

Ingeniería de estructuras

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

TRABAJO DE CURSO

**S28: Dimensionamiento y cálculo de una presa
de hormigón**

Marc Rodríguez Ares

46980560-R

ÍNDICE

1. Introducción	3
2. Análisis bidimensional	5
2.1 Pre-proceso	5
2.1.1 Geometría	5
2.1.2 Condiciones de contorno	5
2.1.3 Materiales	6
2.1.4 Cargas actuantes	6
2.1.5 Mallado	7
2.2 Post-proceso	8
2.2.1 Caso 1: Peso propio	8
2.2.2 Caso 2: Peso propio más empuje hidrostático .	10
2.3 Conclusiones	12
3. Análisis tridimensional	12
3.1 Pre-proceso	12
3.1.1 Geometría	12
3.1.2 Condiciones de contorno	14
3.1.3 Materiales	14
3.1.4 Cargas actuantes	14
3.1.5 Mallado	15
3.2 Post-proceso	16
3.2.1 Caso 1: Peso propio	16
3.2.2 Caso 2: Peso propio más empuje hidrostático .	18
3.3 Conclusiones	20
4. Conclusiones	20

1. Introducción

El objetivo del ejercicio es estudiar el comportamiento estructural de una presa de hormigón de 48 metros de altura tanto en 2D como en 3D mediante el software GiD. Por lo tanto, consiste en realizar el dimensionamiento y el cálculo de la presa discretizando el problema gracias a la generación de diferentes mallas y a la aplicación del cálculo numérico y elementos finitos.

De la teoría vista en clase, se sabe que cuando se realiza un estudio en 2 dimensiones de una presa, el estudio se hace tratando el ejercicio como un problema de Deformación plana ya que las cargas están repartidas sobre toda la longitud y esta puede considerarse suficientemente larga con respecto a su sección.

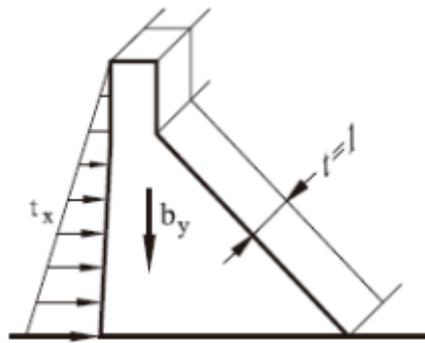


Figura 1. Simplificación del problema a deformación plana

Con esta simplificación se trabaja en el plano XY. Esto se traduce a que todas las secciones perpendiculares al eje prismático Z se deforman idénticamente. Por lo tanto, para este tipo de problemas el Principio de Trabajos Virtuales puede escribirse como:

$$\iint_A \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} t dA = \iint_A \delta \mathbf{u}^T \mathbf{b} t dA + \int_l \delta \mathbf{u}^T \mathbf{t} t dl + \sum_{i=1}^n \delta \mathbf{u}_i^T \mathbf{p}_i$$

Para resolver este tipo de ejercicio mediante el software GiD, se utiliza el complemento *Plane_state* del aplicativo *RamSeries* debido a que tiene en consideración la formulación definida. Es importante luego seleccionar el apartado de deformación plana ya que el programa tiene por defecto el estado de tensión plana.

Una vez realizado el análisis con un modelo 2D, se realiza un modelo 3D con el fin de verificar los resultados obtenidos para la simplificación de deformación plana. En el análisis tridimensional se añade un grado más de libertad que en el caso anterior. Para resolver este tipo de ejercicio se utiliza el complemento *3D_Solids* del aplicativo *RamSeries*.

Como se podrá comprobar en los siguientes apartados, el análisis tridimensional todo y tratarse de un problema sencillo conlleva una complejidad adicional no sólo a la hora de introducir el modelo sino también en el incremento del coste computacional que lleva asociado debido al aumento de las dimensiones del problema.

En este tipo de análisis no se descuida ningún componente del campo de desplazamiento de modo que se trabaja con la formulación generalizada. El Principio de Trabajos Virtuales en este caso queda de la siguiente forma:

$$\iiint_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \iiint_V \delta \mathbf{u}^T \mathbf{b} dV + \iint_A \delta \mathbf{u}^T \mathbf{t} dA + \sum_{i=1}^n \delta \mathbf{u}_i^T \mathbf{p}_i$$

Tanto en el proyecto del análisis bidimensional como para posteriormente en el tridimensional se debe verificar el diseño utilizando en ambos casos las siguientes hipótesis:

- Las tracciones máximas en cualquier punto de la presa no deben superar 0,5 MPa.
- El peso específico del hormigón es de 25000 N/m³ y del terreno es de 20000 N/m³.
- El módulo de elasticidad del hormigón es de 22 GN/m² y el coeficiente de Poisson es de 0,20.
- Base empotrada en el terreno.
- Cimentación en terreno homogéneo con módulo de elasticidad de 37 GN/m² y coeficiente de Poisson de 0,30.
- La sección del terreno tiene un ancho de 30 metros.

Como se ha comentado, el análisis se debe realizar en dos situaciones:

- Peso propio.
- Peso propio más el empuje hidrostático en presa y cimentación con una altura del agua de 46 metros.

A continuación se puede observar tanto la sección del terreno como la sección que debe seguir la presa.

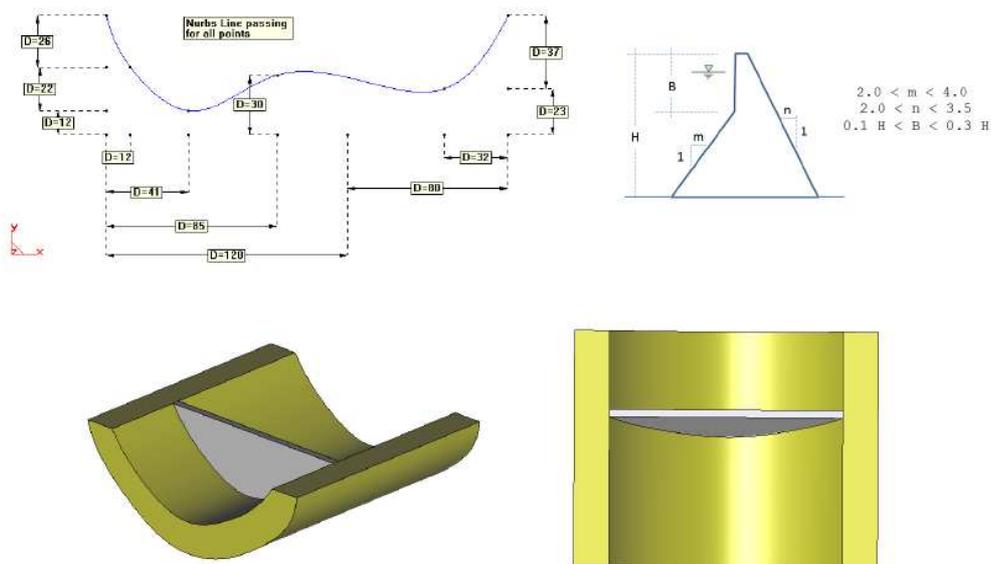


Figura 2. Enunciado gráfico

2. Análisis bidimensional

El enunciado del problema define todos los parámetros excepto los parámetros que definen los pendientes de los espaldones “m” y “n” así como la altura del espaldón “B”.

Para el valor del valor “B” se escoge el término medio, es decir $0,2H$, dando un valor de 9,6 metros. Para los valores de las pendientes se escoge el valor del espaldón que nos proporcione tracciones menores al tiempo que sea lo más económico posible. Por lo tanto, se escoge el valor máximo posible para el espaldón aguas abajo ($n=3,5$) y el valor mínimo aguas arriba ($m=2$). Para encontrar el dimensionamiento óptimo de la presa se procedería a un proceso iterativo con diferentes valores disminuyendo el pendiente aguas abajo hasta que fuera mínimo posible siempre y cuando se cumplieran todas las restricciones.

2.1 Pre-proceso

2.1.1 Geometría

El primer paso es la generación del modelo a partir de la geometría dada por el enunciado y siguiendo las directrices especificadas en líneas anteriores. Introduciendo los diferentes puntos y uniéndolos a través de líneas se crea el esquema del modelo. El siguiente paso es convertir el modelo en superficies, en este caso dos, una pertinente a la presa y la otra al terreno.

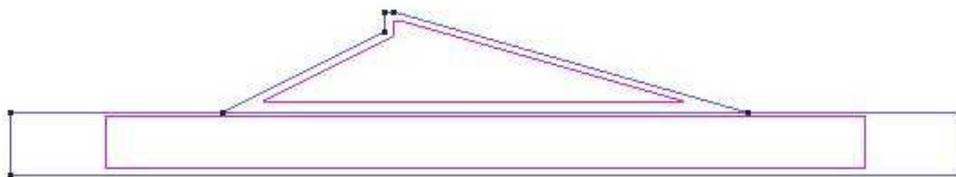


Figura 3. Geometría de la presa

2.1.2 Condiciones de contorno

La superficie del terreno se considera empotrada. En la base, los desplazamientos en los ejes X y Y están impedidos mientras que en los laterales los únicos desplazamientos impedidos son los del eje X.

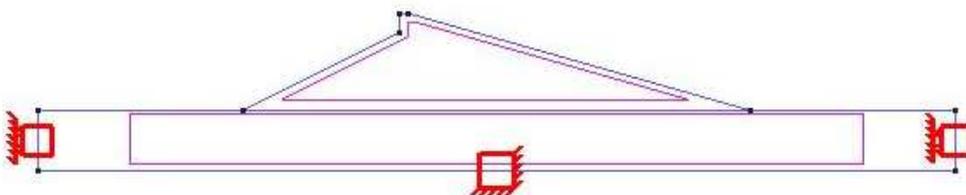


Figura 4. Condiciones de contorno

2.1.3 Materiales

Según las propiedades mecánicas dadas en el enunciado, se crean dos nuevos materiales que luego se asignarán a la presa (hormigón) y al terreno (terreno homogéneo).

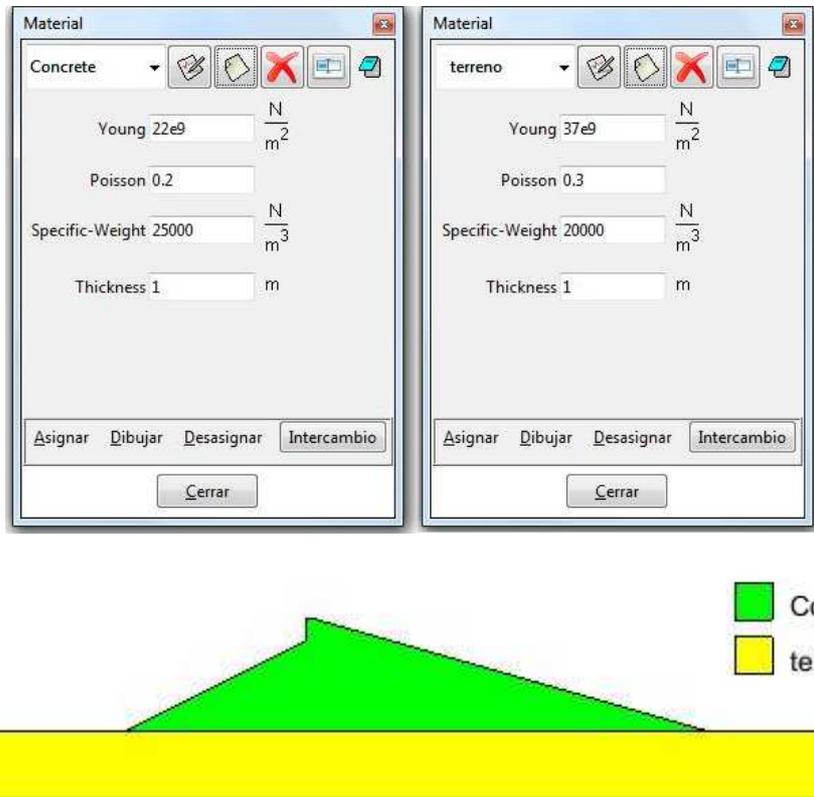


Figura 5. Materiales

2.1.4 Cargas actuantes

En este apartado es donde aparecen los diferentes casos a tratar. Por un lado se tiene un primer caso donde sólo se introduce el peso propio de las superficies. Para representar esta situación se debe seleccionar la casilla *Consider Self-weight* en el menú *Datos de problema*. Además, se debe realizar el cambio ya comentado de *Plane-Stress* a *Plane-Strain* ya que el programa tiene por defecto tratar el problema como tensión plana.

En el segundo caso en cambio, se debe tener en cuenta además del peso propio el empuje hidrostático creado por una columna de agua de 46 metros. Aquí, por lo tanto, se debe considerar el empuje hidrostático que actúa uniformemente sobre el terreno y linealmente sobre el espaldón aguas arriba y sobre la pared vertical. Utilizando el valor estándar del peso específico del agua, el valor del empuje máximo (en el pie de la presa) tiene un valor de:

$$F = \gamma gh = 1000 * 10 * 46 = 46e4 \text{ N/m}^2$$

Se debe tener en cuenta que no es lo mismo el empuje hidrostático sobre una pared inclinada que sobre el espaldón que es recto. Es por eso que se introducen dos cargas, una desde el pie de la presa hasta la intersección con el espaldón (verde), y una segunda (amarilla) desde allí

hasta la altura de agua establecida. La altura de la presa es de 48 metros mientras que se considera una lámina de agua de 46 metros dejando 2 metros hasta coronación como reserva. Además, hay una tercera carga sobre el terreno que es la referente al peso propio del agua.

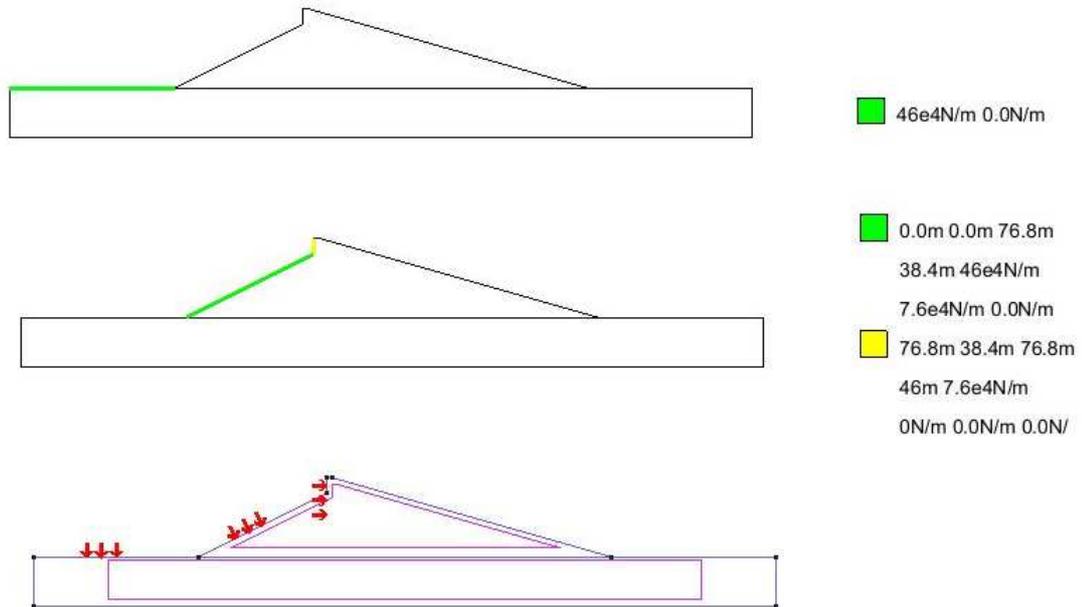


Figura 6. Introducción del empuje hidrostático

2.1.5 Mallado

De los resultados de las diferentes prácticas realizadas durante el curso en esta asignatura, se decide utilizar un elemento triangular de 6 nodos. Esto es debido a que los elementos triangulares de tres nodos son menos precisos que los cuadriláteros o que los elementos triangulares de un orden superior. Además, sí que es cierto que los elementos cuadriláteros son más precisos pero a la vez son menos versátiles en la discretización para geometrías con ángulos y cambios bruscos de geometría.

Por lo tanto, considerando este elemento se irá refinando la malla comparando el valor del desplazamiento máximo en dirección Y para las diferentes mallas. A continuación se puede observar como ejemplo un mallado del modelo.

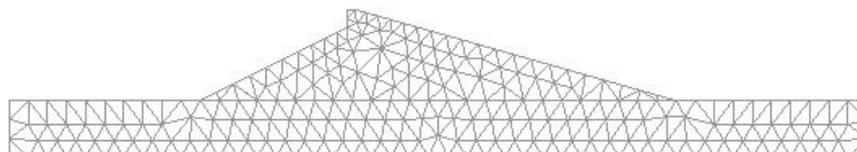


Figura 7. Ejemplo de malla utilizada

2.2 Post-proceso

2.2.1 Caso 1: Peso propio

A continuación se muestra el análisis de convergencia para el caso donde solo se considera el peso propio como fuerza actuante.

Grados de libertad	Uy máximo (m)
792	-0,0017095
1640	-0,0017102
6942	-0,0017101
10420	-0,0017103
18762	-0,0017108
42838	-0,001711

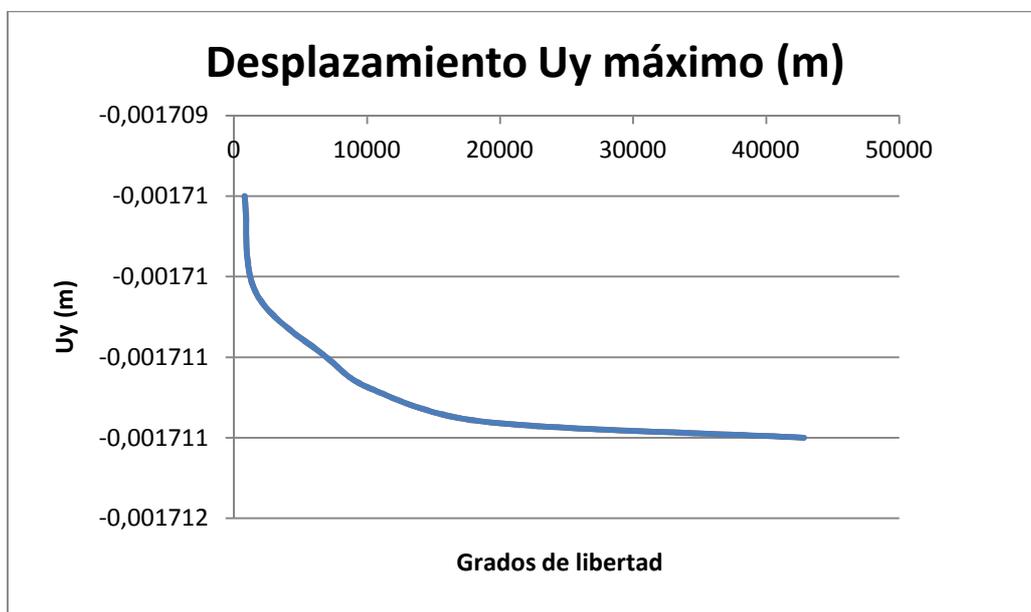
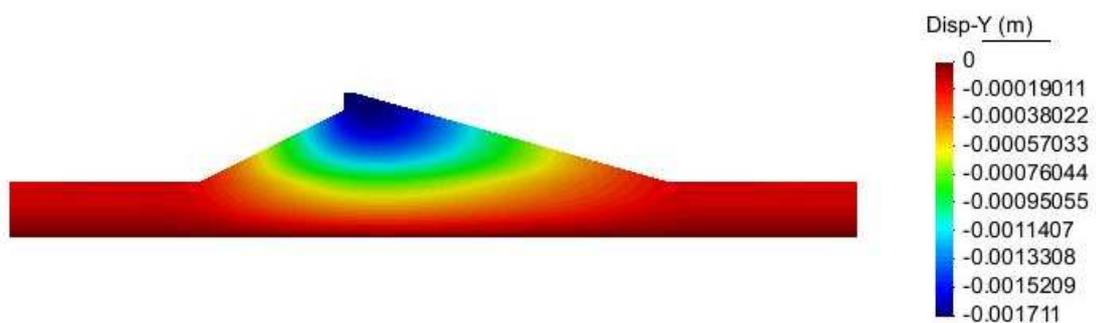


Figura 8. Análisis de convergencia del desplazamiento vertical

A continuación se muestran los resultados gráficos del problema que hacen referencia al campo de desplazamientos y al estado tensional (tracciones y compresiones):



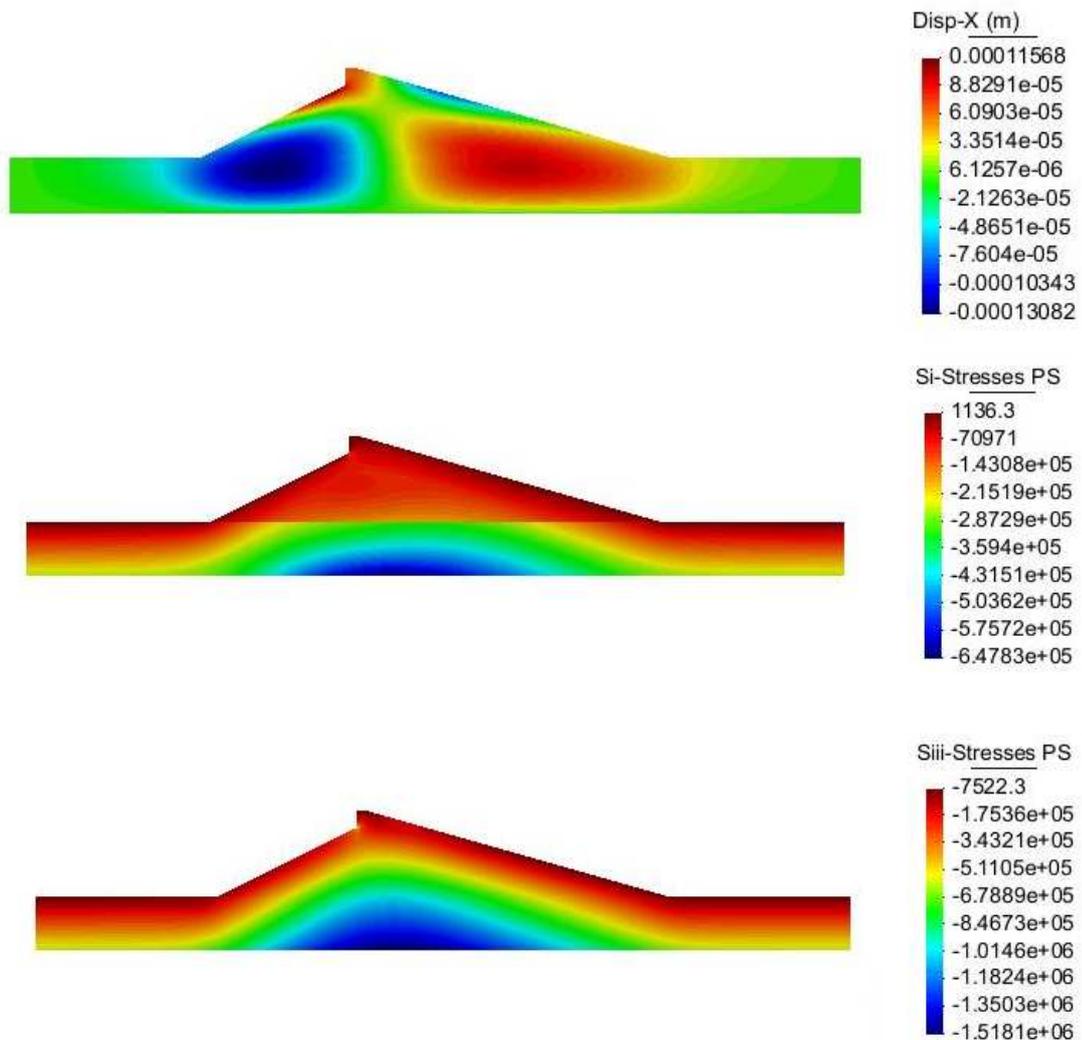


Figura 9. Resultados gráficos del campo de desplazamientos, de las tracciones (Si) y de las compresiones (Siii) para el caso 1

Cuando la presa está sometida exclusivamente al peso propio, los máximos asientos tienen lugar en la parte superior de la presa (en la coronación) y tienen valores significativamente pequeños causados por los parámetros elásticos de la presa y del terreno. El máximo valor obtenido es de 0,0017 metros.

Estudiando la parte inferior del terreno sometida al peso propio del propio terreno se observa una compresión de unos 595 kPa, valor razonable ya que en el suelo si solo se aplica el peso propio debería haber una tensión de compresión de unos 600 kPa dado que hay una columna de tierra de 30 metros con un peso de 20 kN/m^3 . Se puede ver que en la zona de debajo de la presa las compresiones aumentan debido al peso propio de la presa.

El estado tensional de la presa es en compresión, y por lo tanto, no se llega a superar el límite impuesto de 0,5 MPa a tracción.

2.2.2 Caso 2: Peso propio más empuje hidrostático

Igual que en el caso anterior, a continuación se muestra el análisis de convergencia pero en este caso teniendo en cuenta tanto el peso propio como el empuje hidrostático creado por una lámina de agua de 46 metros.

Grados de libertad	Uy máximo (m)
792	-0,0018102
1640	-0,0018105
6942	-0,0018112
10420	-0,001812
18762	-0,0018135
42838	-0,0018142

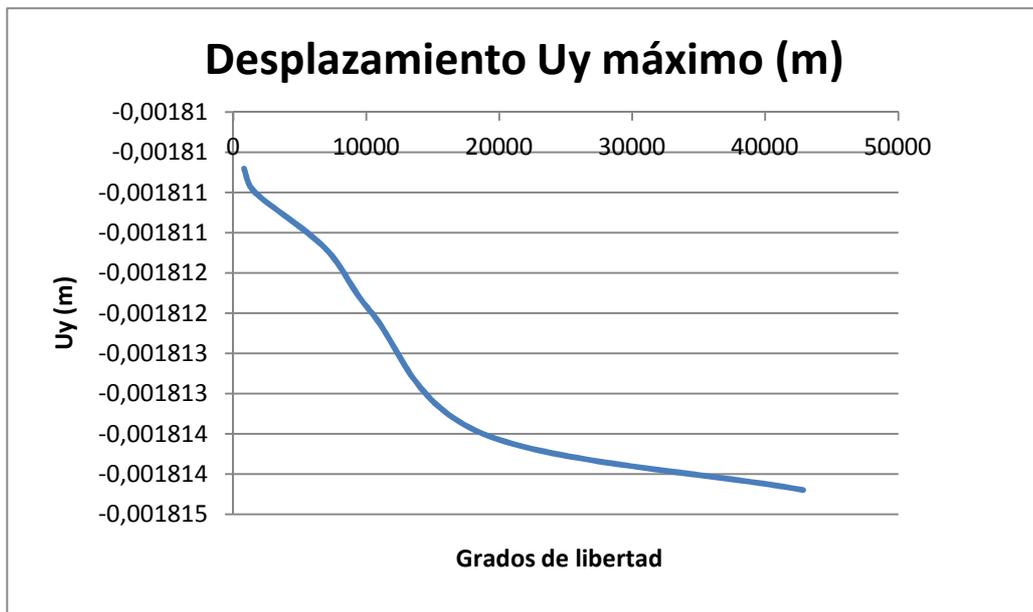
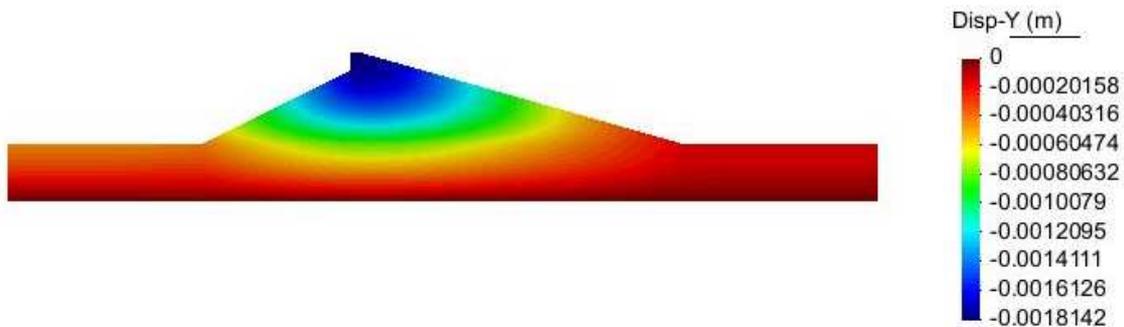


Figura 10. Análisis de convergencia del desplazamiento vertical

A continuación se muestran los resultados gráficos del problema que hacen referencia al campo de desplazamientos y al estado tensional (tracciones y compresiones):



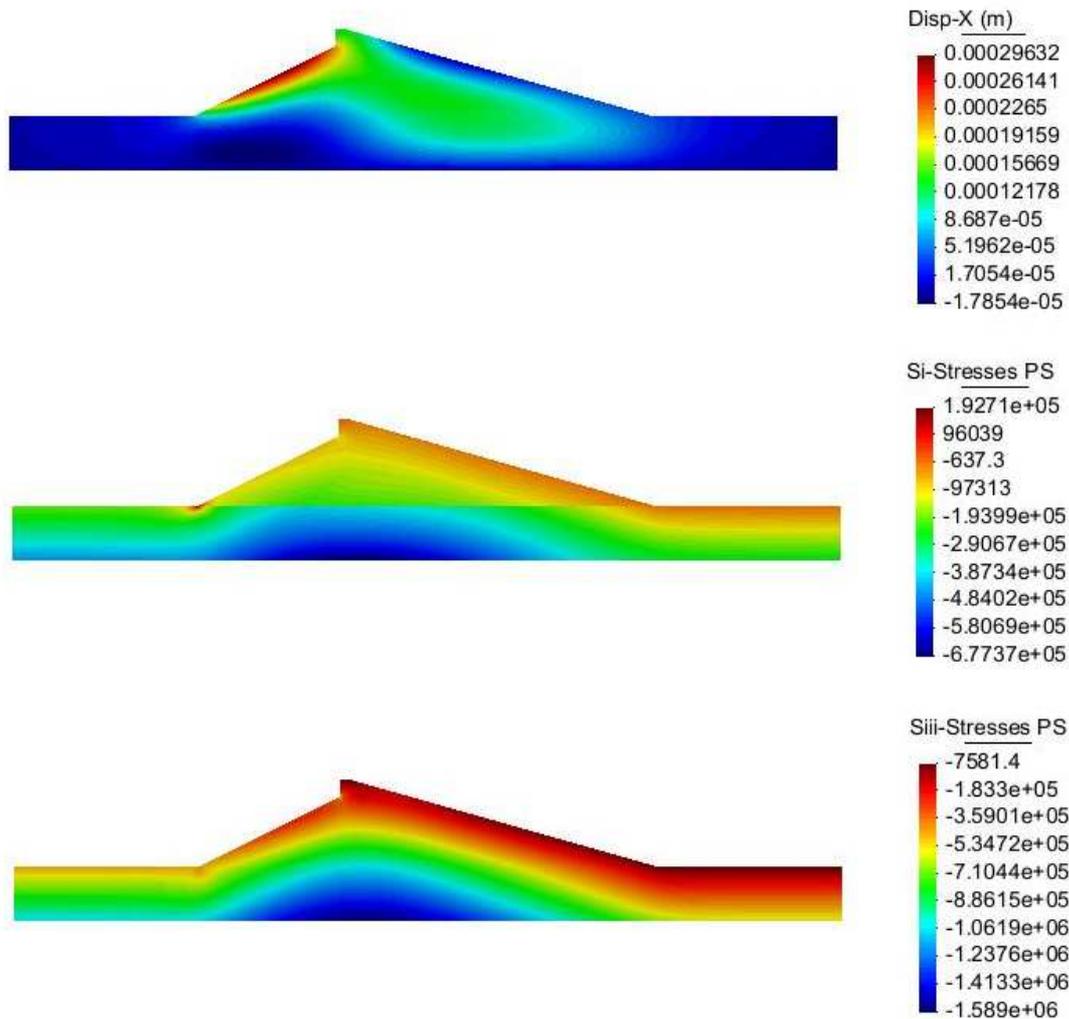


Figura 11. Resultados gráficos del campo de desplazamientos, de las tracciones (Si) y de las compresiones (Siii) para el caso 2

Bajo la nueva hipótesis de carga, con el llenado de la presa, los resultados han variado ligeramente. El efecto del agua no es muy notable por lo que hace a desplazamientos verticales ya que se pasa de un valor de 0,0017m a 0,0018m, pero si en desplazamientos horizontales cambiando notablemente la configuración de desplazamientos horizontales en la presa.

Nuevamente, la presa y el terreno se encuentran principalmente comprimidos a excepción de las dos zonas superficiales del terreno. En esta modelización, al haber introducido una carga distribuida a lo largo de una recta que presenta un punto anguloso, los resultados locales en torno a este punto no se ajustan a la realidad ya que es un punto con concentración de tensiones ficticias. Es decir, por el hecho de que la geometría no sea suave junto con la aplicación de una carga en este punto nos encontramos ante errores causados por el cálculo numérico. Aunque las tracciones calculadas por el programa se disparen en este punto en comparación a los alrededores se continúa respetando el límite de 0,5MPa.

Comparando los valores de Siii, en este caso son superiores para mismos puntos que en el caso donde solo se considera peso propio. Esto es debido a que ahora sobre el terreno también hay

una columna de agua de 46 metros sobre el terreno. Si se compara un lado de la presa con el otro se puede observar que aguas arriba (donde hay la lámina de agua) se producen compresiones mayores que aguas abajo ya que en esta zona no hay lámina de agua ejerciendo compresión sobre el terreno.

2.3 Conclusiones

Después del análisis y del entendimiento de los resultados obtenidos, se puede concluir que los MEF permiten solucionar un problema complejo a partir de la introducción de la teoría de deformación plana de una manera rápida y eficiente. Comentar nuevamente, que se utiliza un elemento triangular de 6 nodos debido a que es un elemento que tiene una mayor adaptabilidad a la geometría y que presenta una convergencia buena y similar a otros elementos como los elementos cuadriláteros.

Un posible inconveniente a la hora de introducir MEF al análisis estructural es el punto de concentración de tensiones que aparece debido a la geometría angulosa que se ha comentado. Para solucionar este posible problema, irrelevante a los cálculos realizados, se debería suavizar la geometría aunque, al ser valores que no son reales y causados por los métodos numéricos utilizados, se debería tratar la zona con especial atención.

Los diferentes resultados obtenidos se ajustan a la realidad y a los resultados esperados (como por ejemplo que el terreno esté comprimido por su propio peso y el peso de la lámina de agua) y no se supera el valor límite admisible de tracción. Por lo tanto, los resultados pueden darse como válidos.

3. Análisis tridimensional

Este apartado, como se ha comentado, servirá para verificar que los resultados obtenidos para la simplificación de deformación plana se corresponden con los de un modelo tridimensional.

3.1 Pre-proceso

3.1.1 Geometría

En el análisis tridimensional se aumenta en una dimensión la geometría pasando de superficies a volúmenes. Para ello se utilizan herramientas de dibujo bidimensionales en el espacio XYZ junto con las herramientas que nos permiten extruir e intersectar los diferentes cuerpos.

Primeramente se genera el perfil del terreno según la figura 1 en el plano XZ y se le da un desarrollo suficientemente largo para que cuando se realice el modelo con la presa, los bordes del modelo queden suficientemente lejos para no influir a la resolución del problema. Análogamente, se dibuja la presa en el plano YZ y se extruye de forma que atraviese todo el ancho del terreno. En la figura que se presenta a continuación se puede observar lo que se comenta.

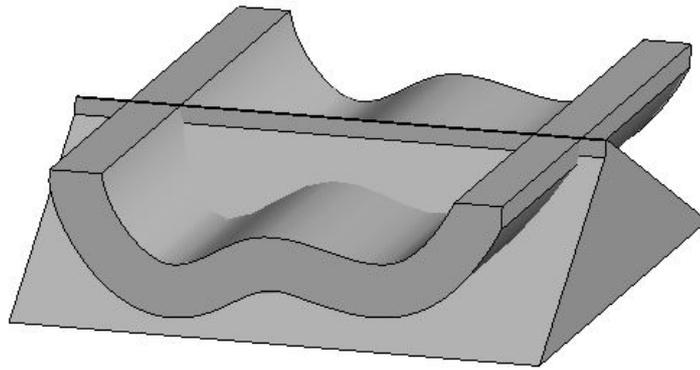


Figura 12. Volúmenes de presa y terreno antes de la intersección

Dados los volúmenes, se debe realizar la intersección de las diferentes superficies en contacto de presa y terreno definiendo así curvas de intersección y diversas superficies nuevas que consisten en divisiones de las superficies iniciales. Es importante entender el ejercicio para poder realizar las superficies y los consecuentes volúmenes de forma correcta.

Comentar, que al tener una geometría extraña del terreno y que la presa presenta cambios bruscos en la geometría (espaldón) se han tenido diferentes problemas a la hora de definir las nuevas superficies. Es por eso, que para realizar la cuenca interior se opta por hacer una superficie completa de toda esta y luego realizar una intersección con la presa para poder eliminar estos problemas. Realizadas las intersecciones y el entendimiento de las nuevas superficies, se crean los dos volúmenes del problema.

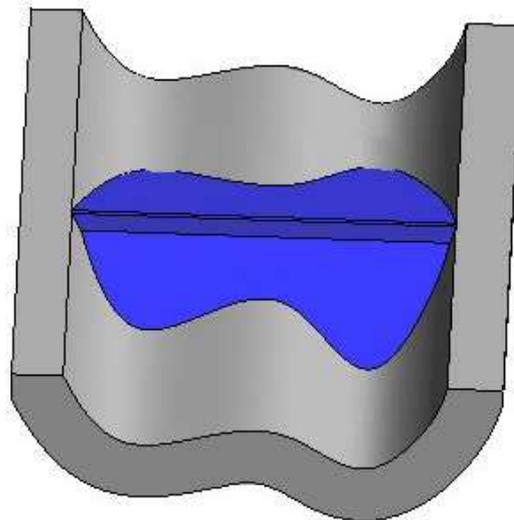


Figura 13. Modelo volumétrico ensamblado

Aquí se puede ver la diferencia entre realizar el modelo según la teoría de deformación plana o en 3D, ya que no tiene ni punto de comparación la complejidad que conlleva la realización del modelo 3D en comparación con el modelo 2D tratado anteriormente.

3.1.2 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno son las mismas establecidas para el caso bidimensional, fijando la superficie inferior del terreno y los extremos.

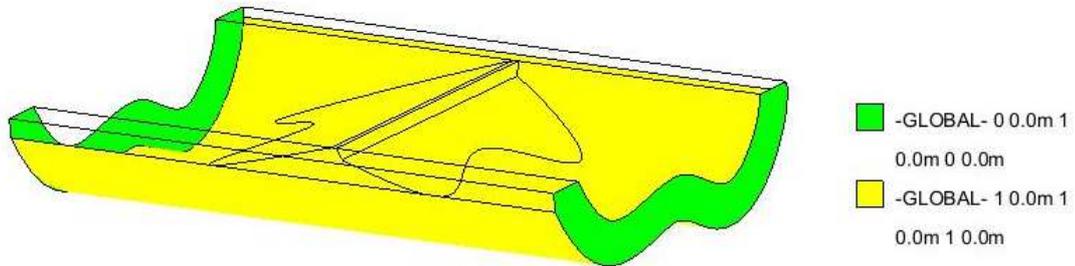


Figura 14. Condiciones de contorno

3.1.3 Materiales

Las características de los materiales son las mismas que para el caso bidimensional.

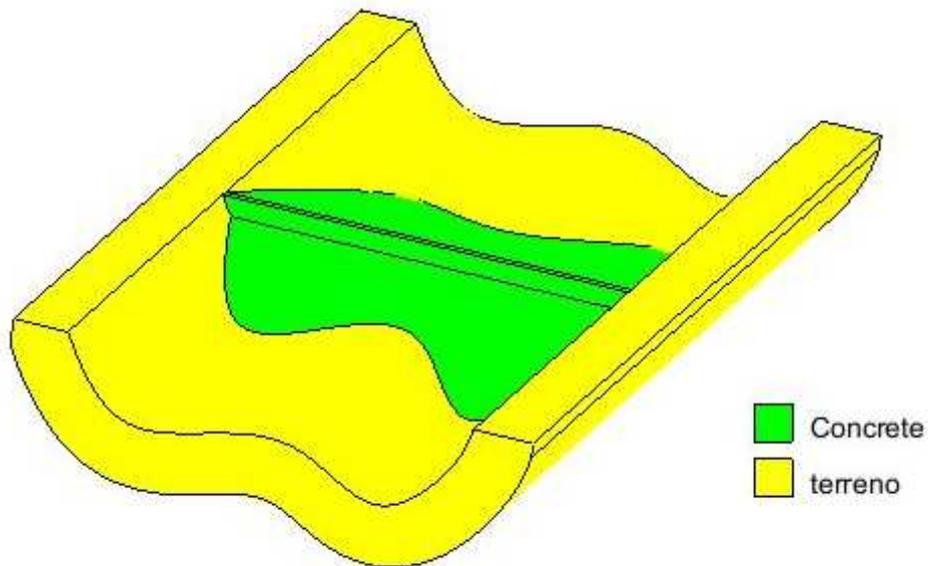


Figura 15. Materiales

3.1.4 Cargas actuantes

Como en el caso bidimensional se tratarán dos casos, uno primero donde solo se considera el peso propio y un segundo caso donde se considera el peso propio más el empuje hidrostático creado por una lámina de agua de 46 metros.

Para el caso del peso propio se realiza igual que en el caso bidimensional. Para tener en cuenta la lámina de agua la extensión *RamSeries* permite introducir de forma directa la carga hidrostática introduciendo el valor de la cota de la lámina de agua.

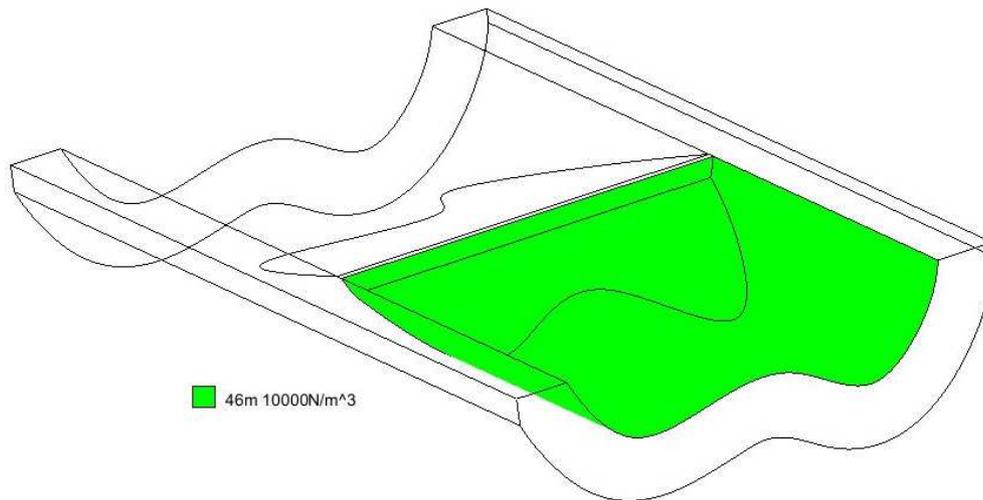


Figura 16. Introducción del empuje hidrostático

Comentar que la máxima altura respecto al terreno es de 48 metros mientras que la lámina de agua es de 46 metros, dejando 2 metros de reserva como seguridad.

3.1.5 Mallado

El mallado en este caso se realiza mediante elementos tetraédricos de 4 nodos debido a que permite adaptarse mejor a la geometría del modelo. Igual que en el caso bidimensional se irá refinando la malla comparando el valor del desplazamiento máximo en dirección Z para las diferentes mallas.

Hay que tener en cuenta que los grados de libertad, al tratarse de un caso de tridimensional, corresponden a tres por cada nodo generado tal como se ha demostrado en la teoría. Por estos motivos a la hora de realizar el análisis de convergencia se ha utilizado los resultados de los cálculos en función de los grados de libertad.

A continuación se puede observar como ejemplo un mallado del modelo.

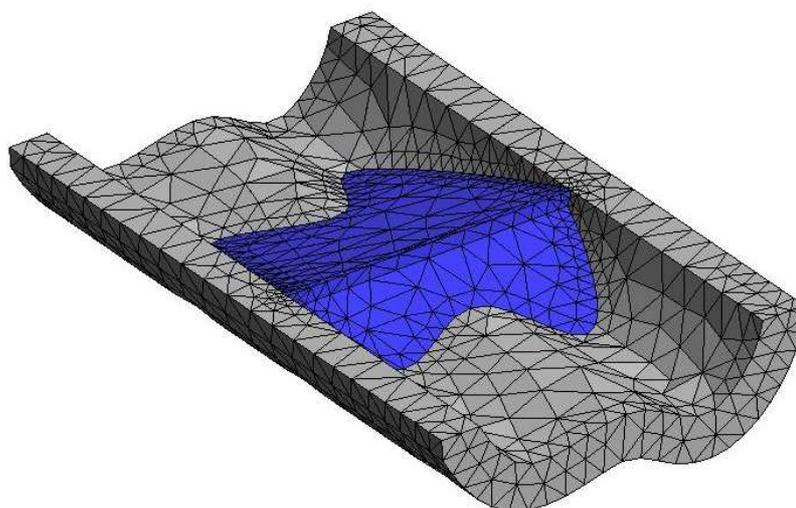


Figura 17. Ejemplo de malla utilizada

3.2 Post-proceso

3.2.1 Caso 1: Peso propio

A continuación se muestra el análisis de convergencia para el caso donde solo se considera el peso propio como fuerza actuante.

Grados de libertad	Uz máximo (m)
3846	-0,0013597
5455	-0,0013246
9589	-0,0012981
13228	-0,0012762

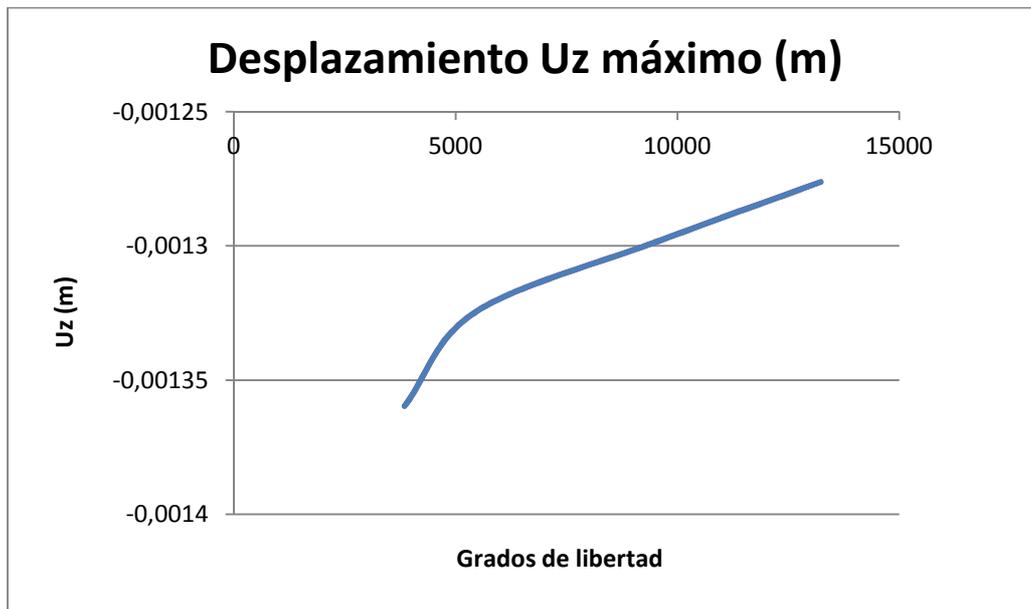
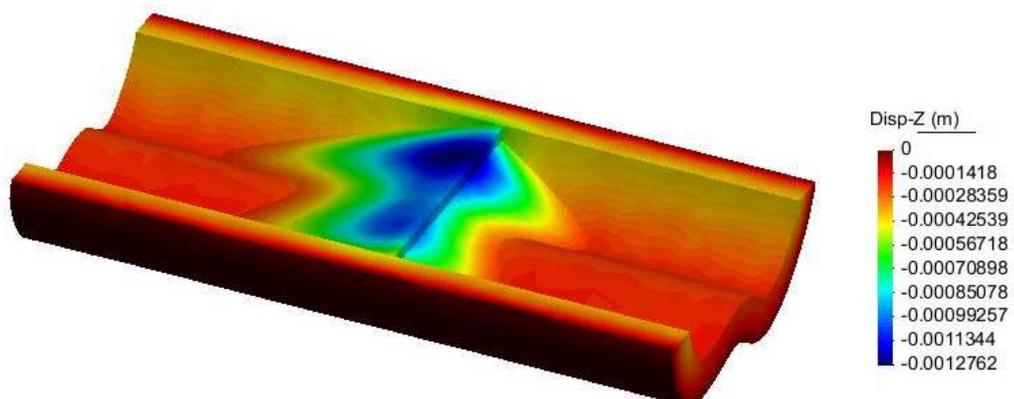


Figura 18. Análisis de convergencia del desplazamiento vertical

Se puede observar en la figura que el campo de deformaciones tiende a un valor de 0,00127 metros. Es cierto que en la gráfica no se puede observar correctamente la convergencia a un valor final, pero esto es debido a que el modelo tiene unas dimensiones grandes y por lo tanto el programa no es capaz de refinar mallas con elementos muy pequeños por falta de un procesador más potente. A continuación se muestran diferentes resultados del modelo.



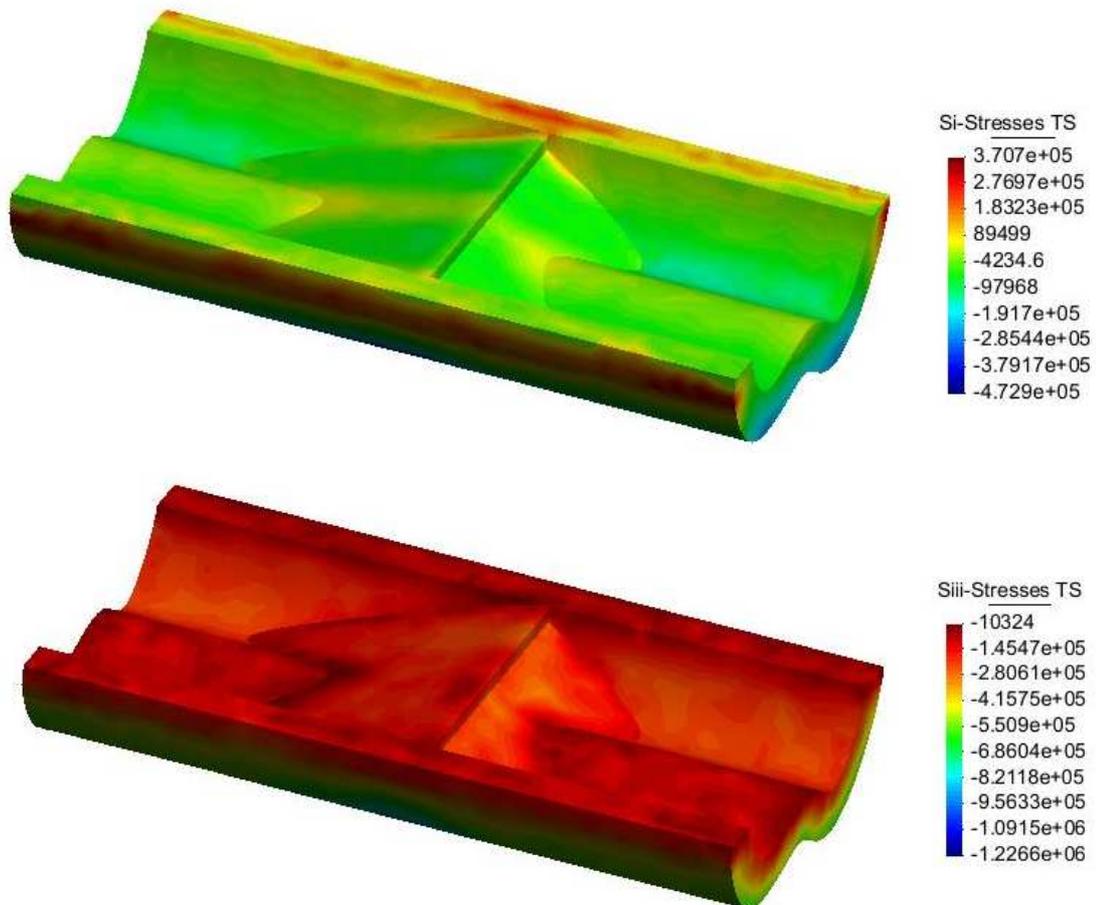


Figura 19. Resultados gráficos del campo de desplazamientos, de las tracciones (Si) y de las compresiones (Siii) para el caso 1

Cuando la presa está sometida exclusivamente al peso propio los máximos asientos tienen lugar en la parte superior de la presa, coronación, y tienen valores significativamente pequeños causados por los parámetros elásticos de la presa y del terreno. El máximo valor obtenido es de 0,0012 metros. Este resultado es menor que en el caso del análisis bidimensional, resultado lógico puesto que en este análisis se tiene en cuenta la forma del valle mientras que en el otro caso solo se estudiaba una sección, la central con profundidad de 48 metros. Por lo tanto, en las zonas laterales del valles habrá menos descenso que en la zona central y por eso se dan estos resultados.

Observando el estado tensional se ve que la presa está sometida a compresiones, por lo que no se llega a superar el límite impuesto a tracción de 0,5 MPa. Sin embargo, el terreno sí que presenta ciertas tracciones justo en los extremos del dominio como fenómenos locales ficticios.

Tal y como se puede observar de manera más clara en la siguiente figura, igual que en el caso bidimensional se reproduce el fenómeno de una compresión de unos 600 kPa para el fondo del terreno (dado que hay una columna de tierra de 30 metros con un peso de 20 kN/m³) y una acumulación de tensiones de compresión debajo de la presa ya que además del terreno hay el peso de propio de la presa.

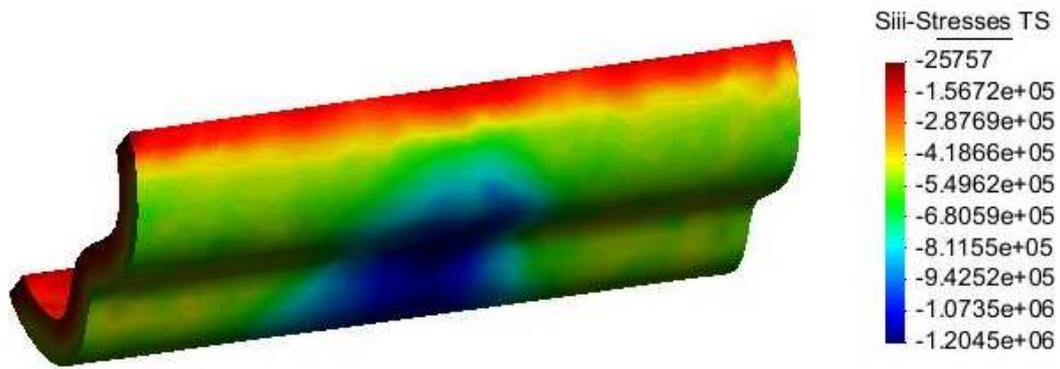


Figura 20. Compresiones en la base del terreno

Por lo tanto, los valores obtenidos de la presa y la base del valle son muy similares a los que se han obtenido previamente con el análisis 2D.

3.2.2 Caso 2: Peso propio más empuje hidrostático

Igual que en el caso anterior, a continuación se muestra el análisis de convergencia pero en este caso teniendo en cuenta tanto el peso propio como el empuje hidrostático creado por una lámina de agua de 46 metros.

Grados de libertad	Uz máximo (m)
3846	-0,0013946
5455	-0,0013555
9589	-0,0013438
13228	-0,0013386

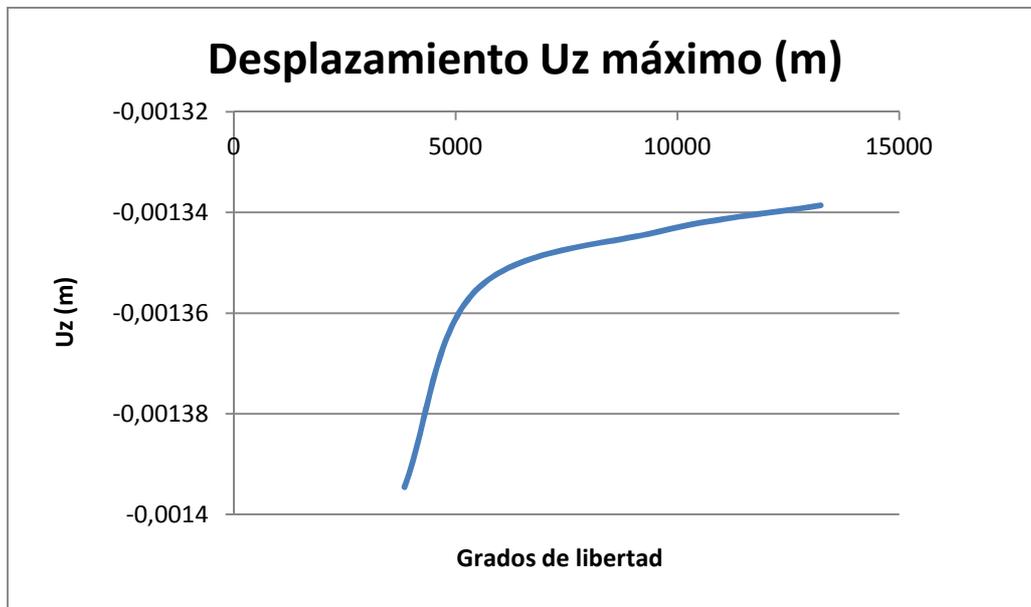


Figura 21. Análisis de convergencia del desplazamiento vertical

Para las mismas mallas que en el caso 1, se puede observar que en este caso la convergencia se produce algo mejor pero sin olvidar que si se dispusiese de un procesador con mayor potencia los resultados sí que acabarían convergiendo a un valor final.

A continuación se muestran diferentes resultados del modelo.

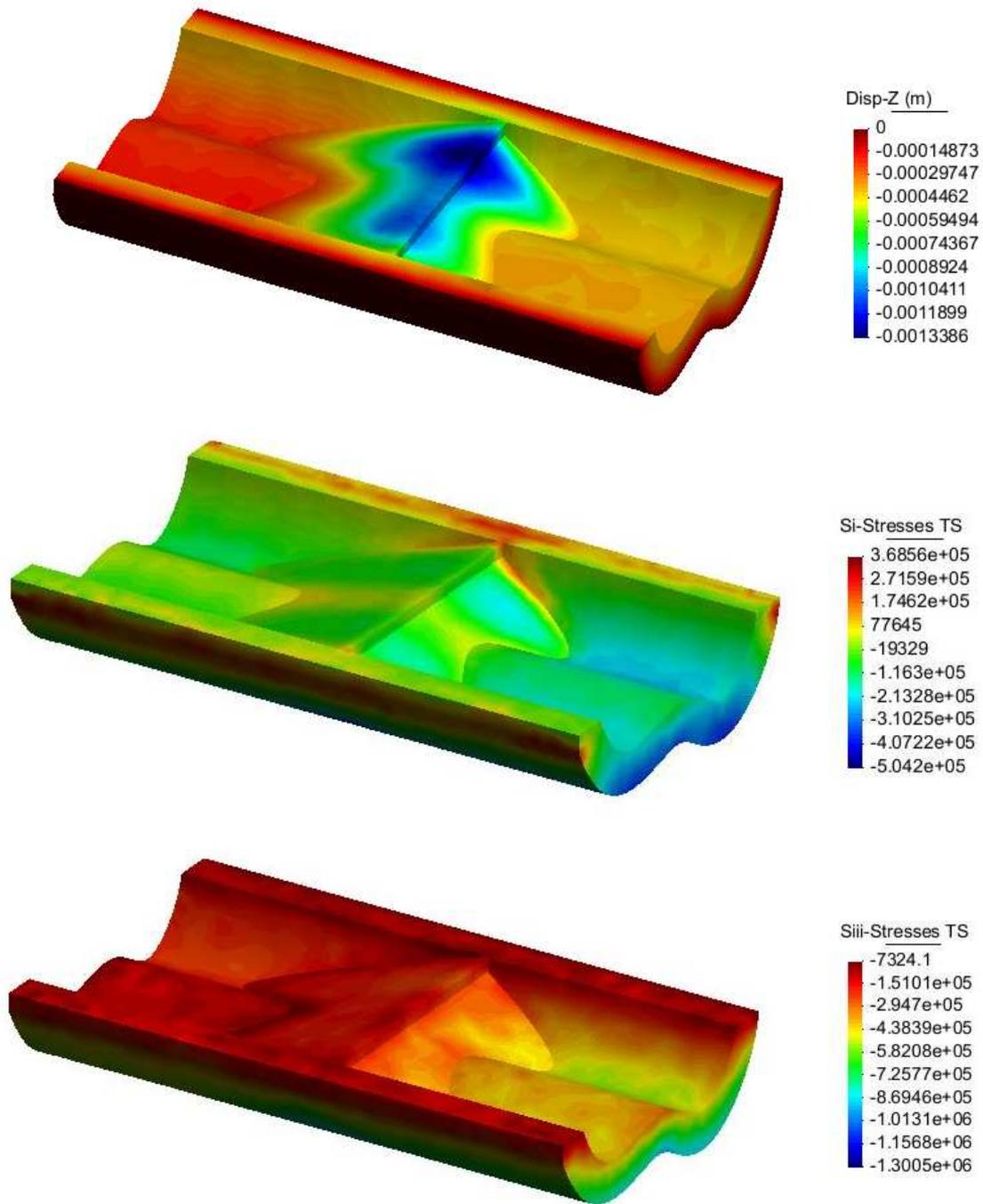


Figura 22. Resultados gráficos del campo de desplazamientos, de las tracciones (Si) y de las compresiones (Siii) para el caso 2

Como con el caso 2D, al tener en cuenta el llenado de la presa los valores varían ligeramente (por ejemplo el valor de la flecha pasa de 0,001276 a 0,001338). Comparando el caso de peso propio más carga hidrostática en 2D con el 3D, se ven los mismos fenómenos que para el caso 1, es decir, la flecha es menor pasando de un valor de 0,0018 a 0,0013 debido a lo comentado sobre que se tiene en cuenta la forma del valle.

El estado tensional del modelo es similar al caso 2D y por lo tanto todo lo que se ha comentado en el apartado 2.2.2 sirve para aquí. Por ejemplo, las compresiones en la base del terreno donde aguas arriba son superiores que las compresiones del lado aguas abajo. No se supera el valor límite de tracción de 0,5 MPa aunque se produzcan fenómenos locales ficticios en el terreno.

3.3 Conclusiones

Vistos los resultados de los anteriores apartados se puede afirmar que los resultados son semejantes mediante los dos tipos de análisis, 2D y 3D.

Los desplazamientos son inferiores en el caso tridimensional debido a que la geometría del terreno en el análisis 2D no se tiene en cuenta. Las tracciones máximas se encuentran en la junta terreno-presa en la parte de la coronación para los dos casos debido al fenómeno de descuelgue que produce el cuerpo de la presa producido por su peso propio con la junta que hay en la parte superior, mientras que las compresiones máximas se producen en la unión de la base terreno-presa.

Lo que sí se puede afirmar, y que ya se ha comentado en el apartado sobre la geometría del modelo, es que el modelo tridimensional es más complejo y complicado de tratar sobre todo si los perfiles introducidos no son rectos. Estos problemas se traducen en dificultades para renderizar superficies que presentan una serie de curvas estrechas, básicamente debido a la discretización con la ayuda de mallas formadas por elementos rectos.

Al introducir los elementos finitos, se han tenido problemas debido a cambios bruscos de la geometría entre el terreno y la presa (por ejemplo el cambio de ángulo del espaldón) creando puntos conflictivos donde los métodos numéricos no logran interpretar la geometría y dar resultados coherentes.

4. Conclusiones

En este apartado se recogen los resultados más característicos y poder hacer una comparativa entre los modelos utilizados para los 2 casos de carga realizados.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los desplazamientos verticales máximos en metros para cada caso y análisis.

Tipo análisis	Caso 1	Caso 2
2D	-0,001711	-0,0018142
3D	-0,0012762	-0,0013386

Los desplazamientos obtenidos en el caso tridimensional son del orden de 0,5 milímetros inferiores a los del caso bidimensional, lo que tiene sentido ya que al considerar la estructura tridimensional, no solo se considera una sección sino que se analiza el comportamiento global de la estructura y se tiene en cuenta la geometría del terreno.

Tratándose de una presa de 48 metros de altura, que el desplazamiento vertical entre un modelo y el otro sea tan pequeño en comparación con la altura de la presa, permite afirmar que la aproximación de tratar el problema con un modelo 2D funciona correctamente. Es por eso, que aun pudiendo realizar un modelo tridimensional del problema, se pone en evidencia la gran utilidad de los cálculos con modelos bidimensionales, evitando así la posible problemática y el trabajo de realizar el modelo 3D por la simplicidad que presenta un modelo 2D.

Si se compara la convergencia entre los tipos de análisis se puede ver que la convergencia del modelo 2D es mejor ya que si que se llega a apreciar la convergencia a un valor. Esto es debido a lo comentado sobre que para el análisis en 3D el modelo es demasiado grande y por falta de un procesador mayor no se puede refinar tanto la malla. Además, como comentario informativo, se puede ver que la convergencia de los elementos triangulares (caso 2D) se produce dando un valor más alto para mallas grandes y bajando el valor de la flecha a medida que se refina la malla, mientras que para los elementos tetraédricos (caso 3D) se produce al revés, un valor inferior para mallas gruesas y a medida que se refina el valor de la flecha disminuye.

Recordar lo que se ha comentado con anterioridad sobre tener especial cuidado con la creación de los modelos y en especial de la geometría ya que cambios bruscos en esta, pueden generar problemas en el momento de introducir los elementos finitos.

A modo de comentario final, cabe destacar la importancia de los métodos de elementos finitos para el análisis de obras e infraestructuras tan importantes para la sociedad como lo es una presa. Cabe destacar que el análisis de una presa debería hacerse siguiendo el proceso constructivo de la misma. En este documento se ha hecho un análisis sin tener en cuenta el procedimiento constructivo, pues se trata de un trabajo académico para conocer el uso y el desarrollo del método de los elementos finitos usando un programa de pre-proceso y post-proceso como el GiD, dónde se le pueden implementar diferentes códigos de los elementos finitos.