$

Equilibrio de Momentos $\Sigma M_H = 0$

$$M_N + M_{S_T} + M_{E_{W1}} = M_{P_{W1}} + M_P + M_{P_{W2}} + M_{E_{W2}}$$

$$(\sigma_1 * 40,402) * 40,402/2 + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * 40,402) * 40,402/3 + (4.396,810 + 568,530 + 835,522 + 1.879,952) + 18.428,458 = 0,00 + 69.233,531 + 13,33 + 20,838$$

$$(\sigma_1 * 40,402) * 40,402/2 + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * 40,402) * 40,402/3 + (7.680,814) + 18.428,458 = 0,00 + 69.233,531 + 13,33 + 20,838$$

$$\sigma_1 = 45,114 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 23,299 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de estabilidad frente al deslizamiento para la situación de drenes eficaces:

$$N = (\sigma_1 * b) + (\frac{1}{2} * \sigma_2 * b) = (45,114 * 40,402) + (\frac{1}{2} * 23,299 * 40,402) = 2.293,359 \text{ t/m}$$

$$T < \frac{N * \text{tg } \phi}{K\phi}$$

$$1.133,398 < \frac{2.293,359 * \text{tg } 45}{1,50}$$

$$1.133,398 < 1.528,906$$

Obviamente la presa diseñada es estable para el caso de drenes totalmente eficaces.

ANEXO III: FORMULACIÓN Y RUTINA PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE LA PRESA

A continuación se desarrolla la rutina de cálculo para la optimización de la sección tipo de la presa de gravedad propuesta.

DEFINICIÓN DE PARÁMETROS:

En primer lugar se definen los datos de partida, que podrán ser modificados a gusto del usuario, y por ello, útiles para la optimización de cualquier sección diferente a la propuesta en este estudio.

%Datos de partida a introducir por el usuario:

```
NMN=842;           %Nivel Medio Normal (msnm)
NAP=844,5;         %Nivel Avenida de Proyecto
Cota_cim=794;      %Cota de Cimentación de la presa, donde
fijamos el pie aguas abajo (msnm)
Ter_abajo=799;     %Cota del terreno aguas abajo (msnm)
Anch_Castill=6;    %Anchura del castillete de coronación (m)
Dist_galerias=15; %Distancia entre galerías(m)
B=2;              %Altura de las galerías (m)
a=1.6;            %Anchura de las galerías (m)
dga=5;            %Distancia de las galerías al pavimento
Aguas Arriba (m)
dgc=3;            %Distancia de la galería perimetral a la
cimentación (m)

mu_h=2.4;         %Peso específico del hormigón (t/m³)
mu_a=1.0;         %Peso específico del agua (t/m³)
phi=pi/4;         %Angulo de rozamiento presa-cimiento (rad)
Coh=0;            %Cohesión
F_Phi_inef=1.2;   %Coeficiente de seguridad al rozamiento
para drenes ineficaces
Kc_inef=4;        %Coeficiente de cohesión para drenes
ineficaces
F_Phi_efi=1.5;    %Coeficiente de seguridad al rozamiento
para drenes eficaces
Kc_efi=5;         %Coeficiente de cohesión para drenes
eficaces
k=1;              %Eficacia de los drenes(k=1: Drenes
ineficaces, k=2:50% de eficacia de drenes, k=3: 1/3 de eficacia
de drenes, k=4: 25% de eficacia de drenes, k=0: Drenes eficaces)

Smin=5;           %Compresión mínima en el pie Aguas Arriba
(t/m²)
Smax=250;         %Compresión máxima en el pie Aguas Abajo
(t/m²)

Precio_excav=2.50; %Precio de excavación (€/m3)
Precio_encof=25;  %Precio del encofrado (€/m3)
Precio_horm=80;   %Precio del hormigón (€/m3)
```

Una vez definidos los datos de partida, se procede a determinar las coordenadas de los puntos que conformar la presa. En primer lugar se calculan las distancias de todos los puntos al pie de aguas abajo, cuyas coordenadas se consideran fijas, y a continuación expresaremos dichas distancias en coordenadas.

Se considera que la cota de coronación de la presa se encuentra 3 m por encima del vértice resistente.

Distancias de los puntos característicos de la presa al pie aguas abajo:

```

x1=200;
y1=Cota_cim;

x5= m* ((NMN-Cota_cim)+h);
y5= (NMN-Cota_cim)+h;

x2= x5-Anch_Castill;
y2= x2/m;
x3= x5-Anch_Castill;
y3= y5+3;
x4= x5;
y4= y5+3;

x6= (x5+n* ((NMN-Cota_cim)+h)) / (1-i*n);
y6=x6*i;

```

Coordenadas de los puntos característicos de la presa:

```

cx1=200;
cy1=Cota_cim;

cx5= cx1-x5;
cy5= cy1+y5;

cx2= cx1-x2;
cy2= cy1+y2;
cx3= cx2;
cy3= cy5+3;
cx4= cx5;
cy4= cy5+3;

cx6= cx1-x6;
cy6= cy1-y6;

```

Con las coordenadas de la presa, se procederá a definir una serie de parámetros que nos van a resultar de gran utilidad a lo largo del programa:

Cota de coronación de la presa:

$$\text{Cota de coronación} = \text{cota vértice resistente} + 3 \text{ m}$$

En matlab:

```
Cota_cor=cy5+3;           %Cota de Coronación de la presa (m)
```

Altura del agua con el embalse lleno (NMN) Aguas Arriba:

$$h_{WAA} = (\text{NMN} - \text{Cota cimentación}) + y_6$$

En matlab:

```
hwAA= (NMN-Cota_cim)+y6;           %Altura del agua a embalse lleno  
Aguas Arriba
```

Altura del agua Aguas Abajo:

$$h_{WAB} = \text{Cota terreno aguas abajo} - \text{Cota cimentación}$$

En matlab:

```
hwAB=Ter_abajo-Cota_cim;           %Altura del agua Aguas Abajo
```

Longitud de la base:

$$b = \sqrt{x_6^2 + y_6^2}$$

En matlab:

```
b= sqrt(x6^2+y6^2);           %Longitud de la base de la presa
```

Anchura de la base:

$$L = x_6$$

En matlab:

```
L= x6; %Anchura de la base de la presa
```

Área el castillete de coronación:

$$\text{Área del Castillete} = (x_4 - x_3) * (y_4 - y_5) + 1/2 * (x_4 - x_3) * (y_5 - y_2)$$

En matlab:

```
A_Castillete= (x4-x3) * (y4-y5)+0.5 * (x4-x3) * (y5-y2); %Área del castillete
```

Número de galerías:

El número de galerías que va a tener nuestra presa depende de las variables a optimizar.

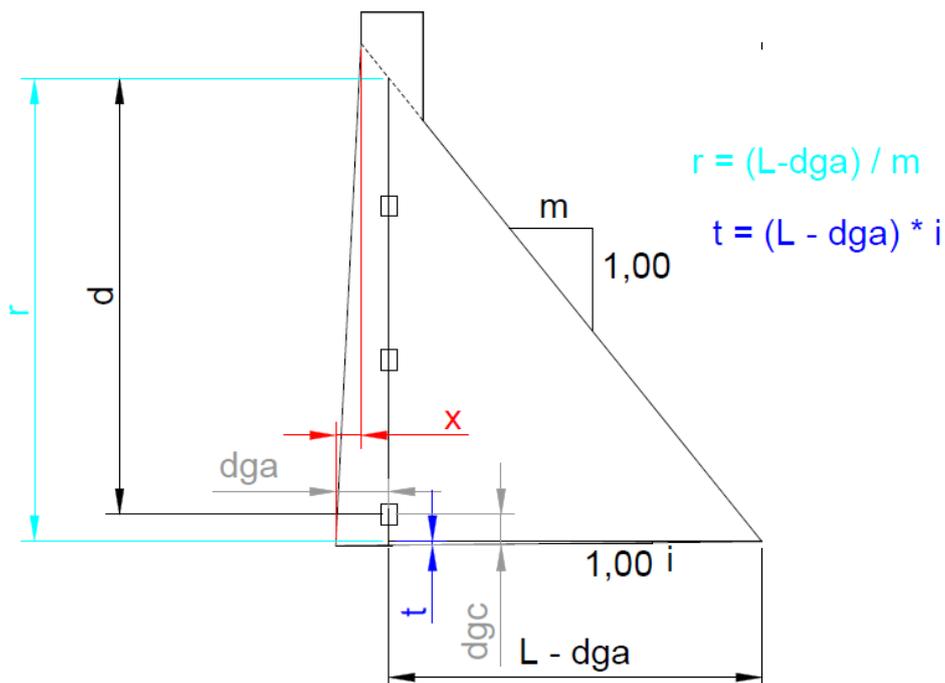
En función del talud de aguas arriba n , el plano de galerías se encontrará aguas arriba, o aguas abajo del plano del vértice resistente de la presa, y por ello la fórmula que determina el número de galerías será diferente:

Plano de galerías aguas abajo del vértice resistente:

$$x < dga$$

$$x = n * y_5$$

$$d = \frac{L - dga}{m} - (dgc - (L - dga) * i) - a$$

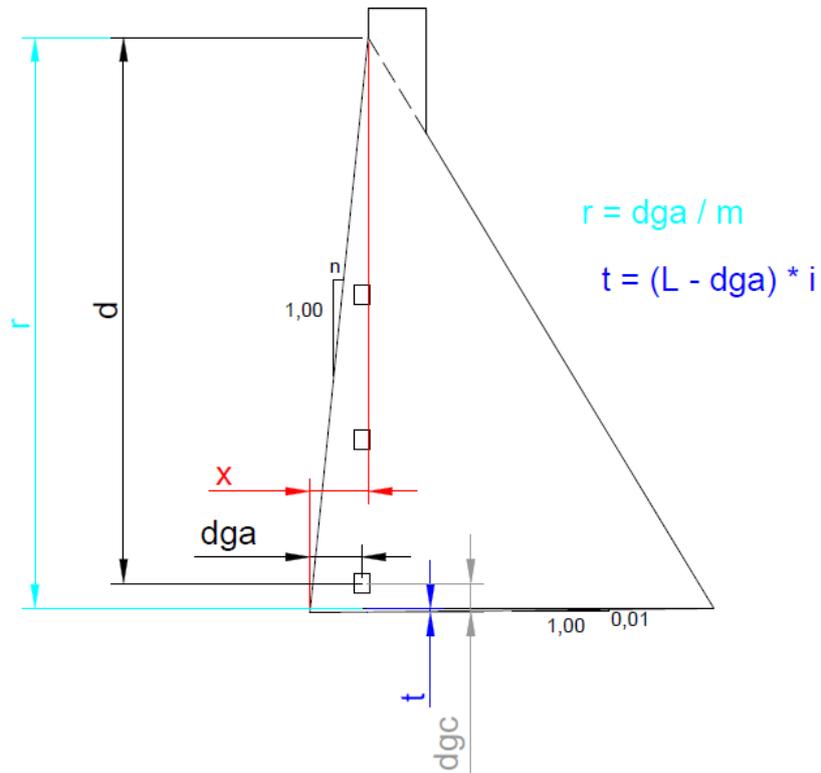


Plano de galerías aguas abajo del vértice resistente:

$x > dga$

$$x = n * y5$$

$$d = \frac{dga}{n} - (dgc - (L-dga)*i) - a$$



Por tanto:

$$\text{Número de galerías} = \frac{d}{\text{Distancia entre galerías}} + 1$$

En matlab:

```
x=n*y5;
if x<dga
    ng=floor(((L-dga)/m-(dgc-(L-dga)*i))/Dist_galerias)+1;
else
    ng=floor((dga/n-(dgc-(L-dga)*i))/Dist_galerias)+1;
end
```

El comando floor nos dará el número menor entero del valor que recoge entre paréntesis.

Área total de las galerías:

$$\text{Área Galerías} = \text{Número de galerías} * (\text{Área galería})$$

En matlab:

```
A_Galerias= ng*(B*a);           %Área total de las galerías
```

* CÁLCULO DE FUNCIONES EN PESTAÑAS A PARTE:

Para el desarrollo del programa de optimización es necesario calcular una serie de funciones más complejas que las anteriormente descritas. Por ello, y para una mejor comprensión de las mismas, se procede a desarrollar estas funciones en un fichero aparte del programa principal. Una vez calculadas se hace una llamada de las funciones desde el programa principal, y se maneja su valor con total normalidad.

En nuestro caso hemos desarrollado dos funciones en ficheros a parte del programa principal que son la correspondiente al área de la presa, y la correspondiente a la coordenada x del centro de gravedad de la presa.

La técnica utilizada para el cálculo de funciones en pestañas aparte es la siguiente:

- Se introduce una función para calcular la variable deseada.
- Se introduce una matriz C con las coordenadas de los vértices de la presa por columnas, y ordenadas en sentido antihorario.
- Aplicamos la fórmula que nos da el valor de la función

FUNCIÓN ÁREA DE LA PRESA:

- Definimos la función para calcular el área de la presa: "A_Presa". Entre paréntesis metemos todos los valores que van a ser necesarios para definir la función, y que ya han sido descritos en el programa principal.
- Escribimos las coordenadas de los vértices de la presa (definidas previamente en el programa principal), y creamos una matriz C con ellas ordenadas en sentido antihorario.
Calculamos la longitud y definimos los vectores con las coordenadas "x" e "y" de los vértices de la presa.
- Aplicamos la fórmula que nos da el valor de la función:

$$A_Presa = \frac{1}{2} ABS [\sum_{i=1}^n y_i * (x_{i-1} - x_{i+1})]$$

Para ello será necesario separar el primer y último término de la suma para poder tener en cuenta la regla.

En matlab:

PESTAÑA 1:

```
function  
resul=A_Presa (n,m,i,h,NMN,Cota_cim,Anch_Castill,Cota_cor,x2,y2,x5,y5,x  
6,y6)
```

```

%Coordenadas de los vértices de la presa

cx1=200;
cy1=Cota_cim;

cx5= cx1-x5;
cy5= cy1+y5;

cx2= cx1-x2;
cy2= cy1+y2;
cx3= cx2;
cy3= cy5+3;
cx4= cx5;
cy4= cy5+3;

cx6= cx1-x6;
cy6= cy1-y6;

C=[cx1 cx2 cx3 cx4 cx5 cx6;cy1 cy2 cy3 cy4 cy5 cy6]; %Matriz C
con las coordenadas de los vértices de la presa
resul=ar_pol(C);

```

PESTAÑA 2:

```

function A_Presa=ar_pol(C)
nv=length(C);
x=C(1,:); %La primera fila de la matriz C contiene las
coordenadas "x" de los vértices
y=C(2,:); %La segunda fila de la matriz C contiene las
coordenadas "y" de los vértices
A_Presa = y(1)*(x(nv)-x(2)); %Primer término de la fórmula
A_Presa
for i=2:nv-1
A_Presa = A_Presa+y(i)*(x(i-1)-x(i+1)); %Términos del 2 al
nv-1 de la fórmula A_Presa
end
A_Presa = A_Presa+y(nv)*(x(nv-1)-x(1)); %Último término de la
fórmula A_Presa
A_Presa=0.5*abs(A_Presa);

```

FUNCIÓN COORDENADA X DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PRESA:

- Definimos la función para calcular la coordenada X del centro de gravedad de la presa: "XG_Presa".
Entre paréntesis metemos todos los valores que van a ser necesarios para definir la función, y que ya han sido descritos en el programa principal.
- Escribimos las coordenadas de los vértices de la presa (definidas previamente en el programa principal), y creamos una matriz C con ellas ordenadas en sentido antihorario.

Para que las coordenadas del centro de gravedad de la presa no tengan valores negativos, se suma a la matriz C una cantidad fija (en este caso C+1000), que posteriormente se restarán al resultado final "XG_Presa".

Calculamos la longitud y definimos los vectores con las coordenadas "x" e "y" de los vértices de la presa.

- Aplicamos la fórmula que nos da el valor de la función:

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_i * [x_{i-1} * (x_{i-1} + x_i) - x_{i+1} * (x_{i+1} + x_i)]}{3 * \sigma_y}$$

Siendo:

$$\sigma_y = \sum_{i=1}^n y_i * (x_{i-1} - x_{i+1})$$

Al igual que en el cálculo de la función del área de la presa, será necesario separar el primer y último término de la suma para poder tener en cuenta la regla.

En matlab:

PESTAÑA 1:

```
function
resulXcdg=XG_Presa(n,m,i,h,NMN,Cota_cim,Anch_Castill,Cota_cor,x2
,y2,x5,y5,x6,y6)

%Coordenadas de los vértices de la presa

cx1=200;
cy1=Cota_cim;

cx5= cx1-x5;
cy5= cy1+y5;

cx2= cx1-x2;
cy2= cy1+y2;
cx3= cx2;
cy3= cy5+3;
cx4= cx5;
cy4= cy5+3;

cx6= cx1-x6;
cy6= cy1-y6;

C=[cx1 cx2 cx3 cx4 cx5 cx6;cy1 cy2 cy3 cy4 cy5 cy6]; %Matriz C
con las coordenadas de los vértices de la presa
resulXcdg=cdgX_pol(C);
```

PESTAÑA 2:

```
function XG_Presa=cdgX_pol(C)
C=C+1000;
nv=length(C);
cx=C(1,:); %La primera fila de la matriz C contiene las
coordenadas "x" de los vértices
cy=C(2,:); %La segunda fila de la matriz C contiene las
coordenadas "y" de los vértices
NumeradorX = cy(1)*(cx(nv)*(cx(nv)+cx(1))-
cx(2)*(cx(1)+cx(2))); %Primer término del numerador de la
fórmula XG
for i=2:nv-1
    NumeradorX = NumeradorX+cy(i)*(cx(i-1)*(cx(i-1)+cx(i))-
cx(i+1)*(cx(i)+cx(i+1))); %Términos del 2 al nv-1 del numerador
de la fórmula XG
end
NumeradorX=NumeradorX+cy(nv)*(cx(nv-1)*(cx(nv-1)+cx(nv))-
cx(1)*(cx(nv)+cx(1))); %Último término del numerador de la
fórmula XG

oy=cy(1)*(cx(nv)-cx(2)); %Primer término de Sigma y
for i=2:nv-1
    oy=oy+cy(i)*(cx(i-1)-cx(i+1)); %Términos del 2 al nv-1 de
Sigma y
end
oy=oy+cy(nv)*(cx(nv-1)-cx(1)); %Último término de Sigma y

XG_Presa=NumeradorX/(3*oy);
XG_Presa=XG_Presa-1000;
```

Una vez definidas estas funciones, se podrá hacer la llamada de su valor en el programa principal cuando convenga, escribiendo la definición de la función en cuestión.

CÁLCULO DE ACCIONES:

Una vez definidos todos los parámetros necesarios, procederemos a calcular las acciones actuantes sobre la presa. Se definirán cada uno de los esfuerzos en función de los parámetros de los que depende y de las variables a optimizar cuando corresponda.

Se tomarán momentos con respecto al pie aguas abajo de la presa, punto característico 1.

Peso de la presa maciza:

$$P_{\text{Presa Maciza}} = \text{Área de la presa maciza} * \gamma_h$$

$$d P_{\text{Presa Maciza}} = cx1 - X_G$$

$$M P_{\text{Presa Maciza}} = P_{\text{Presa Maciza}} * d P_{\text{Presa Maciza}}$$

En matlab:

```
Ppresa=
A_Presa(n,m,i,h,NMN,Cota_cim,Anch_Castill,Cota_cor,x2,y2,x5,y5,x
6,y6))*mu_h; %Peso de la presa
dPpresa= cx1-
XG_Presa(n,m,i,h,NMN,Cota_cim,Anch_Castill,Cota_cor,x2,y2,x5,y5,
x6,y6)); %Distancia P a O
MPpresa= Ppresa*dPpresa; %Momento Ppresa
```

Peso aligerado por las galerías:

$$P_{\text{Galerías}} = \text{Área galerías} * \gamma_h$$

$$d P_{\text{Galerías}} = x_6 - dga$$

$$M P_{\text{Galerías}} = P_{\text{Galerías}} * d P_{\text{Galerías}}$$

En matlab:

```
Pgalerias= A_Galerias*mu_h; %Peso galerías
dPgalerias= x6-dga; %Distancia cdg de galerías
a O
MPgalerias= Pgalerias*dPgalerias; %Momento Pgalerias
```

Empuje hidrostático:

$$E_{W1} = \frac{1}{2} * h_{wAA}^2 * \gamma_w$$

$$d_{E_{W1}} = \frac{1}{3} * h_{wAA} - y_6$$

$$M_{E_{W1}} = E_{W1} * d_{E_{W1}}$$

En matlab:

```
Ew1= 0.5*hwAA^2*mu_a;           %Empuje del agua Aguas  
arriba  
dEw1= 1/3*hwAA-y6;           %Distancia Ew1 a 0  
MEw1= Ew1*dEw1;           %Momento Ew1
```

$$E_{W2} = \frac{1}{2} * h_{wAB}^2 * \gamma_w$$

$$d_{E_{W2}} = \frac{1}{3} * h_{wAB}$$

$$M_{E_{W2}} = E_{W2} * d_{E_{W2}}$$

En matlab:

```
Ew2= 0.5*hwAB^2*mu_a;           %Empuje del agua Aguas  
Abajo  
dEw2= 1/3*hwAB;           %Distancia Ew2 a 0  
MEw2= Ew2*dEw2;           %Momento Ew2
```

$$P_{W1} = \frac{1}{2} * h_{wAA}^2 * n * \gamma_w$$

$$d_{P_{W1}} = x_6 - \frac{2}{3} * h_{wAA} * n$$

$$M_{P_{W1}} = P_{W1} * d_{P_{W1}}$$

En matlab:

```
Pw1= 0.5*hwAA^2*n*mu_a;           %Peso del agua Aguas Arriba  
dPw1= x6-2/3*hwAA*n;           %Distancia Pw1 a 0  
MPw1= Pw1*dPw1;           %Momento Pw1
```

$$P_{w2} = \frac{1}{2} * h_{wAB}^2 * \gamma_w * m$$

$$d P_{w2} = \frac{1}{3} * h_{wAB} * m$$

$$M P_{w2} = P_{w2} * d P_{w2}$$

En matlab:

```
Pw2= 0.5*hwAB^2*m*mu_a;           %Peso del agua Aguas Abajo
dPw2= 1/3*hwAB*m;                %Distancia Pw2 a 0
MPw2= Pw2*dPw2;                  %Momento Pw2
```

Subpresión:

En primer lugar se define la altura de la subpresión en el plano de las galerías, que va a depender del grado de eficacia de los drenes, k :

$$h_{\text{efi_drenes}} = \frac{H + (k-1) * d_{gc}}{k}$$

Siendo:

- H : valor de la subpresión en el plano de galerías en el caso de drenes ineficaces:

$$H = \frac{(L - d_{ga}) * (h_{wAA} - h_{wAB})}{L}$$

En matlab:

```
H = ((L - dga) * (hwAA - hwAB) / L);           %Altura de la subpresión en
el plano de galerías para el caso de drenes ineficaces

% Y para que no se produzca una indeterminación matemática,
establecemos la siguiente condición:

if k==0
    h_efi_drenes=dgc;
else
    h_efi_drenes= (H+(k-1)*dgc)/k; %Altura de subpresión según
la eficacia de los drenes
end
```

Se define el valor de la subpresión en el caso de drenes eficaces:

$$S_1 = \frac{1}{2} * dga * \left(h_{wAA} - \frac{H + (k-1) * dgc}{k} \right) * \gamma_w$$

$$dS_1 = b - \frac{1}{3} * dga$$

$$S_2 = dga * \left(\frac{H + (k-1) * dgc}{k} \right) * \gamma_w$$

$$dS_2 = b - dga/2$$

$$S_3 = \frac{1}{2} * \left(\frac{H + (k-1) * dgc}{k} - h_{wAB} \right) * (b - dga) * \gamma_w$$

$$dS_3 = \frac{2}{3} * (b - dga)$$

$$S_4 = h_{wAB} * (b - dga) * \gamma_w$$

$$dS_4 = \frac{1}{2} * (b - dga)$$

En matlab:

```

S1= (0.5*dga*(hwAA-h_efi_drenes))*mu_a; %Subpresión región 1
para drenes eficaces
dS1= b-1/3*dga;

S2= (dga*h_efi_drenes)*mu_a; %Subpresión región 2
para drenes eficaces
dS2= b-0.5*dga;

S3= (0.5*(h_efi_drenes-hwAB)*(b-dga))*mu_a; %Subpresión región 3
para drenes eficaces
dS3= 2/3*(b-dga);

S4= (hwAB*(b-dga))*mu_a; %Subpresión región 4
para drenes eficaces
dS4= 0.5*(b-dga);

```

y se establece una condición en función del valor de k , tal que:

- Si $k=1$ (drenes ineficaces), el valor de la subpresión es el siguiente:

$$S = \frac{1}{2} * (h_{wAA} + h_{wAB}) * b * \gamma_w$$

En matlab:

```
if k==1
S= 0.5*(hwAA+hwAB)*b*mu_a;           %Subpresion para DRENES
INEFICACES
```

- En caso contrario, $k \neq 1$ (drenes eficaces, para cualquier valor de k distinto de 1), el valor de la subpresión es la suma de los valores de la subpresión para drenes eficaces, anteriormente definidos:

$$S = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

En matlab:

```
else
S= (S1+S2+S3+S4);                   %Subpresion para DRENES
EFICACES
end
```

De igual manera se establece esta condición para determinar el momento creado por la subpresión:

- Si $k=1$ (drenes ineficaces), el momento creado por la subpresión es el siguiente:

$$MS = \frac{1}{2} (h_{wAA} + h_{wAB}) * b * \gamma_w$$

En matlab:

```
if k==1
MS= mu_a*b^2*(hwAB/2+(hwAA-hwAB)/3); %Momento de S para DRENES
INEFICACES
```

- En caso contrario, $k \neq 1$ (drenes eficaces, para cualquier valor de k distinto de 0), el momento creado por la subpresión es el siguiente:

$$MS = (S_1 * dS_1 + S_2 * dS_2 + S_3 * dS_3 + S_4 * dS_4)$$

En matlab:

```
else
MS= S1*dS1+S2*dS2+S3*dS3+S4*dS4;   %Momento de S para DRENES
EFICACES
end
```

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD:

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad de la presa, se procede en primer lugar a definir los parámetros que representan las resultantes de los esfuerzos sobre la presa:

- Resultante de esfuerzos horizontales en dirección horizontal:

$$F_H = E_{w1} - E_{w2}$$

- Resultante de esfuerzos verticales en dirección vertical:

$$F_V = P_{\text{Presa Maciza}} - P_{\text{Galerías}} + P_{W1} + P_{W2}$$

- Resultante de esfuerzos en dirección de la cimentación:

$$T = F_H * \cos \alpha - F_V * \sin \alpha$$

Siendo:

$$\alpha = \arctg(i)$$

- Resultante de esfuerzos en dirección perpendicular a la cimentación (Sin considerar los esfuerzos de subpresión):

$$F_N = F_H * \sin \alpha + F_V * \cos \alpha$$

En matlab:

```
Fh= Ew1-Ew2; %Resultante de esfuerzos
horizontales en dirección horizontal
Fv= Ppresa-Pgalerias+Pw1+Pw2; %Resultante de esfuerzos
verticales en dirección vertical
T= Fh*cos(atan(i))-Fv*sin(atan(i)); %Resultante de esfuerzos
en dirección de la cimentación
Fn= Fh*sin(atan(i))+Fv*cos(atan(i)); %Resultante de esfuerzos
en dirección perpendicular a la cimentación (Sin subpresión)
```

Supondremos que la distribución de las tensiones verticales en la base varía linealmente desde el pie de aguas arriba, donde toma el valor " σ_1 ", hacia el de aguas abajo, donde toma el valor " $\sigma_1 + \sigma_2$ ". Por ello, la resultante de las tensiones en el cimiento, y el momento asociado a la misma son:

$$N = (\sigma_1 + \frac{1}{2} * \sigma_2) * b$$

$$MS = \frac{1}{2} * b^2 * (\sigma_1 + \frac{1}{3} * \sigma_2)$$

En matlab:

```
N= b*(S_A+0.5*S_B); %Resultante de las
tensiones en el cimient
MN= 0.5*b^2*(S_A+1/3*S_B); %Momento de las
tensiones en el cimient
```

Estableciendo equilibrio de fuerzas verticales ($F_N = N + S$), despejamos el valor de la tensión en el pie aguas arriba, obteniendo un valor σ_1 tal que:

$$\sigma_1 = F_N - S / b - \sigma_2 / 2$$

En matlab:

```
S_A= ((Fn-S)/b)-S_B/2; %Tensión en el pie de
Aguas Abajo
```

y tomando momentos en el pie de aguas abajo, obtenemos un valor del incremento de tensión entre el pie de aguas arriba y el pie de aguas abajo de la presa σ_2 , tal que:

$$\sigma_2 = 6 * \left(\frac{F_N - S}{b} - \frac{2}{b^2} * (M_{Pw1} + M_P + M_{Pw2} + M_{Ew2} - M_S - M_{Ew1} - M_{PGalerias}) \right)$$

En matlab:

```
S_B= 6*((Fn-S)/b-2/b^2*(MPw1+MPpresa+MPw2+MEw2-MS-MEw1-
MPgalerias)); %Incremento de tensión desde el pie de aguas
abajo hasta el pie de aguas arriba
```

FUNCIÓN COSTE:

La optimización está basada en la búsqueda del mínimo coste de la presa, por ello procedemos a continuación a definir la función coste que será el objetivo a minimizar por el programa.

Se calculará el coste de construcción por metro lineal, y dependerá de los siguientes factores:

Coste de excavación:

$$\text{Coste de excavación} = \text{Volumen de excavación} * \text{Precio excavación (m}^3\text{)}$$

$$\text{Coste de excavación} = ((\frac{1}{2} * y_6 * L) * 1,00) * \text{Precio excavación (m}^3\text{)}$$

Coste del encofrado:

$$\text{Coste del encofrado} = \text{Superficie encofrado} * \text{Precio de encofrado (m}^2\text{)}$$

$$\text{Coste del encofrado} = (\text{Superficie 1} + \text{Superficie 2} + \text{Superficie 3} + \text{Superficie 4} + \text{Superficie 5} + \text{Superficie 6} + \text{Superficie 7}) * \text{Precio de encofrado (m}^2\text{)}$$

Siendo:

Superficie 1: Superficie 1

$$= (\sqrt{((\text{NMN} - \text{Cota cimentación}) + h + y_6)^2 + (x_6 - x_5)^2}) * 1,00$$

Superficie 2: Superficie 2 = $(x_4 - x_5) * 1,00$

Superficie 3: Superficie 3 = Ancho Castillete * 1,00

Superficie 4: Superficie 4 = $(x_3 - x_2) * 1,00$

Superficie 5: Superficie 5 = $\sqrt{y_2^2 + x_2^2} * 1,00$

Superficie 6: Superficie 6 = Área de la presa maciza

Superficie 7: Superficie 7 = Número de galerías * $(2 * (1,60 * 1,00) + 2 * (2,00 * 1,00))$

Coste del hormigón:

$$\text{Coste del hormigón} = \text{Volumen de hormigón} * \text{Precio hormigón (m}^3\text{)}$$

$$\text{Coste del hormigón} = ((\text{Área de la presa maciza} - \text{Área galerías}) * 1,00) * \text{Precio hormigón (m}^3\text{)}$$

En matlab:

```
%Función coste
A_Excav= 0.5*y6*L; %Área de Excavación (m2)
A_Encof= (sqrt(((NMN-Cota_cim)+h+y6)^2+(x6-x5)^2))+(x4-x5)+(Anch_Castill)+(x3-x2)+(sqrt(y2^2+x2^2))+(A_Presa(m,n,i,h,NMN,Cota_cim,Anch_Castill,x2,y2,x3,y3))+(ng*(2*B+2*a)); %Área de Encofrado (m2)
f_coste=A_Excav*Precio_excav+A_Encof*Precio_encof+A_Presa(n,m,i,
```

h, NMN, Cota_cim, Anch_Castill, Cota_cor, x2, y2, x5, y5, x6, y6) * Precio_horm; %Función coste (€)

RESTRICCIONES AL DISEÑO:

Una vez definidos todos los parámetros y funciones que necesitamos, planteamos una serie de restricciones al diseño que garanticen una sección estable y unos resultados lógicos según lo propuesto. Se formula entonces lo siguiente:

- **Estabilidad frente al deslizamiento:** para que la presa no deslice, ha de cumplirse la siguiente condición:

$$Td < \frac{N * tg \phi}{K\phi} + \frac{c * b}{Kc}$$

Siendo:

- Td: fuerza necesaria para vencer el rozamiento
- N: sumatorio de fuerzas verticales.
- ϕ : ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento.
- K ϕ : Coeficiente de seguridad frente al vuelco exigido por la normativa.
K ϕ = 1,20 para la situación accidental de drenes ineficaces, y K ϕ = 1,50 para la situación de drenes eficaces
- c: cohesión
- b: longitud de la base
- Kc: coeficiente de cohesión. Kc = 4 para la situación accidental de drenes ineficaces, y Kc = 5 para la situación de drenes eficaces

Por tanto la primera restricción tendrá que garantizar que:

$$T - Td < 0$$

Siendo T la resultante de esfuerzos en dirección de la cimentación.

- **Compresión máxima en el pie de aguas abajo:** en función de la resistencia del terreno sobre el que se cimienta la presa, se impondrá un valor máximo de compresión en la base tal que sea admisible por el terreno. La segunda restricción tendrá que garantizar por ello que:

$$(\sigma_1 + \sigma_2) - \sigma_{max} < 0$$

Siendo σ_1 la tensión en el pie de aguas arriba de la presa, y σ_2 el incremento máximo de tensión entre el pie de aguas arriba y aguas abajo de la presa.

- **Compresión mínima en el pie de aguas arriba:** para garantizar que no existen tracciones en el pie de aguas arriba de la presa, se exige que haya una compresión mínima σ_{\min} en dicho punto.

De esta forma la tercera restricción deberá de garantizar que:

$$\sigma_{\min} - \sigma_1 < 0$$

- **Altura de la presa por encima del nivel del agua:** la cuarta restricción garantiza que la altura de la presa estará por encima del nivel del agua cuando el embalse está lleno (NMN):

$$(NMN - Cota_{\text{cim}} + y_6) - ((NMN - Cota_{\text{cim}} + y_6) + h) < 0$$

Lo que garantiza que $h > 0$

- **Contrapendiente de la presa:** la quinta restricción garantiza que la contrapendiente de la presa es positiva:

$$cy_6 - cy_1 < 0$$

En matlab:

```
%Restricciones

if k==1
Td= N*tan(phi)/F_Phi_inef+Coh*b/Kc_inef; %Fuerza necesaria para
vencer el rozamiento con coef. de drenes ineficaces
else
Td= N*tan(phi)/F_Phi_efi+Coh*b/Kc_efi; %Fuerza necesaria para
vencer el rozamiento con coef. de drenes eficaces
end

g_Rest1= T-Td; %Estabilidad frente al
DESLIZAMIENTO
g_Rest2= (S_A+S_B)-Smax; %Compresión en el pie Aguas
Abajo menor que el máximo admitido
g_Rest3= Smin-S_A; %Compresión en el pie Aguas
Arriba mayor que el valor mínimo
g_Rest4= (NMN-Cota_cim)-((NMN-Cota_cim)+h); %Altura de presa
por encima del nivel del agua
g_Rest5= cy6-cy1; %La coordenada y6 tiene que
ser más baja que y1
```

OPTIMIZACIÓN:

El mecanismo de optimización utilizado en este estudio se lleva a cabo mediante el proceso de Fuerza Bruta de tal forma que el programa realiza una búsqueda exhaustiva para encontrar un valor mínimo de la función coste.

En primer lugar se define un rango de valores y un paso para cada variable que se desea optimizar, de tal forma que el programa comprobará todos los posibles resultados combinando las distintas variables en su rango de valores, y con el paso indicado.

EN EL CASO DE QUE SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

- m: [0, 1,5] con un paso de 0,02
- n: [- 0,20 , 0,80] con un paso de 0,02
- i: [0 , 0,10] con un paso de 0,01
- h: [0 , 10] con un paso de 0,20

EN EL CASO DE QUE NO SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

- m: [0, 1,5] con un paso de 0,02
- n: [0 , 0,80] con un paso de 0,02
- i: [0 , 0,10] con un paso de 0,01
- h: [0 , 10] con un paso de 0,20

A continuación vamos a crear una variable denominada “restriccion” que recoge todas las restricciones formuladas en el programa de tal forma que sólo se verifica si se cumplen todas y cada una de las restricciones.

En caso de que se cumpla la variable “restriccion”, el programa entra en un bucle para calcular el coste de la siguiente manera:

- Si se cumple la función restricción, el coste de la presa vendrá definido por la función coste, anteriormente mencionada:

```
if restriccion
    coste=f_coste;
```

- Si el coste calculado es menor que el óptimo, el nuevo valor de óptimo pasará a ser el del coste, y se actualizará el índice que define las variables a optimizar:

```

    if coste<Optimo
        Optimo=coste;
        indice=[n,m,i,h];
    end
end

```

De esta manera el programa elige la combinación de variables que dan el menor coste posible.

En matlab:

```

Optimo=1000000000000; %Valor inicial del óptimo
indice=0; %Valor inicial del índice

```

EN EL CASO DE QUE SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

```

for m=0:0.02:1.5 %Rango y paso de la variable a optimizar m
    for n=-0.2:0.02:0.8 %Rango y paso de la variable a optimizar
n
        for i=0:0.01:0.1 %Rango y paso de la variable a
optimizar i
            for h=0:0.2:10 %Rango y paso de la variable a
optimizar h

```

EN EL CASO DE QUE NO SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

```

for m=0:0.02:1.5 %Rango y paso de la variable a optimizar m
    for n=0:0.02:0.8 %Rango y paso de la variable a optimizar n
        for i=0:0.01:0.1 %Rango y paso de la variable a
optimizar i
            for h=0:0.2:10 %Rango y paso de la variable a
optimizar h

```

```

restriccion=
(g_Rest1<0) & (g_Rest2<0) & (g_Rest3<0) & (g_Rest4<0) & (g_Re
st5<0);      %Variable lógica que sea cierta solo si
se verifican todas las restricciones

if restriccion
    coste=f_coste;    %Cálculo del coste

    if coste<Optimo  %En este caso mejoramos

        Optimo=coste;    %Actualizamos el coste con el
nuevo parámetro

        indice=[n,m,i,h]; %Actualizo el índice en el
que está el óptimo

        end
    end
end
end
end
end
end
end

```

RESULTADOS:

A continuación vamos a mostrar los resultados obtenidos para el caso accidental de drenes ineficaces ($k=1$) y para el caso de drenes totalmente eficaces ($k=0$), pudiendo obtenerse resultados para cualquier otro valor del grado de eficacia de drenes “ k ” deseado por el usuario del programa.

En el apartado “7. Papel de los parámetros relevantes en el diseño optimizado” se estudia la optimización del diseño para los distintos valores de “ k ”.

EN EL CASO DE QUE SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

- **Caso accidental de drenes ineficaces:** para el caso de drenes ineficaces ($k=1$), los resultados obtenidos son los siguientes:

Coste Total de construcción de la presa por metro lineal:

$$\text{Coste Total} = 106.770,00 \text{ €/ml}$$

Talud del paramento de aguas arriba:

$$n = - 0,14$$

Talud del paramento de aguas abajo:

$$m = 0,70$$

Contrapendiente del terreno:

$$i = 0,03$$

Cota del vértice resistente con respecto a NMN:

$$h = 9,40 \text{ m}$$

En matlab:

```
>> Optimo
```

```
Optimo =
```

```
1.0677e+05
```

```
>> indice
```

indice =

-0.1400 0.7000 0.0300 9.4000

- **Caso de drenes totalmente eficaces:** los resultados obtenidos para un grado de eficacia total de los drenes ($k=0$) son:

Coste Total de construcción de la presa por metro lineal:

Coste Total = 90.811,00 €/ml

Talud del paramento de aguas arriba:

n = - 0,04

Talud del paramento de aguas abajo:

m = 0,70

Contrapendiente del terreno:

i = 0,01

Cota del vértice resistente con respecto a NMN:

h = 0,80m

En matlab:

```
>> Optimo
```

```
Optimo =
```

```
9.0811e+04
```

```
>> indice
```

```
indice =
```

```
-0.0400 0.7000 0.0100 0.8000
```

EN EL CASO DE QUE NO SE PERMITA DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

- **Caso accidental de drenes ineficaces:** para el caso de drenes ineficaces ($k=1$), los resultados obtenidos son los siguientes:

Coste Total de construcción de la presa por metro lineal:

$$\text{Coste Total} = 109.980,00 \text{ €/ml}$$

Talud del paramento de aguas arriba:

$$n = 0,00$$

Talud del paramento de aguas abajo:

$$m = 0,82$$

Contrapendiente del terreno:

$$i = 0,01$$

Cota del vértice resistente con respecto a NMN:

$$h = 0,60 \text{ m}$$

En matlab:

```
>> Optimo
```

```
Optimo =
```

```
1.0998e+05
```

```
>> indice
```

```
indice =
```

```
0 0.8200 0.0100 0.6000
```

- **Caso de drenes totalmente eficaces:** los resultados obtenidos para un grado de eficacia total de los drenes ($k=0$) son:

Coste Total de construcción de la presa por metro lineal:

$$\text{Coste Total} = 91.280,00 \text{ €/ml}$$

Talud del paramento de aguas arriba:

$$n = 0,00$$

Talud del paramento de aguas abajo:

$$m = 0,68$$

Contrapendiente del terreno:

$$i = 0,01$$

Cota del vértice resistente con respecto a NMN:

$$h = 0,20 \text{ m}$$

En matlab:

```
>> Optimo
```

```
Optimo =
```

```
9.1280e+04
```

```
>> indice
```

```
indice =
```

```
0 0.6800 0.0100 0.2000
```

ANEXO IV: RESULTADOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA DE OPTIMIZACIÓN DE LA SECCIÓN TIPO DE LA PRESA AL VARIAR ALGUNOS DE LOS PARÁMETROS RELEVANTES EN EL DISEÑO

En el siguiente anexo se especifican los resultados obtenidos en el programa de optimización al variar algunos de los parámetros relevantes en el diseño como son la altura de la presa H , y el ángulo de rozamiento suelo-cimiento ϕ .

Los resultados obtenidos nos servirán para estudiar el efecto de las variables libres, y con ello estimar los valores óptimos en función de las características de la presa y su entorno.

**Este estudio se realizará únicamente para el caso accidental de drenes ineficaces*

**CASO I: SECCIÓN DE LA PRESA PERMITIENDO DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA, Y
DESPRECIANDO LA INFLUENCIA DEL CASTILLETE DE CORONACIÓN:**

TABLAS DE RESULTADOS PARA H=cte:

H=30 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	-0,08	0,58	0,1	9,8	0,5	0,32666667
	38	-0,1	0,6	0,08	9,6	0,5	0,32
	40	-0,1	0,6	0,06	9,4	0,5	0,31333333
	42	-0,1	0,6	0,02	9,4	0,5	0,31333333
	43	-0,1	0,62	0,01	8,6	0,52	0,28666667
	44	-0,1	0,62	0,01	8,6	0,52	0,28666667
	45	-0,1	0,62	0,01	8,6	0,52	0,28666667
	46	-0,1	0,62	0,01	8,6	0,52	0,28666667

H=60 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,04	0,64	0,08	9,8	0,68	0,16333333
	38	0	0,66	0,07	10	0,66	0,16666667
	40	-0,02	0,68	0,05	9,6	0,66	0,16
	42	0	0,68	0,01	8,8	0,68	0,14666667
	43	-0,04	0,7	0,01	9,4	0,66	0,15666667
	44	-0,06	0,7	0,01	10	0,64	0,16666667
	45	-0,08	0,72	0,01	9,8	0,64	0,16333333
	46	-0,1	0,74	0,01	9,6	0,64	0,16

H=90 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,08	0,68	0,08	8,6	0,76	0,09555556
	38	0,12	0,64	0,02	9,6	0,76	0,10666667
	40	0,12	0,7	0,01	5	0,82	0,05555556
	42	0,02	0,7	0,01	10	0,72	0,11111111
	43	0	0,74	0,01	8,2	0,74	0,09111111
	44	-0,06	0,76	0,02	10	0,7	0,11111111
	45	-0,06	0,78	0,01	8,6	0,72	0,09555556
	46	-0,1	0,8	0,01	9,6	0,7	0,10666667

H=150 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,14	0,74	0,08	2	0,88	0,01333333
	38	0,14	0,72	0,05	5,2	0,86	0,03466667
	40	0,12	0,7	0,01	7,4	0,82	0,04933333
	42	0,06	0,74	0,01	7,4	0,8	0,04933333
	43	0,02	0,76	0,01	8,8	0,78	0,05866667
	44	0	0,8	0,01	6,2	0,8	0,04133333
	45	-0,04	0,8	0,01	9,4	0,76	0,06266667
	46	-0,06	0,86	0,01	5,2	0,8	0,03466667

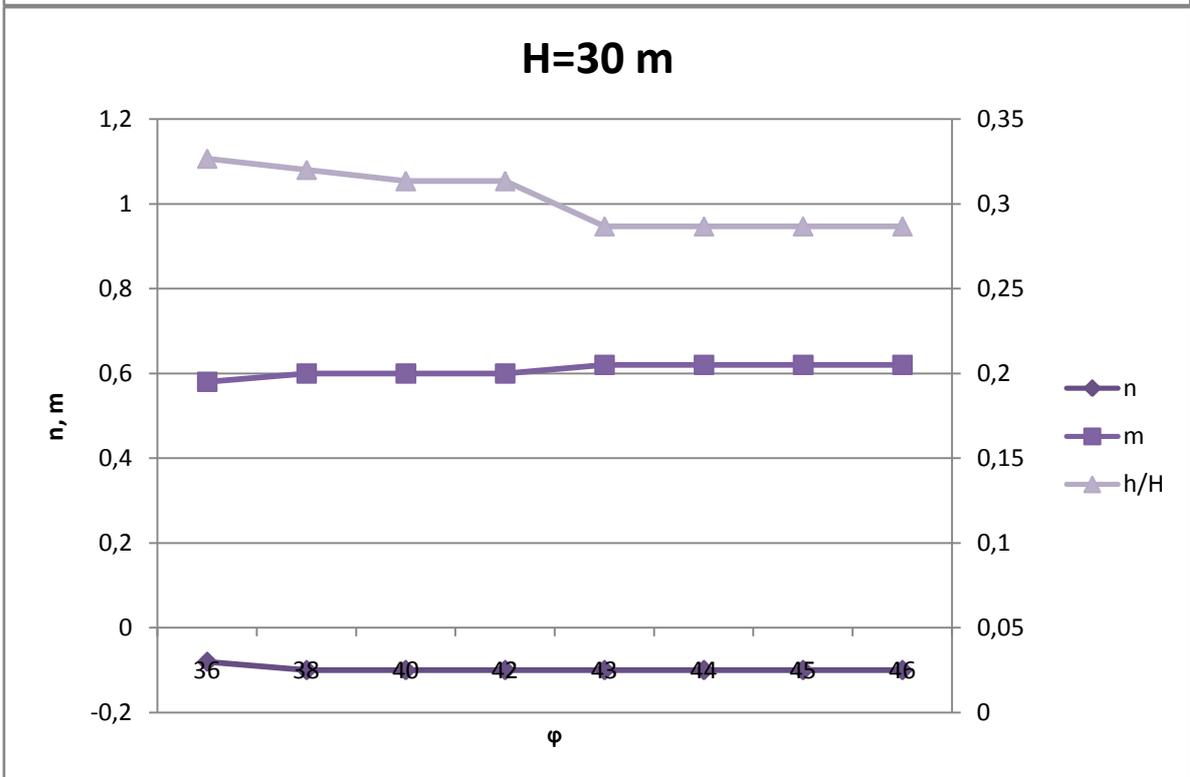
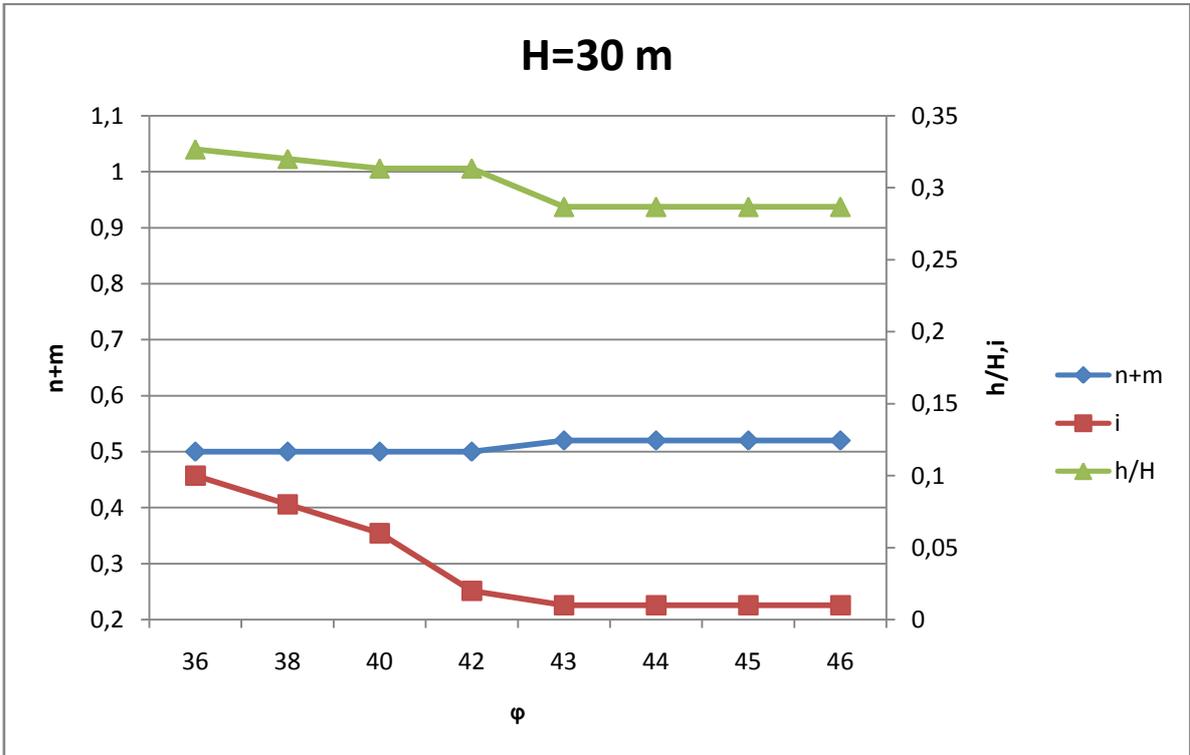
H=200 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,14	0,86	0,03	1,6	1	0,008
	38	0,12	0,86	0,02	0,2	0,98	0,001
	40	0,08	0,86	0,01	1,6	0,94	0,008
	42	0,04	0,88	0,01	0,2	0,92	0,001
	43	0,02	0,88	0,01	0,6	0,9	0,003
	44	-0,04	0,88	0,01	6,6	0,84	0,033
	45	-0,04	0,9	0,01	2,4	0,86	0,012
	46	-0,06	0,92	0,01	1	0,86	0,005

H=250 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,1	0,98	0,01	1,6	1,08	0,0064
	38	0,06	0,98	0,01	0,6	1,04	0,0024
	40	0	1	0,01	1,6	1	0,0064
	42	-0,06	1	0,01	5	0,94	0,02
	43	-0,06	1,02	0,01	0,2	0,96	0,0008
	44	-0,1	1,04	0,01	1,6	0,94	0,0064
	45	-0,1	1,04	0,01	0,2	0,94	0,0008
	46	-0,1	1,04	0,01	0,2	0,94	0,0008

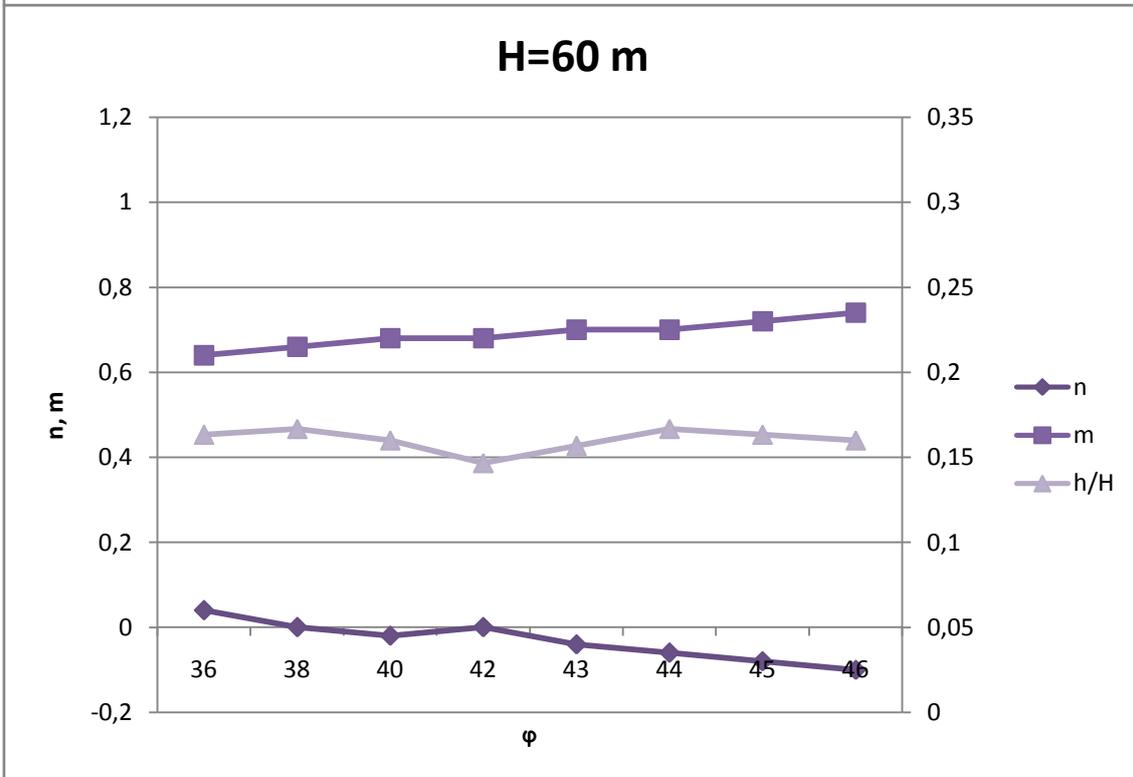
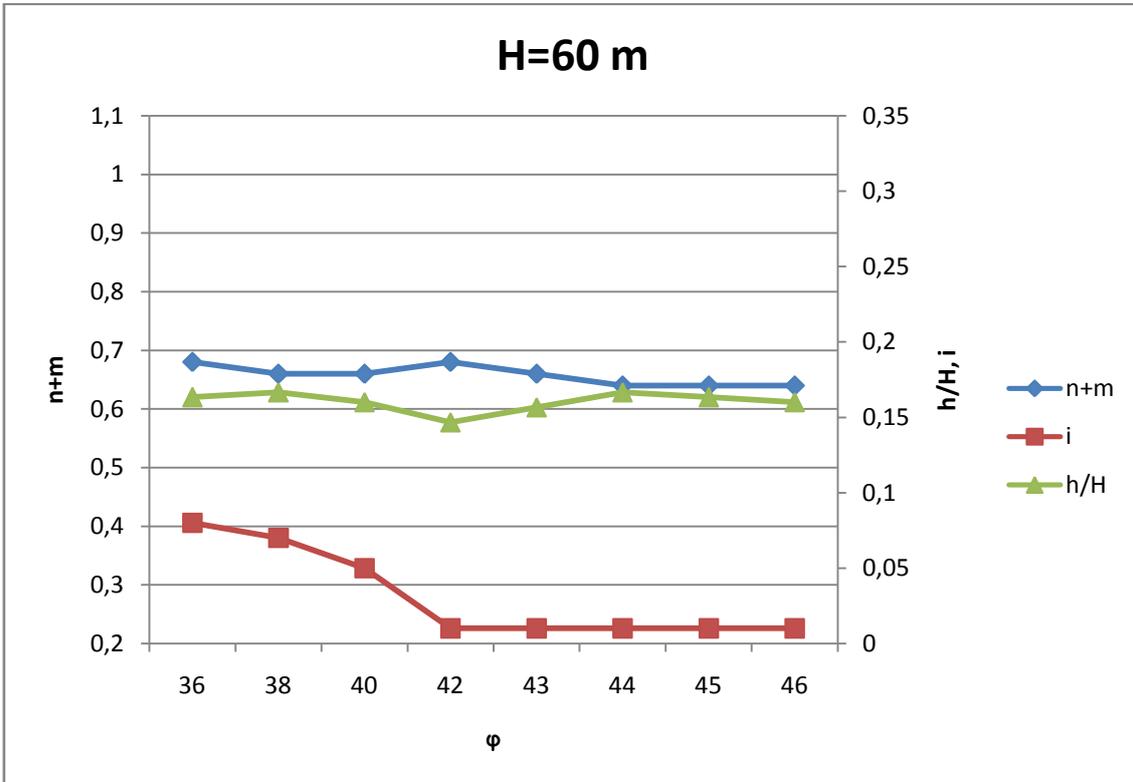
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS RESULTADOS PARA H = cte:

A continuación se representan gráficamente las tablas de resultados obtenidas para una altura de presa constante, de tal forma que nos permitan ver la evolución de los parámetros en estudio a medida que vamos variando el ángulo de rozamiento suelo-cimiento, ϕ .

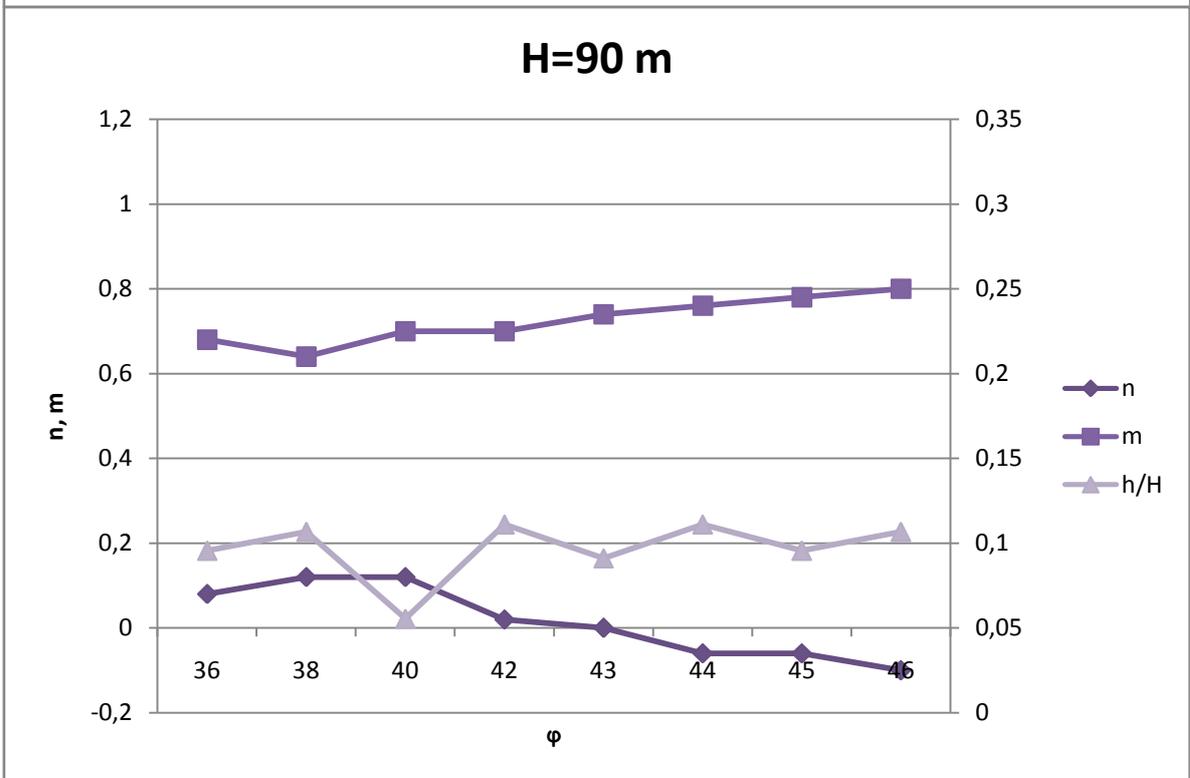
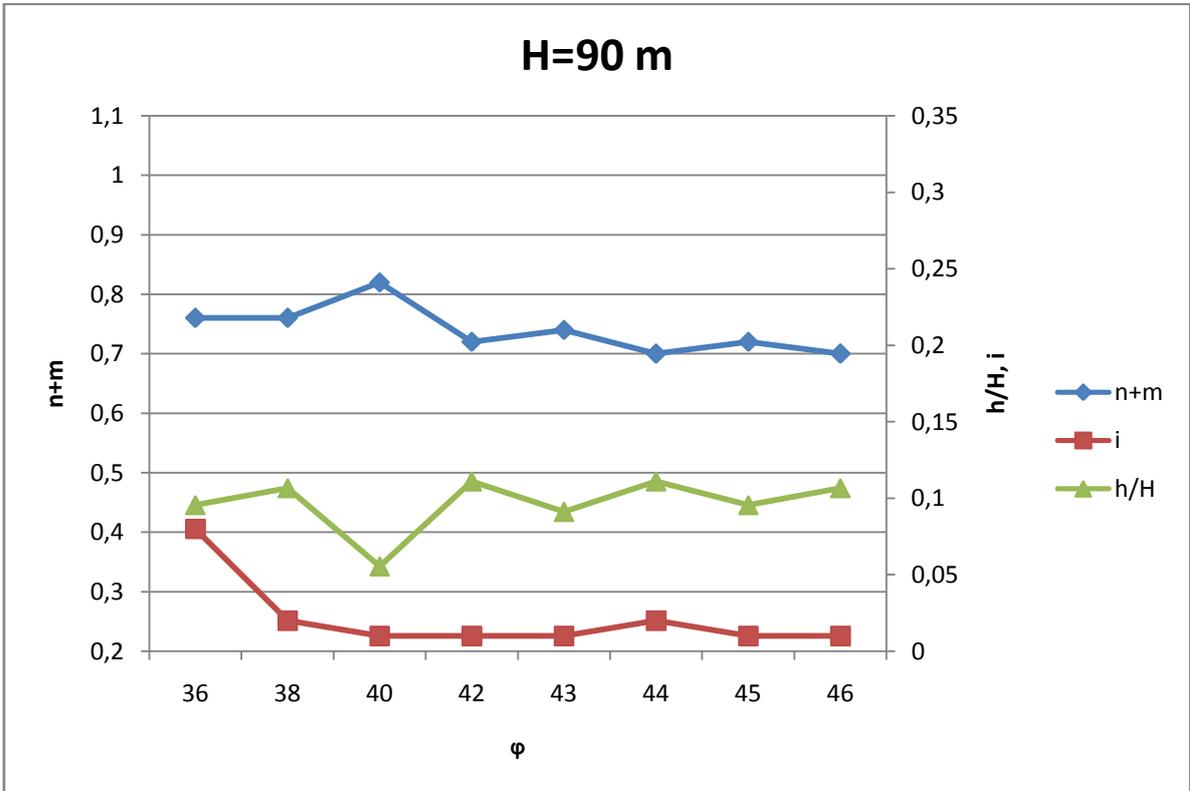
H = 30 m:



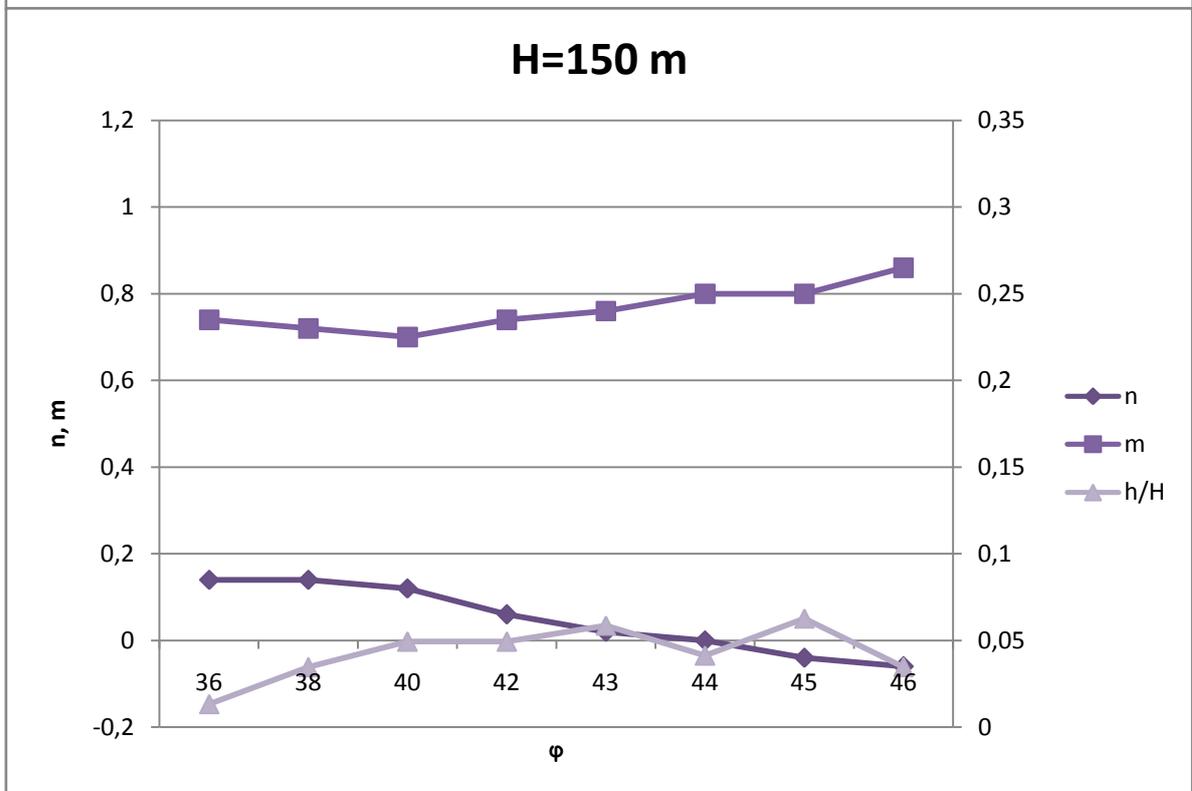
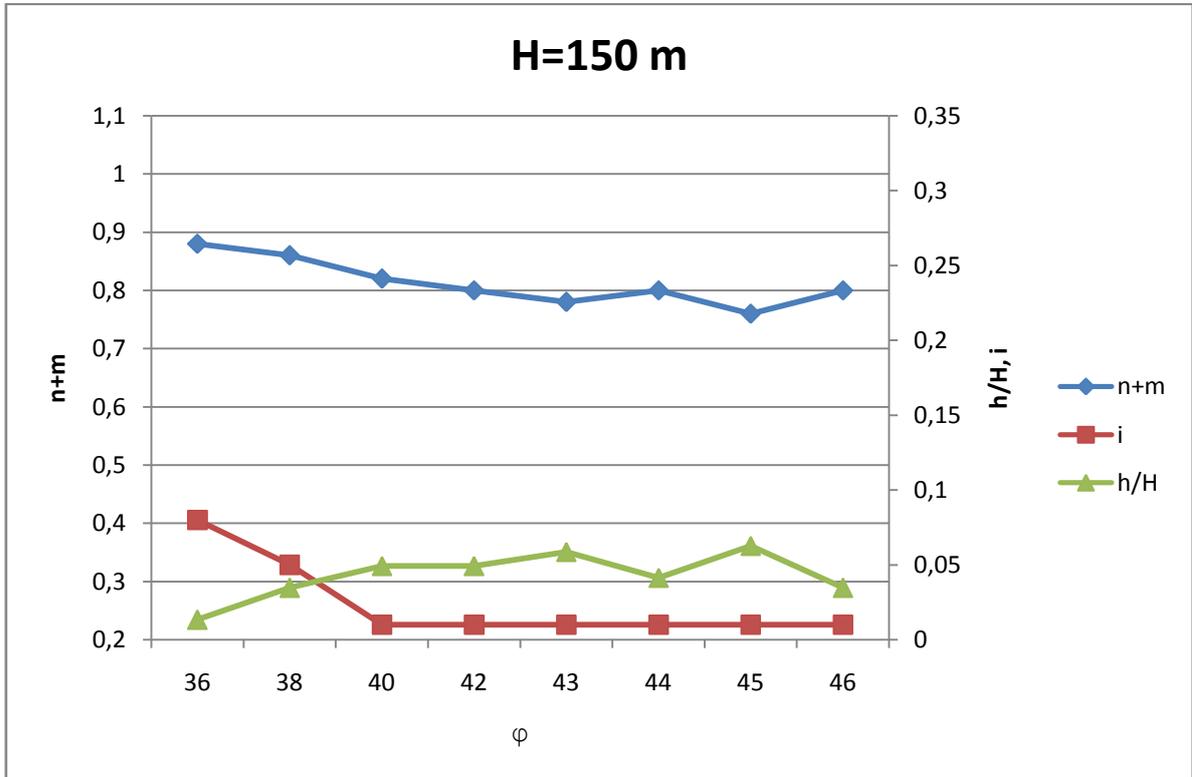
H = 60 m:



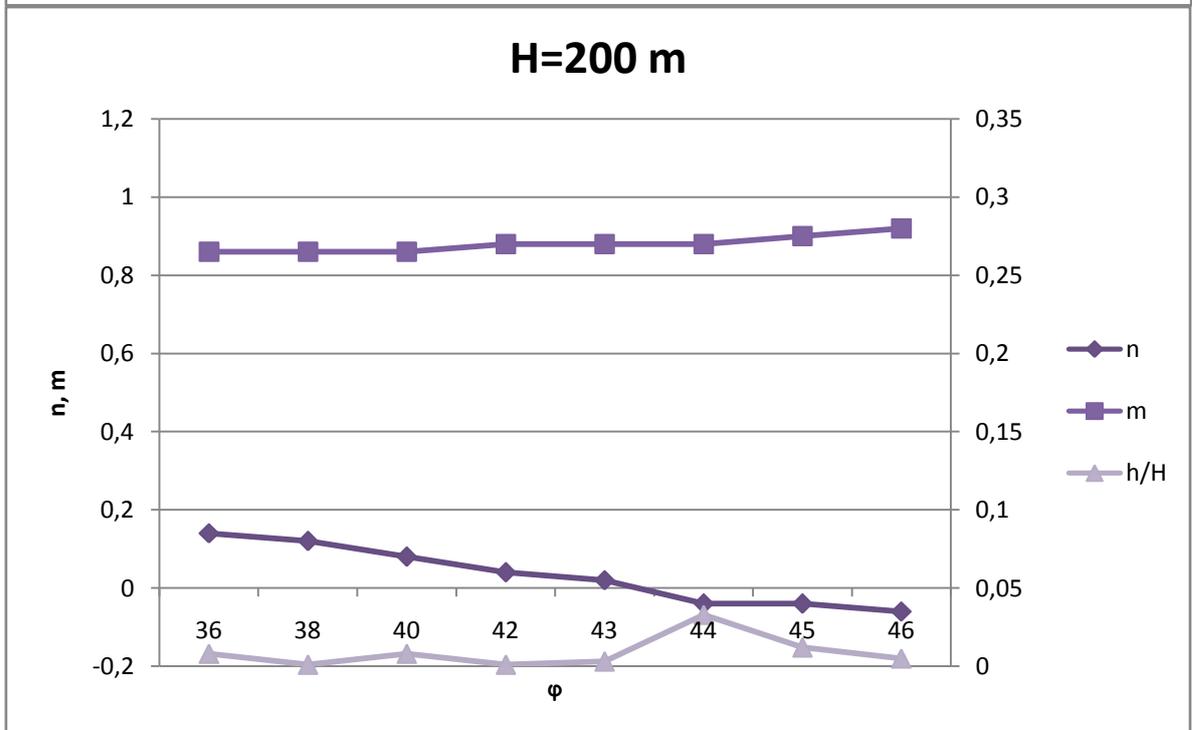
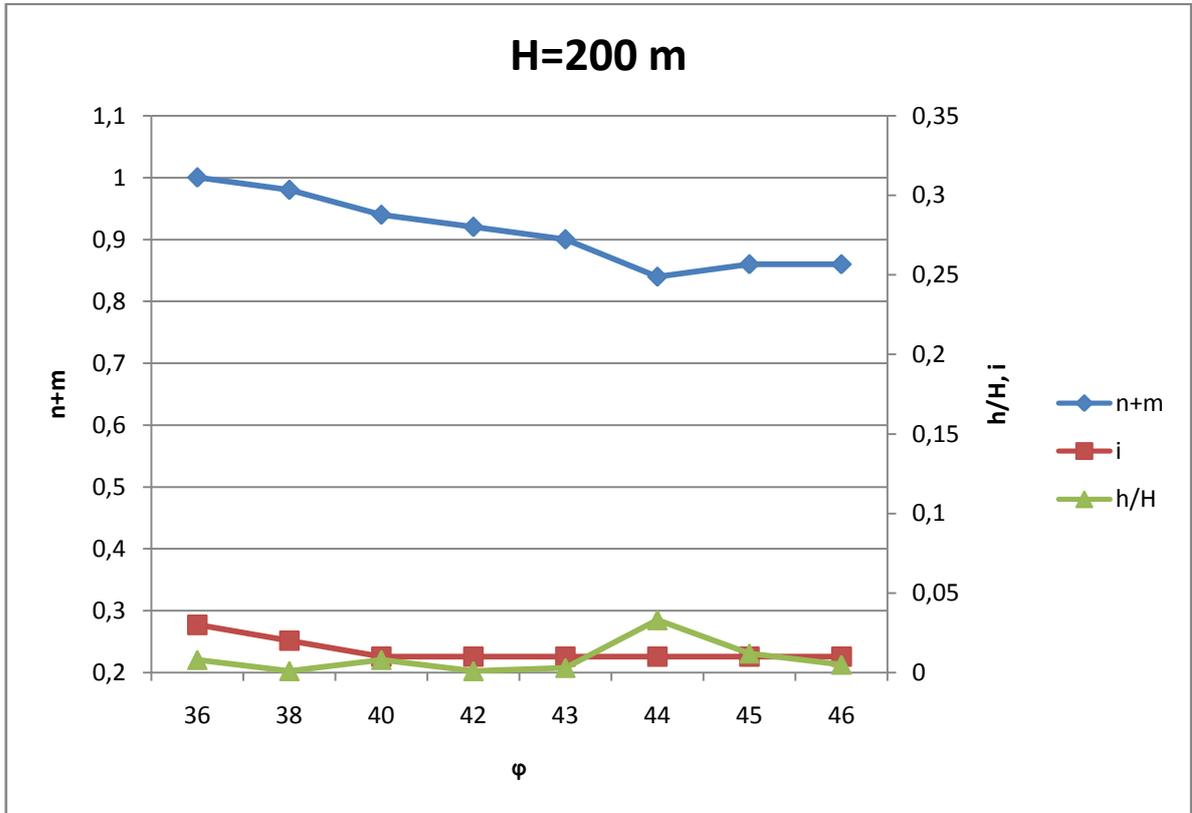
H = 90 m:



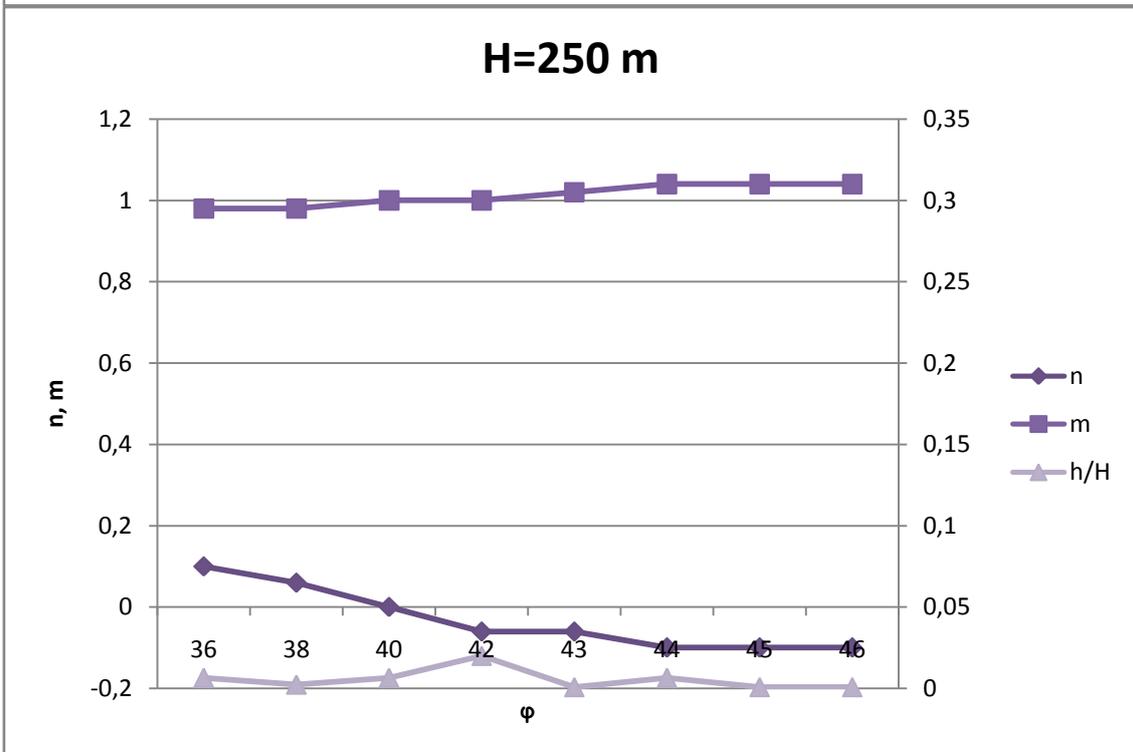
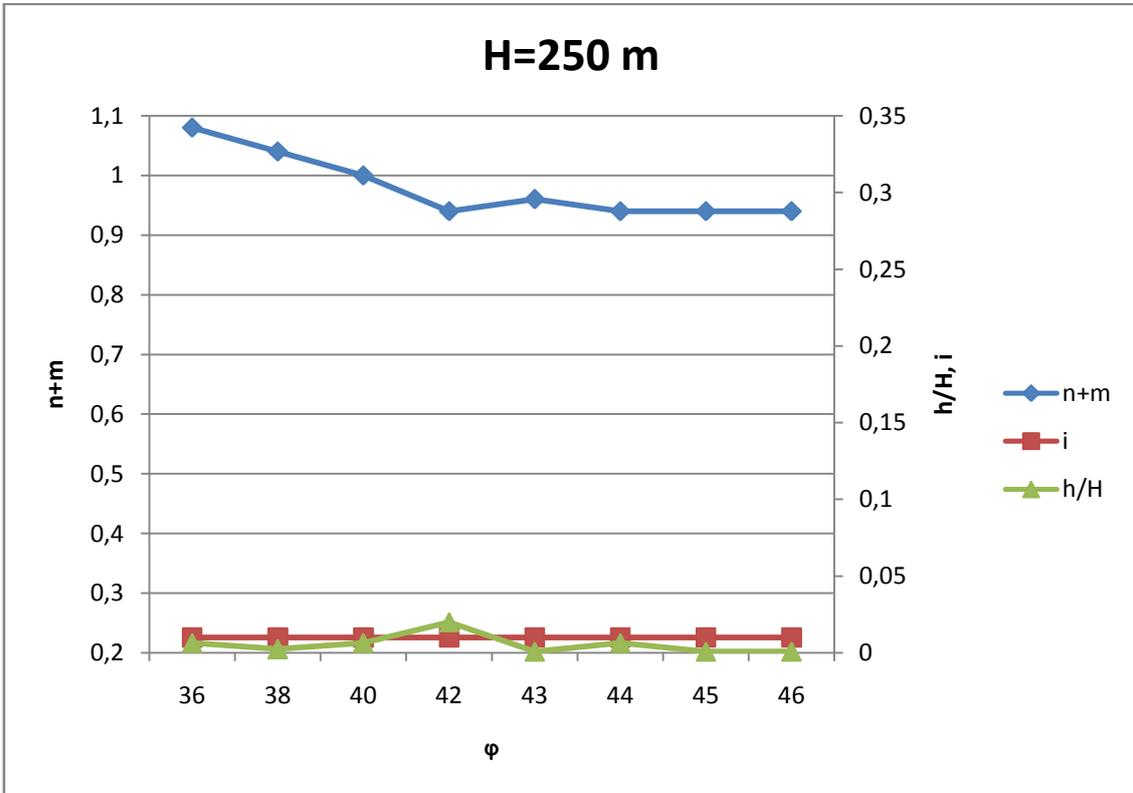
H = 150 m:



H = 200 m:



H = 250 m:



TABLAS DE RESULTADOS PARA $\phi = \text{cte}$:

$\phi = 36^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	-0,08	0,58	0,1	9,8	0,5	0,32666667
	60	0,04	0,64	0,08	9,8	0,68	0,16333333
	90	0,08	0,68	0,08	8,6	0,76	0,09555556
	150	0,14	0,74	0,08	2	0,88	0,01333333
	200	0,14	0,86	0,03	1,6	1	0,008
	250	0,1	0,98	0,01	1,6	1,08	0,0064

$\phi = 38^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	-0,1	0,6	0,08	9,6	0,5	0,32
	60	0	0,66	0,07	10	0,66	0,16666667
	90	0,12	0,64	0,02	9,6	0,76	0,10666667
	150	0,14	0,72	0,05	5,2	0,86	0,03466667
	200	0,12	0,86	0,02	0,2	0,98	0,001
	250	0,06	0,98	0,01	0,6	1,04	0,0024

$\phi = 40^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	-0,1	0,6	0,06	9,4	0,5	0,31333333
	60	-0,02	0,68	0,05	9,6	0,66	0,16
	90	0,12	0,7	0,01	5	0,82	0,05555556
	150	0,12	0,7	0,01	7,4	0,82	0,04933333
	200	0,08	0,86	0,01	1,6	0,94	0,008
	250	0	1	0,01	1,6	1	0,0064

$\phi = 42^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	-0,1	0,6	0,02	9,4	0,5	0,31333333
	60	0	0,68	0,01	8,8	0,68	0,14666667
	90	0,02	0,7	0,01	10	0,72	0,11111111
	150	0,06	0,74	0,01	7,4	0,8	0,04933333
	200	0,04	0,88	0,01	0,2	0,92	0,001
	250	-0,06	1	0,01	5	0,94	0,02

$\phi = 43^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	-0,1	0,62	0,01	8,6	0,52	0,28666667
	60	-0,04	0,7	0,01	9,4	0,66	0,15666667
	90	0	0,74	0,01	8,2	0,74	0,09111111
	150	0,02	0,76	0,01	8,8	0,78	0,05866667
	200	0,02	0,88	0,01	0,6	0,9	0,003
	250	-0,06	1,02	0,01	0,2	0,96	0,0008

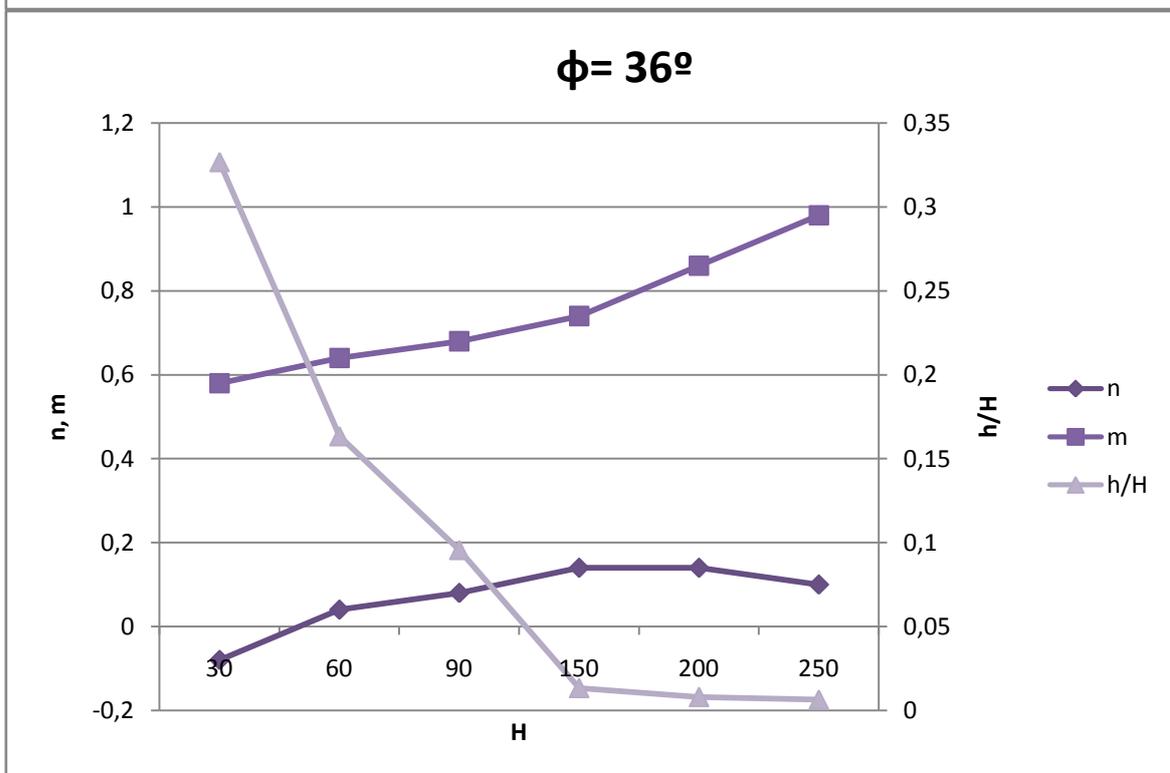
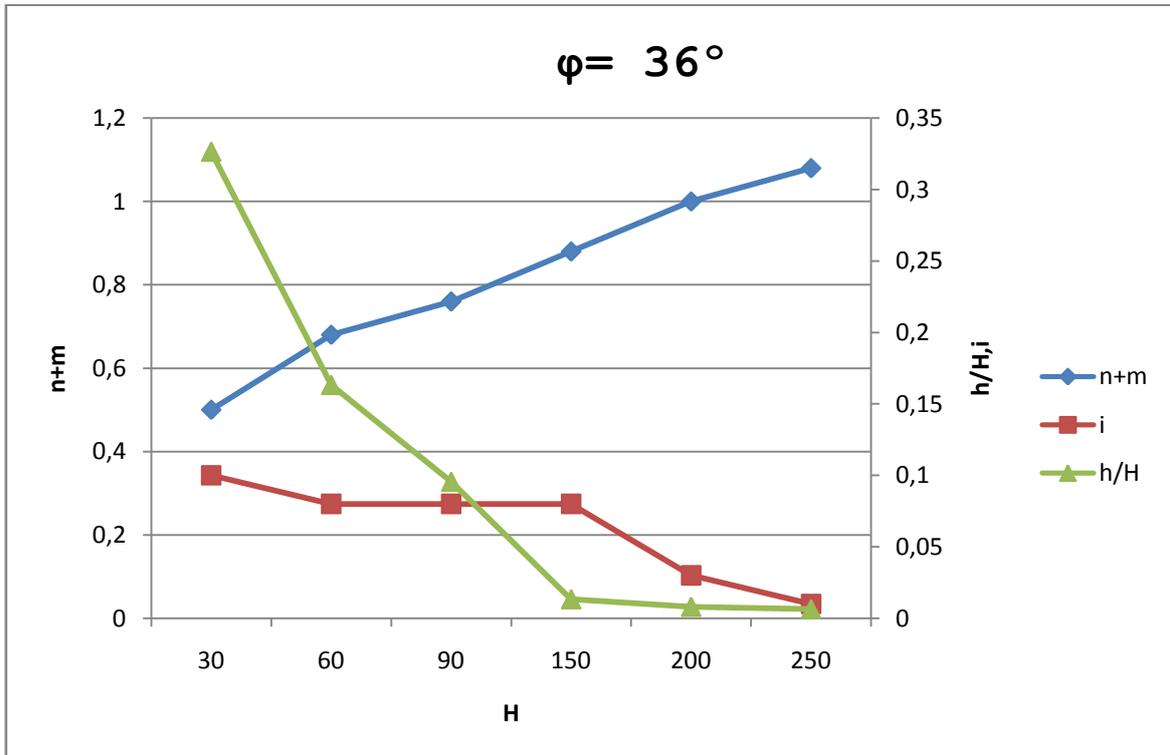
$\phi = 44^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	-0,1	0,62	0,01	8,6	0,52	0,28666667
	60	-0,06	0,7	0,01	10	0,64	0,16666667
	90	-0,06	0,76	0,02	10	0,7	0,11111111
	150	0	0,8	0,01	6,2	0,8	0,04133333
	200	-0,04	0,88	0,01	6,6	0,84	0,033
	250	-0,1	1,04	0,01	1,6	0,94	0,0064

$\phi = 45^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	-0,1	0,62	0,01	8,6	0,52	0,28666667
	60	-0,08	0,72	0,01	9,8	0,64	0,16333333
	90	-0,06	0,78	0,01	8,6	0,72	0,09555556
	150	-0,04	0,8	0,01	9,4	0,76	0,06266667
	200	-0,04	0,9	0,01	2,4	0,86	0,012
	250	-0,1	1,04	0,01	0,2	0,94	0,0008

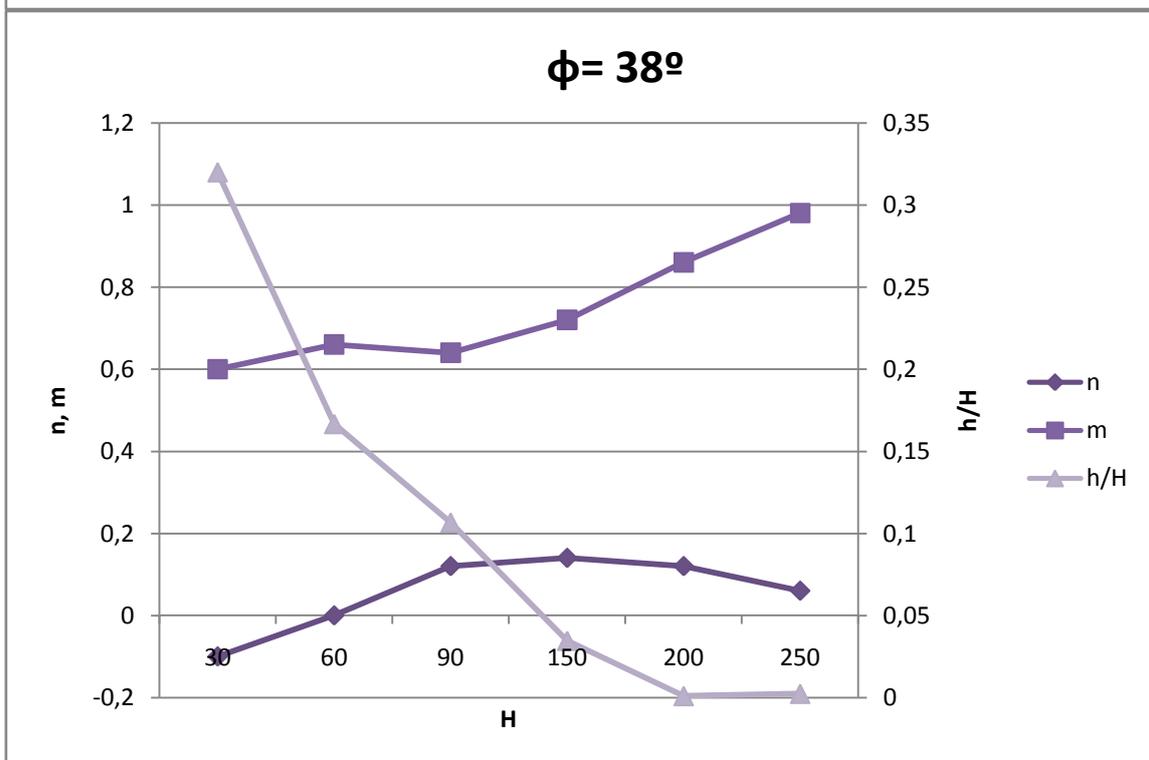
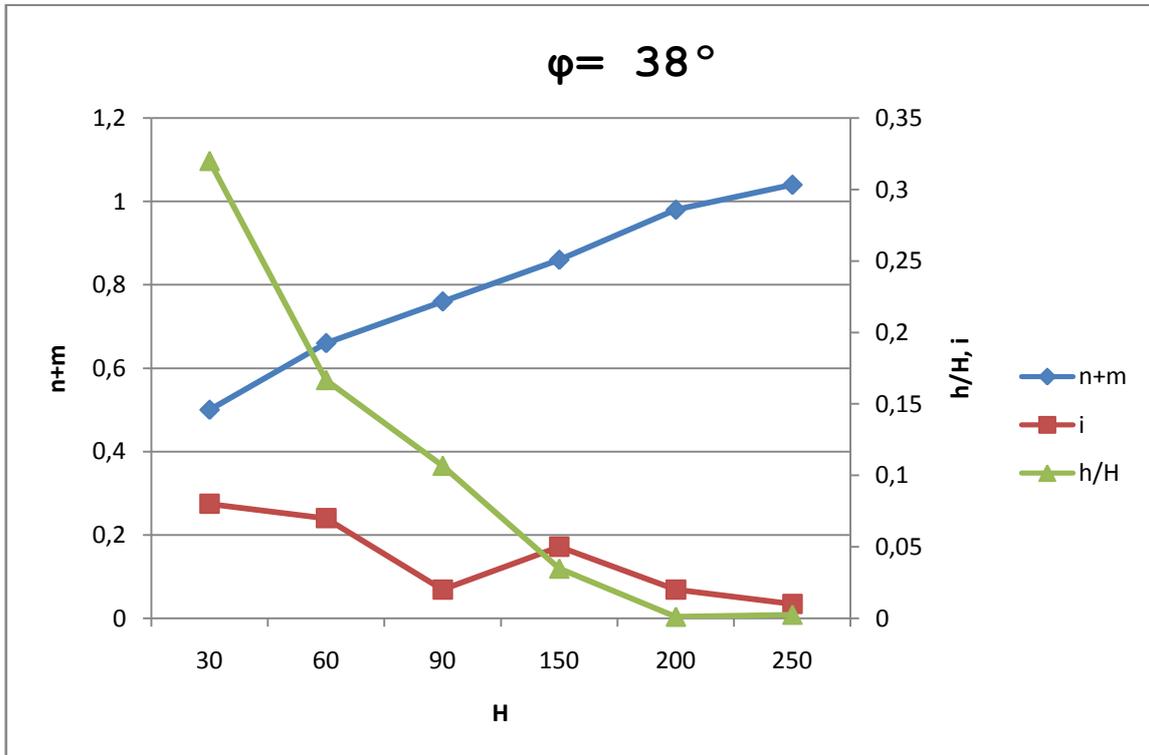
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS RESULTADOS PARA $\phi = \text{cte}$:

A continuación se representan gráficamente las tablas de resultados obtenidas para unas características de ángulo de rozamiento suelo-cimiento constante, de tal forma que nos permitan ver la evolución de los parámetros en estudio a medida que vamos variando la altura de la presa, H .

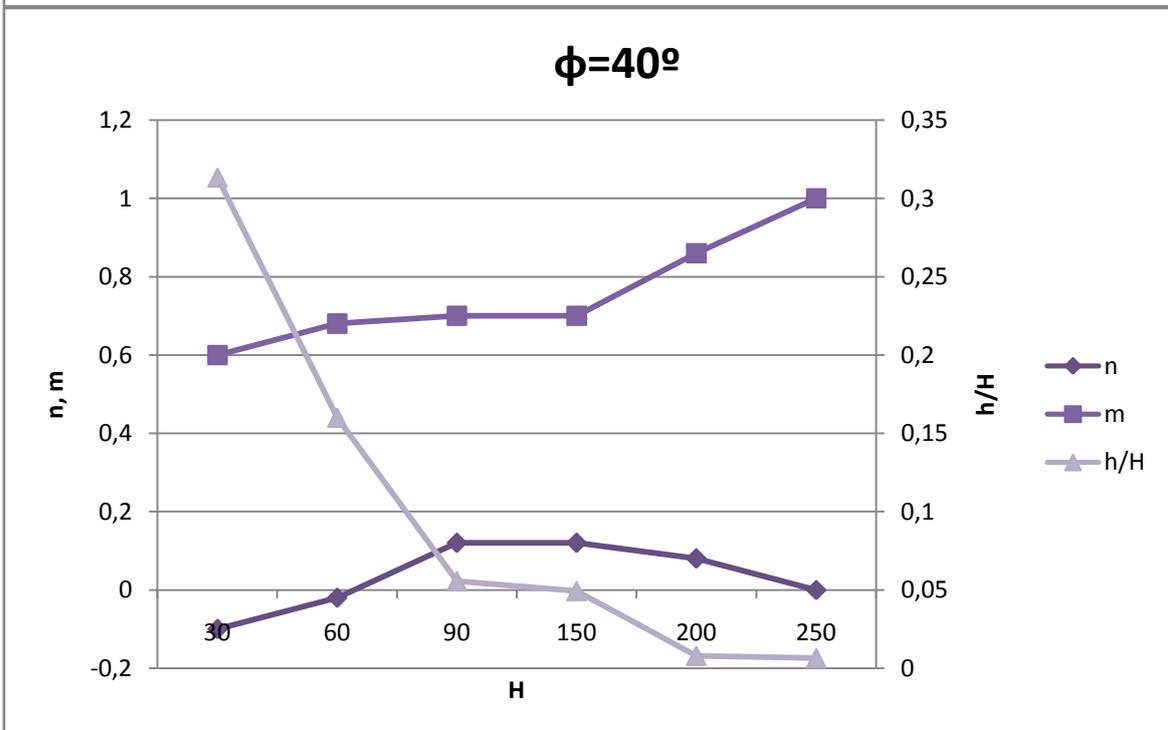
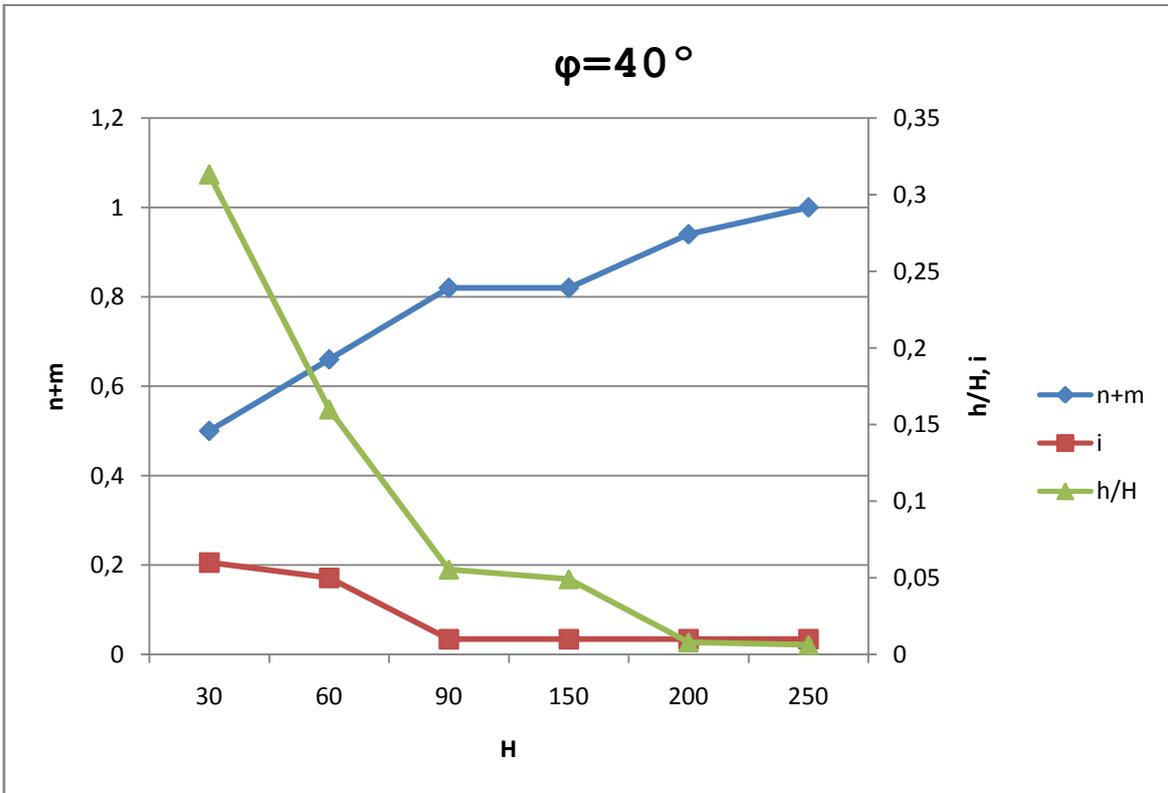
$\varphi = 36^\circ$:



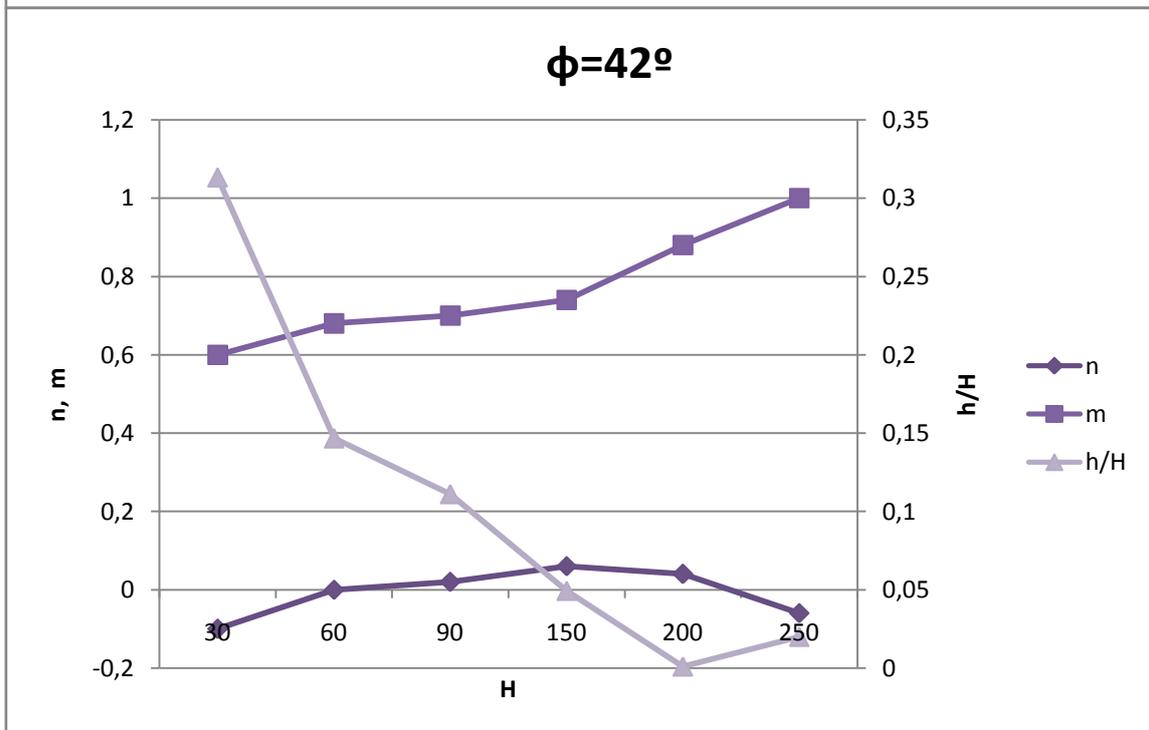
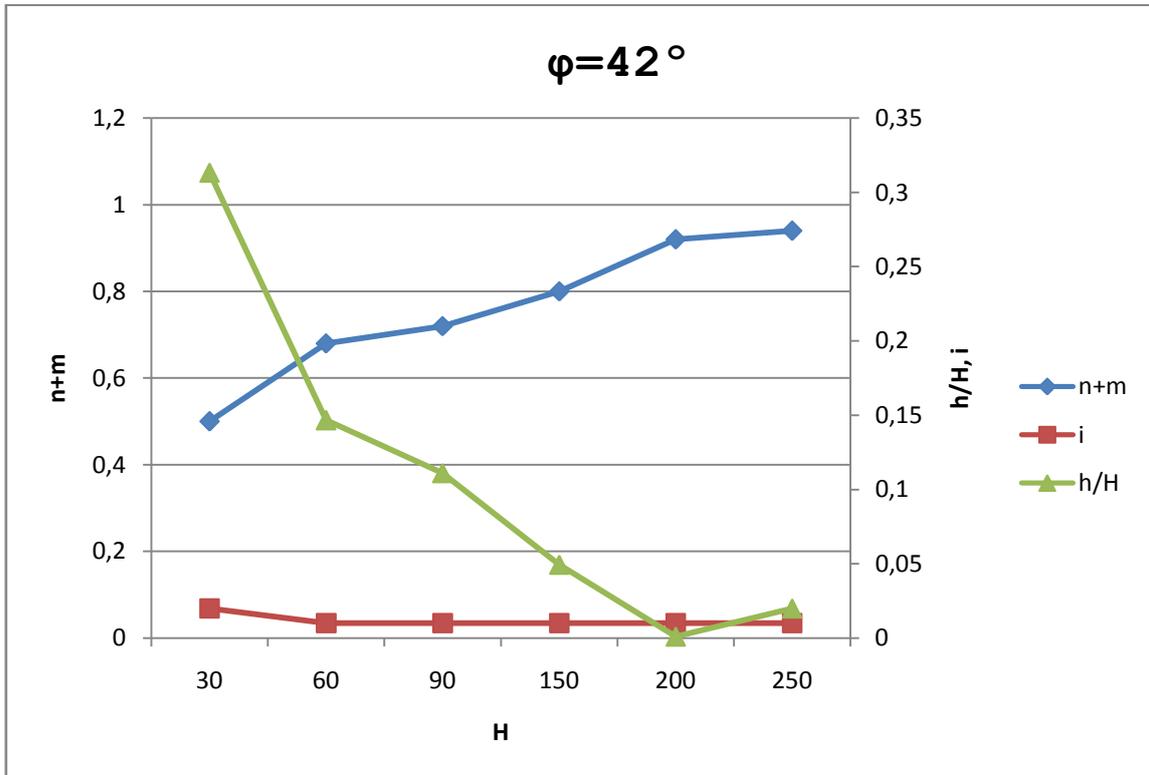
$\varphi = 38^\circ$:



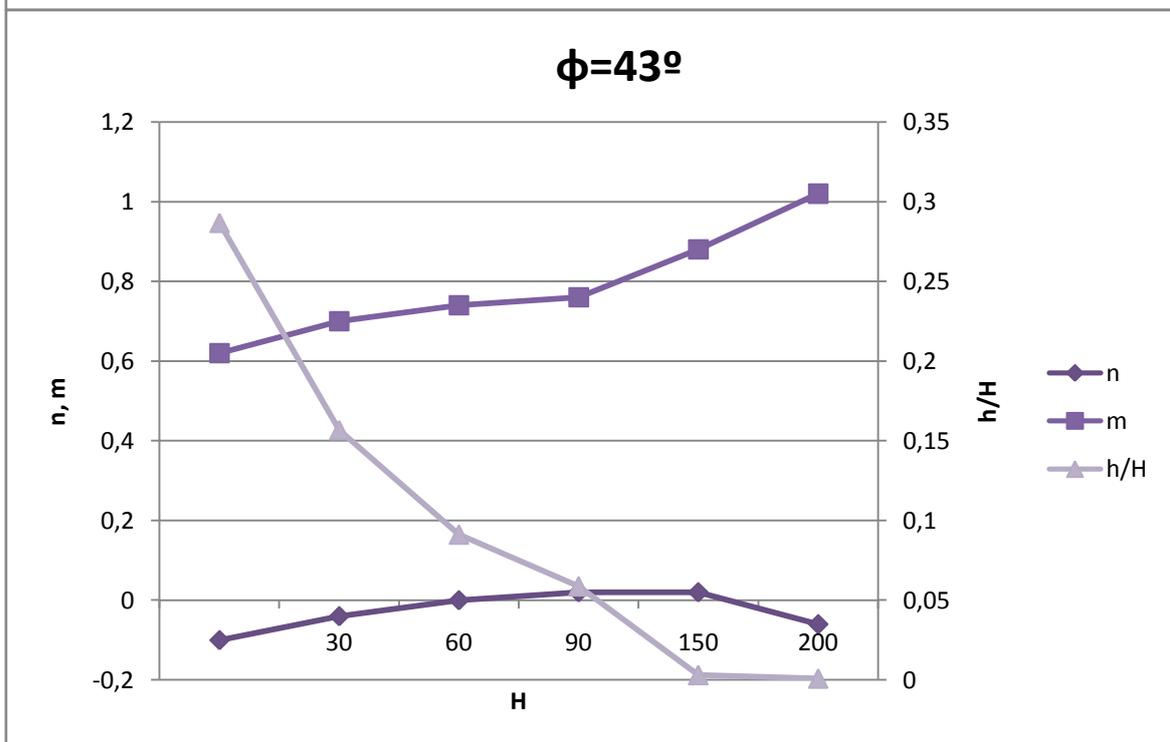
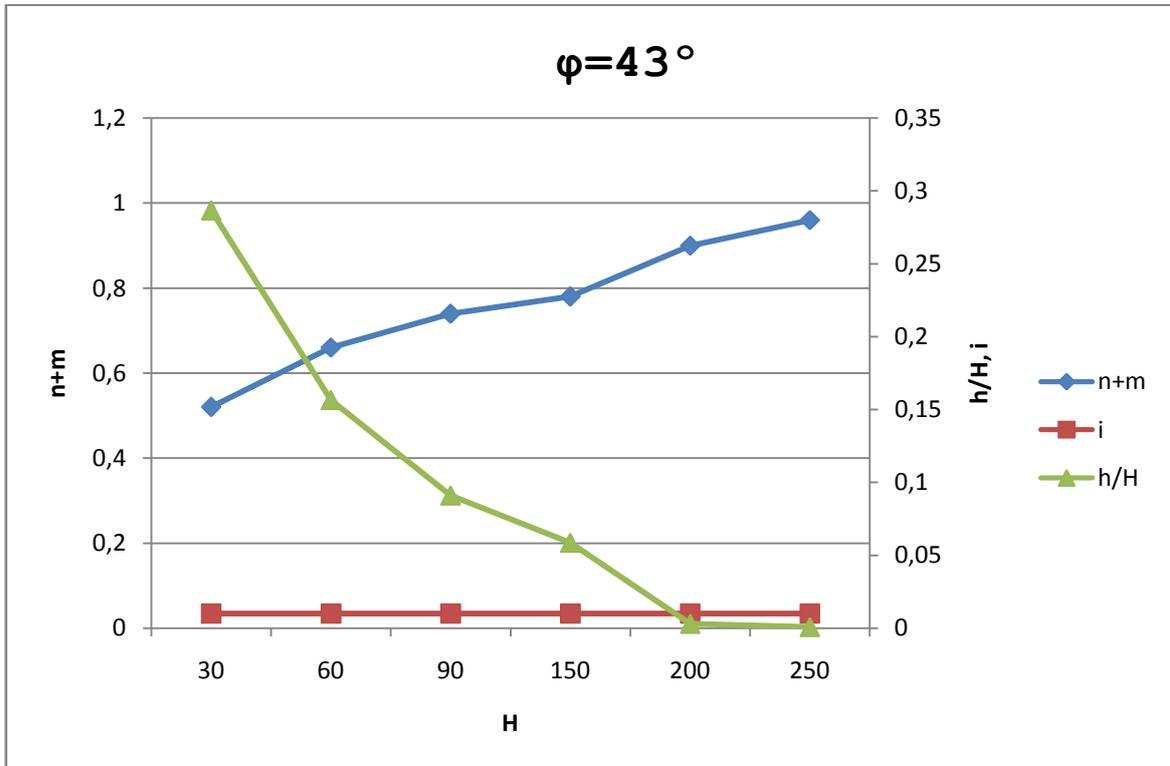
$\varphi = 40^\circ$:



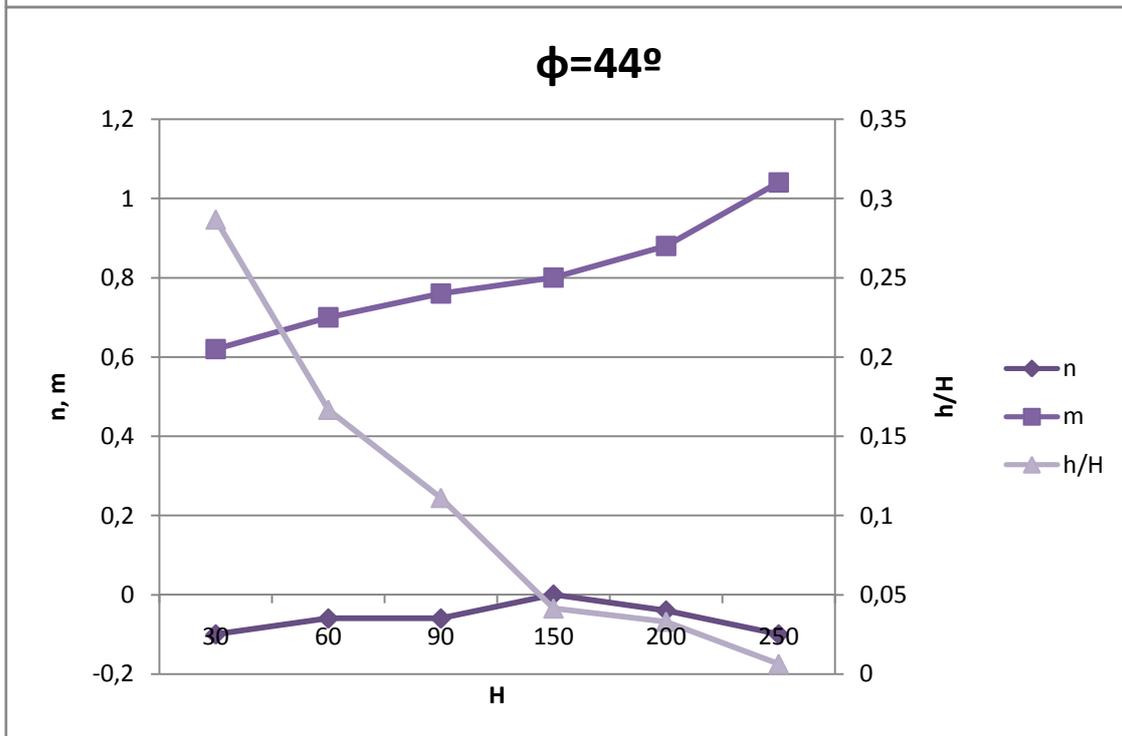
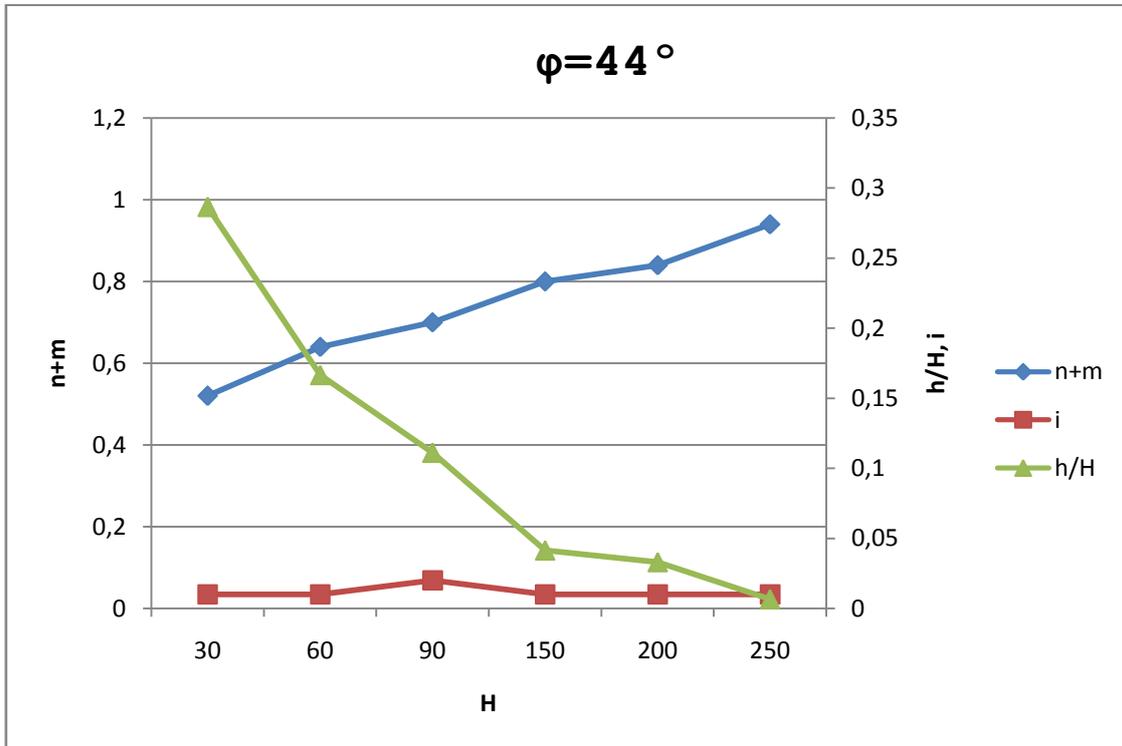
$\varphi = 42^\circ$:



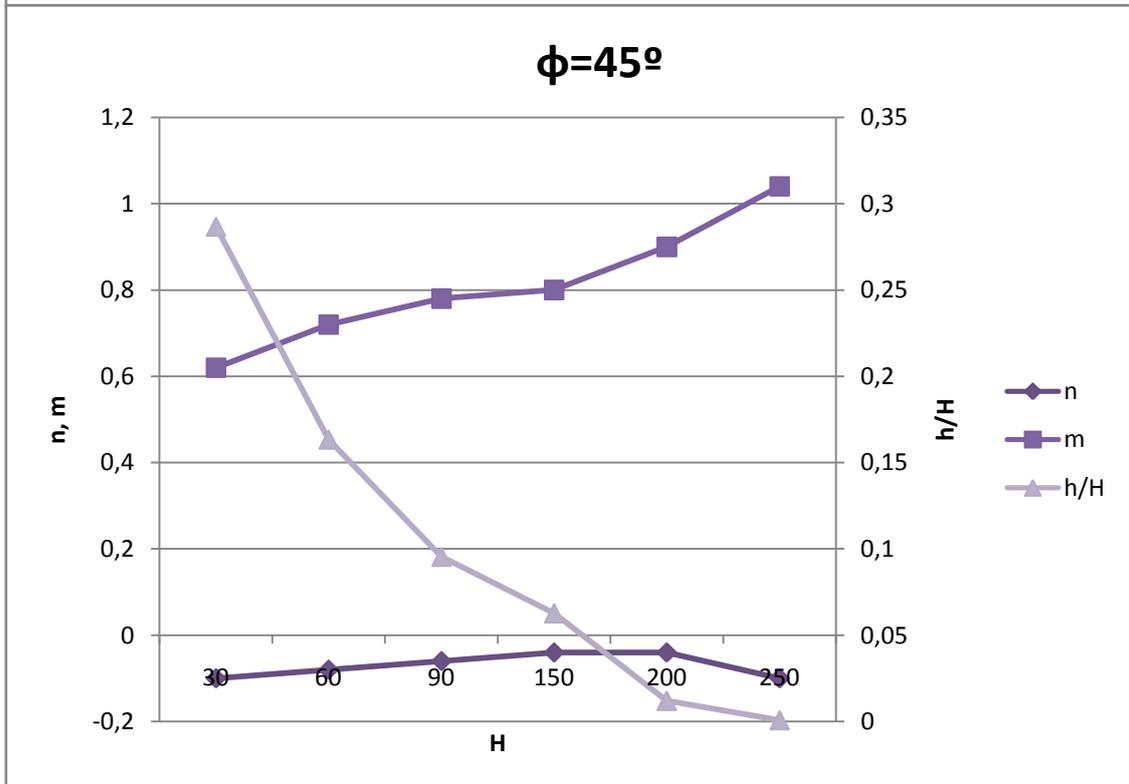
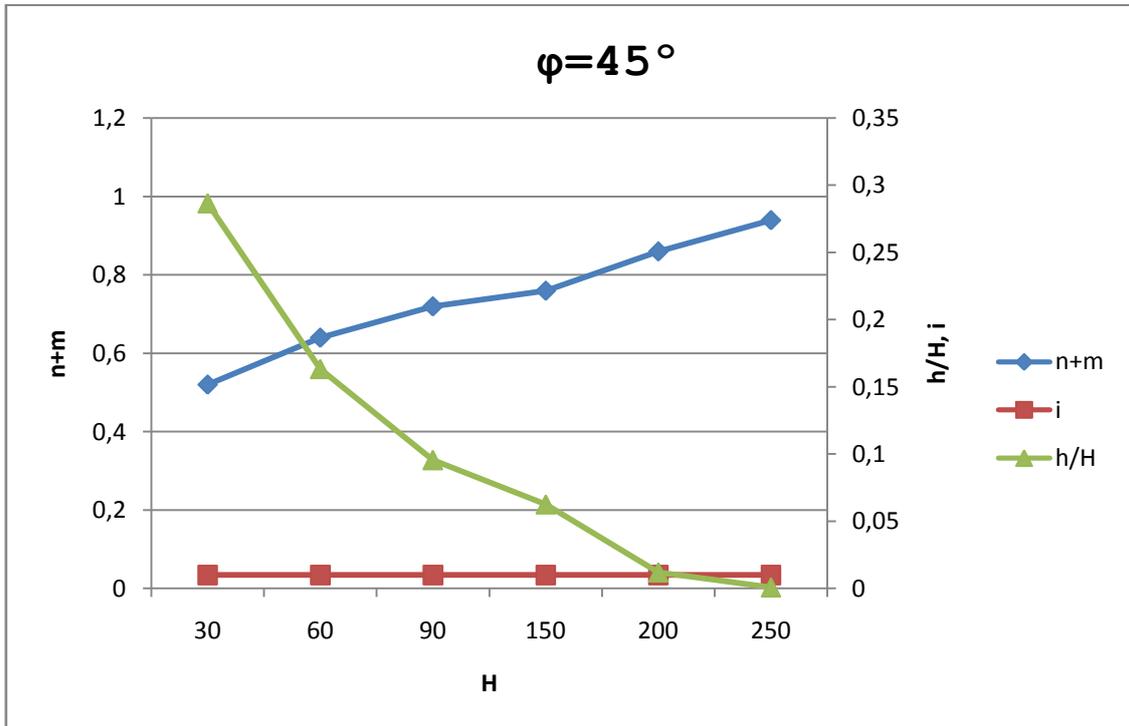
$\varphi = 43^\circ$:



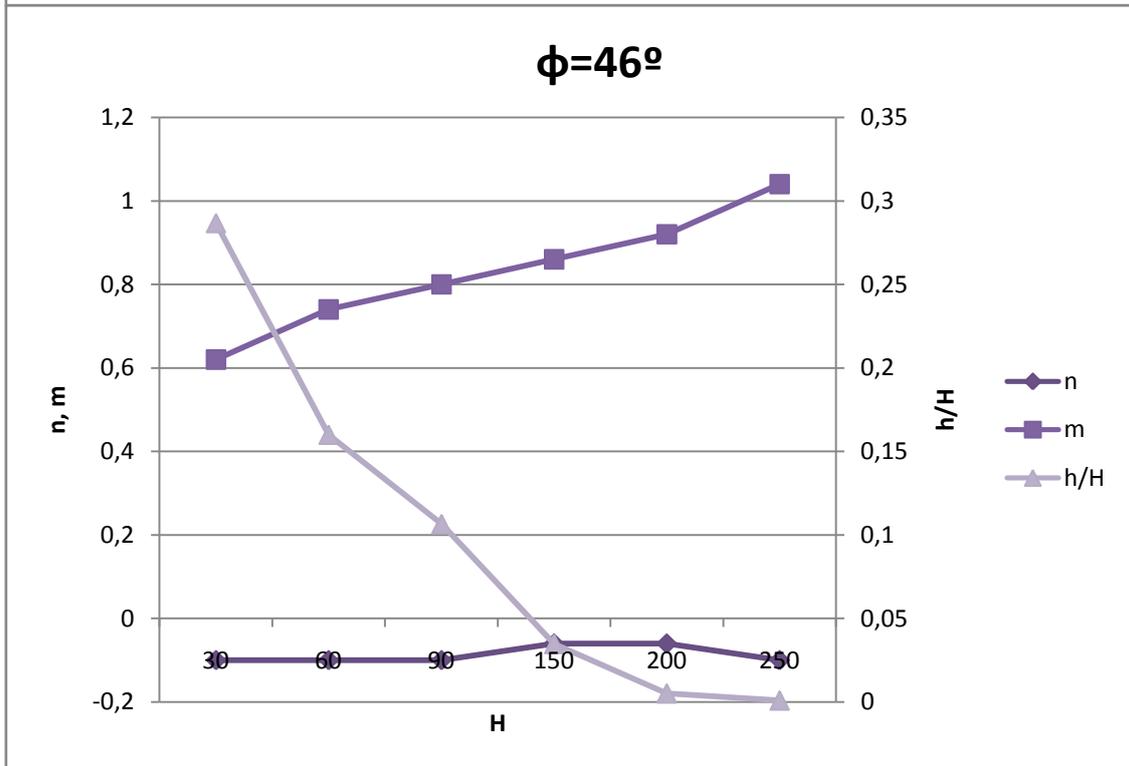
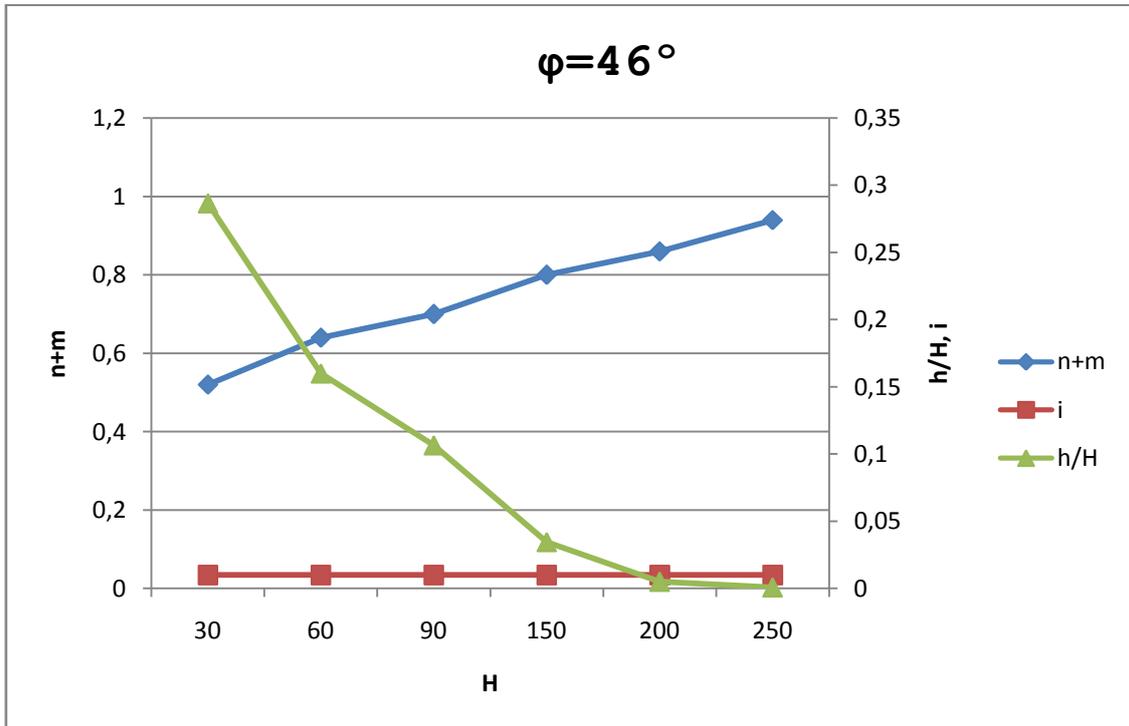
$\varphi = 44^\circ$:



$\varphi = 45^\circ$:



$\varphi = 46^\circ$:



**CASO II: SECCIÓN DE LA PRESA IMPIDIENDO DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA, Y
DESPRECIANDO LA INFLUENCIA DEL CASTILLETE DE CORONACIÓN**

TABLAS DE RESULTADOS PARA H = cte:

H = 30 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0	0,52	0,05	10	0,52	0,33333333
	38	0	0,54	0,02	9,2	0,54	0,30666667
	40	0	0,62	0,01	6,6	0,62	0,22
	42	0	0,7	0,01	4,4	0,7	0,14666667
	43	0	0,7	0,01	4,4	0,7	0,14666667
	44	0	0,86	0,01	1,2	0,86	0,04
	45	0	0,86	0,01	1,2	0,86	0,04
	46	0	0,86	0,01	1,2	0,86	0,04

H = 60 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,04	0,64	0,08	9,8	0,68	0,16333333
	38	0	0,66	0,07	10	0,66	0,16666667
	40	0,02	0,66	0,03	9,2	0,68	0,15333333
	42	0	0,68	0,01	8,8	0,68	0,14666667
	43	0	0,74	0,01	5,8	0,74	0,09666667
	44	0	0,8	0,01	3,2	0,8	0,05333333
	45	0	0,82	0,01	2,4	0,82	0,04
	46	0	0,82	0,01	2,4	0,82	0,04

H = 90 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,08	0,68	0,08	8,6	0,76	0,09555556
	38	0,12	0,64	0,02	9,6	0,76	0,10666667
	40	0,12	0,7	0,01	5	0,82	0,05555556
	42	0,02	0,7	0,01	10	0,72	0,11111111
	43	0	0,74	0,01	8,2	0,74	0,09111111
	44	0	0,78	0,01	5,4	0,78	0,06
	45	0	0,84	0,01	1,8	0,84	0,02
	46	0	0,84	0,01	1,8	0,84	0,02

H=150m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,14	0,74	0,08	2	0,88	0,01333333
	38	0,12	0,72	0,05	5,2	0,84	0,03466667
	40	0,12	0,7	0,01	7,4	0,82	0,04933333
	42	0,06	0,74	0,01	7,4	0,8	0,04933333
	43	0,02	0,76	0,01	8,8	0,78	0,05866667
	44	0	0,8	0,01	6,2	0,8	0,04133333
	45	0	0,84	0,01	2	0,84	0,01333333
	46	0	0,86	0,01	0,2	0,86	0,00133333

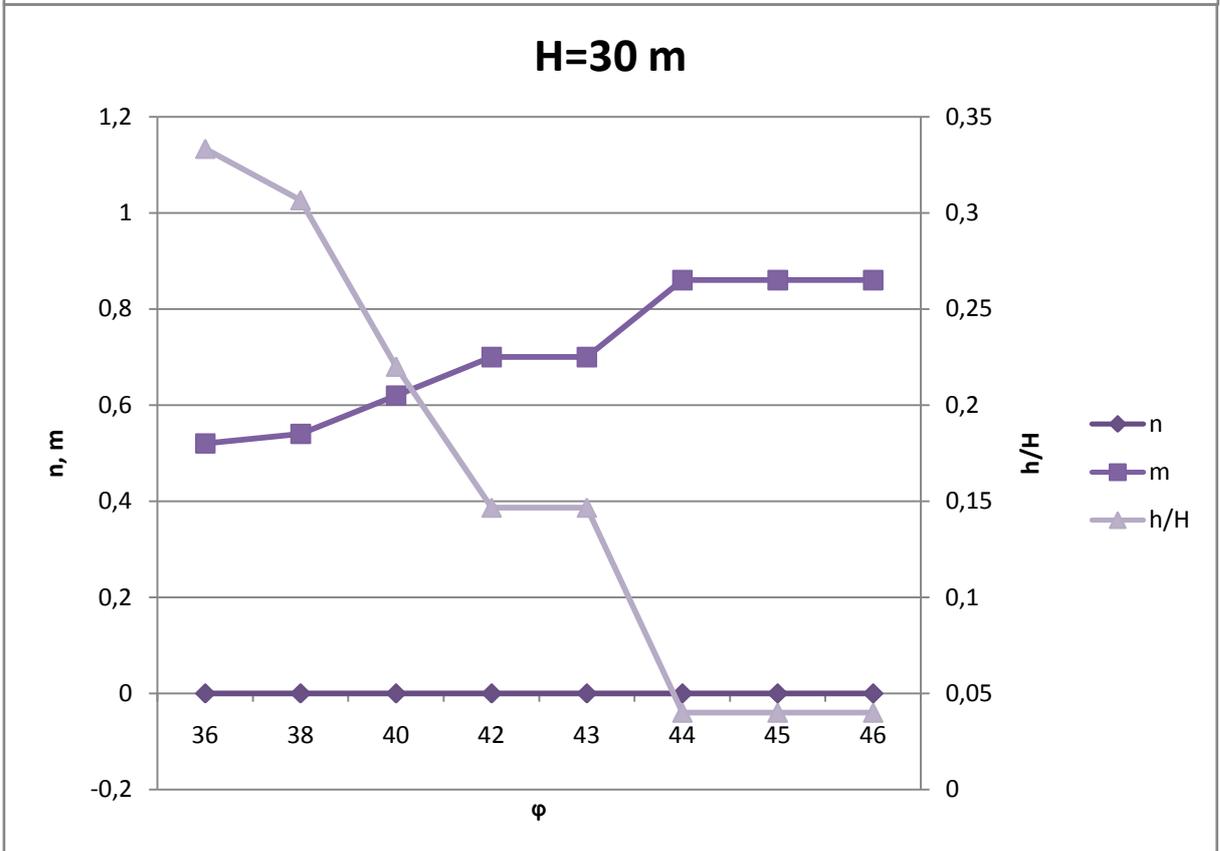
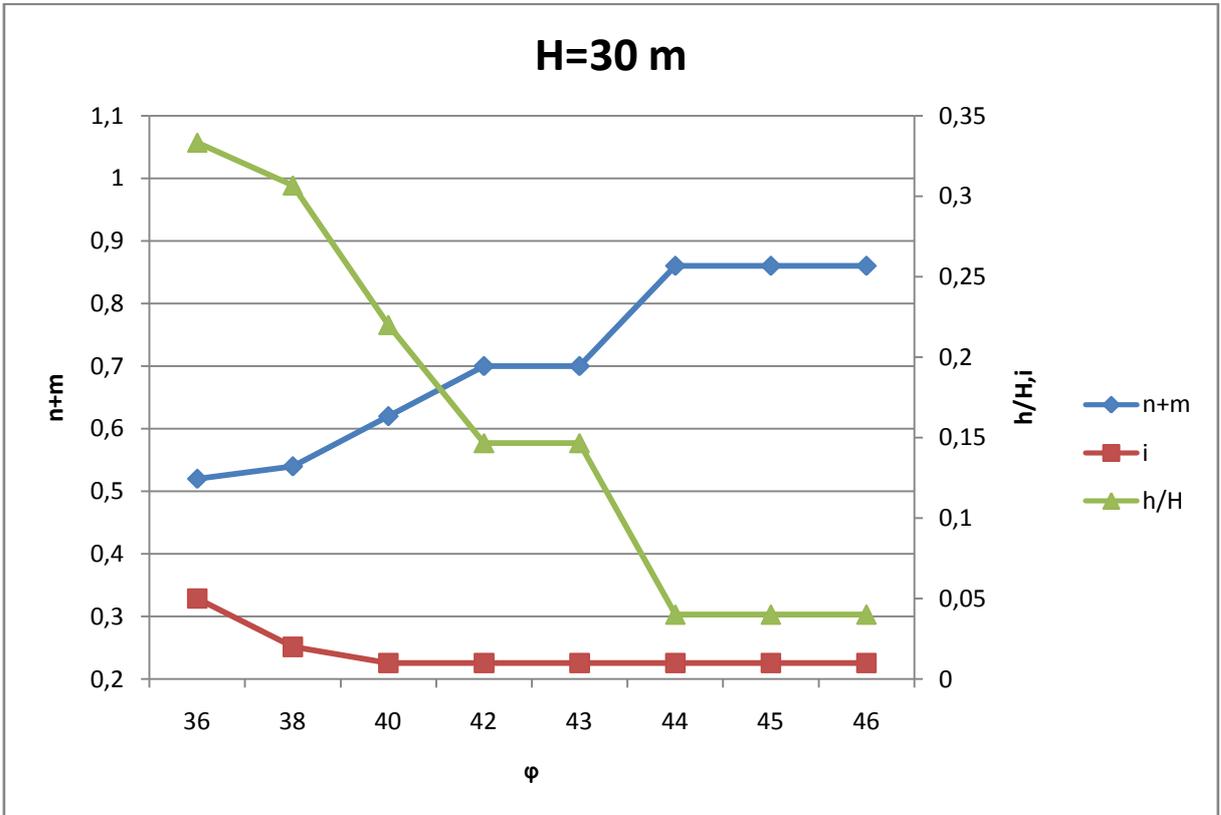
H=200 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,14	0,86	0,03	1,6	1	0,008
	38	0,12	0,86	0,02	0,2	0,98	0,001
	40	0,08	0,86	0,01	1,6	0,94	0,008
	42	0,04	0,88	0,01	0,2	0,92	0,001
	43	0,02	0,88	0,01	0,6	0,9	0,003
	44	0	0,88	0,01	2,4	0,88	0,012
	45	0	0,88	0,01	2,4	0,88	0,012
	46	0	0,88	0,01	2,4	0,88	0,012

H=250 m	ϕ	n	m	i	h	n+m	h/H
	36	0,1	0,98	0,01	1,6	1,08	0,0064
	38	0,06	0,98	0,01	0,6	1,04	0,0024
	40	0	1	0,01	1,6	1	0,0064
	42	0	1	0,01	0,2	1	0,0008
	43	0	1	0,01	0,2	1	0,0008
	44	0	1	0,01	0,2	1	0,0008
	45	0	1	0,01	0,2	1	0,0008
	46	0	1	0,01	0,2	1	0,0008

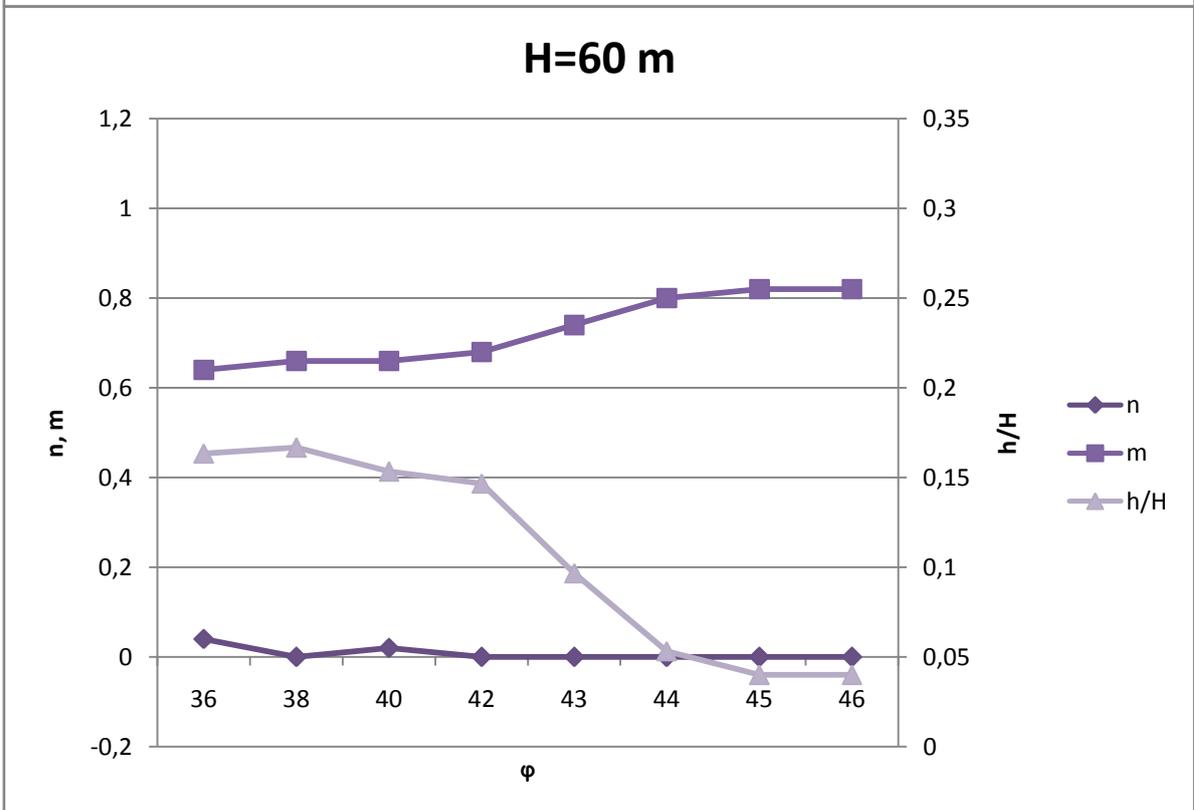
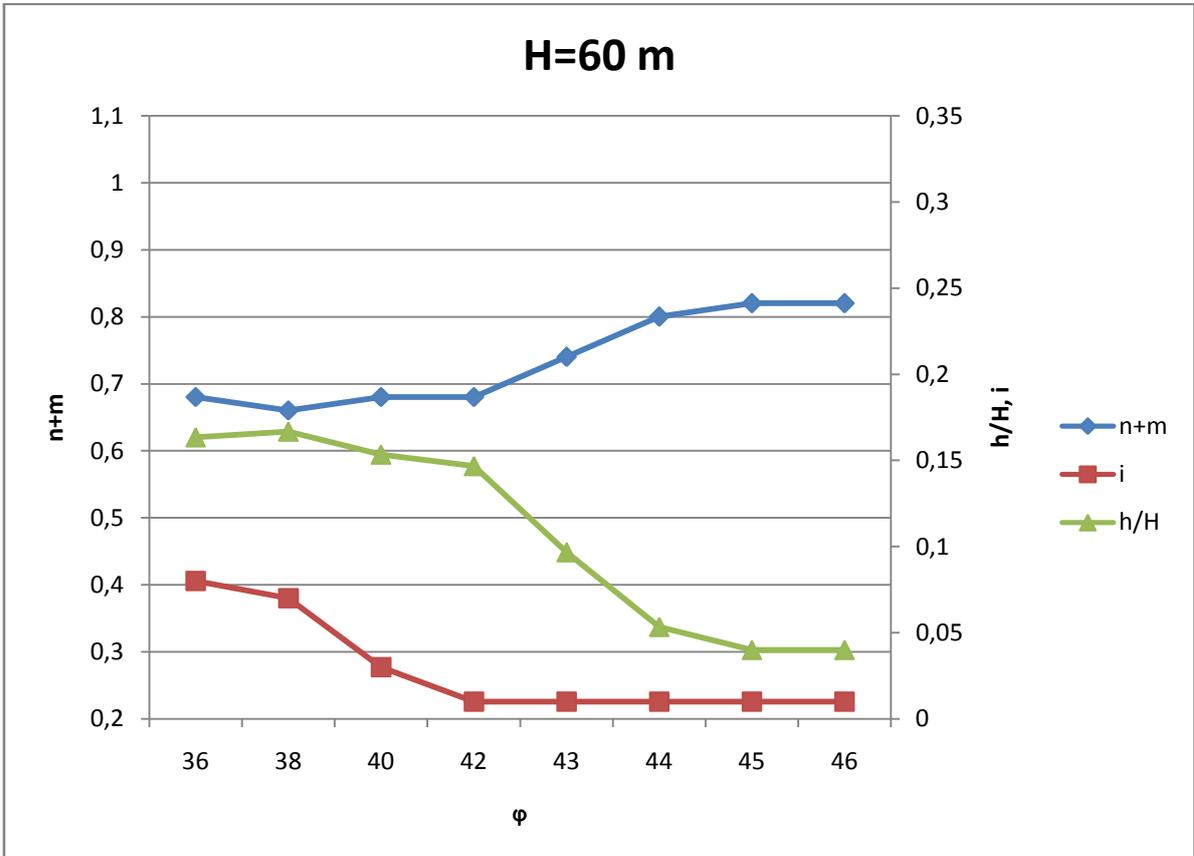
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS RESULTADOS PARA H = cte:

A continuación se representan gráficamente las tablas de resultados obtenidas para una altura de presa constante, de tal forma que nos permitan ver la evolución de los parámetros en estudio a medida que vamos variando el ángulo de rozamiento suelo-cimiento, ϕ .

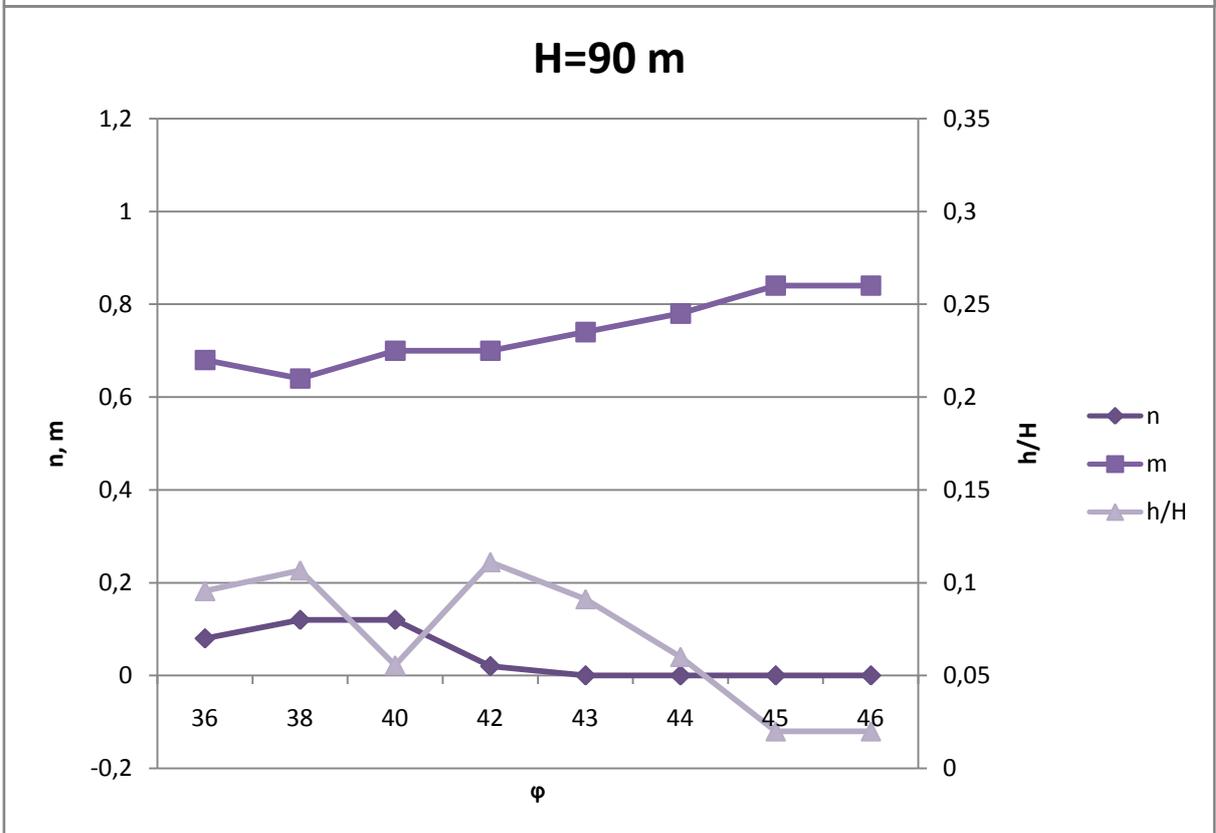
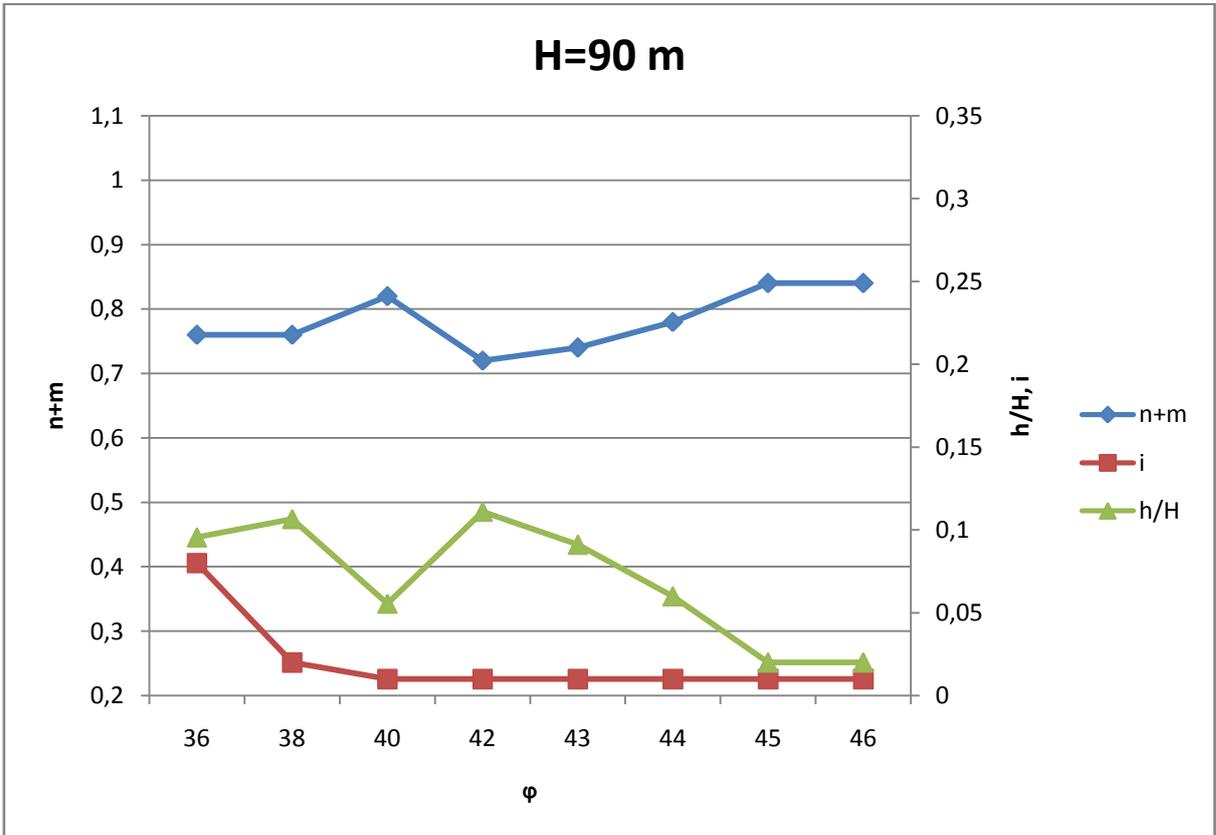
H = 30 m:



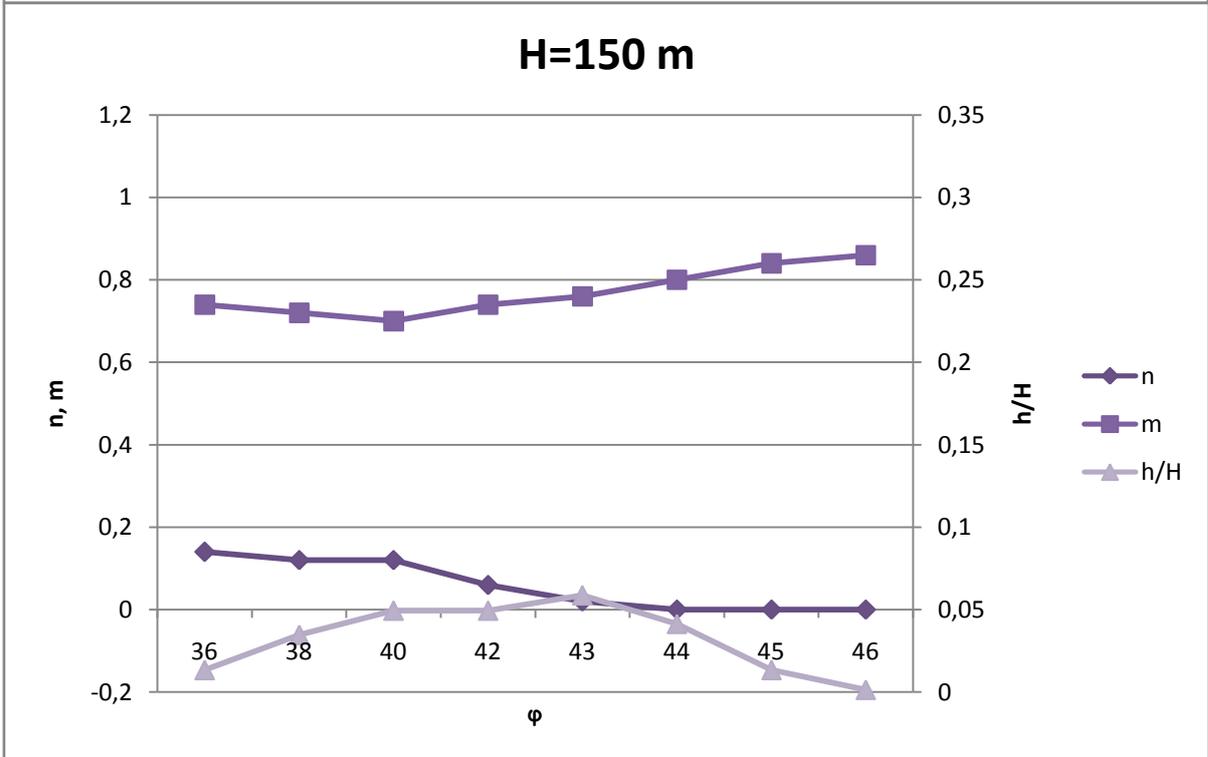
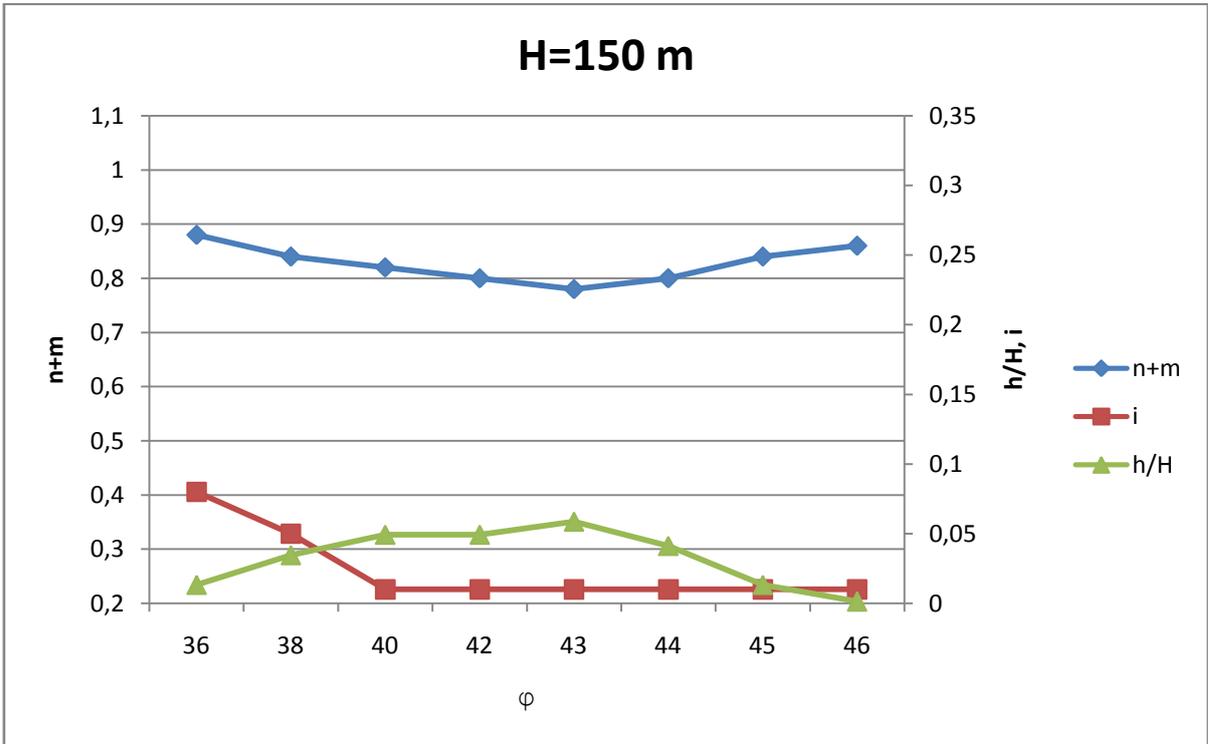
H = 60 m:



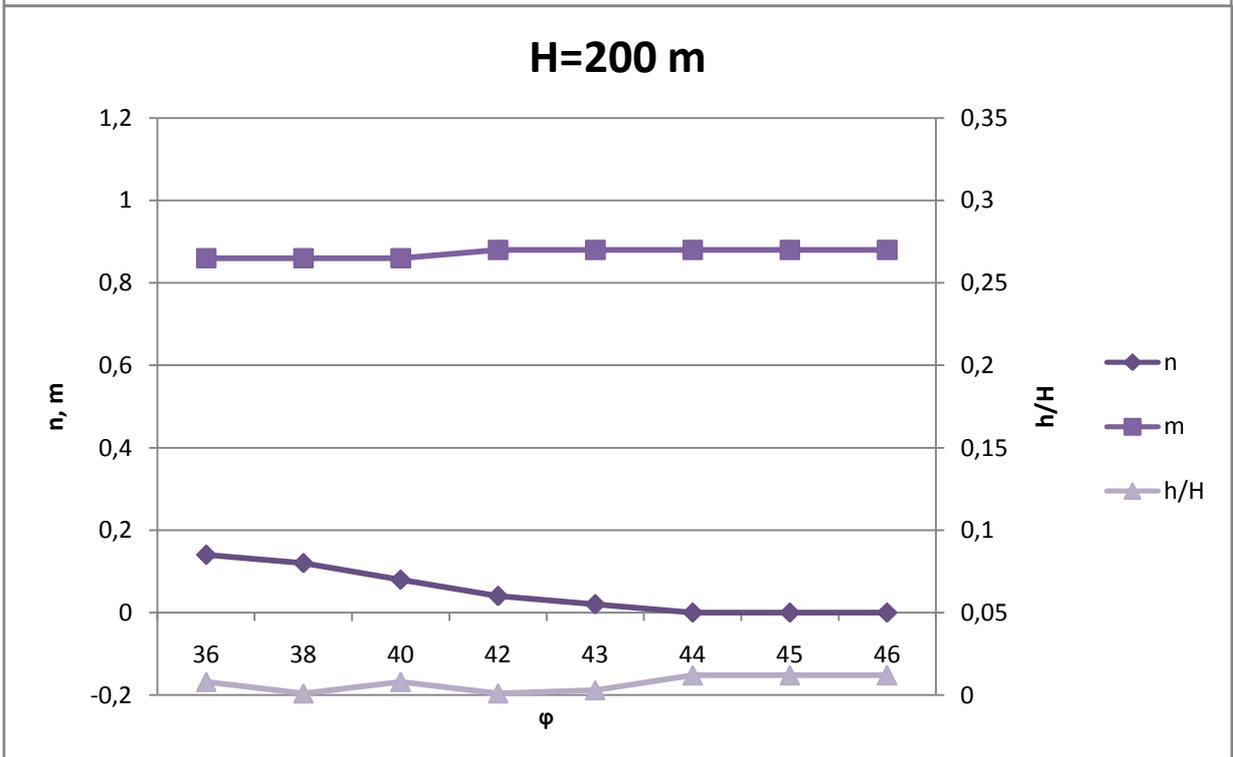
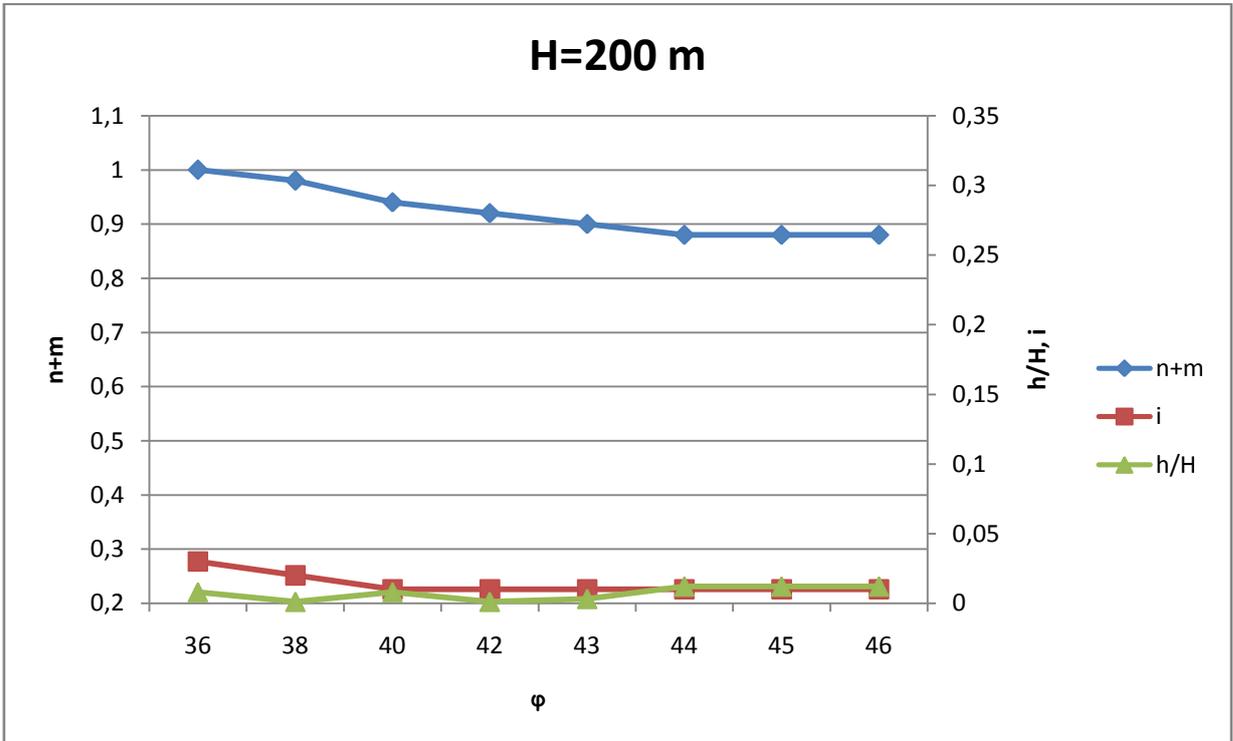
H = 90 m:



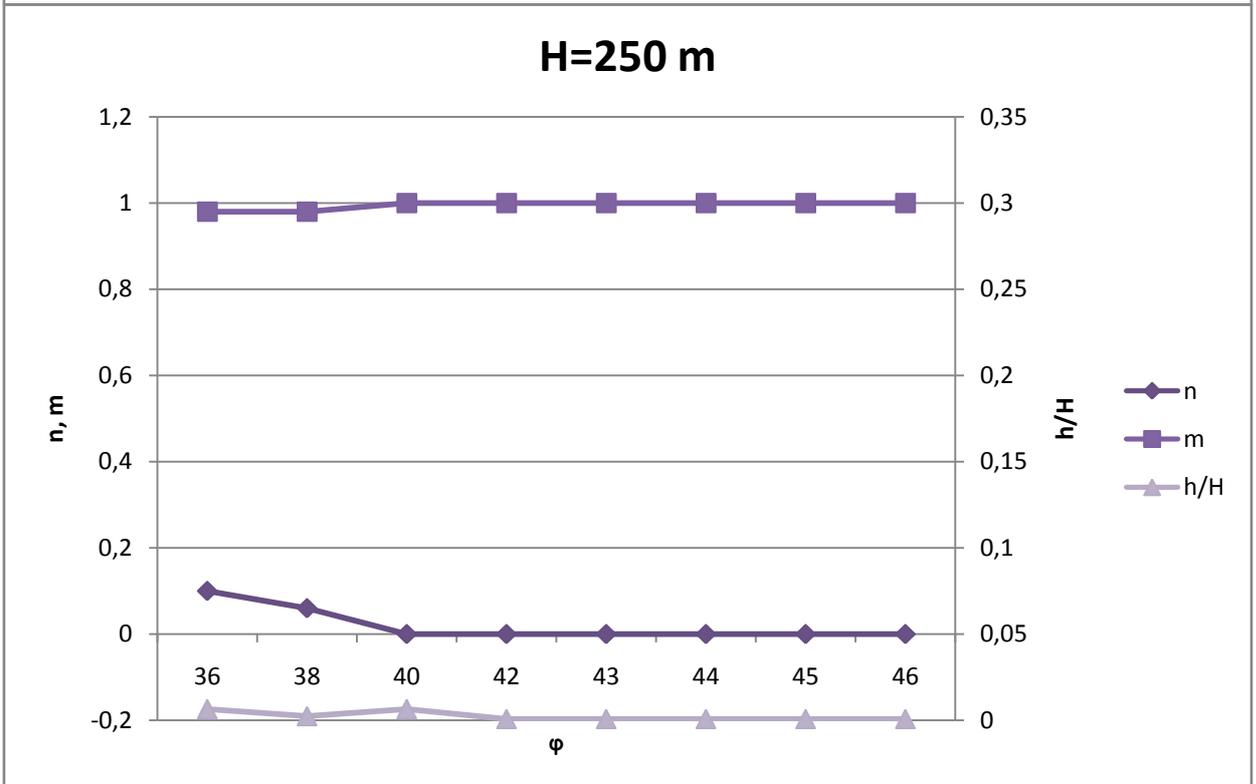
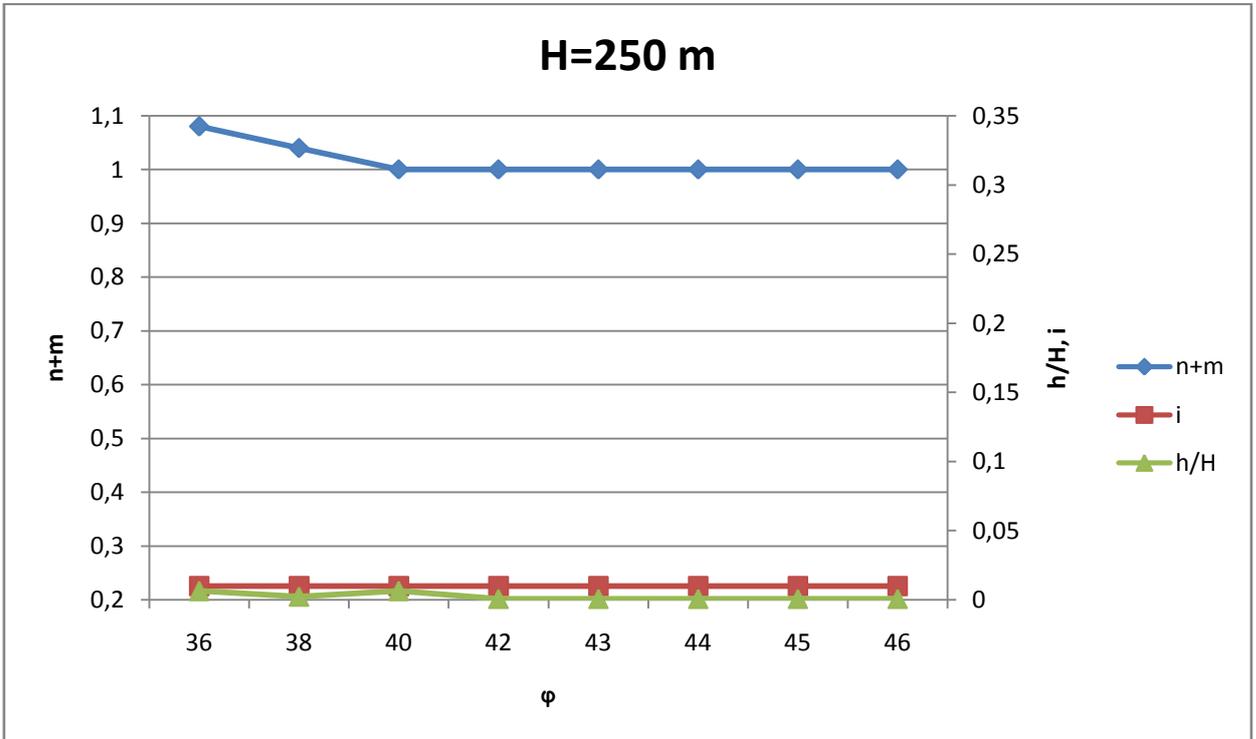
H = 150 m:



H = 200 m:



H = 250 m:



TABLAS DE RESULTADOS PARA $\phi = \text{cte}$:

$\phi = 36^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	0	0,52	0,05	10	0,52	0,33333333
	60	0,04	0,64	0,08	9,8	0,68	0,16333333
	90	0,08	0,68	0,08	8,6	0,76	0,09555556
	150	0,14	0,74	0,08	2	0,88	0,01333333
	200	0,14	0,86	0,03	1,6	1	0,008
	250	0,1	0,98	0,01	1,6	1,08	0,0064

$\phi = 38^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	0	0,54	0,02	9,2	0,54	0,30666667
	60	0	0,66	0,07	10	0,66	0,16666667
	90	0,12	0,64	0,02	9,6	0,76	0,10666667
	150	0,12	0,72	0,05	5,2	0,84	0,03466667
	200	0,12	0,86	0,02	0,2	0,98	0,001
	250	0,06	0,98	0,01	0,6	1,04	0,0024

$\phi = 40^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	0	0,62	0,01	6,6	0,62	0,22
	60	0,02	0,66	0,03	9,2	0,68	0,15333333
	90	0,12	0,7	0,01	5	0,82	0,05555556
	150	0,12	0,7	0,01	7,4	0,82	0,04933333
	200	0,08	0,86	0,01	1,6	0,94	0,008
	250	0	1	0,01	1,6	1	0,0064

$\phi = 42^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	0	0,7	0,01	4,4	0,7	0,14666667
	60	0	0,68	0,01	8,8	0,68	0,14666667
	90	0,02	0,7	0,01	10	0,72	0,11111111
	150	0,06	0,74	0,01	7,4	0,8	0,04933333
	200	0,04	0,88	0,01	0,2	0,92	0,001
	250	0	1	0,01	0,2	1	0,0008

$\phi = 43^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	0	0,7	0,01	4,4	0,7	0,14666667
	60	0	0,74	0,01	5,8	0,74	0,09666667
	90	0	0,74	0,01	8,2	0,74	0,09111111
	150	0,02	0,76	0,01	8,8	0,78	0,05866667
	200	0,02	0,88	0,01	0,6	0,9	0,003
	250	0	1	0,01	0,2	1	0,0008

$\phi = 44^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	0	0,86	0,01	1,2	0,86	0,04
	60	0	0,8	0,01	3,2	0,8	0,05333333
	90	0	0,78	0,01	5,4	0,78	0,06
	150	0	0,8	0,01	6,2	0,8	0,04133333
	200	0	0,88	0,01	2,4	0,88	0,012
	250	0	1	0,01	0,2	1	0,0008

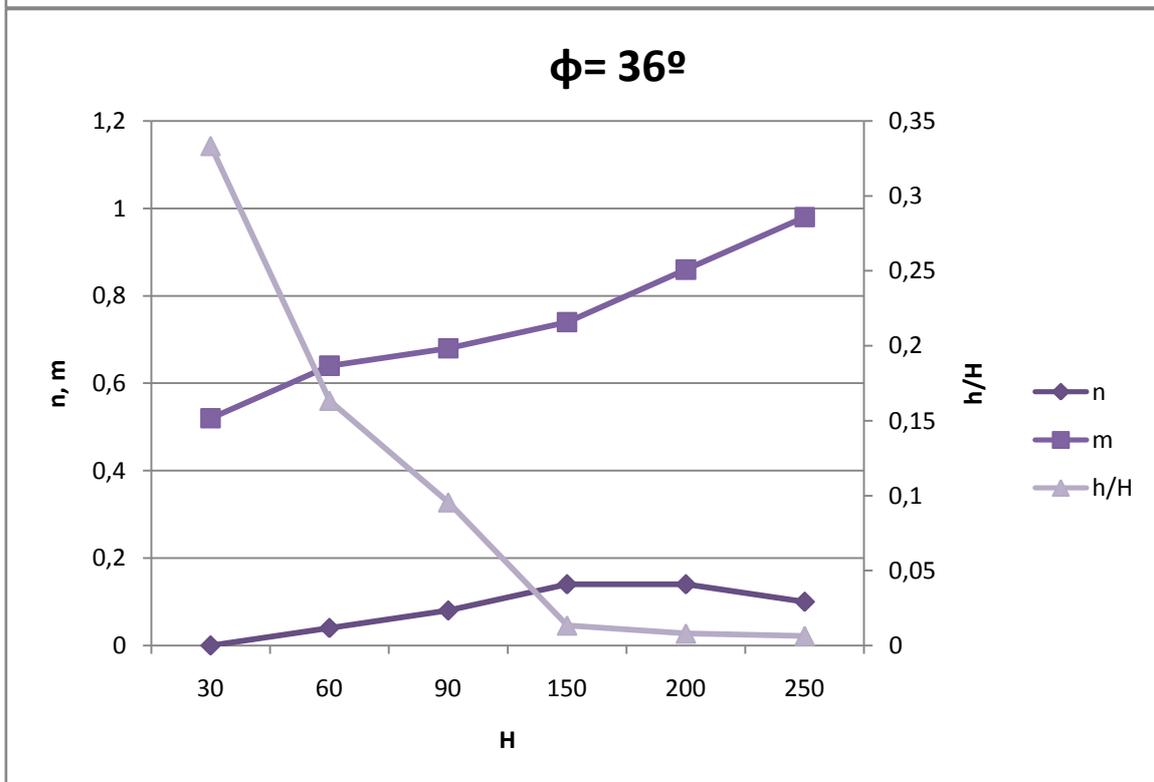
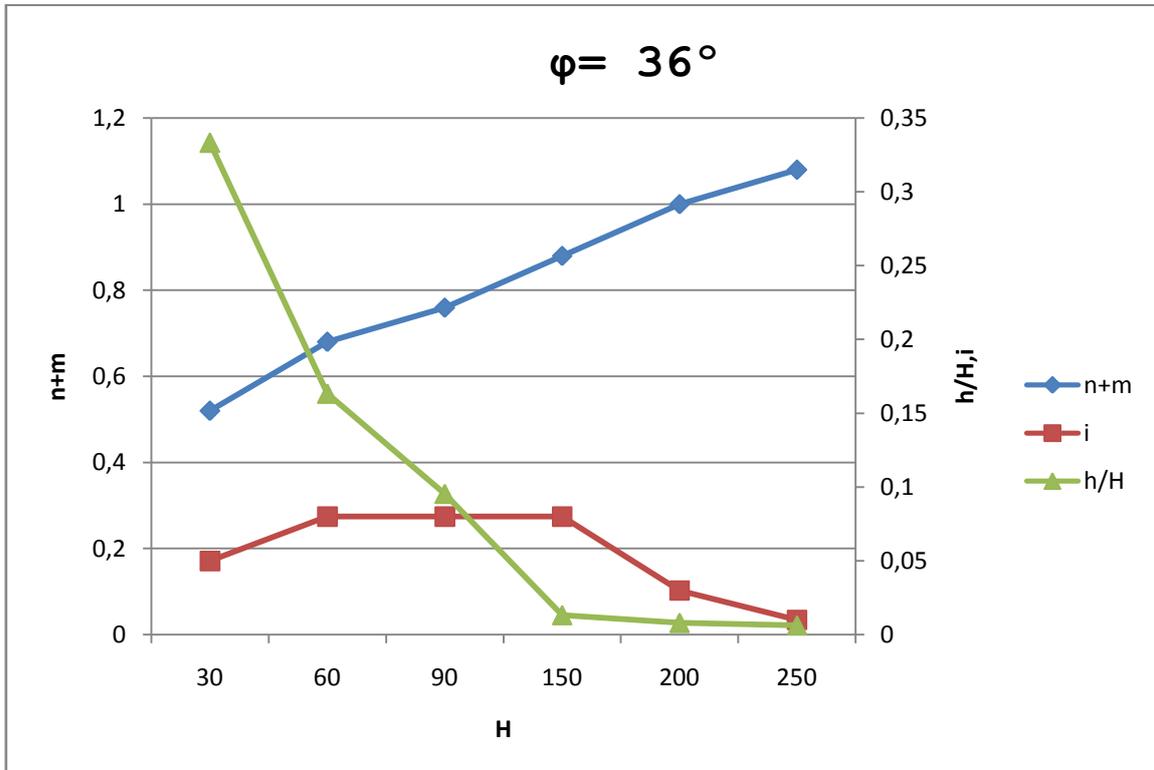
$\phi = 45^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	0	0,86	0,01	1,2	0,86	0,04
	60	0	0,82	0,01	2,4	0,82	0,04
	90	0	0,84	0,01	1,8	0,84	0,02
	150	0	0,84	0,01	2	0,84	0,01333333
	200	0	0,88	0,01	2,4	0,88	0,012
	250	0	1	0,01	0,2	1	0,0008

$\phi = 46^\circ$	H (m)	n	m	i	h	n+m	h/H
	30	0	0,86	0,01	1,2	0,86	0,04
	60	0	0,82	0,01	2,4	0,82	0,04
	90	0	0,84	0,01	1,8	0,84	0,02
	150	0	0,86	0,01	0,2	0,86	0,00133333
	200	0	0,88	0,01	2,4	0,88	0,012
	250	0	1	0,01	0,2	1	0,0008

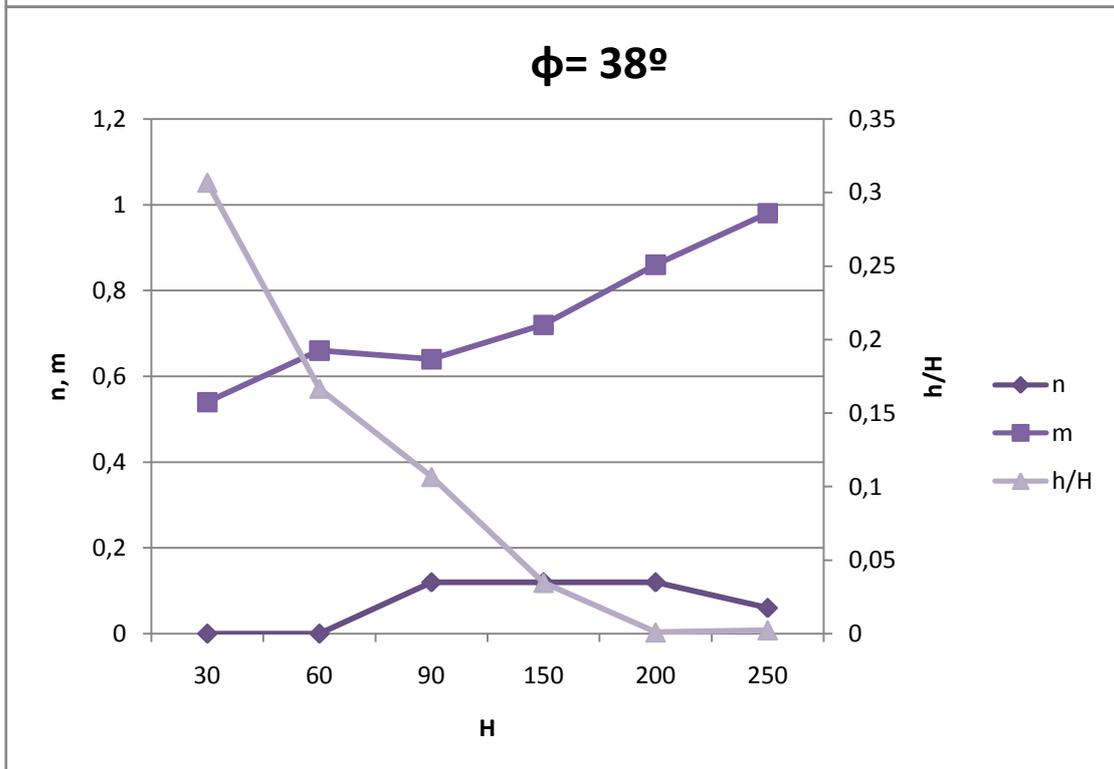
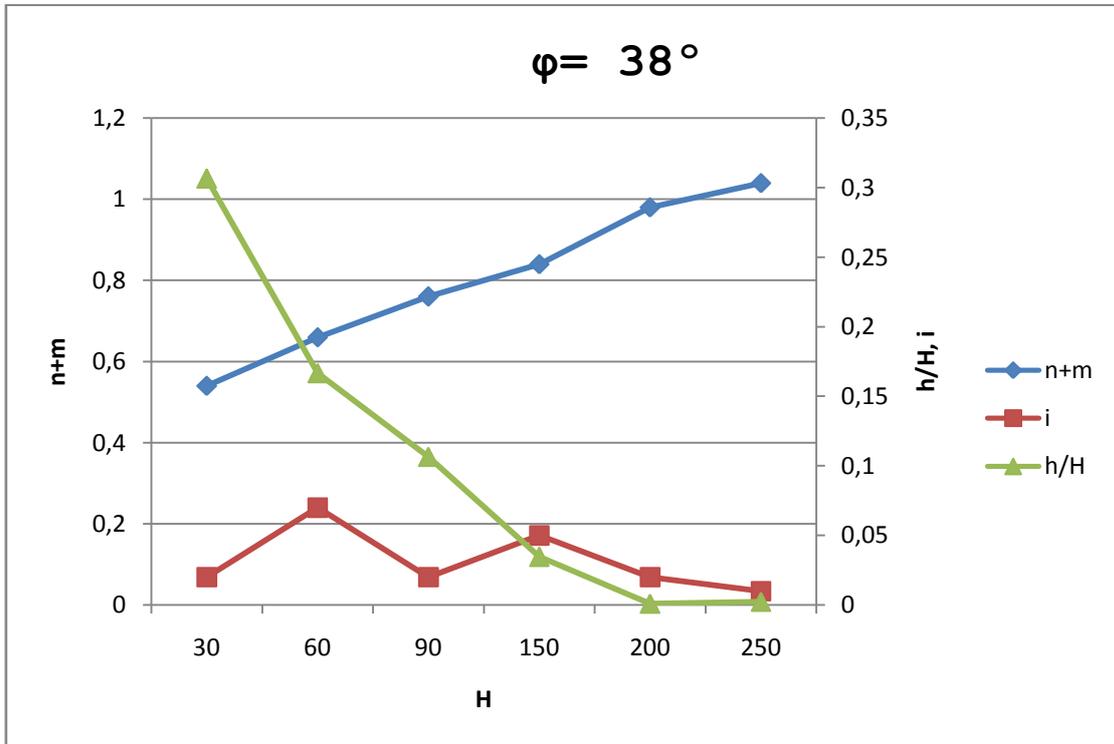
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS RESULTADOS PARA $\phi = \text{cte}$:

A continuación se representan gráficamente las tablas de resultados obtenidas para unas características de ángulo de rozamiento suelo-cimiento constante, de tal forma que nos permitan ver la evolución de los parámetros en estudio a medida que vamos variando la altura de la presa, H .

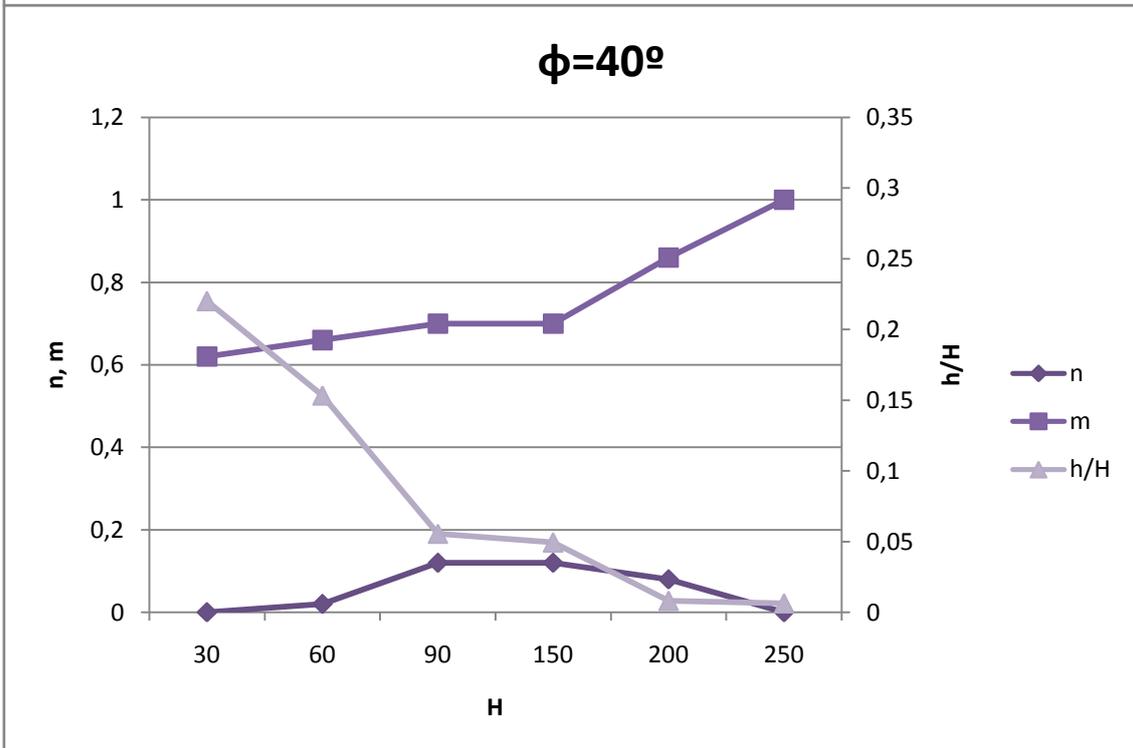
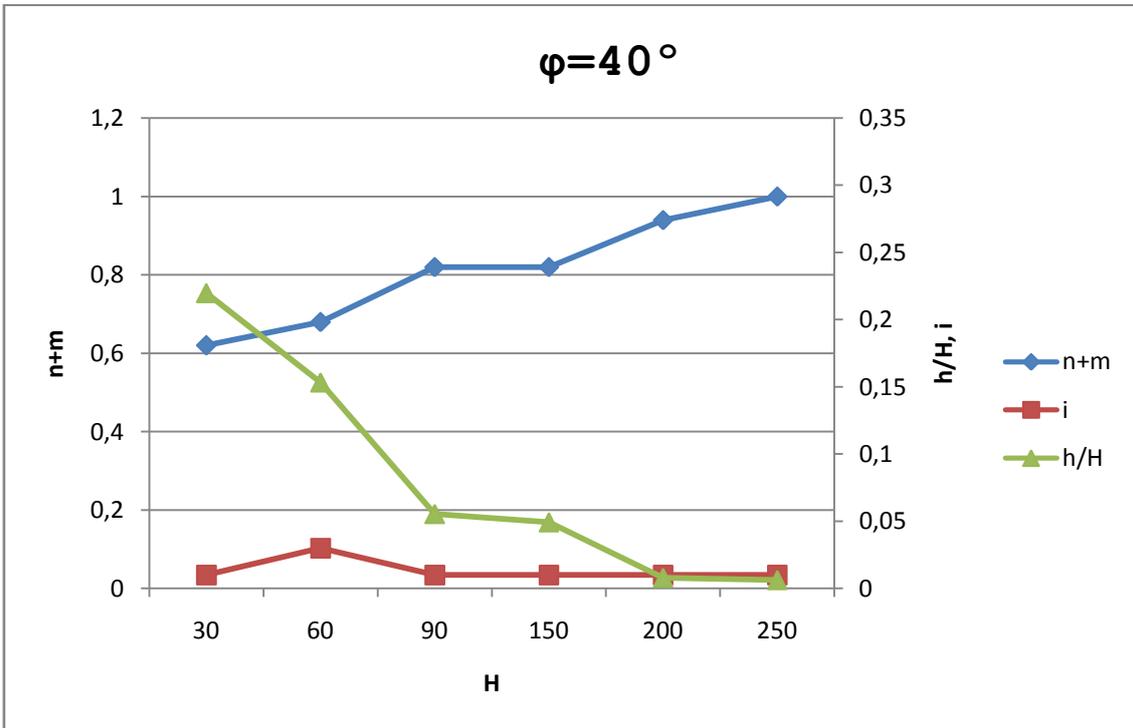
$\phi = 36^\circ$:



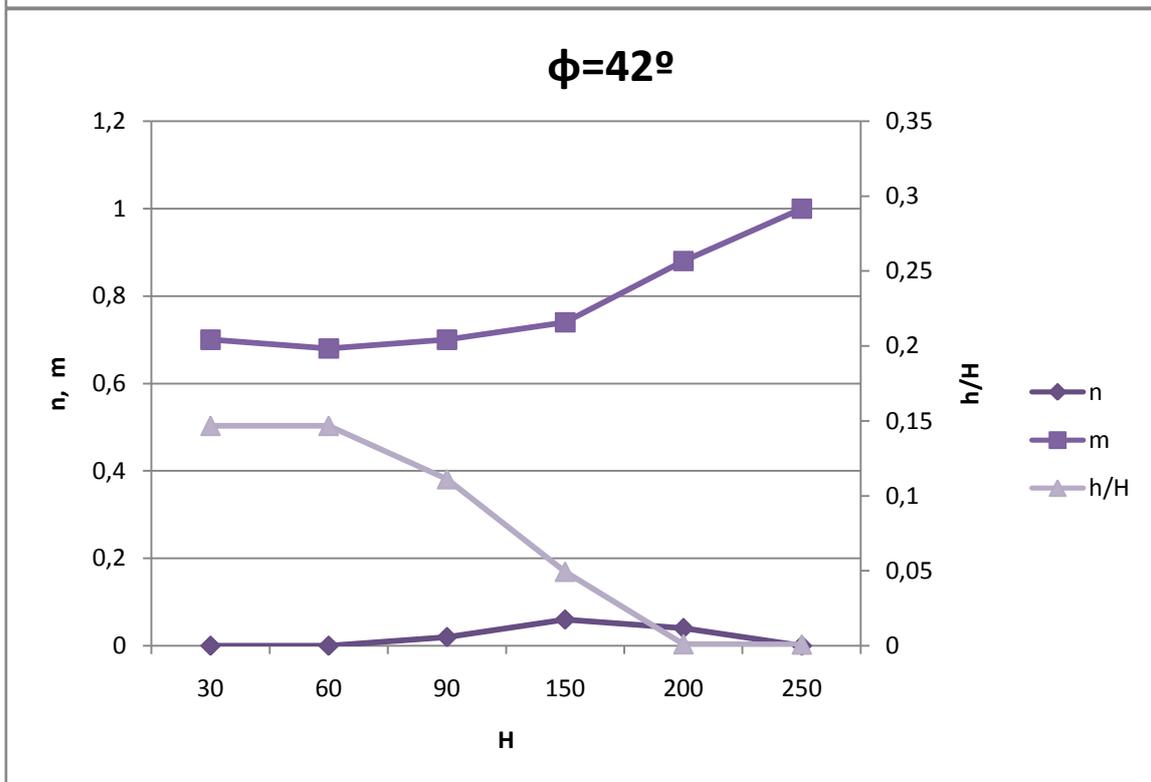
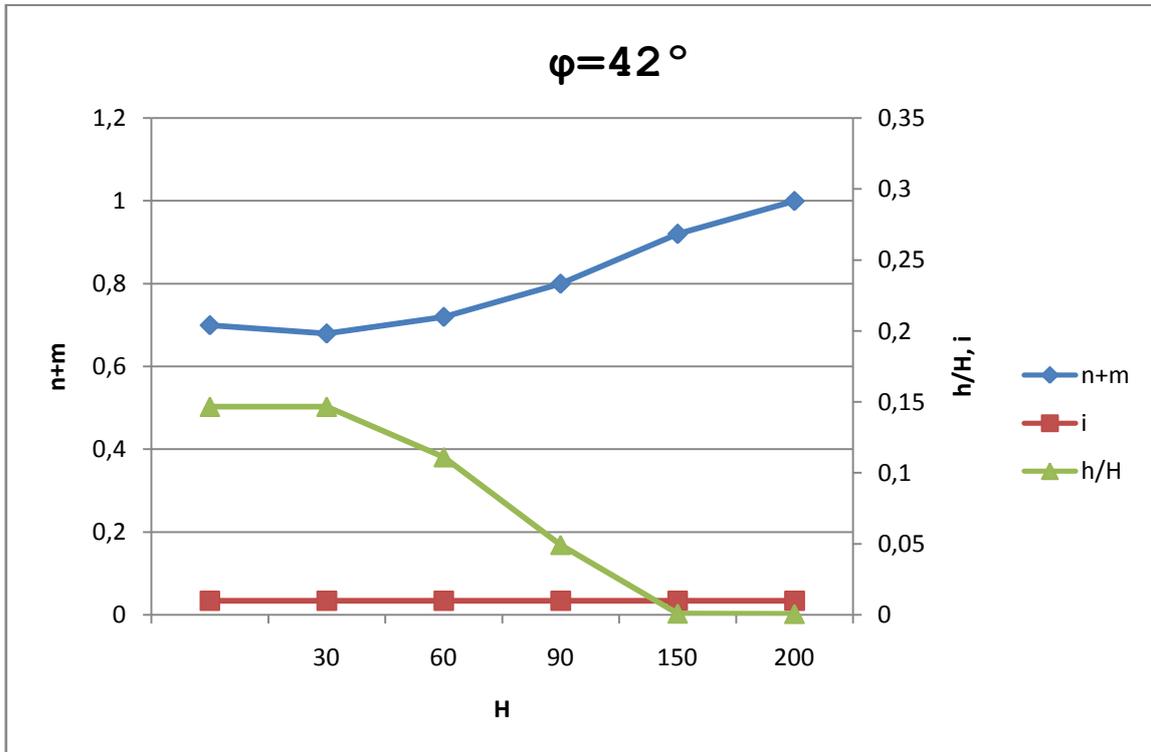
$\varphi = 38^\circ$:



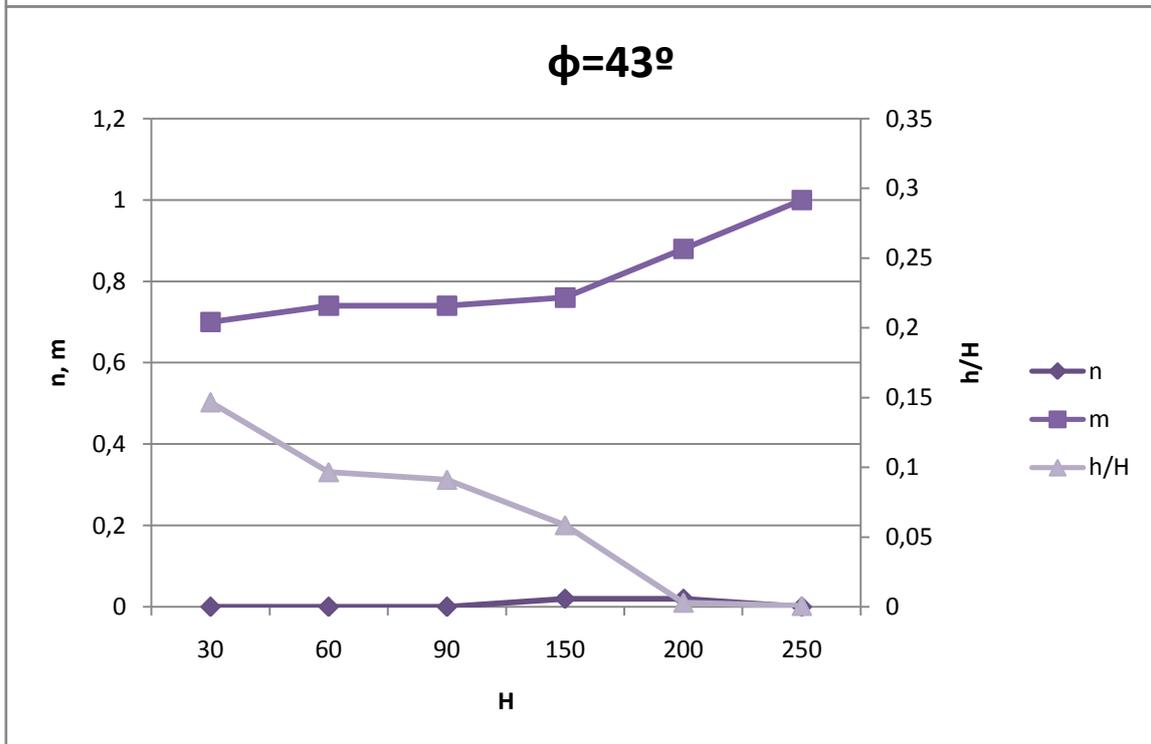
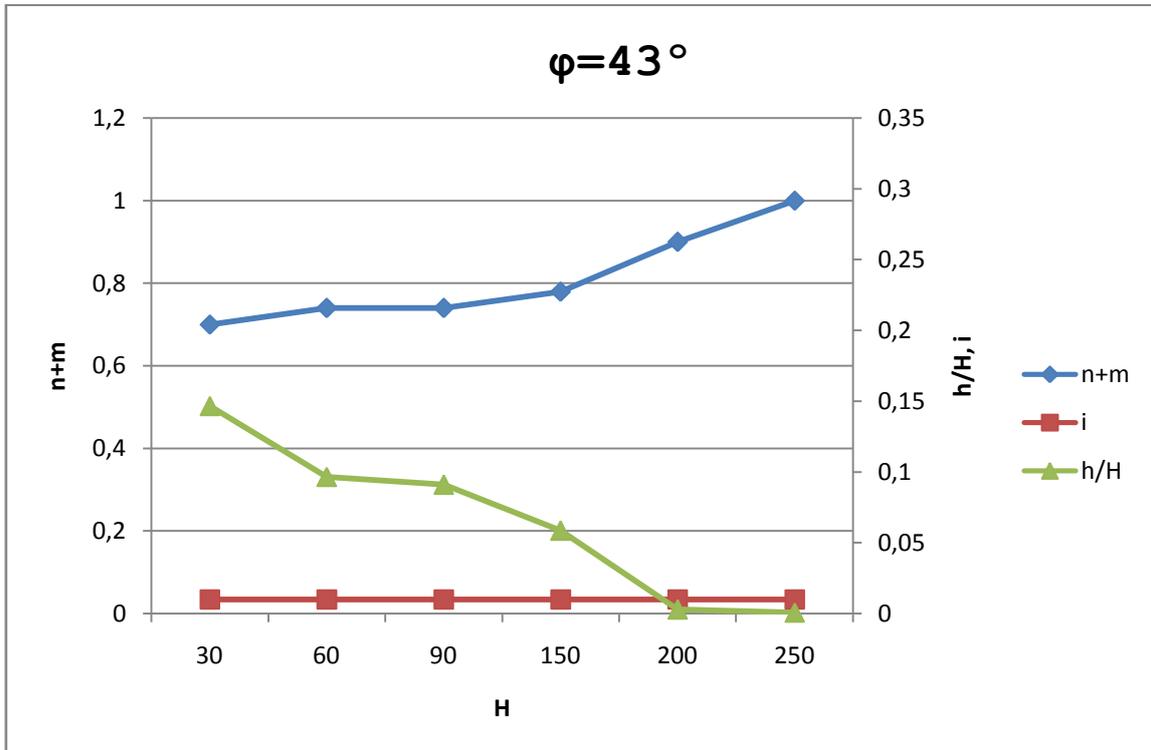
$\varphi = 40^\circ$:



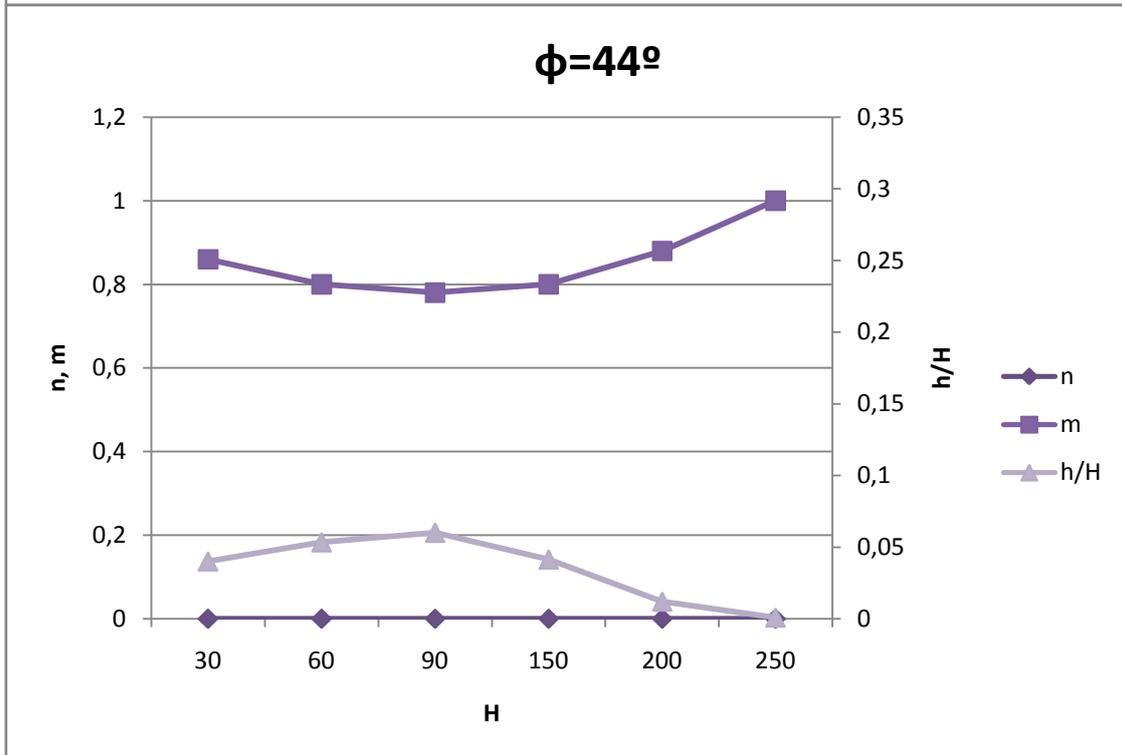
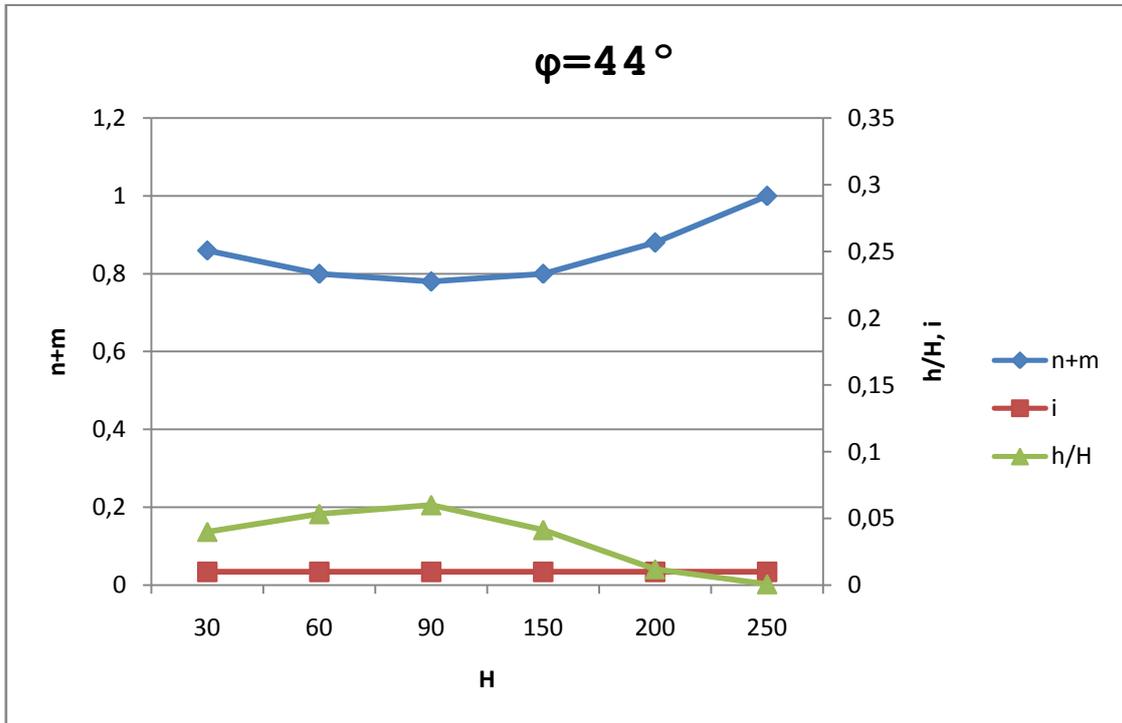
$\phi = 42^\circ$:



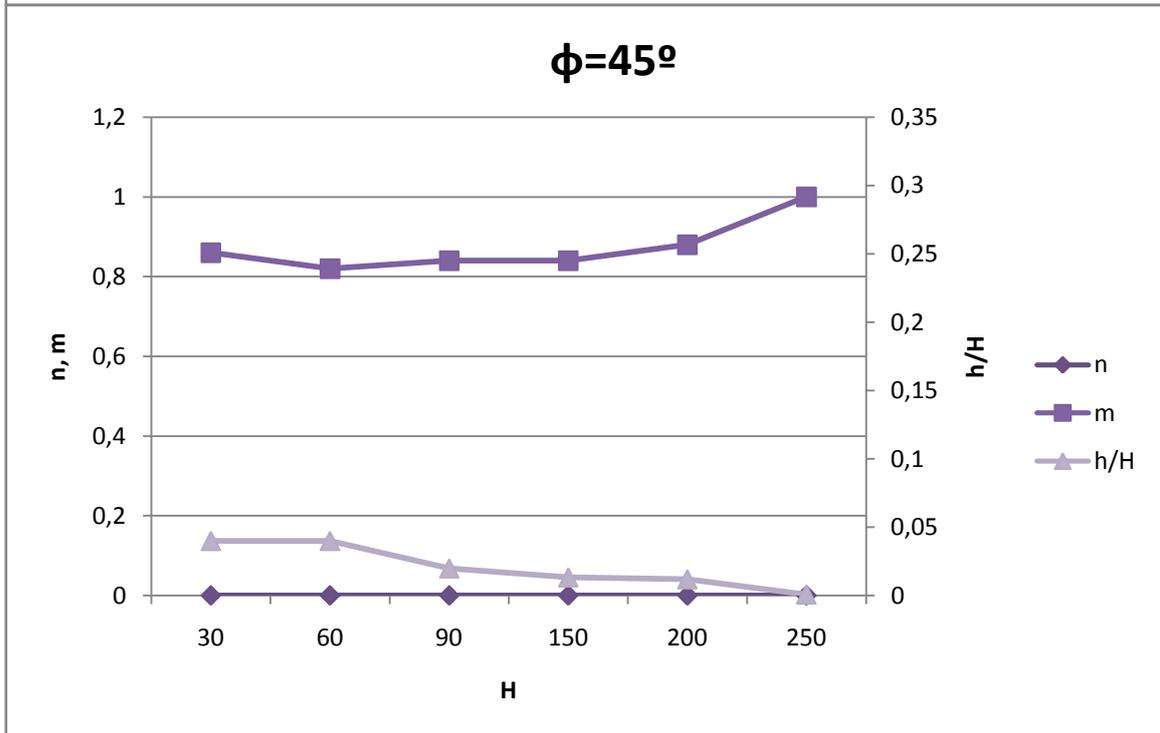
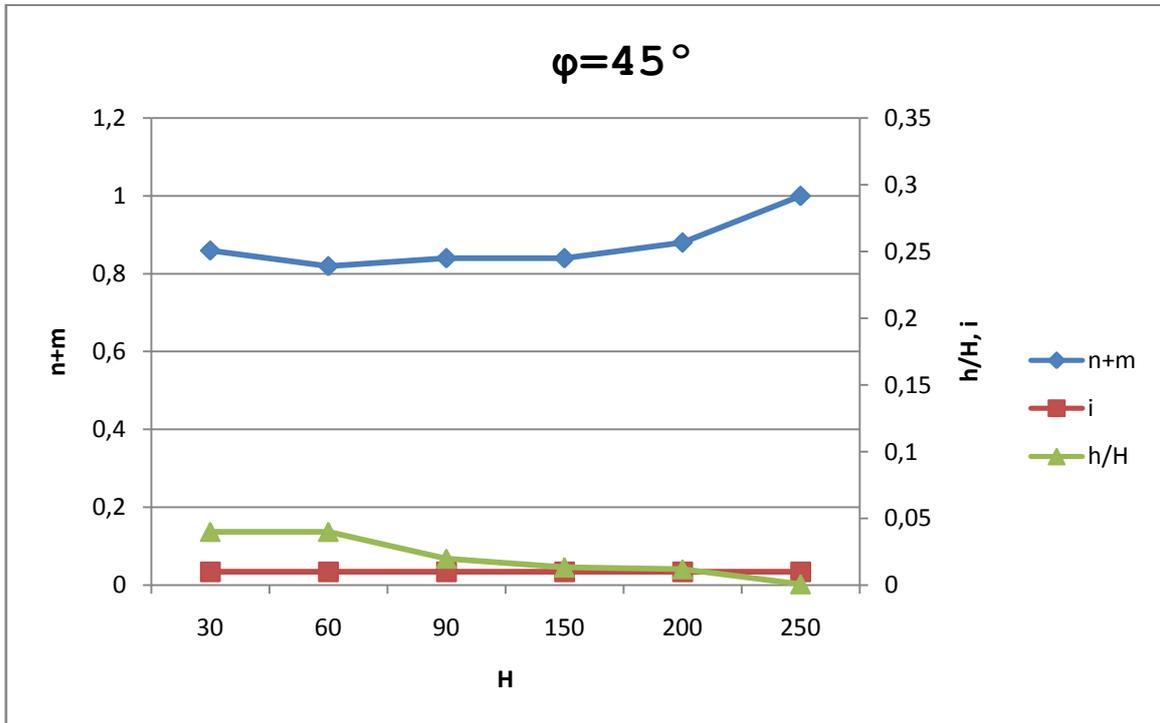
$\phi = 43^\circ$:



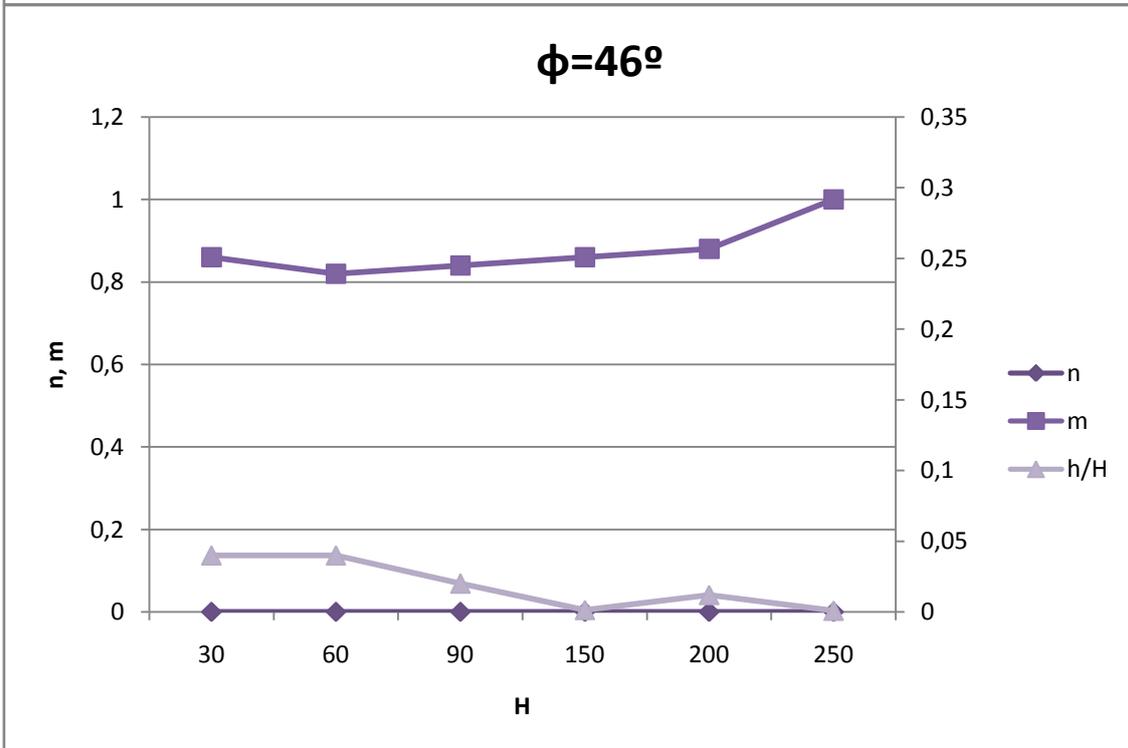
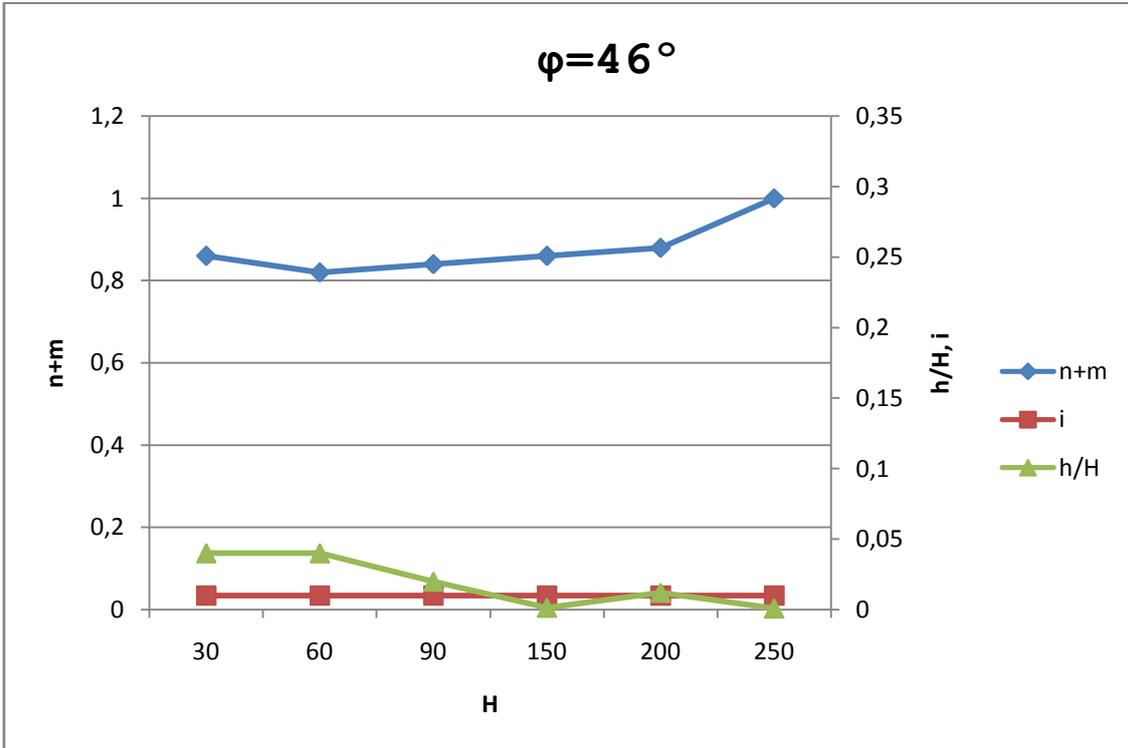
$\varphi = 44^\circ$:

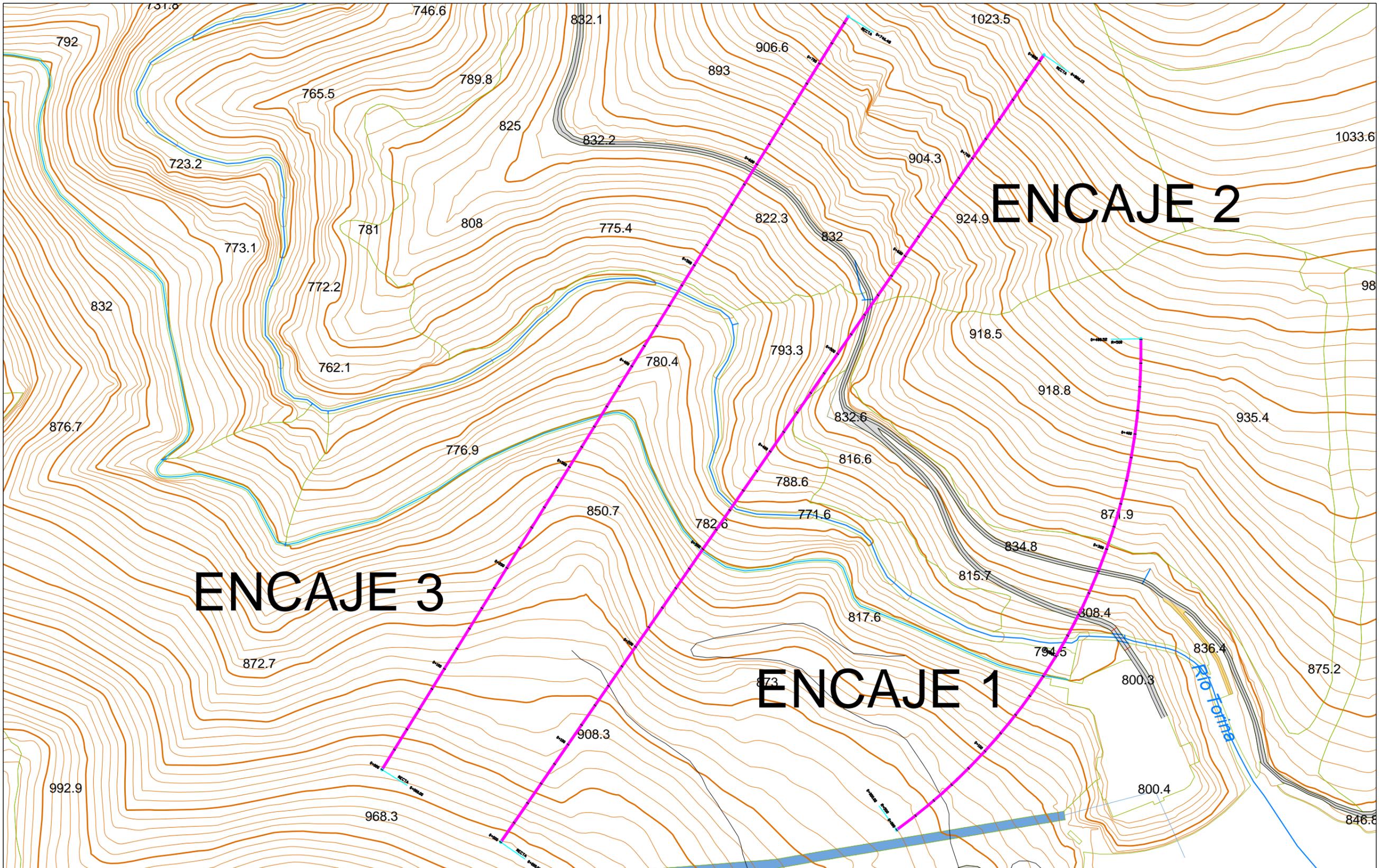


$\varphi = 45^\circ$:

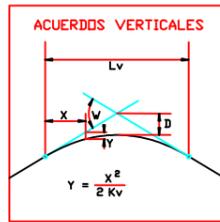


$\varphi = 46^\circ$:

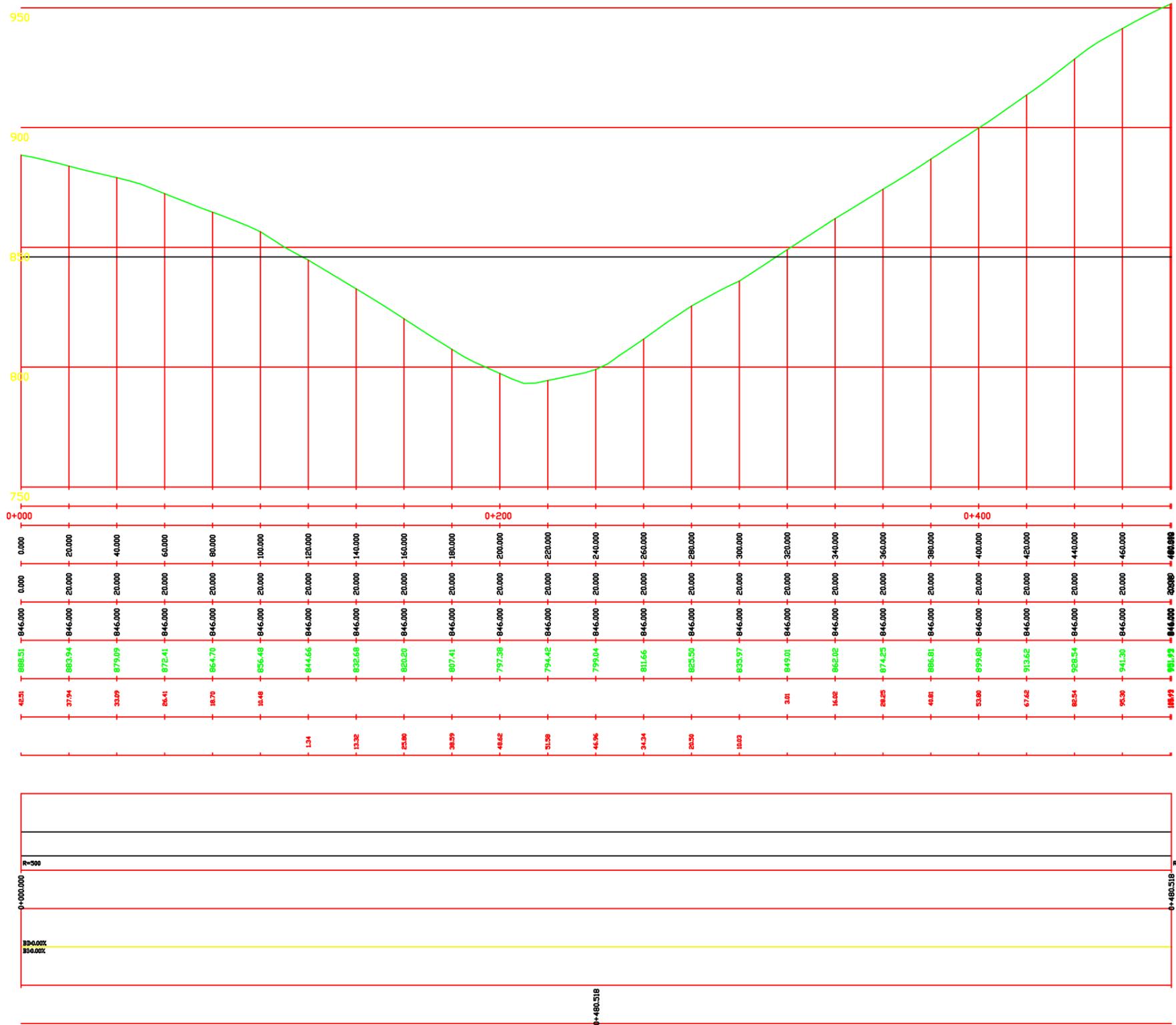




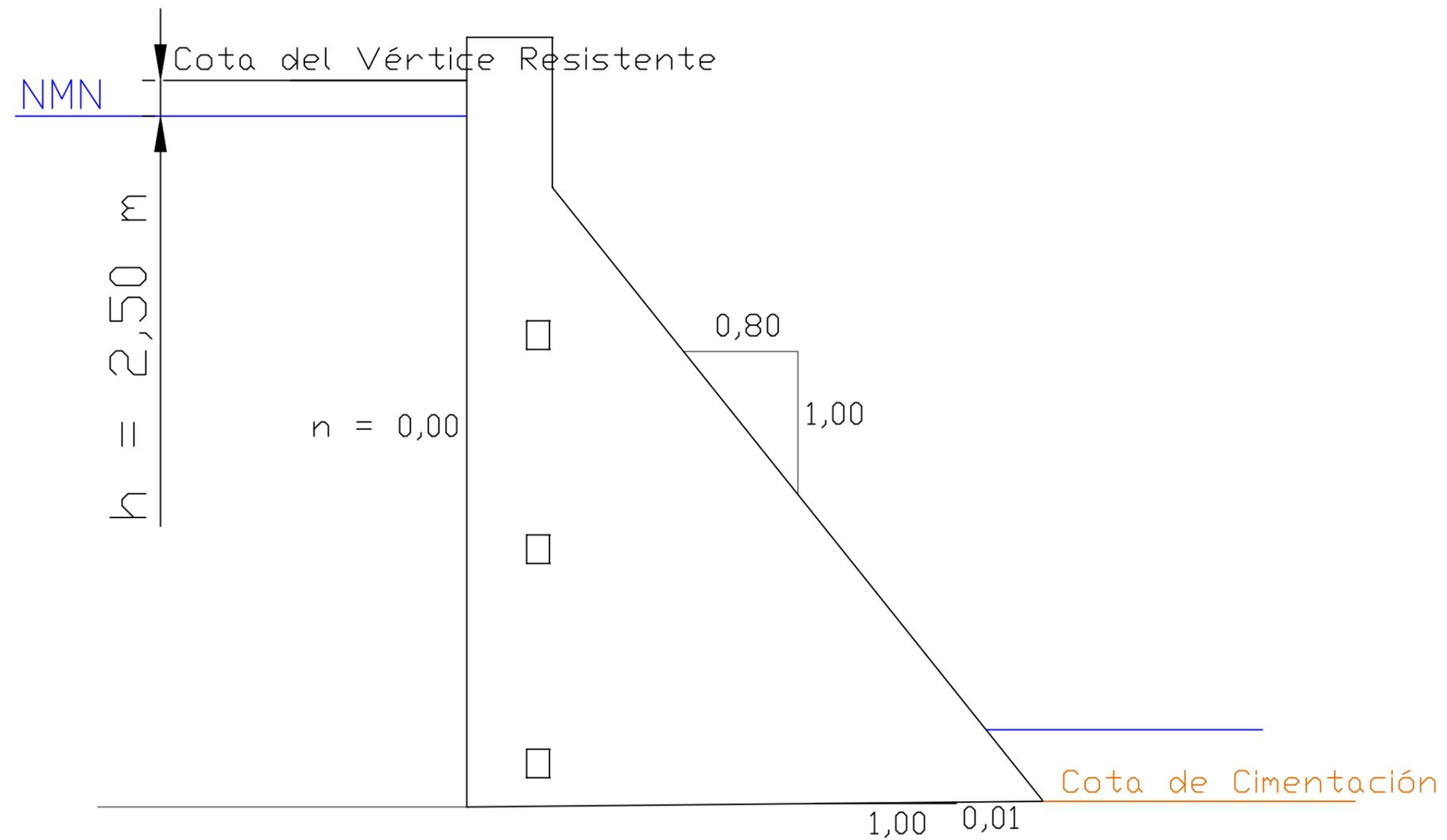
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID	AUTOR: M. ELENA VILLAVERDE LÓPEZ	TÍTULO DEL PROYECTO: OPTIMIZACIÓN DE PRESAS DE GRAVEDAD	TÍTULO DEL PLANO: PLANO DE ALTERNATIVAS DE ENCAJE DE LA PRESA EN LA CERRADA	ESCALA: 1:80	PLANO 1 Hoja 1 de 1
--------------------------------------	--	---	---	------------------------	-------------------------------



PLANO DE COMPARACION	
P.K.	
DISTANCIAS	AL ORIGEN
	PARCIALES
ORDENADAS	RASANTE
	TERRENO
COTAS REDJAS	DESMONTE
	TERRAPLEN
ACUERDOS VERTICALES	
DIAGRAMA DE CURVATURAS	
DIAGRAMA DE PERALTES	BORDE DERECHO
	BORDE IZQUIERDO

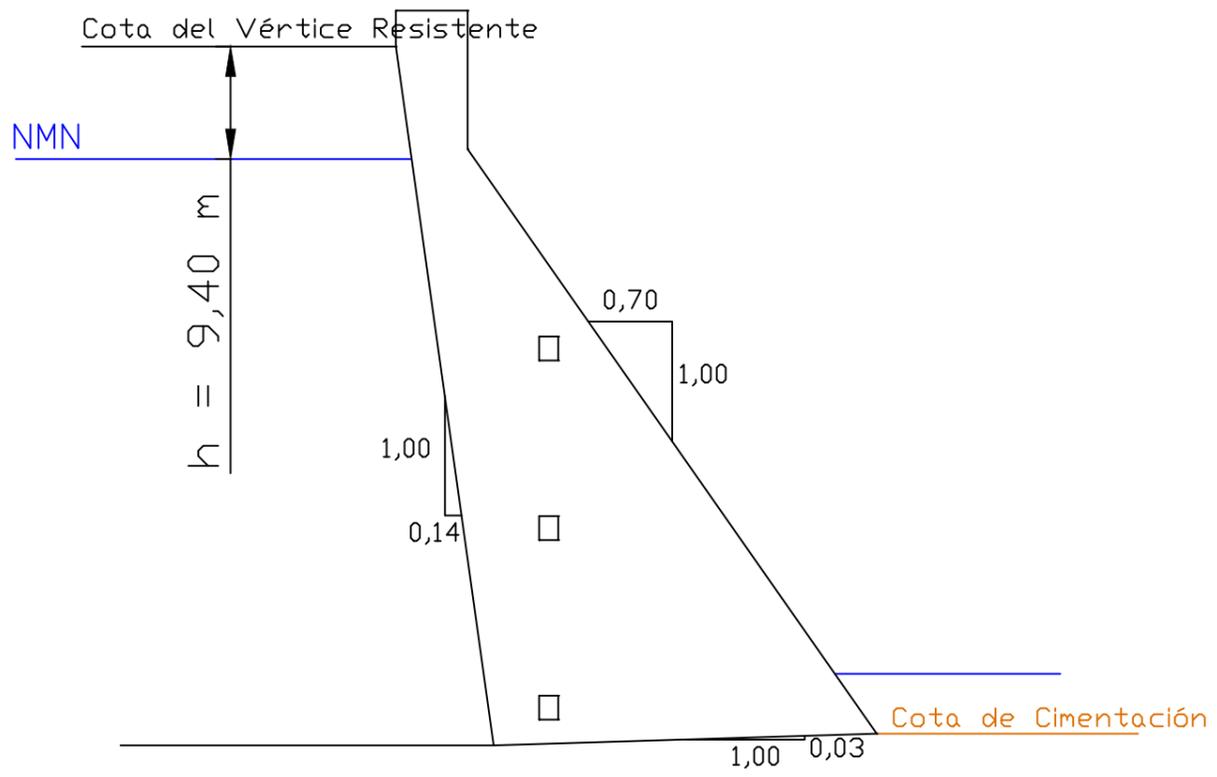


SECCIÓN TIPO DE LA PRESA DE GRAVEDAD, DISEÑADA CON LA METODOLOGÍA TRADICIONAL

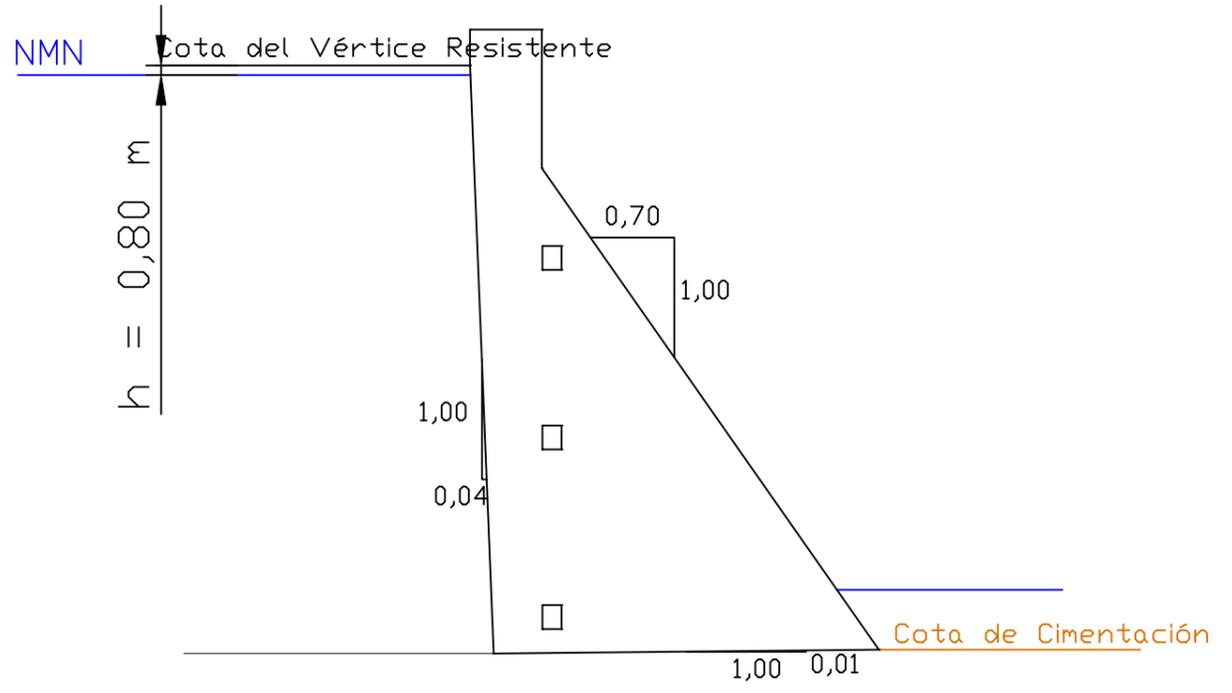


SECCIONES TIPO DE LA PRESA DE GRAVEDAD PARA EL CASO EN EL QUE SE PERMITE DESPLOME DEL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

SECCIÓN TIPO DISEÑADA CON LA METODOLOGÍA DE OPTIMIZACIÓN. CASO DRENES INEFICACES

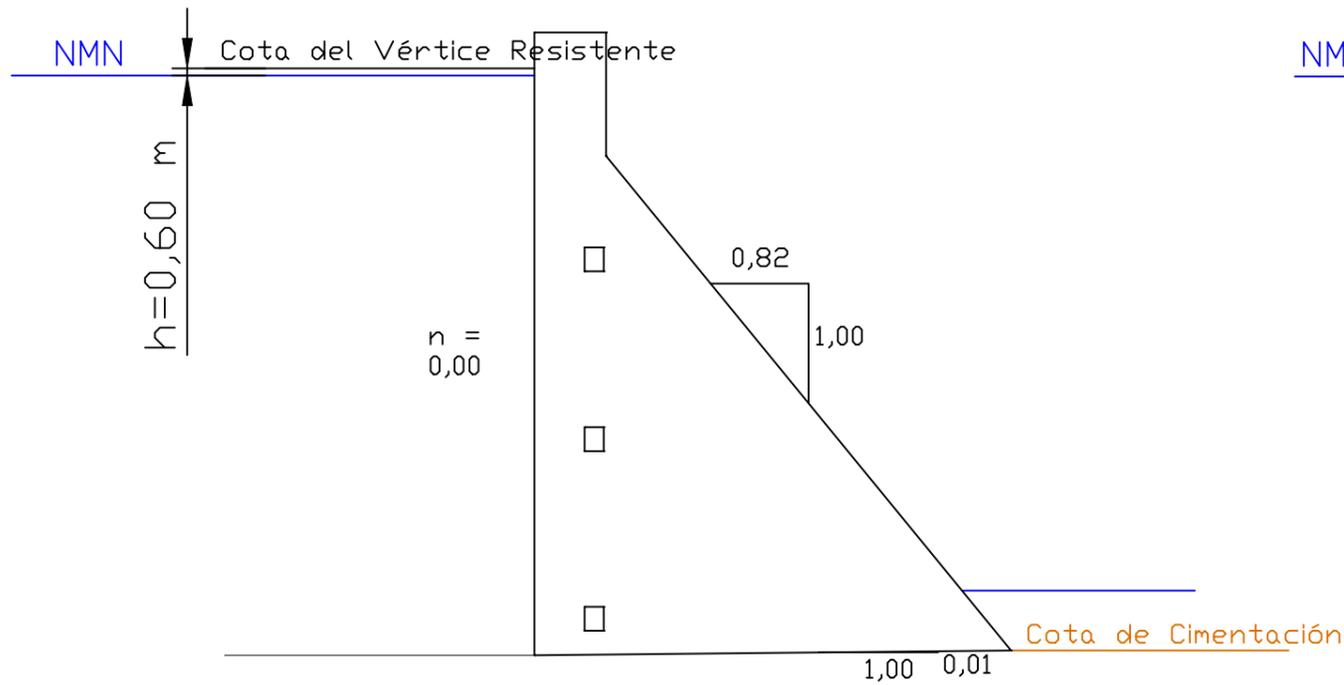


SECCIÓN TIPO DISEÑADA CON LA METODOLOGÍA DE OPTIMIZACIÓN. CASO DRENES TOTALMENTE EFICACES.

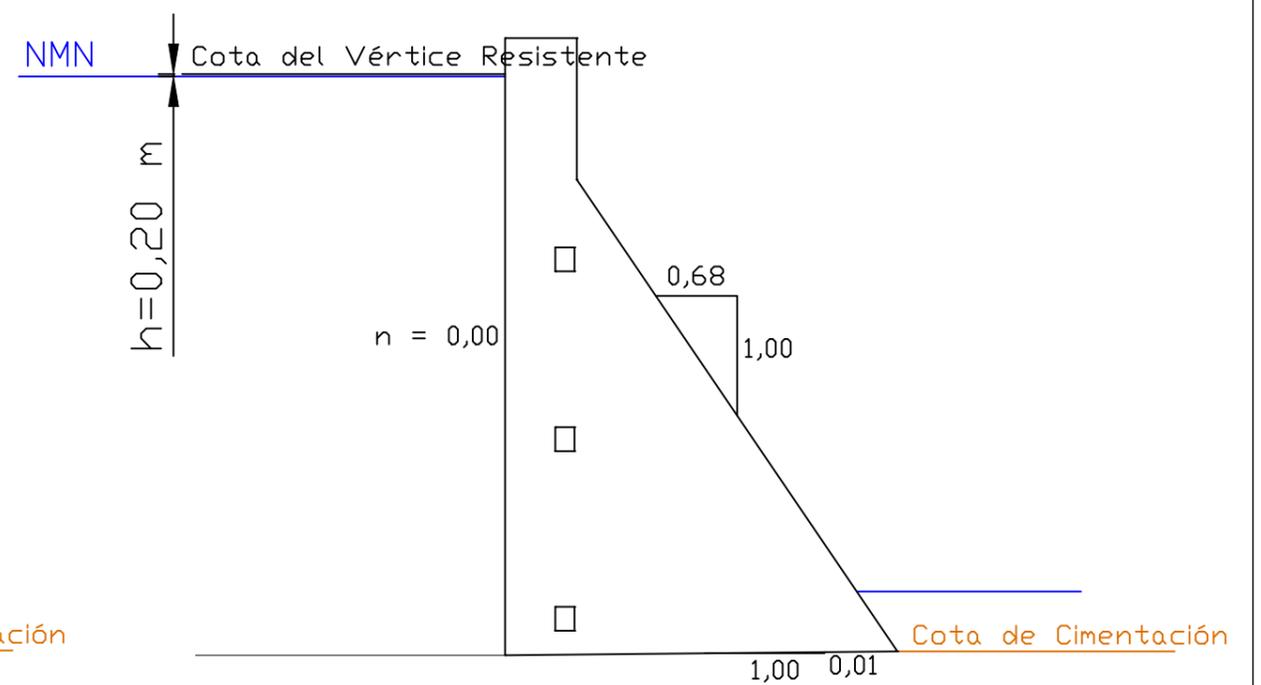


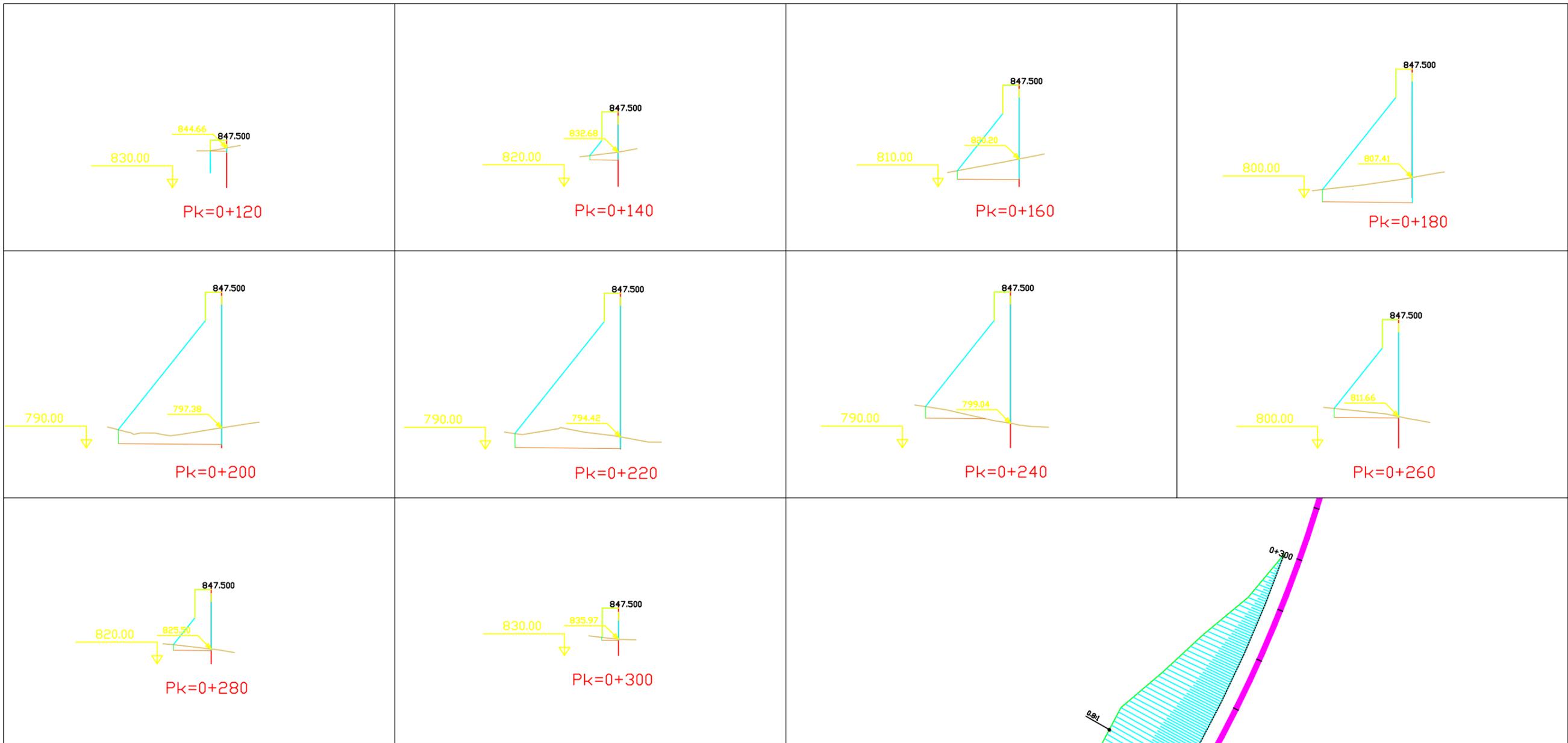
SECCIONES TIPO DE LA PRESA DE GRAVEDAD PARA EL CASO EN EL QUE SE IMPIDE EL DESPLOME DEL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA:

SECCIÓN TIPO DISEÑADA CON LA METODOLOGÍA DE OPTIMIZACIÓN. CASO DRENES INEFICACES



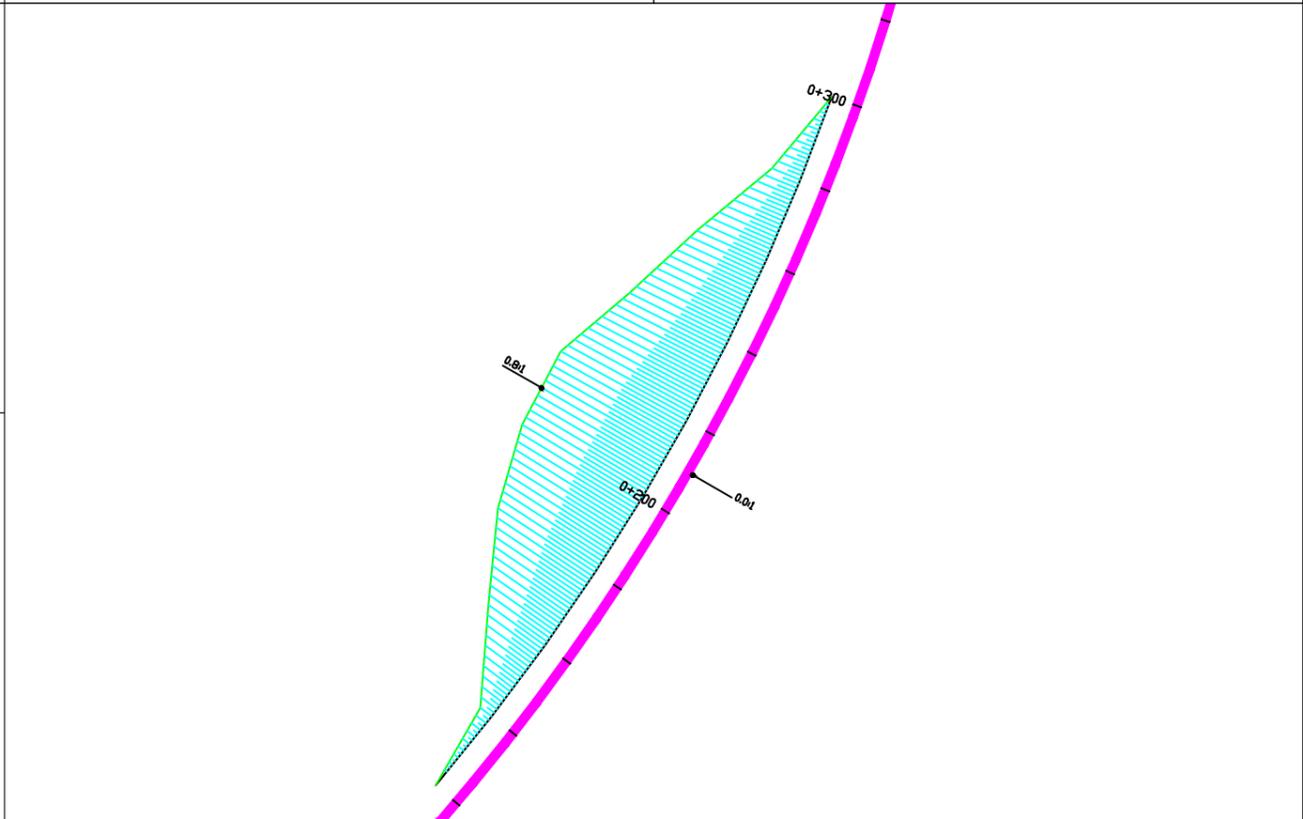
SECCIÓN TIPO DISEÑADA CON LA METODOLOGÍA DE OPTIMIZACIÓN. CASO DRENES TOTALMENTE EFICACES.





DATOS:

<p>PK=0+120 A. Excavación: 3,843 A. Hormigón: 24,283</p> <p>PK=0+140 A. Excavación: 23,831 A. Hormigón: 126,676</p> <p>PK=0+160 A. Excavación: 123,797 A. Hormigón: 442,019</p> <p>PK=0+180 A. Excavación: 222,415 A. Hormigón: 884,946</p>	<p>PK=0+200 A. Excavación: 163,219 A. Hormigón: 1156,858</p> <p>PK=0+220 A. Excavación: 227,459 A. Hormigón: 1203,689</p> <p>PK=0+240 A. Excavación: 51,281 A. Hormigón: 805,616</p> <p>PK=0+260 A. Excavación: 50,634 A. Hormigón: 478,405</p>	<p>PK=0+280 A. Excavación: 18,805 A. Hormigón: 191,799</p> <p>PK=0+300 A. Excavación: 4,697 A. Hormigón: 71,873</p> <p>Talud de aguas arriba, n=0.00 Talud de aguas abajo, m=0.80 Contapendiente, i = 0.01 Cota vértice resistente= NAP</p>
---	---	--



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA DE MADRID

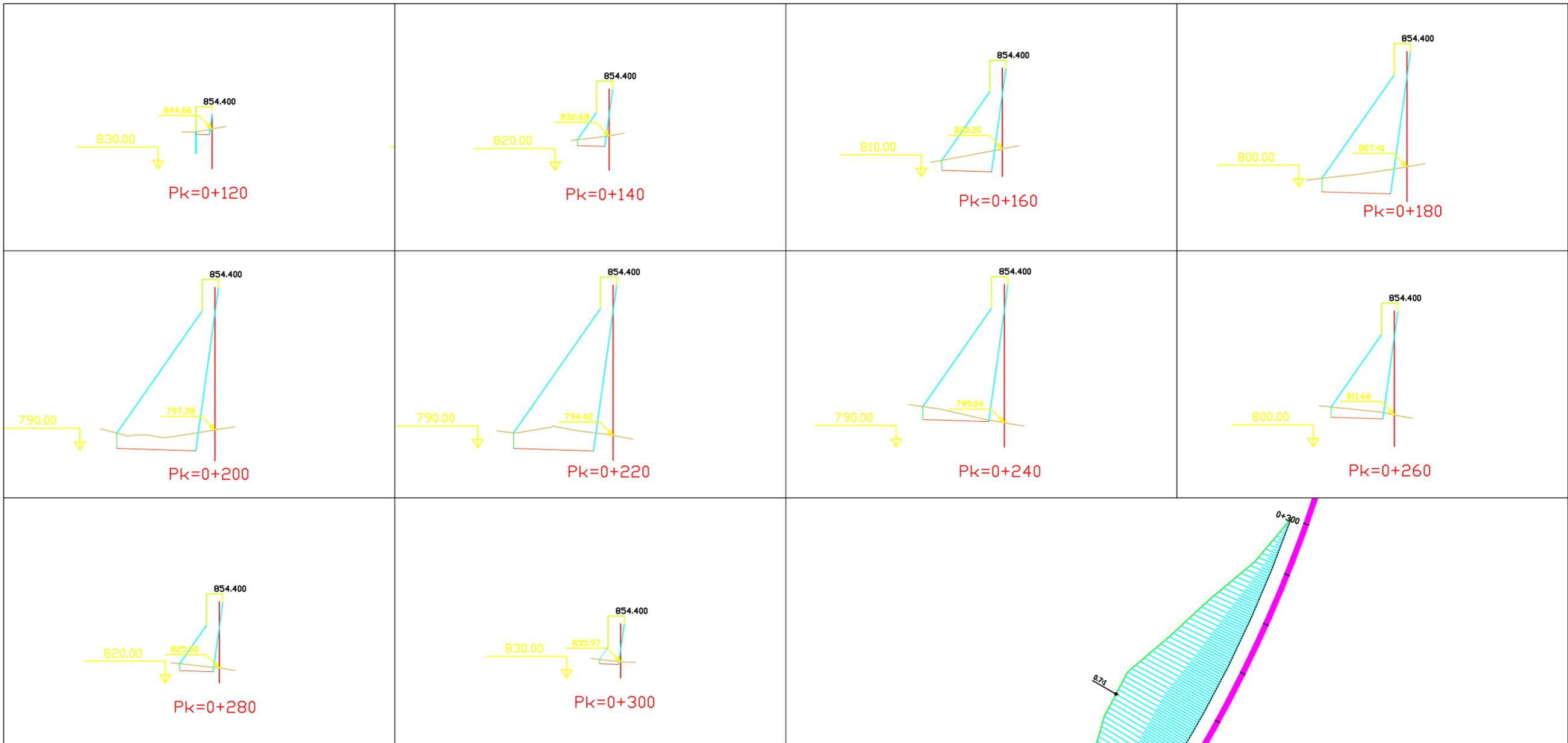
AUTOR:
M. ELENA VILLAVERDE LÓPEZ

TÍTULO DEL PROYECTO:
OPTIMIZACIÓN DE PRESAS DE GRAVEDAD

TÍTULO DEL PLANO:
PLANO DE PERFILES TRANSVERSALES Y PLANTA DE LA PRESA DISEÑADA CON EL MÉTODO TRADICIONAL

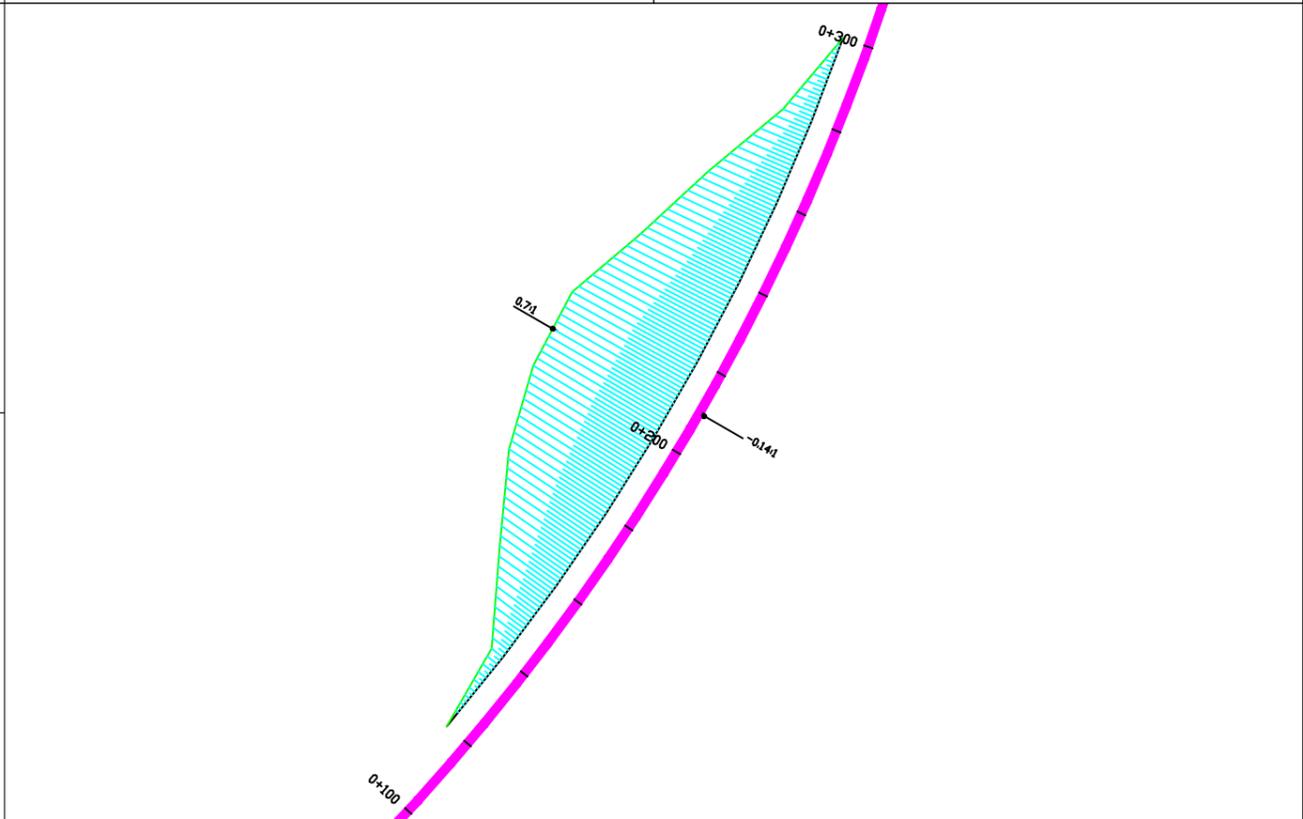
ESCALA:
1:40

PLANO 6
Hoja 1 de 1



DATOS:

<p>PK=0+120 A. Excavación:7,137 A. Hormigón:48,401</p> <p>PK=0+140 A. Excavación:30,209 A. Hormigón:155,357</p> <p>PK=0+160 A. Excavación:108,758 A. Hormigón:430,19</p> <p>PK=0+180 A. Excavación:180,488 A. Hormigón:784,352</p>	<p>PK=0+200 A. Excavación:156,212 A. Hormigón:1.023,158</p> <p>PK=0+220 A. Excavación:218,813 A. Hormigón:1.052,456</p> <p>PK=0+240 A. Excavación:68,71 A. Hormigón:727,295</p> <p>PK=0+260 A. Excavación:60,192 A. Hormigón:463,384</p>	<p>PK=0+280 A. Excavación:26,118 A. Hormigón:214,261</p> <p>PK=0+300 A. Excavación:9,24 A. Hormigón:93,931</p> <p>Talud de aguas arriba, n= -0.14 Talud de aguas abajo, m=0.70 Contapendiente, i = 0.03 Cota vértice resistente, NMN + (h = 9.40)</p>
--	--	--



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA DE MADRID

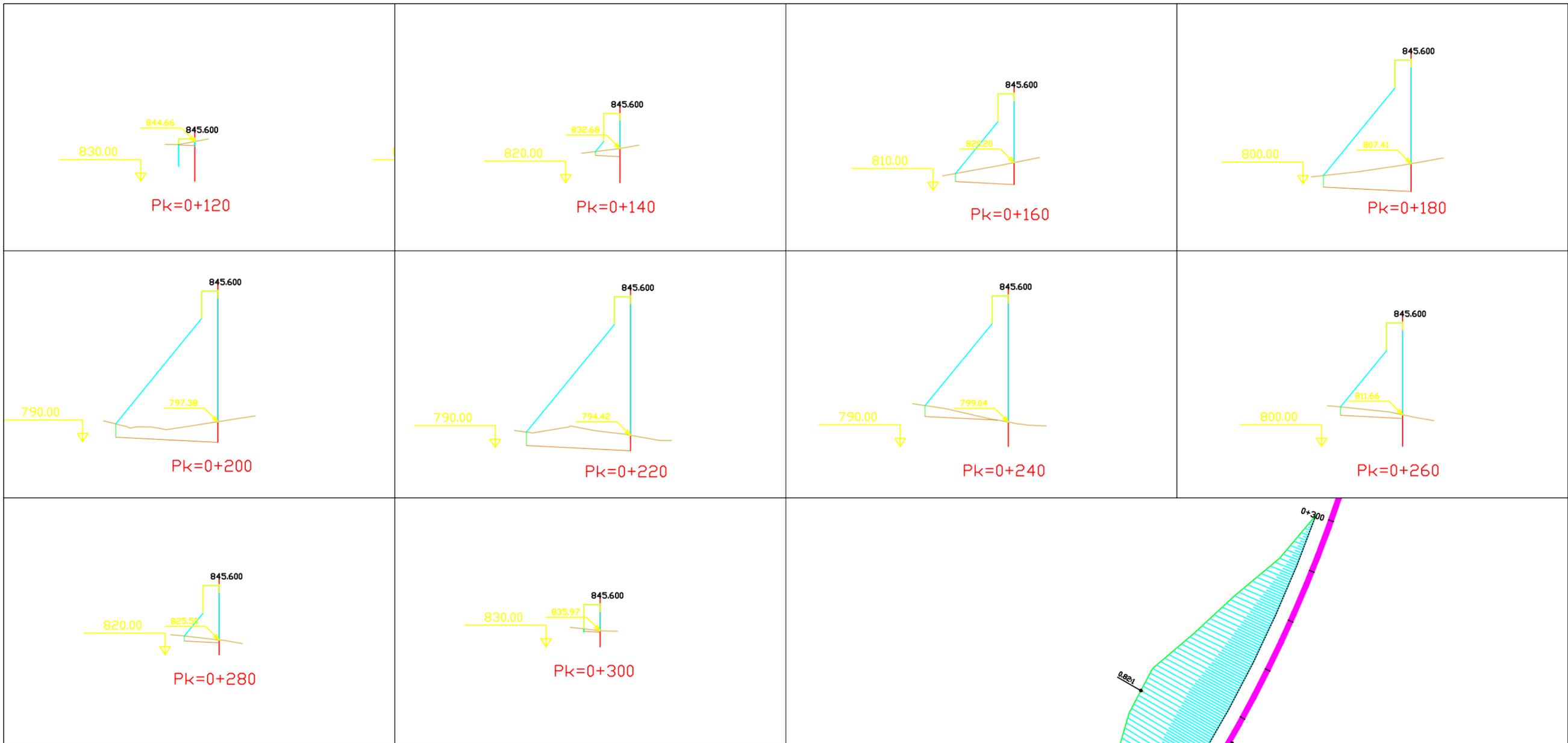
AUTOR:
M. ELENA VILLAVERDE LÓPEZ

TÍTULO DEL PROYECTO:
OPTIMIZACIÓN DE PRESAS DE GRAVEDAD

TÍTULO DEL PLANO:
PLANO DE PERFILES TRANSVERSALES Y PLANTA DE LA PRESA DISEÑADA CON EL MÉTODO OPTIMIZADO, PERMITIENDO EL DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA

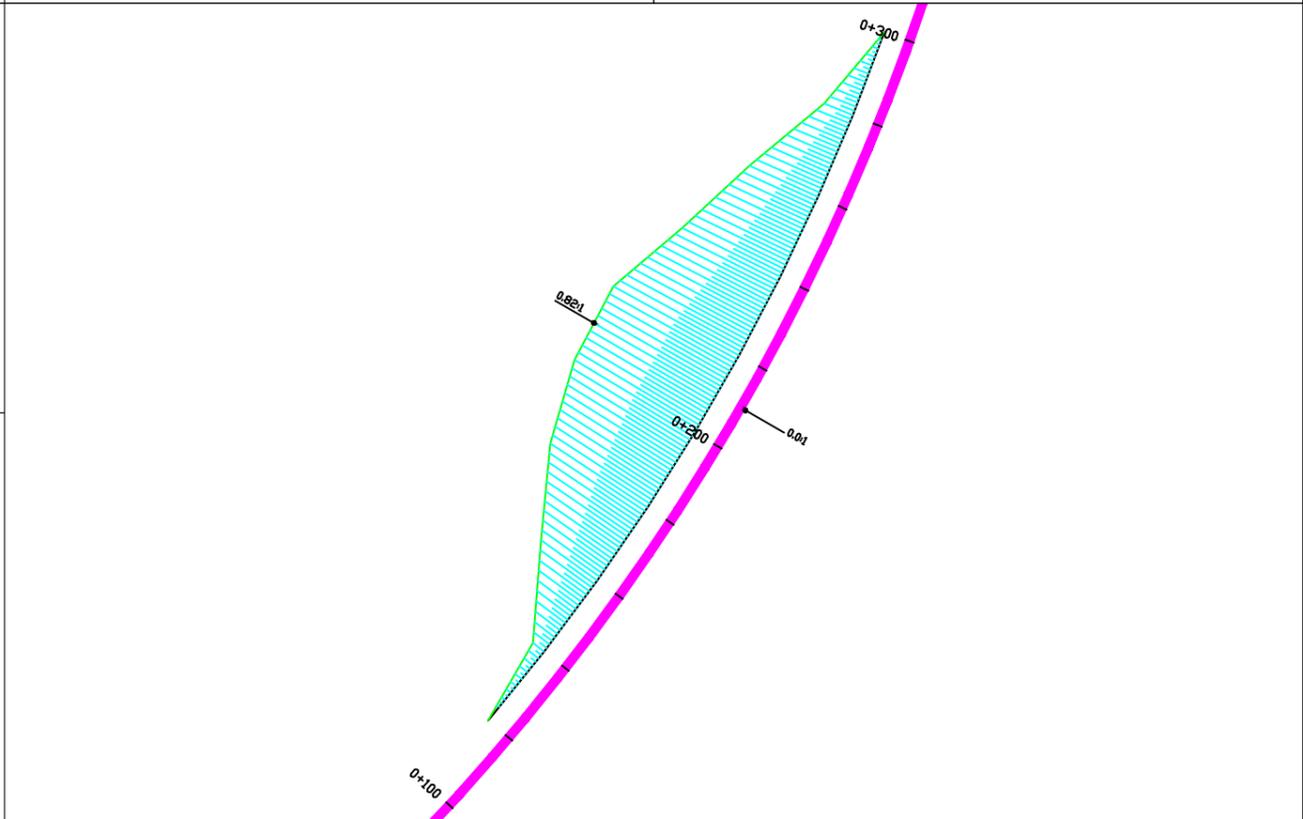
ESCALA:
1:40

PLANO 7
Hoja 1 de 1



DATOS:

<p>PK=0+120</p> <p>A. Excavación: 4,941</p> <p>A. Hormigón: 13,981</p> <p>PK=0+140</p> <p>A. Excavación: 19,541</p> <p>A. Hormigón: 104,719</p> <p>PK=0+160</p> <p>A. Excavación: 119,353</p> <p>A. Hormigón: 402,91</p> <p>PK=0+180</p> <p>A. Excavación: 230,226</p> <p>A. Hormigón: 843,145</p>	<p>PK=0+200</p> <p>A. Excavación: 187,109</p> <p>A. Hormigón: 1.131,11</p> <p>PK=0+220</p> <p>A. Excavación: 249,842</p> <p>A. Hormigón: 1.174,757</p> <p>PK=0+240</p> <p>A. Excavación: 57,716</p> <p>A. Hormigón: 767,13</p> <p>PK=0+260</p> <p>A. Excavación: 56,042</p> <p>A. Hormigón: 447,099</p>	<p>PK=0+280</p> <p>A. Excavación: 18,669</p> <p>A. Hormigón: 168,557</p> <p>PK=0+300</p> <p>A. Excavación: 4,426</p> <p>A. Hormigón: 60,146</p> <p>Talud de aguas arriba, $n=0.00$</p> <p>Talud de aguas abajo, $m=0.82$</p> <p>Contendiente, $i = 0.01$</p> <p>Cota vértice resistente, $NMN + (h = 0.60)$</p>
--	---	---



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA DE MADRID

AUTOR:
M. ELENA VILLAVERDE LÓPEZ

TÍTULO DEL PROYECTO:
OPTIMIZACIÓN DE PRESAS DE GRAVEDAD

TÍTULO DEL PLANO:
PLANO DE PERFILES TRANSVERSALES Y PLANTA DE LA PRESA DISEÑADA CON EL MÉTODO OPTIMIZADO, IMPIDIENDO EL DESPLOME EN EL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA PRESA

ESCALA:
1:40

PLANO 8
Hoja 1 de 1