



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE SAN JUAN



FACULTAD DE
INGENIERÍA



DEPARTAMENTO DE
INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO FINAL

“MODELACIÓN DE LA PRESA AGUA DEL TORO USANDO EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS”

CAPUTTO, IVAN DANIEL

2025

TÍTULO: MODELACIÓN DE LA PRESA AGUA DEL TORO USANDO EL
MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

FECHA: 28 de noviembre de 2025

TRIBUNAL:

.....
PRESIDENTE
RODARI, Ruben

.....
VOCAL
MARTÍN, Eduardo

.....
VOCAL
OVIEDO, Patricia

DOCENTE ASESOR:

.....
Dr. Ing. SANCHEZ, N. Gabriel

ALUMNO:

.....
CAPUTTO, Ivan Daniel

AGRADECIMIENTOS

Alcanzar el punto final de esta trayectoria, remueve definitivamente muchas emociones el recordar los momentos que uno tuvo que pasar para llegar hasta acá. Todos estos momentos, no se transitan en soledad, y es a todas esas personas a las que tengo que agradecer en este momento tan importante. Ya que, difícilmente podría haber llegado hasta acá sin su apoyo.

Quiero agradecer enormemente a mi familia: a mis papás, Daniel y Alicia y a mis hermanas, Evelyn y Cindy; que en todo momento estuvieron firmes y presentes para festejar conmigo, así como también para apaciguar mis frustraciones. A mis abuelos, Nelida y Pedro, que han sido un motor para seguir adelante y enfrentar todo desafío. El profesional que seré y la persona que soy es gracias a todos ellos, que han sido y serán un pilar fundamental en mi vida.

A todas mis amistades que caminaron conmigo todos estos años alimentando mis ganas de seguir adelante y de confiar en mis capacidades. Tengo que mencionar especialmente a esas personas que siempre estarán presentes en todo recuerdo relacionado a este camino: Fede, Rodri, Owen, Juampi, Roque, Carlos, Doni, Celi, Ana, y Guada.

A todos los profesores que aportaron su conocimiento, paciencia y experiencia para mi formación académica. Agradezco a mi docente asesor, Sanchez Gabriel, por su dedicación y orientación para desarrollar este trabajo.

Al personal del IDIA y a Zabala Francisco por haberme dado la oportunidad de desarrollar este trabajo en una institución tan prestigiosa. Agradezco también al personal de Pampa Energía S.A. por proveer la información necesaria para llevar a cabo este estudio.

Gracias, de corazón, a todas las personas acompañaron este tránsito por la facultad y con la elaboración de este trabajo. Este mérito tiene participación de cada uno de ustedes.

ÍNDICE

1	Resumen	1
2	Descripción del Caso de Estudio	2
2.1	Ubicación	3
2.2	Geología	4
3	Metodología de análisis	6
3.1	Método de los Elementos Finitos	6
3.2	Opensees	7
3.3	Hipótesis de Cálculo	8
3.4	Análisis Dinámico.....	9
3.5	Análisis Modal Espectral	10
4	Elaboración del Modelo	15
4.1	Revisión de Información.....	15
4.2	Geometría del Modelo	17
4.2.1	Terreno.....	17
4.2.2	Presa.....	23
4.3	Propiedades del Modelo	24
4.3.1	Mallado.....	24
4.3.2	Materiales y Secciones.....	27
4.3.3	Cargas Permanentes.....	29
4.3.4	Masas	30
4.3.5	Presión Hidrodinámica	31
4.3.6	Vínculos	33
4.3.7	Acción Sísmica.....	34
5	Análisis	38
5.1	Análisis Estático.....	38
5.2	Análisis Dinámico.....	39
6	Análisis de Resultados.....	40

6.1	Análisis Estático.....	40
6.1.1	Desplazamientos.....	40
6.1.2	Momentos Flectores.....	41
6.1.3	Análisis Tensional	43
6.2	Análisis Modal.....	46
6.3	Análisis Dinámico.....	57
6.3.1	Aceleraciones.....	58
6.3.2	Desplazamientos.....	59
6.3.3	Tensiones.....	67
6.3.4	Momentos Flectores.....	69
7	Conclusiones	71
8	Bibliografía.....	74
9	Referencias	75
10	ANEXO I: Esquema general de los scripts de OpenSees	76
11	ANEXO II: Cálculo de parámetros y variables del modelo	80

1 Resumen

En este trabajo se realiza el análisis por elementos finitos de la presa “Agua del Toro”, ubicada en la provincia de Mendoza (Argentina). El objetivo es caracterizar el comportamiento dinámico de la misma mediante la estimación de desplazamientos, aceleraciones y tensiones durante un evento sísmico de alta demanda.

La ejecución del trabajo final incluye las siguientes tareas:

1. Digitalización y procesamiento de datos: Se parte de la documentación disponible, que incluye modelos topográficos y geotécnicos necesarios para definir la geometría del terreno y de la presa.
2. Elaboración de la geometría del modelo y mallado:
 - QGIS [1]: empleado para procesar y preparar información geoespacial.
 - Autocad: Se utilizó la licencia académica disponible para modelar la geometría 3D.
 - GiD [2]: herramienta de preprocesamiento para mallado, usada con licencia libre de un mes.
3. Análisis numérico:
 - Los análisis se llevan a cabo mediante el software OpenSees [3], plataforma de código abierto que utiliza el Método de los Elementos Finitos para simulaciones estructurales y geotécnicas.
 - Se efectúan análisis modales espectrales y análisis paso a paso sobre el modelo de Elementos Finitos ante excitaciones sísmicas.
4. Evaluación de resultados: Se analizan los desplazamientos máximos, aceleraciones, tensiones y amplificaciones dinámicas en las distintas zonas del modelo.
 - ParaView [4]: permite la visualización de los resultados.

2 Descripción del Caso de Estudio

La presa “Agua del Toro” se ubica en la provincia de Mendoza, Argentina; más precisamente en el municipio de San Rafael. Ubicándose en la cuenca del Río Diamante cuyo módulo estimado es de $36 \text{ m}^3/\text{s}$, su principal uso es la generación de energía, con 2 turbinas Francis de 75 MW cada una y una generación media anual de 324 GWh. Además, cumple funciones relacionadas a la previsión de agua para riego.

Su construcción comenzó en el año 1966 y terminó en 1974 bajo control de Agua y Energía Eléctrica S.E. para luego ser administrada bajo concesión por HIDISA (Hidroeléctrica Diamante SA) propiedad de Pampa Energía.

Como se aprecia en la imagen N°1, es una presa de hormigón simple con doble curvatura, tiene una altura máxima de 98,5 m sobre el lecho del río con una longitud de coronamiento de 325 m, generando un cierre que permite almacenar alrededor de $296,42 \text{ Hm}^3$.



Imagen 1 Presa Agua del Toro

A continuación, se enumeran los valores más significativos correspondientes a las cotas de la presa y a las características hidrológicas del río Diamante:

Cotas:

- Cota Coronamiento: 1343,50 m.s.n.m.
- Cota Máxima Extraordinaria: 1343,00 m.s.n.m.
- Cota Máxima Normal: 1338,50 m.s.n.m.
- Cota Mínima Normal: 1308,00 m.s.n.m.
- Cota Mínima Extraordinaria: 1265,00 m.s.n.m.

Río Diamante:

- Módulo del Río: 36,00 m³/s
- Caudal de Crecida Decamilenaria: 1378,00 m³/s
- Caudal de Crecida Máxima Registrada: 227,00 m³/s (Registrado en 1982)
- Precipitación Media Anual: 290,00mm

2.1 Ubicación

La presa “Agua del Toro” se encuentra en el municipio de San Rafael en la provincia de Mendoza, Argentina, a 94 Km de la ciudad cabecera de dicho departamento (imagen N°2). Sus coordenadas respecto del sistema WGS84 son 34°35’02” Sur y 69°02’10” Oeste, que en proyección UTM Estándar resultan 496.688,21 Este y 6.173.099,9 Norte.

La importancia de localizar la presa de manera precisa recae en que en el modelo de elementos finitos se incluye la presa junto con una porción del terreno de fundación. Durante la elaboración del modelo, la geometría de cada dominio, presa y terreno, se obtienen mediante procedimientos independientes y se vinculan en una etapa posterior.

Por lo tanto, para que el modelo numérico se aproxime a la realidad, la presa debe quedar emplazada en la ubicación correcta.



Imagen 2 Imagen satelital de la presa a la izquierda y la ciudad de San Rafael a la derecha

2.2 Geología

La presa se encuentra sobre la formación rocosa llamada “El Imperial” formada por areniscas, areniscas cuarzosas y limolitas con alto grado de fractura, la cual se manifiesta en forma de diaclasas cerradas o con pequeñas aperturas con relleno arcilloso; hasta fallas con aberturas nulas o variables entre 5 cm y 20 cm, con relleno variable. También se debe mencionar que en la zona se encontraron tres fallas de suma importancia, lo que provocó retrasos en la construcción mientras se realizaron los correspondientes tratamientos.

En el margen derecho, se pueden encontrar tres grandes grupos de litología: arenisca, milonita y limolita. En el extremo, un cuerpo de tonalita levemente diaclasada que circunda con arenisca y lutita mayormente diaclasada. Dispersamente, se encuentran algunas fallas de corte de escaso relleno, o nulo en algunos casos.

Irrumpiendo la estratificación, se encuentra una falla (FM entre las dovelas 10 y 11 MD) de suma importancia para el diseño, la cual presenta de un lado milonita muy fracturado y del otro, arenisca y limolita con alto grado de metamorfismo, encontrando un grado de fracturación elevado entre ellas.

Continuando con el trazado de la presa, se encuentran cuerpos de arenisca en estado sano a diaclasado, con una variación de grano fino a mediano, presentando, en algunos sectores, relleno de calcita. En este sector se encuentran con mayor frecuencia fallas de corte de poco o nulo relleno, y en algunos casos relleno de 5cm de arcilla o mayor con brecha o relleno mineral.

Próximo a la zona central yace un cuerpo de andesita en buenas condiciones; que se encuentra entre dos fallas de interés (F141 y F142 entre las dovelas 2 y 3 MD). Este define un cambio en la composición litológica, ya que a su derecha se encuentran limolitas mayormente diaclasadas, sanas o compactadas en el menor de los casos. En esta región existen fallas de 20cm o más de relleno esencialmente arcilloso y diaclasas con relleno de arcilla, o abiertas en algunos casos.

En el margen izquierdo se observa una composición similar, aunque con un grado más avanzado de meteorización. Hacia la zona central se observan las mismas características del macizo: un conjunto de limolitas atravesadas por fallas de aproximadamente 10 cm, rellenas de arcilla e con una intensamente diaclasadas, presentando rellenos de arcilla o calcita. En condiciones semejantes se identifican areniscas compactadas y areniscas cuarzosas de alta compacidad.

Alejándose de la zona central hacia el margen izquierdo, comienzan a encontrarse zonas con areniscas y limolitas fracturadas y, en algunos casos, trituradas. También hay

presencia de fallas con distinto grado de apertura, variando desde 5cm hasta 20cm con relleno arcilloso, siendo una de ellas muy importante para el diseño estructural (F65 entre las dovelas 10 y 11 MI).

En proximidades al estribo lateral izquierdo, la composición litológica es similar, existiendo zonas altamente fracturadas y muy diaclasadas, con la existencia de fallas de las mismas características mencionadas. En la zona del estribo, se encuentra una arenisca muy fracturada y abierta con fallas variables entre corte neto y una apertura de 5cm con relleno de arcilla.

Esta información geológica se empleó a modo de conocer en profundidad el emplazamiento de la presa, puesto que, para la discretización del modelo, se adoptó un macizo continuo y de características homogéneas.

3 Metodología de análisis

3.1 Método de los Elementos Finitos

El método de los elementos finitos (MEF) es una técnica numérica que permite resolver problemas de mecánica de medios continuos mediante su descomposición en un número finito de subdominios denominados elementos (imagen N°3). Dentro de cada uno de estos elementos se define un comportamiento matemático simplificado que, al ser ensamblado con los demás, permite reconstruir el comportamiento del sistema completo.

Este procedimiento resulta particularmente útil para analizar estructuras con geometrías irregulares, materiales heterogéneos o condiciones de carga variables, razones por las cuales el MEF se ha convertido en una herramienta fundamental en la ingeniería estructural, mecánica, hidráulica, y específicamente, en el análisis de presas.

El fundamento básico del Método de los Elementos Finitos consiste en resolver las ecuaciones de balance de la física (conservación de la cantidad de movimiento, conservación del momento angular, etc.) en una serie de puntos o nodos, y luego interpolar los resultados al resto del dominio. Un medio continuo posee infinitos grados de libertad, mientras que los métodos numéricos permiten reducir los grados de libertad a una cantidad finita, lo que se conoce como discretización.

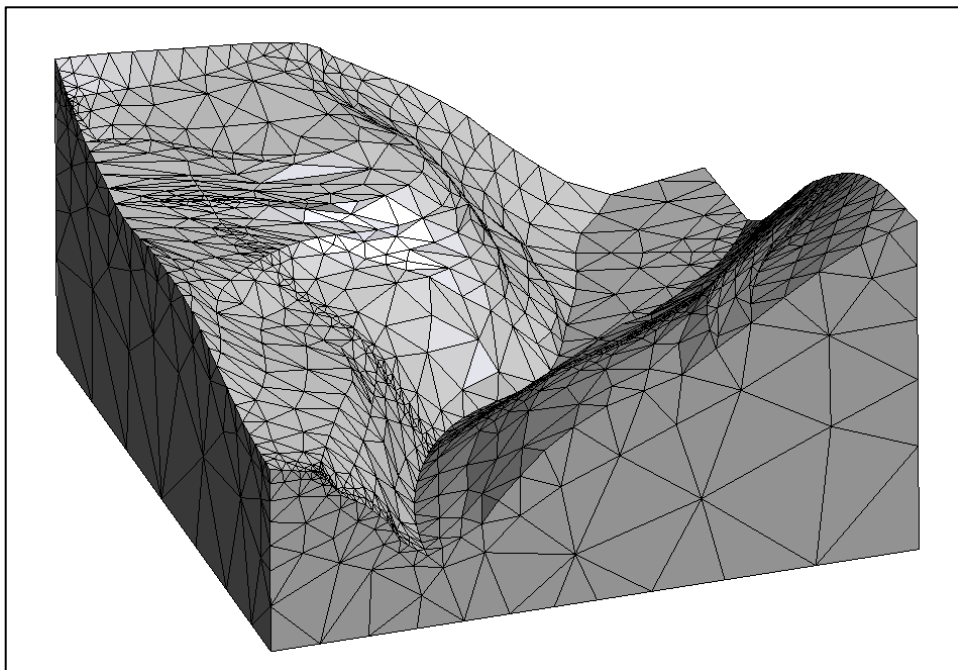


Imagen 3 Volumen de terreno representado mediante Elementos Finitos

3.2 [Opensees](#)

El software OpenSees [3] es un programa de elementos finitos de código abierto desarrollado en la Universidad de Berkeley, California. Se destaca por su orientación a la dinámica de estructuras geotécnicas y edilicias, y cuenta con un amplio desarrollo en cuanto a tipos de elementos y procedimientos del álgebra computacional.

OpenSees no dispone de una interfaz gráfica, sino que la interacción con el programa se realiza a través de línea de comandos. Existen dos versiones oficiales: una para trabajar con el lenguaje “Tcl” y otra para trabajar a través de “Python”.

Algunos desarrolladores han implementado una extensión de OpenSees dentro del programa de preproceso y postproceso conocido como GID [1]. Esta implementación se conoce dentro de GID como “tipo de problema” (Problem Type) y resulta muy útil en la elaboración del modelo ya que proporciona una interfaz gráfica para construir la geometría, materiales, condiciones de contorno, mallado, etc.

En este trabajo, el programa GID se ha utilizado únicamente para la preparación del modelo de elementos finitos, es decir, como preprocesador. La ejecución de los análisis se ha llevado a cabo utilizando scripts de OpenSees en su versión de Python. Esta forma de trabajo es más versátil para modificar características del modelo durante la ejecución, tales como apoyos, cargas, paso de tiempo, etc.

3.3 Hipótesis de Cálculo

Las siguientes hipótesis han sido adoptadas teniendo en cuenta aquellas características que son incidentes en los resultados del estudio, considerando el objetivo de este.

- Validez de la Ley de Hooke: tensiones proporcionales a las deformaciones. Se asume este comportamiento considerando la calidad del emplazamiento de la presa y las bajas deformaciones esperadas en caso de sismo.
- Materiales Homogéneos: Tanto la presa como el terreno se consideran de carácter homogéneo, cuyas propiedades fueron obtenidas de referencias bibliográficas correspondientes a materiales equivalentes. Estos se describen a continuación:

- Terreno: arenisca, mallado con elementos tetraédricos con tres grados de libertad por nodo.

- $E_s = 5e9 \text{ Pa}$

- $\rho = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

- Presa: hormigón, mallado con elementos cuadriláteros tipo cáscara (“Shell”). Cada nodo posee seis grados de libertad, tres desplazamientos y tres giros.

- $E_H = 2e10 \text{ Pa}$

- $\rho = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

- Continuidad: los dominios considerados se modelarán de forma continua, despreciando las discontinuidades del terreno tales como fallas o diaclasas; así como también las juntas existentes en la presa.

- Unión de la presa con el terreno: La discretización de la presa y el terreno se realiza de forma independiente. En el contorno de unión entre el terreno y la presa, los nodos de ambos dominios se vinculan entre sí para que se desplacen de manera solidaria. Además, los nodos correspondientes a la presa se consideran sin vínculos en los grados de libertad rotacionales.

- Geometría Simplificada: en la realidad la presa tiene una geometría de doble curvatura en ambas direcciones de su plano, tanto en parte interna como externa. En el modelo numérico, se ha considerado un radio de curvatura unificado.

3.4 Análisis Dinámico

El comportamiento dinámico de un sistema discreto está gobernado por la ecuación de equilibrio dinámico. Para el caso de vibraciones libres, donde no existe una fuerza externa aplicada al modelo, la ecuación es:

$$[m] * \{\ddot{u}_t\} + [c] * \{\dot{u}\} + [k] * \{u\} = 0 \quad (1)$$

Donde $[m]$, $[c]$ y $[k]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema discreto. El vector $\ddot{u}_t$ contiene las aceleraciones totales de las masas existentes, que son la suma de las aceleraciones del terreno " $\ddot{u}_g$ ", más las aceleraciones relativas entre las masas y el terreno " $\ddot{u}$ ":

$$\ddot{u}_t(t) = \ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t) \quad (2)$$

Es importante destacar que las fuerzas elásticas y de amortiguamiento son proporcionales al desplazamiento y la velocidad relativa, mientras que las fuerzas de inercia dependen de la aceleración total.

Si se reemplaza la aceleración total por la suma de las aceleraciones relativas y del terreno, la ecuación de equilibrio dinámico puede reescribirse como:

$$[m] * \{\ddot{u}\} + [c] * \{\dot{u}\} + [k] * \{u\} = -[m] * \{\ddot{u}_g(t)\} \quad (3)$$

Lo que permite considerar una historia de aceleraciones actuando a nivel del terreno como una historia de fuerzas de inercia aplicada sobre las masas del modelo.

3.5 Análisis Modal Espectral

Partiendo de la ecuación de equilibrio dinámico para vibraciones libres no amortiguadas:

$$[m] * \{\ddot{u}\} + [k] * \{u\} = \{0\} \quad (4)$$

Si se considera que las masas se mueven en coincidencia con un modo de vibración, puede plantearse la siguiente solución para los desplazamientos:

$$\{u\} = \{\emptyset\} * \text{sen}(\omega t + \theta) \quad (5)$$

$$\{\ddot{u}\} = -\{\emptyset\} * \omega^2 * \text{sen}(\omega t + \theta) \quad (6)$$

$\{\emptyset\}$ representa el vector de formas modales que indica la relación entre las amplitudes de desplazamiento, y $\omega = \frac{2\pi}{T}$ es la frecuencia del modo.

Reemplazando:

$$-[m] * \{\emptyset\} * \omega^2 * \text{sen}(\omega t + \theta) + [k] * \{\emptyset\} * \text{sen}(\omega t + \theta) = \{0\} \quad (6)$$

$$\{[k] * \{\emptyset\} - \omega^2 * [m] * \{\emptyset\}\} * \text{sen}(\omega t + \theta) = \{0\} \quad (7)$$

Como el equilibrio debe ser válido para todo instante de tiempo, la ecuación resulta:

$$[k] * \{\emptyset\} = [m] * \omega^2 * \{\emptyset\} \quad (8)$$

La expresión de la izquierda representa las fuerzas recuperadoras elásticas, función de la rigidez y los desplazamientos; y deben ser iguales a las fuerzas de inercia en las masas multiplicadas por la frecuencia del modo de vibración al cuadrado.

Reordenando la igualdad:

$$([k] - [m] * \omega^2) * \{\emptyset\} = \{0\} \quad (9)$$

Esta expresión representa un problema de autovalores y autovectores, donde las incógnitas son las frecuencias ω (autovalor) y las formas modales ϕ (autovector). Para que la solución sea distinta de la trivial, debe cumplirse que:

$$DET([k] - [m] * \omega^2) = \{0\} \quad (10)$$

Resolviendo el determinante se llega a una ecuación de segundo grado en ω^2 (Ecuación Característica), cuyas raíces representan las frecuencias naturales de vibración del sistema (ω_i^2). Una vez determinadas las frecuencias, es posible encontrar los vectores de formas modales “ $\{\phi_i\}$ ”.

Una propiedad importante de los vectores de formas modales es que son ortogonales entre sí, por lo tanto, son linealmente independientes. Esto permite que puedan utilizarse como base para expresar los desplazamientos del sistema como combinación lineal de los modos de vibración. Los coeficientes de la combinación lineal se denominan Coordenadas Modales “ η_i ”.

$$\{u\} = \sum_i^n [\phi] \{\eta_i\} \quad (11)$$

Donde $[\phi]$ es una matriz que contiene las formas modales $\{\phi_i\}$ como columnas.

Si se reemplaza en la ecuación de equilibrio dinámico:

$$[m] [\phi] \{\ddot{\eta}\} + [k] [\phi] \{\eta\} = [m] \{\ddot{u}_g(t)\} \quad (12)$$

Pre-multiplicando por $[\phi]^T$:

$$[\phi]^T [m] \{\ddot{\eta}\} + [\phi]^T [k] \{\eta\} = [\phi]^T [m] \{\ddot{u}_g(t)\} \quad (14)$$

Como los modos de vibración son ortogonales entre sí, el sistema de ecuaciones queda diagonalizado:

$$[M] * \{\ddot{\eta}\} + [K] * \{\eta\} = [\phi]^T * [m] * \{\ddot{u}_g(t)\} \quad (14)$$

El procedimiento anterior permite sustituir un sistema de n ecuaciones con n incógnitas por un sistema de n ecuaciones con una incógnita cada una.

En muchas aplicaciones solo interesa conocer la respuesta máxima de desplazamientos, ya que conduce a la fuerza recuperadora elástica máxima. Si la acción externa considerada es una historia de aceleraciones, la respuesta máxima puede determinarse realizando una integración paso a paso, por ejemplo, mediante la integral de Duhamel.

En otros casos, la respuesta máxima puede estimarse utilizando un espectro de respuesta máxima, procedimiento que se conoce como Análisis Modal Espectral. Por ejemplo, si se considera un espectro de pseudoaceleraciones, la coordenada modal de cada modo i puede obtenerse como:

$$\eta_i = \Gamma_i * \frac{Sa(T_i)}{\omega_i^2} \quad (15)$$

Donde $Sa(T_i)$ es la pseudoaceleración extraída del espectro, en función del periodo T_i del modo considerado, mientras que Γ_i es el factor de participación modal.

$$\Gamma_i = \frac{[\phi_i]^T [M]}{[\phi_i]^T [M] [\phi_i]} \quad (16)$$

El desplazamiento máximo correspondiente a cada modo $\{x_i\}$ puede calcularse multiplicando la coordenada modal por la forma modal.

$$\{x_i\} = \eta_i * \{\phi_i\} \quad (17)$$

El vector $\{x_i\}$ contiene un valor para cada grado de libertad del sistema, y corresponde únicamente al modo i . El procedimiento puede repetirse para todos los modos considerados en el análisis de manera de obtener el desplazamiento máximo de cada modo.

Los desplazamientos máximos de cada modo de vibración no son simultáneos en el tiempo. En la práctica, los desplazamientos máximos de cada grado de libertad se estiman combinando el aporte de cada modo con algún criterio. El más utilizado es la superposición pitagórica, donde los desplazamientos de cada grado de libertad j se obtiene combinando cada modo i con la siguiente expresión:

$$x_j = \sqrt{\sum x_i^2} \quad (18)$$

4 Elaboración del Modelo

4.1 Revisión de Información

La documentación disponible para el estudio está formada por una serie de planos digitalizados realizados para la construcción de la presa, así como aquellos utilizados para describir el lugar de emplazamiento a nivel geológico y sísmológico. También se cuenta con detalles constructivos de distintos elementos de la presa, así como también detalles de inyecciones realizadas.

En su totalidad, se dispone de 41 planos, entre los cuales se pueden mencionar:

- Planimetría General
- Roca de Fundación: margen izquierdo y derecho.
- Geología de la Fundación: agrupado por dovelas, de margen izquierdo y derecho.
- Armaduras de Refuerzo: agrupado por dovelas, de margen izquierdo y derecho.
- Plateas de Fundación: margen izquierdo y derecho.
- Tratamiento de inyecciones de consolidación: resumen.
- Galería Perimetral de Inspección: planimetría y sección de margen izquierdo y derecho.
- Galería Horizontal de Inspección: planimetría.
- Galería de Impermeabilización: planimetría y sección.
- Descargador de Material en suspensión: planta y secciones.
- Sistema de Evacuación: ubicación de bombas.
- Cámara de Cabrestante: detalle de trazado.
- Distribución de drenajes y piezómetros.

- Inyecciones de consolidación en zona de falla: de margen izquierdo y

Para la elaboración del modelo digital del terreno y la presa se utilizó principalmente la planimetría general (imagen N°4) y los detalles de juntas radiales, ya que allí se encuentran detalladas las dimensiones de la presa y su morfología.

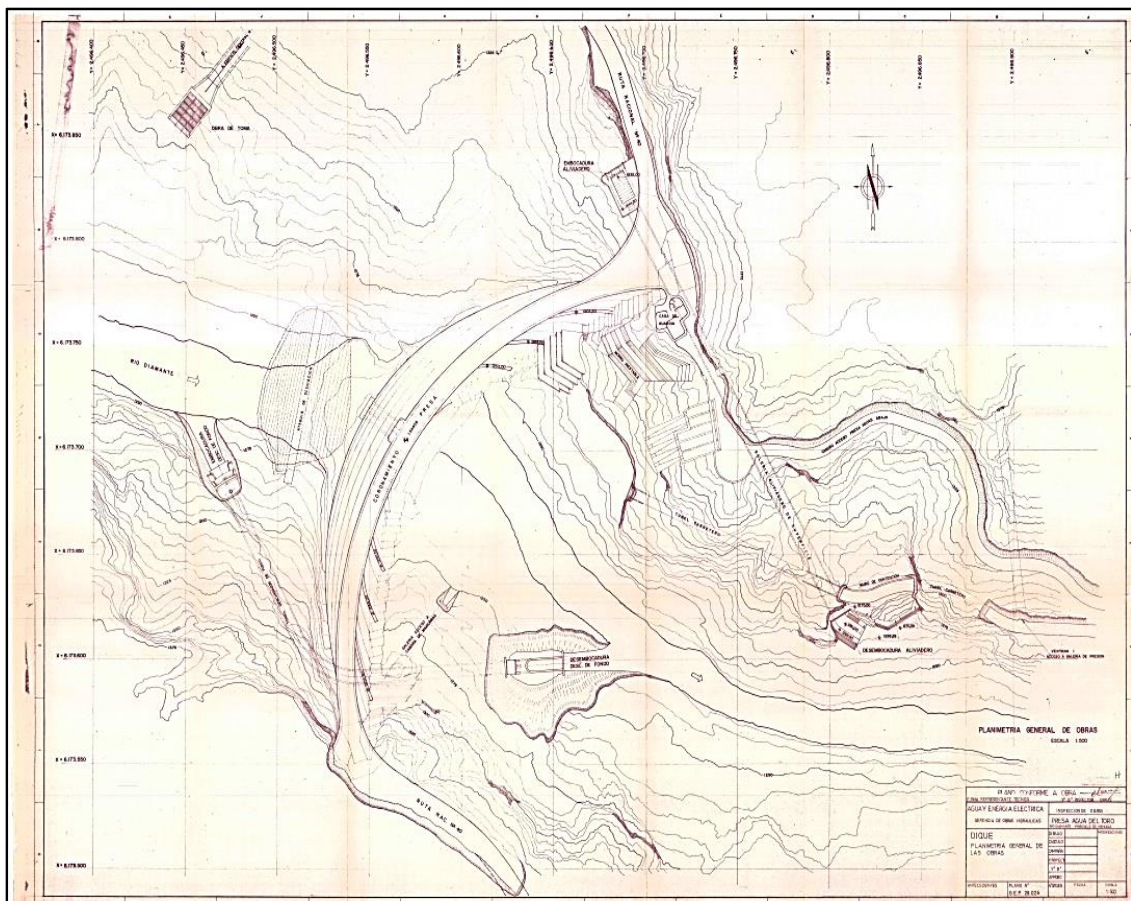


Imagen 4 Planimetría General

4.2 Geometría del Modelo

4.2.1 Terreno

Un procedimiento para obtener la geometría del terreno es la utilización de Modelos Digitales de Terreno (MDT), por ejemplo, a través del servicio del IGN (Instituto Geográfico Nacional) online. Los Modelos Digitales de Elevaciones (MDE) y Modelos Digitales de Terreno (MDT) son una herramienta muy útil para describir la topografía del terreno a través de puntos distribuidos cuya altura está referida al nivel medio del mar. La principal diferencia entre los MDE y MDT es que los primeros consideran todas las estructuras humanas y la vegetación; mientras que los MDT filtran esos elementos dejando solamente el terreno.

En la zona de ubicación de la presa existen dos MDE disponibles: MDE de 30m y MDE de 5m. La principal diferencia, recae en que el primer caso la zona de agua embalsada ha sido relevada, mientras que, en el segundo caso, de mayor resolución, solo se encuentra disponible para el terreno circundante, como se muestra en la imagen N°5.



Imagen 5 Zona de embalse con MDE 5m disponible

El servicio permite descargar el modelo necesario por zonas en un archivo “.img”, cuyo formato puede ser procesado por una amplia variedad de softwares. Uno de ellos es QGis [1], de licencia libre, que permite importar la documentación en tipo ‘raster’ (imagen N° 6) y la procesa mediante una amplia variedad de herramientas para obtener la información necesaria.

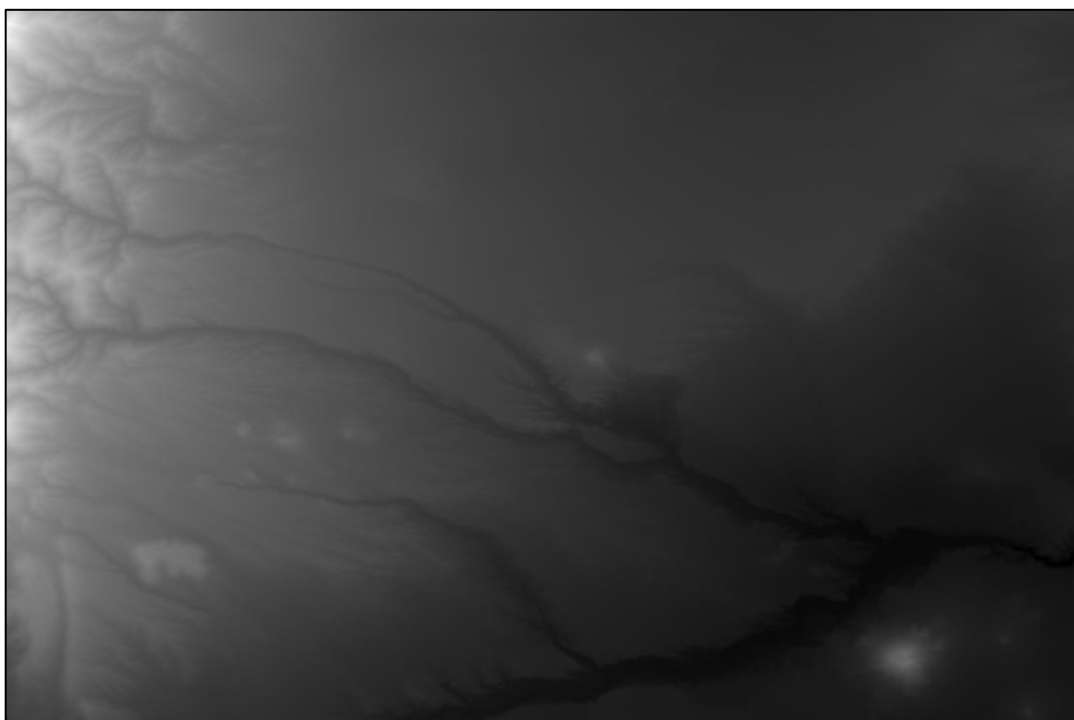


Imagen 6 Raster de la zona de la Presa Agua del Toro

Entre la información que puede ser generada a partir de un raster, una de las más importantes y altamente utilizada son las curvas de nivel. El software permite modificar la equidistancia entre ellas y generarlas tanto en 2D como en 3D, lo que permite la obtención de planos o de relieves. Este es el procedimiento utilizado en este trabajo.

Para este proyecto, se obtuvo un raster con una resolución de imagen de 5m a partir del servicio del IGN, que luego fue importado y procesado en QGis. El raster fue recortado a un área cuadrada de trescientos metros de lado ubicando la presa en el centro

aproximado, de manera que los bordes del modelo queden alejados de la zona de interés del análisis.

Una vez recortado, se generaron curvas de nivel tridimensionales con una equidistancia de 10m (imagen N° 7), con el objetivo de utilizarlas en una etapa posterior para generar un relieve y finalmente un volumen. Una vez obtenidas las curvas de nivel, fueron exportadas como “.dxf” para su edición en AutoCad [5].



Imagen 7 Curvas de nivel del terreno

Para salvar la superficie de agua embalsada (no relevada en el modelo digital), se procedió a completar dicho sector de forma manual a partir de la superposición del MDE 30m con el de 5m (imagen N° 8), usando también la planimetría disponible en la

documentación. Es importante mencionar que esta tarea representó una cantidad de trabajo manual importante, pero fue realizada por única vez al comienzo del presente trabajo final y permitió completar la descripción del terreno natural a través de las curvas de nivel.

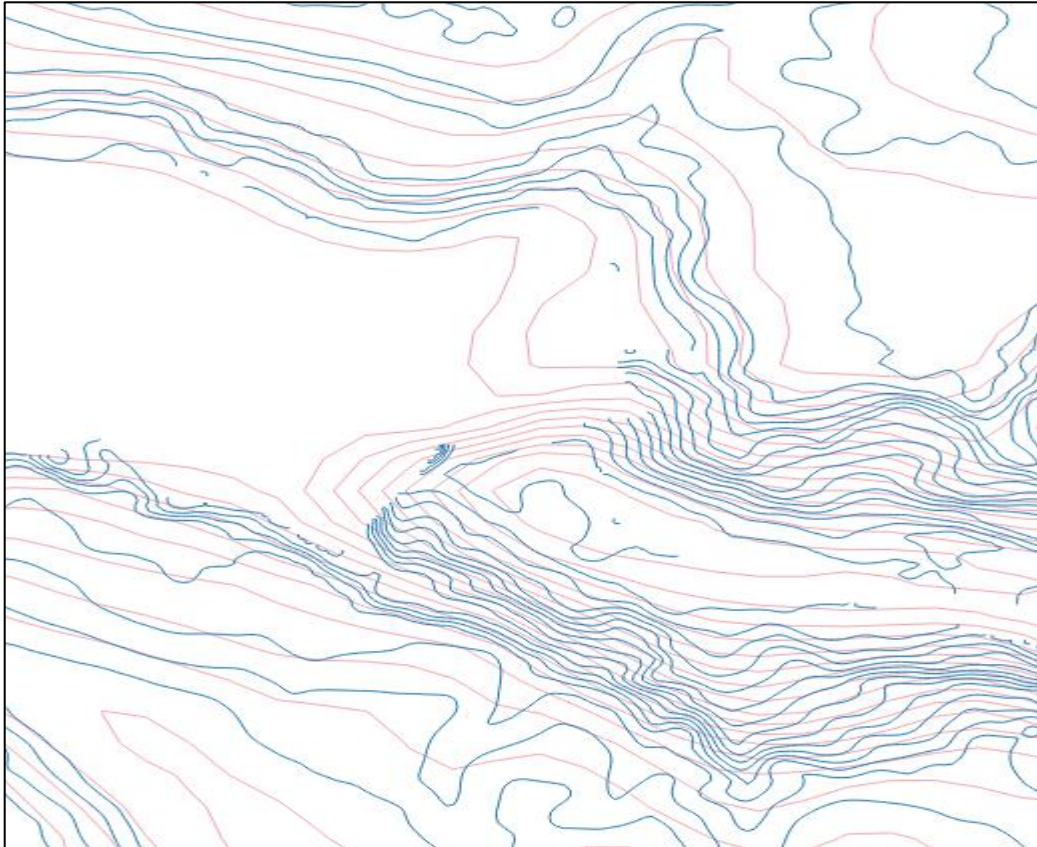


Imagen 8 Curvas de MDE 30m en rojo y de MDE 5m en azul

Para definir el volumen del terreno se intersecaron las curvas de nivel con cuatro planos verticales en los bordes del modelo y un plano horizontal a cincuenta metros de profundidad desde la base de la presa, como se muestra en la imagen N° 9. Posteriormente se exportó en formato “.dxf” para poder importarlo desde GID.

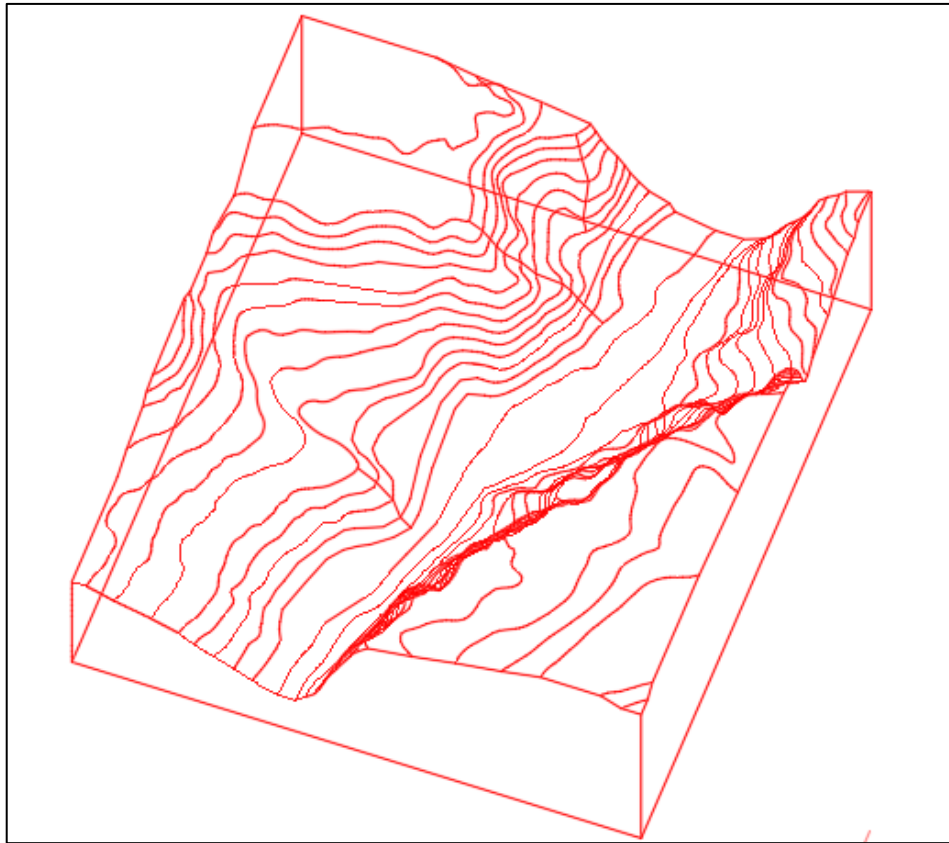


Imagen 9 Volumen del Terreno en AutoCad

Una vez que el modelo se importó en GiD, fue necesario realizar algunas tareas de depuración y corrección, ya que AutoCad utiliza múltiples segmentos que en GiD son innecesarios y podrían entorpecer la generación del volumen. Para ello, se utilizaron las herramientas disponibles para unificar líneas, dejando únicamente los vértices necesarios, como se puede apreciar en la imagen N°10.

Antes de generar las superficies entre cada curva de nivel, debe considerarse que se trata de regiones extensas que incluyen muchos cambios de curvatura, lo que puede conducir a problemas de mallado en las etapas posteriores provocando elementos demasiado distorsionados. Para mejorar las características del modelo a discretizar, las superficies originales se subdividieron con el fin de generar regiones más pequeñas y regulares (imagen N° 11).

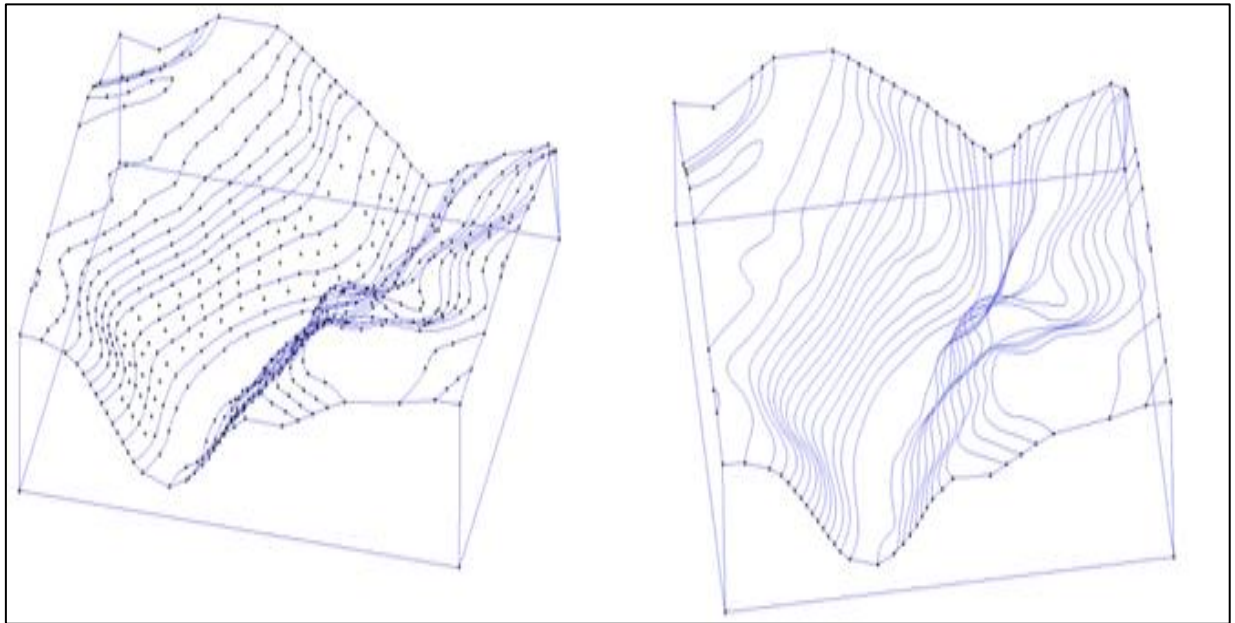


Imagen 10 Modelo Importado / Modelo Corregido

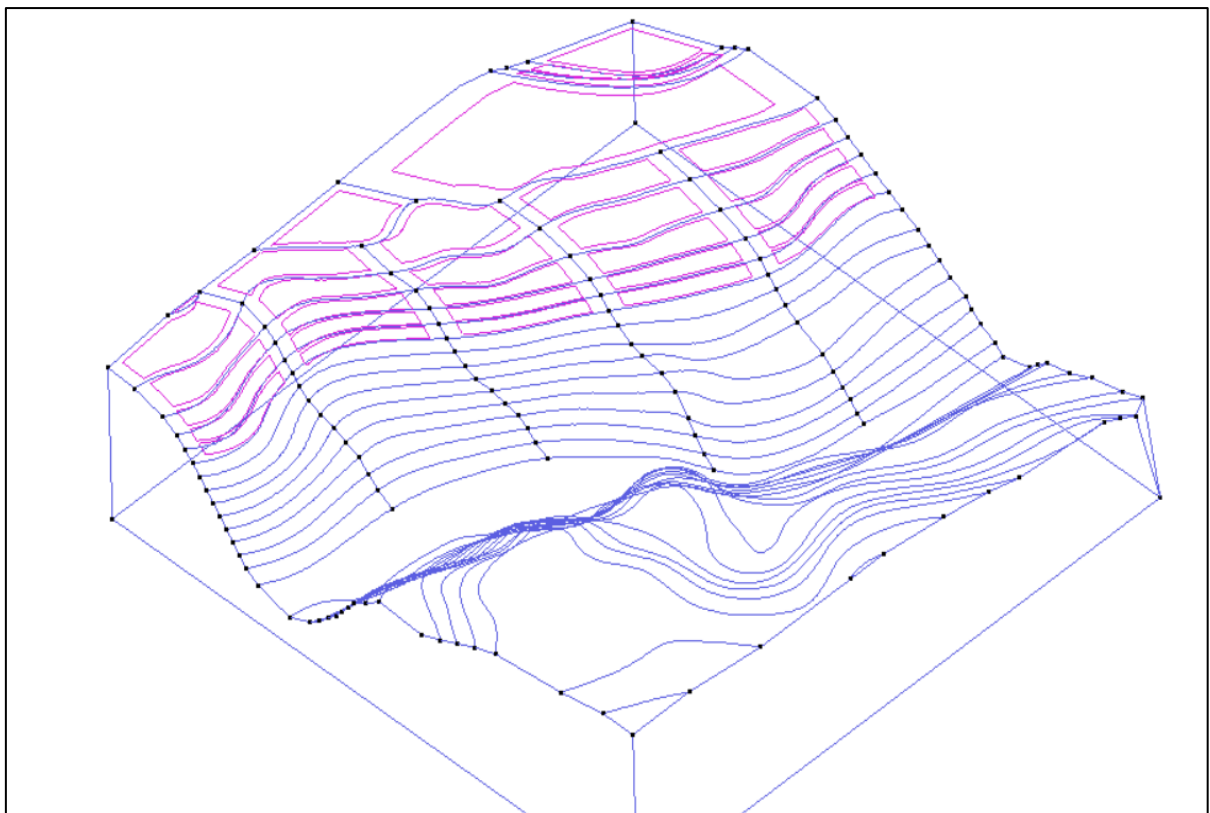


Imagen 11 Modelo con subdivisiones de área

Una vez obtenidas las superficies que conforman la parte superior del terreno, las caras laterales y la cara inferior; se procede a generar el volumen del terreno, el cual se presenta en la imagen N° 12 con textura suavizada para una mejor visualización.

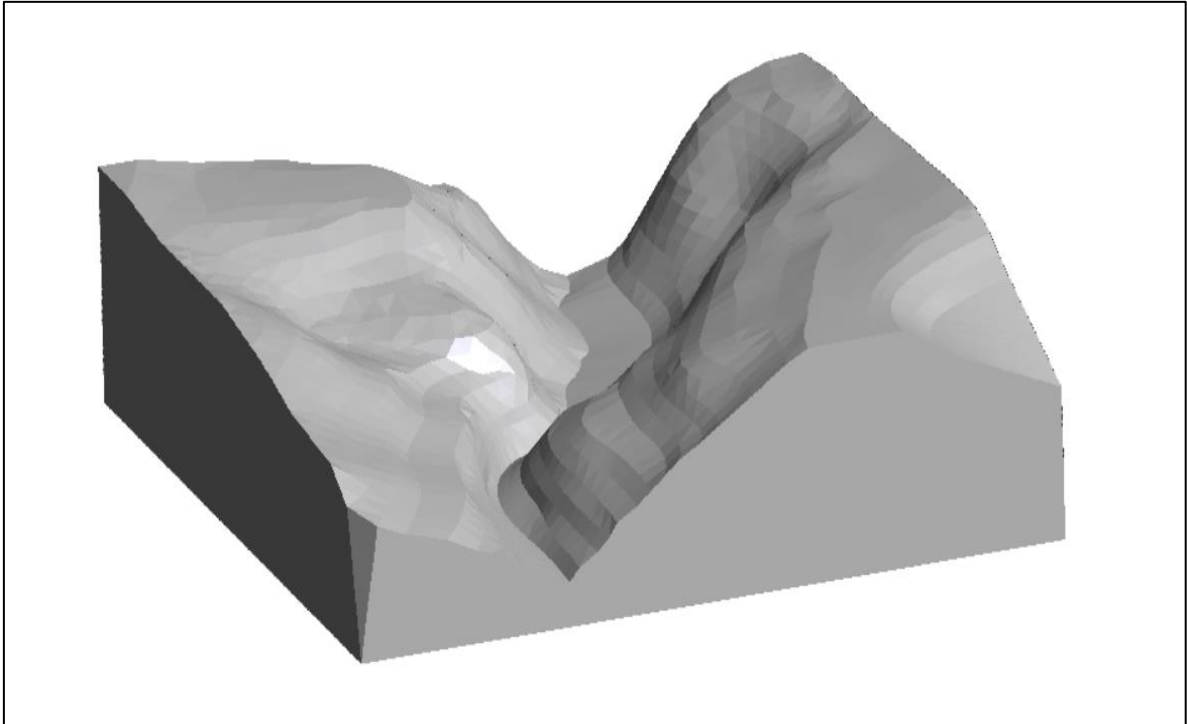


Imagen 12 Volumen del Terreno en GID

4.2.2 Presa

En la información del proyecto no se disponía de fórmulas paramétricas que describieran la curvatura de la presa, por lo que la geometría se construyó utilizando un procedimiento gráfico. Para definir la curvatura en planta se digitalizaron manualmente la planimetría general y algunas secciones horizontales en distintas cotas mediante AutoCad. La curvatura en altura se obtuvo aplicando el mismo procedimiento a las secciones transversales en distintas dovelas. Combinando los trazados en un espacio tridimensional, se obtuvo el volumen de la presa como se aprecia en la imagen N°13.

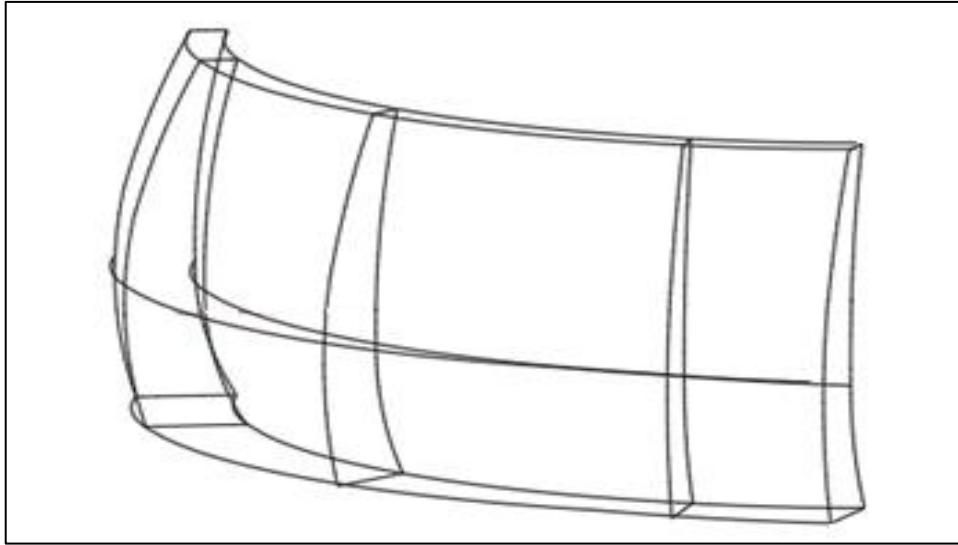


Imagen 13 Volumen de la presa

En el modelo de elementos finitos la presa se ha discretizado utilizando elementos tipo placa coincidentes con el eje de la presa. Para ello, se ha utilizado el plano medio conformado por los ejes de las secciones transversales.

4.3 Propiedades del Modelo

4.3.1 Mallado

Al hablar de elementos finitos, un concepto inherente al método es el de mallar, que implica la división de un medio continuo en un número finito de subdominios o elementos. Todos estos elementos están unidos entre sí en los nodos de conexión, formando una malla donde se resuelven las ecuaciones de balance.

4.3.1.1 Terreno

El volumen que representa el terreno está formado por una base cuadrada en la parte inferior, mientras que sus paredes laterales y su parte superior (superficie del terreno) son completamente irregulares; característica que condicionará el mallado del mismo.

En el presente trabajo se decidió mallar el dominio completo del terreno con elementos tetraédricos no estructurados. El tamaño promedio de elemento utilizado es de diez metros por lado, conduciendo a 44371 elementos. Cabe mencionar que sería posible disminuir el tamaño de los elementos para refinar el modelo, sin embargo, la cantidad de elementos y los tiempos de proceso aumentan considerablemente, dificultando la ejecución del modelo.

En este trabajo se considera que la zona de interés de los análisis es la presa. Por lo tanto, se ha utilizado una discretización más grosera para el terreno en las zonas alejadas de la presa, con el objetivo de disminuir los tiempos de cálculo. En la imagen N° 14 se presenta la malla resultante para el terreno.

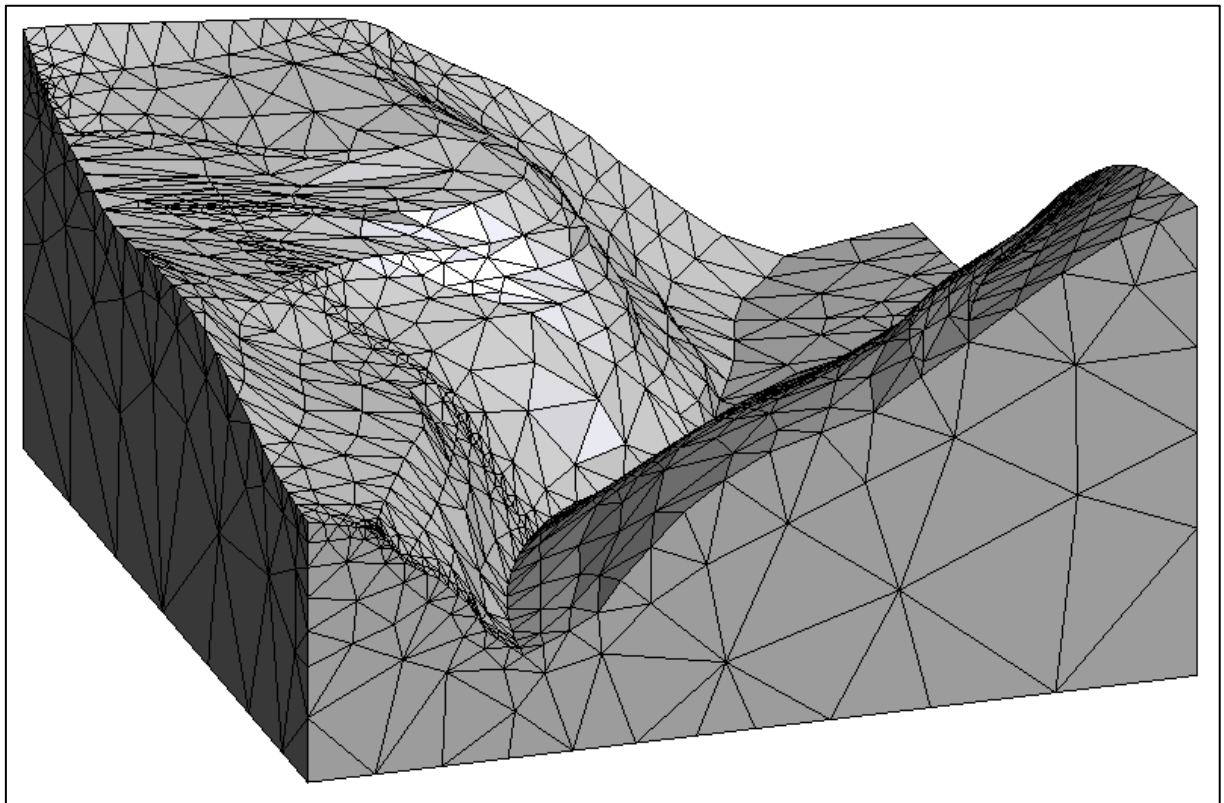


Imagen 14 Malla del Terreno

4.3.1.2 Presa

El diseño de la presa está basado en el comportamiento de bóveda ante las cargas de servicio, es decir, que bajo el empuje hidrostático las solicitaciones predominantes sean axiales, mientras que los momentos flectores se consideran despreciables. Sin embargo, una acción sísmica importante puede provocar que la presa se aparte de este comportamiento teórico y aparezcan mecanismos asociados con la flexión.

Si se utilizan elementos volumétricos para discretizar la presa (tetraedros, hexaedros), para que el modelo sea capaz de representar mecanismos de flexión en dirección perpendicular al eje de la presa, es necesario disponer varios elementos en el espesor de las secciones transversales. Esto repercute directamente en los tiempos de proceso.

Debido a lo anterior, se han utilizado elementos tipo cáscara o “shell” para discretizar la presa. Estos elementos son figuras planas cuyos nodos poseen seis grados de libertad (tres traslacionales y tres rotacionales), lo que permite representar momentos y giros asociados a esfuerzos de flexión. El comportamiento fuera del plano se obtiene integrando el elemento en un espesor uniforme.

La presa tiene una geometría fuertemente irregular. Además de su doble curvatura, el contorno inferior está limitado por la forma que le impone el terreno. Para el mallado se han utilizado elementos de tres metros de tamaño promedio por lado, lo que conduce a 844 cuadriláteros, resultando en un modelo con una discretización aceptable que puede manipularse y procesarse con relativa facilidad (imagen N° 15).

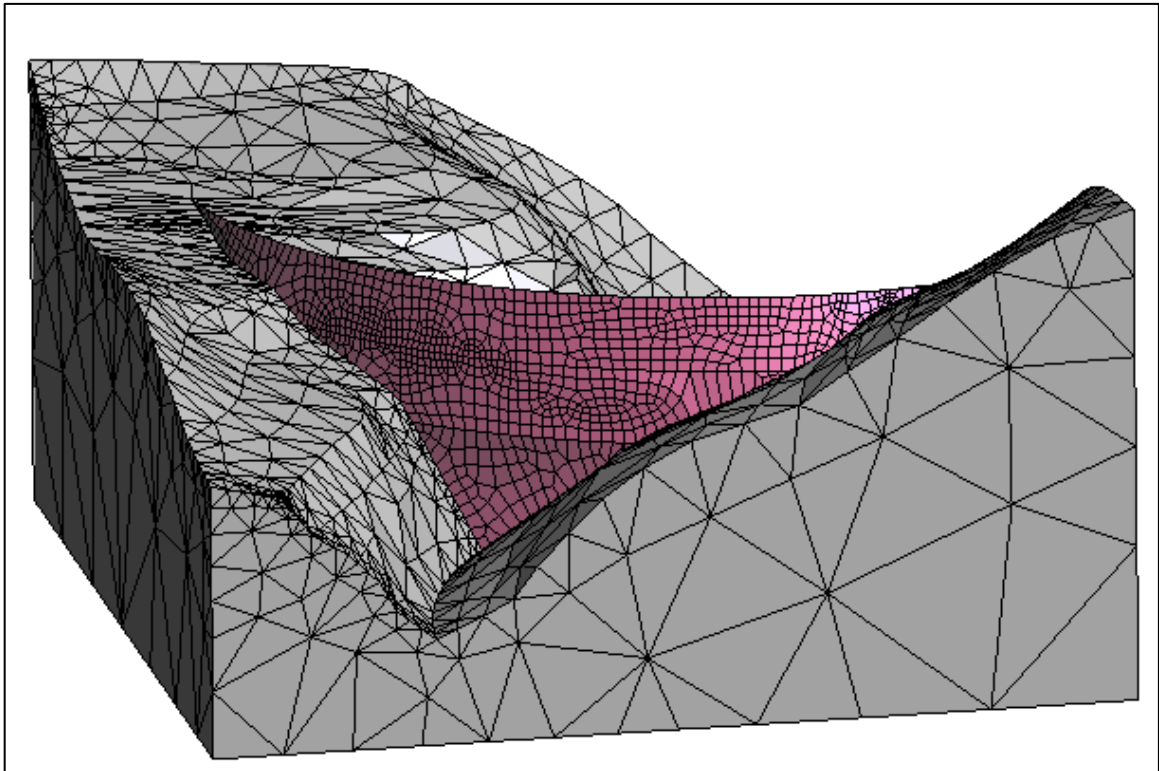


Imagen 15 Mallado del Terreno y Presa

Para finalizar las tareas de mallado en GiD, se procede a exportar la malla para poder utilizarla en el software de elementos finitos. La información se encuentra agrupada en dos bloques: en la primera parte se encuentran los índices y coordenadas de los nodos, mientras que en el segundo bloque se encuentra la conectividad de cada elemento y un índice que identifica el material de cada dominio.

4.3.2 Materiales y Secciones

Para los elementos tetraédricos que forman el terreno, la forma de definir el comportamiento constitutivo en OpenSees es a través de un material multidimensional (NDMaterial). Existen diferentes leyes constitutivas implementadas en OpenSees, cuya elección depende del comportamiento que se pretende representar (fluencia, endurecimiento, confinamiento, cohesión, fricción, etc.). En este trabajo, se ha utilizado un

material homogéneo, elástico e isotrópico, cuyos parámetros necesarios son: Módulo de Young (E), *Módulo de Poisson* (ν) y *densidad* (ρ).

Para los elementos “shell” que componen la presa, el comportamiento constitutivo del material se define utilizando una sección (Section). OpenSees también tiene implementadas diferentes leyes constitutivas para secciones, con la capacidad de modelar fenómenos complejos como mecanismos de daño, secciones compuestas de fibras, etc. En este trabajo se ha adoptado la sección “Elastic Membrane Plate Section”, que representa un material homogéneo elástico e isotrópico. Los parámetros necesarios son: Módulo de Young (E), *Módulo de Poisson* (ν), *espesor* (e) y *densidad* (ρ).

En la realidad, el espesor de la presa es variable en altura y también a lo largo del eje del coronamiento. Este espesor es mayor en la parte inferior de la presa debido a las mayores presiones hidrostáticas, así como en los estribos laterales para disminuir las tensiones de compresión en el terreno en la zona de fundación de la presa y asegurar la restricción al giro. Con el fin de simplificar el modelo, se ha adoptado un espesor constante en dirección del eje de la presa, manteniendo su variación solo en altura.

Por otro lado, cada sección transversal de la presa presenta radios de curvatura distintos: dos en la cara aguas arriba y otros dos en la cara aguas abajo. En el modelo, se optó por simplificar esta geometría representando ambos radios de curvatura con uno solo para cada cara, de modo que se usa un único radio representativo aguas arriba y otro aguas abajo. Esto únicamente para asignar las propiedades de los elementos de la presa, ya que, como se mencionó, para su mallado, se trabajó con el plano medio.

Las simplificaciones anteriores han permitido independizar el espesor de las secciones de las coordenadas X e Y, pudiendo estimarse únicamente en función de la

coordenada Z. En el modelo de elementos finitos, el espesor se ha calculado para cada elemento utilizando la cota vertical Z promedio de sus cuatro nodos, lo que equivale a aproximar las secciones transversales mediante “escalones”.

4.3.3 Cargas Permanentes

La asignación de cargas en el modelo requiere la utilización de dos herramientas de OpenSees. En primera instancia se debe crear una serie de tiempo (“timeSeries”) que representa la relación entre la magnitud de las cargas y el tiempo del análisis. Existen diferentes opciones disponibles para la serie de tiempo: constante, lineal, trigonométrica, triangular, rectangular, pulsos, o incluso a través de un archivo para representar cualquier variación temporal. En este trabajo, las cargas permanentes se aplican utilizando un factor constante, ya que el peso propio y el empuje hidrostático se consideran actuando en su totalidad desde el comienzo de los análisis dinámicos.

Una vez definida la serie de tiempo, las cargas se asignan creando uno o más “patrones” de acciones externas en nodos y/o elementos. Para las cargas permanentes, el patrón utilizado es de tipo Plain.

4.3.3.1 Peso Propio

La asignación de las fuerzas de peso propio en el modelo se realizó mediante comandos diferentes para los elementos que componen el terreno y para los elementos que componen la presa.

En los tetraedros es posible asignar el peso directamente en la creación del elemento como una fuerza de cuerpo, ya que OpenSees tiene implementadas las rutinas

necesarias para integrar la densidad del material en el volumen, y al multiplicarla por el valor de la gravedad, permite obtener el peso, el cual es ponderado a los nodos.

En cambio, en los elementos tipo cáscara no es posible asignar fuerzas elemento por elemento durante su creación. Una alternativa es la herramienta conocida como 'SelfWeight', que se utiliza de forma global en una etapa posterior. Cabe mencionar que esta herramienta se encuentra implementada solamente para cierto tipo de elementos, es por ello, que para los elementos tetraédricos se implementó otra metodología.

4.3.3.2 *Empuje Hidrostático*

Otro tipo de carga que se considera actuando permanentemente durante los análisis dinámicos es el empuje hidrostático del embalse sobre la cara de aguas arriba de la presa. Estas fuerzas, dependen del tirante de agua y actúan con dirección normal a la superficie de cada elemento. Debido a que los elementos que componen la presa no están alineados con los ejes globales del modelo, fue necesario implementar una rutina adicional para encontrar el vector normal a cada elemento de manera de aplicar las fuerzas en la dirección correcta (ver Anexo).

4.3.4 *Masas*

Para el análisis dinámico, es importante calcular y asignar las masas de los elementos a los nodos de la malla, ya que allí se resuelven las ecuaciones del problema.

Para los elementos tetraédricos que componen el terreno, como Opensees no posee una función para asignar automáticamente las masas, se calculó el volumen de cada elemento utilizando las coordenadas de sus nodos (ver Anexo). Multiplicando el volumen

por la densidad del material se obtiene la masa de cada elemento, la cual se divide en cuatro partes iguales y se acumula en los nodos tributarios.

Para los elementos tipo Shell el procedimiento es análogo. En primer lugar, se calcula el volumen de los elementos utilizando las coordenadas nodales y el espesor, luego se multiplica por la densidad para obtener la masa de cada elemento, y finalmente se distribuye en cuatro partes iguales en los nodos componentes del elemento (ver Anexo).

Es importante destacar que la asignación de masas nodales se realiza solamente para los grados de libertad de desplazamiento, mientras que los grados de libertad de giro se consideran sin masa.

4.3.5 Presión Hidrodinámica

Cuando ocurre una acción dinámica, el agua del embalse genera un empuje hidrodinámico adicional al empuje hidrostático previamente considerado. Este efecto depende, entre otros factores, de la pendiente de la estructura que contiene el agua. En las presas de materiales sueltos donde los taludes son tendidos, el empuje hidrodinámico es poco significativo y en la práctica suele despreciarse en los análisis paso a paso. En cambio, en las presas de gravedad o de arco, cuyo talud aguas arriba es prácticamente vertical, este efecto debe ser tenido en cuenta en los análisis.

Uno de los procedimientos más difundidos para considerar el efecto hidrodinámico es la incorporación de masas adicionales en el modelo, calculadas según la teoría desarrollada por Westergaard [6]

$$m_a = \frac{7}{8} * \rho_w * \sqrt{H * y} * A \quad (19)$$

- ρ_w : densidad del agua.
- H : nivel del embalse.
- y : profundidad del elemento considerado.
- A : área de influencia del elemento.

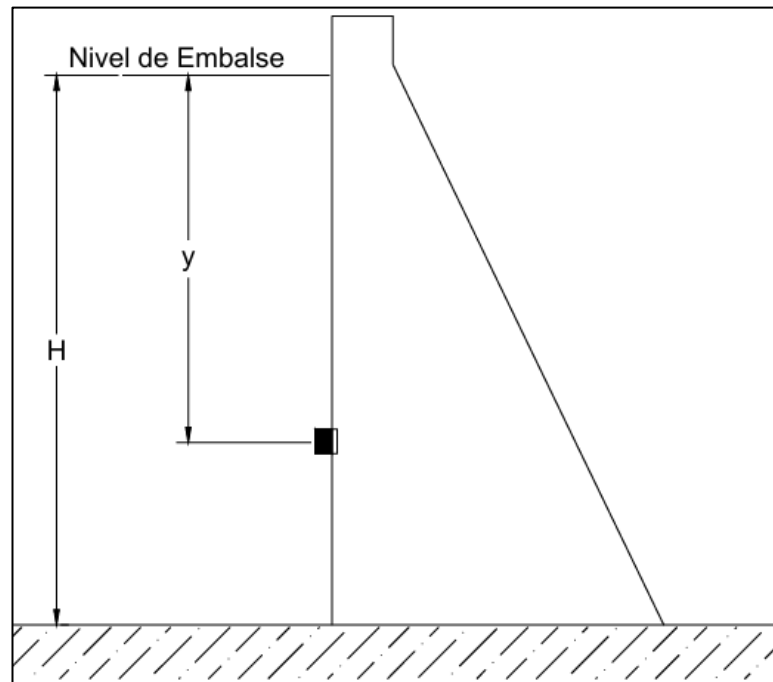


Figura 1 Referencias de ecuación de Westergaard

El procedimiento utilizado para calcular las masas adicionales es análogo al que se utilizó para obtener la masa de los elementos de la presa. En primer lugar, se calcula la masa añadida para cada elemento Shell con la fórmula de Westergaard (19), considerando que el área de influencia es directamente el área de cada elemento Shell. El nivel de agua considerado es el correspondiente al NAMO y el tirante de agua se obtiene utilizando la cota promedio de cada elemento. Luego, la masa adicional de cada elemento se distribuye en cuatro partes iguales y se acumula en los nodos tributarios.

4.3.6 Vínculos

Las caras laterales del volumen representativo del terreno se consideran restringidas en la dirección horizontal normal al plano, es decir, con vínculos en X para los planos 'YZ' y con vínculos en Y para los planos 'XZ'. De esta manera, los bordes del terreno solamente pueden desplazarse en sentido vertical. La cara inferior del terreno se restringe verticalmente, mientras que los desplazamientos laterales en 'XY' están permitidos. En la imagen N° 16 se pueden apreciar de forma esquemática las condiciones de vínculo del terreno.

En el modelo, la presa y el terreno se han discretizado de forma independiente, por lo que en el contorno de unión aparecen nodos superpuestos que pertenecen a dominios diferentes y se encuentran inicialmente desconectados. Para compatibilizar los desplazamientos entre la presa y el terreno, se han vinculado los grados de libertad de desplazamientos de cada par de nodos que comparten coordenadas, mediante la herramienta de OpenSees denominada “equalDOF”. Esta condición permite que la presa y el terreno se desplacen de forma solidaria en el contorno de unión.

En cuanto a los grados de libertad rotacionales en la base de la presa, el modelo se considera sin restricciones. En la realidad la base de la presa se encuentra comprimida contra el terreno debido a la acción del peso propio y el embalse, lo que junto con la fricción le confiere resistencia a la flexión. No obstante, asumir un empotramiento perfecto implicaría suponer una rigidez infinita en la fundación, lo que no representa adecuadamente el comportamiento real del contacto.

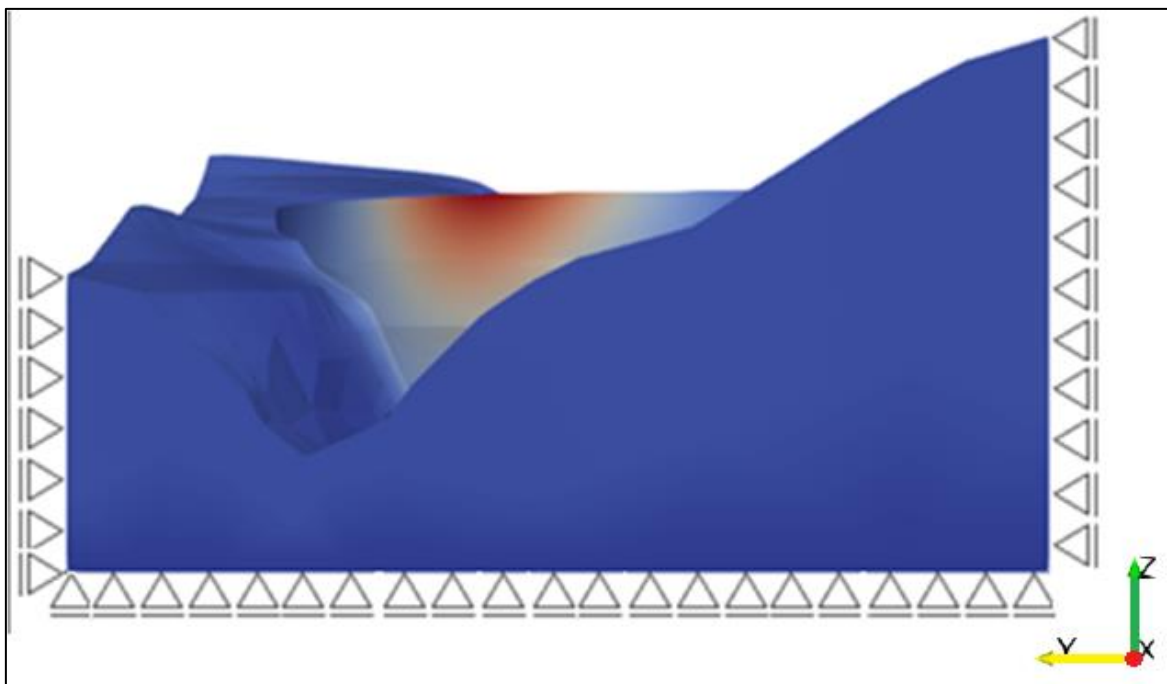


Imagen 16 Esquema de Condiciones de Vínculo

4.3.7 Acción Sísmica

Una forma de introducir la acción sísmica en OpenSees es utilizar un “timeSeries” para cada componente del sismo de manera individual. Cada “timeSeries” contiene la variación en el tiempo de las amplitudes de aceleraciones, o una medida de las mismas escaladas por algún factor. El patrón de cargas que se utiliza es tipo “Plain”, lo que significa que el efecto sísmico se aplica en el modelo a través de fuerzas de inercia proporcionales a las masas nodales y a la aceleración del terreno.

En este trabajo se ha analizado la respuesta del modelo considerado tres acelerogramas de entrada que fueron postulados en el estudio de Amenaza Sísmica realizado en el IDIA [7] en 2004. Los dos primeros son registros del terremoto de Northridge, California del 17 de enero de 1994, con una magnitud momento de 6,7. Estos fueron obtenidos por las estaciones ubicadas en Rinaldi con una distancia epicentral de 9.30 Km y en la presa de Pacoima, a 18,59 Km. El tercer terremoto considerado es de un

evento registrado en la Presa Reyunos, San Rafael, en el año 2004. En la imagen 17 se presentan las componentes horizontales de los acelerogramas considerados.

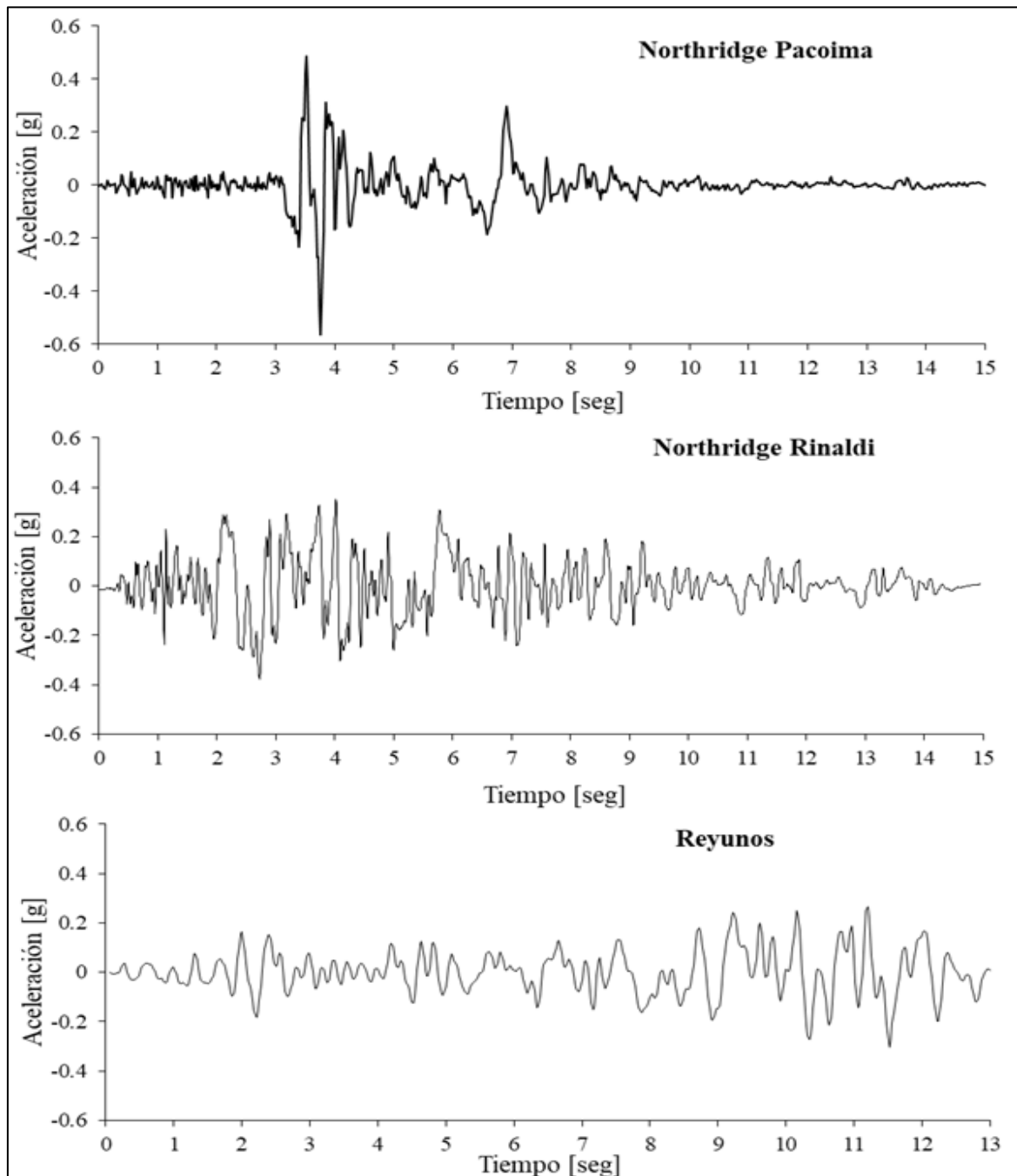


Imagen 17 Registros de aceleraciones horizontales utilizados en el análisis

En la imagen N°18 se encuentran graficados los espectros de pseudoaceleraciones para los acelerogramas de entrada, para un amortiguamiento del 5%. La aceleración máxima del terreno tiene un valor aproximado entre $0,5\text{ g}$ y $0,6\text{ g}$, mientras que la aceleración máxima en la zona de amplificación varía de $1,2\text{ g}$ a $1,5\text{ g}$.

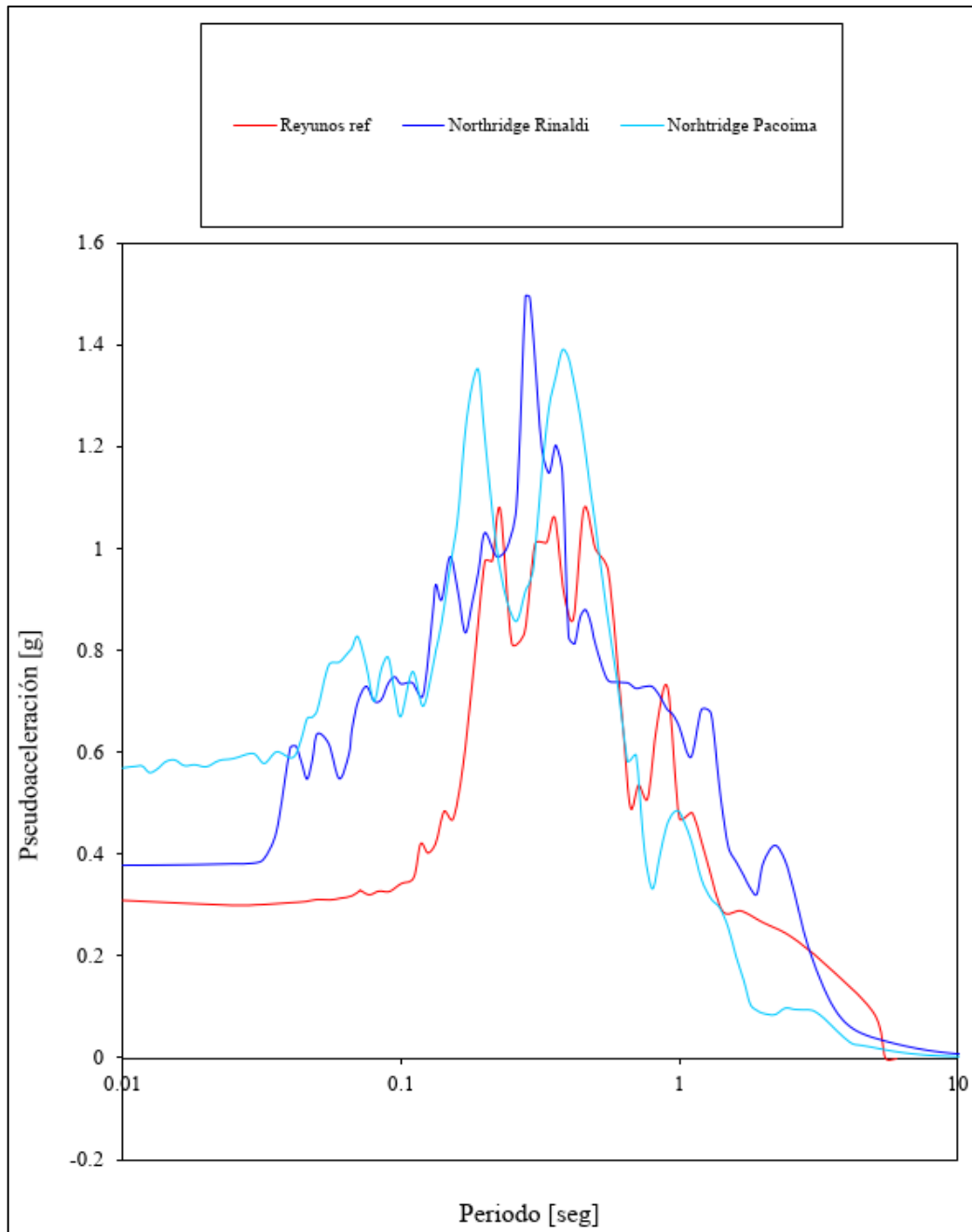


Imagen 18 Espectro de pseudoaceleraciones para los sismogramas utilizados.

Cabe aclarar que solamente se ha tenido en cuenta la componente horizontal de los terremotos, despreciando el efecto de las aceleraciones verticales. Además, se considera que la dirección más desfavorable para la aplicación de las aceleraciones horizontales es la dirección normal al arco en la parte central del valle, ya que se supone una vibración predominante del primer modo, en el cual la superposición con la presión hidrostática sería la más desfavorable. Como esta no coincide con los ejes globales X e Y del modelo, fue necesario descomponer los registros considerados (N-S) a fin de proyectar las aceleraciones externas en la dirección normal al arco (imagen N° 19).

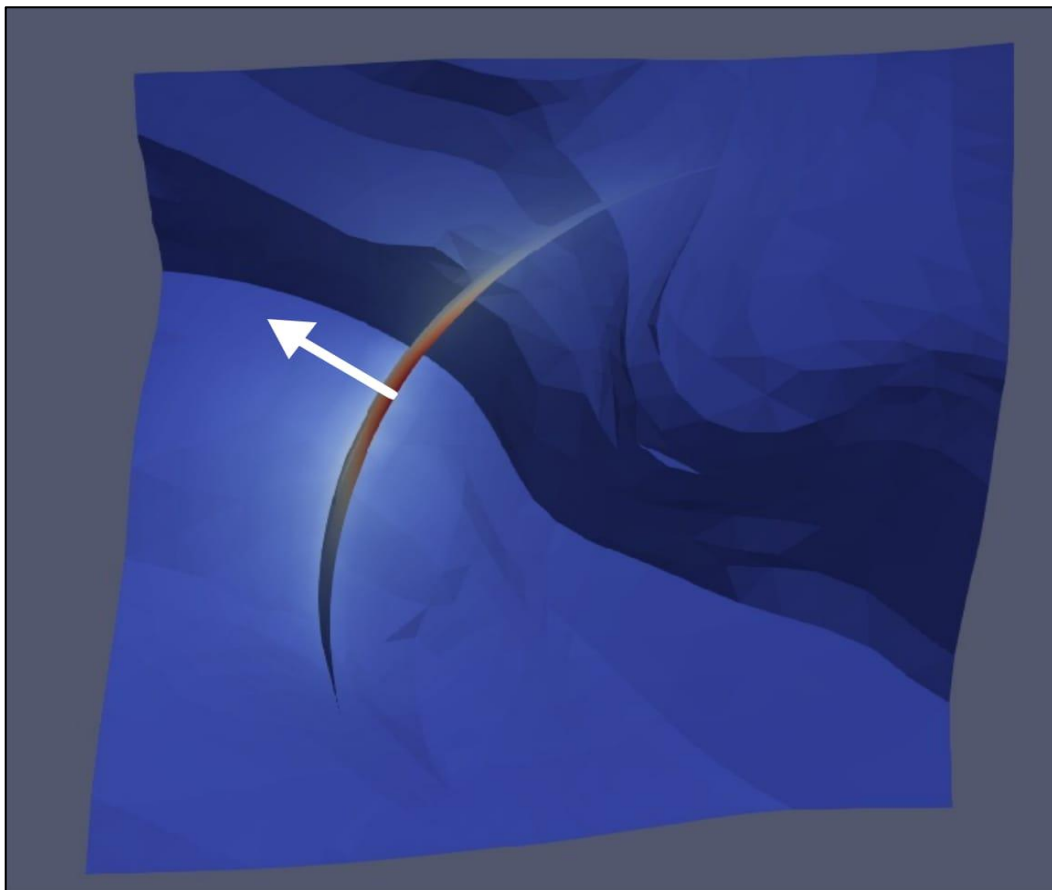


Imagen 19 Dirección de aplicación de las aceleraciones

5 Análisis

El análisis del modelo se realizó en dos etapas. En la primera se aplicaron las cargas estáticas de peso propio más el empuje hidrostático del embalse. El objetivo es consolidar el modelo al estado tensional aproximado en que se supone que se encuentra al momento de ocurrencia del terremoto.

En la segunda etapa, se analiza la respuesta paso a paso del modelo frente a la historia de aceleraciones indicada en la sección anterior.

5.1 Análisis Estático

En OpenSees es posible realizar dos tipos de análisis paso a paso:

- Estático (Static): Solamente se considera la solución permanente. En un problema mecánico significa que se resuelve únicamente el equilibrio estático.
- Dinámico (Transient): Se tienen en cuenta las dos soluciones, permanente y transitoria. Para un problema mecánico intervienen todos los términos de la ecuación de equilibrio dinámico.

Para el caso de simulaciones con múltiples etapas, es recomendable utilizar el mismo tipo de análisis (“Static” o “Transient”) para todas las etapas de la simulación. Esto se debe principalmente a la forma en que trabaja el programa OpenSees, ya que existen variables o arreglos que se inicializan por única vez al comienzo de la simulación.

Debido a lo anterior, en la primera etapa de la simulación debe utilizarse también un análisis transitorio, a pesar de que el objetivo principal es consolidar el modelo frente a las cargas permanentes. La práctica común en OpenSees es utilizar intervalos de tiempo

muy elevados junto con un esquema de integración implícito. En este trabajo se ha utilizado un algoritmo de Newmark con un intervalo de tiempo de $\Delta t = 1e5 \text{ seg}$ para la primera etapa.

Con el objetivo de analizar la influencia del embalse se han considerado dos estados de cargas permanentes, embalse vacío y embalse lleno.

5.2 Análisis Dinámico

Una vez que el modelo se consolida con las cargas permanentes, se procede al análisis dinámico utilizando como entrada los acelerogramas mencionados. En todos los análisis se utiliza un intervalo de tiempo de $\Delta t = 0,02 \text{ seg}$.

Los resultados de cada análisis se imprimen cada 10 pasos de cálculo, es decir cada 0,2 segundos. Dichos resultados incluyen:

- Desplazamientos de todo el modelo, presa y terreno.
- Aceleraciones en nodos de la base del terreno, fundación y parte central del coronamiento de la presa.
- Tensiones y solicitaciones de momento en los elementos de la presa (para el terremoto de mayores desplazamientos).

Además, del análisis modal se obtuvieron:

- Formas modales de los primeros 10 modos de vibración.
- Frecuencias de los primeros 10 modos de vibración.

6 Análisis de Resultados

6.1 Análisis Estático

6.1.1 Desplazamientos

En las imágenes N° 20 y 21 se muestran los contornos de desplazamientos que resultan de los análisis estáticos. Para la condición de embalse vacío, los desplazamientos son principalmente verticales, y los mayores asentamientos se acumulan en las zonas del terreno donde la tapada es máxima. Para la condición de embalse lleno, el empuje hidrostático provoca que aparezcan desplazamientos en la dirección normal al arco, y los contornos máximos se producen en la parte superior de la presa en la zona central del valle.

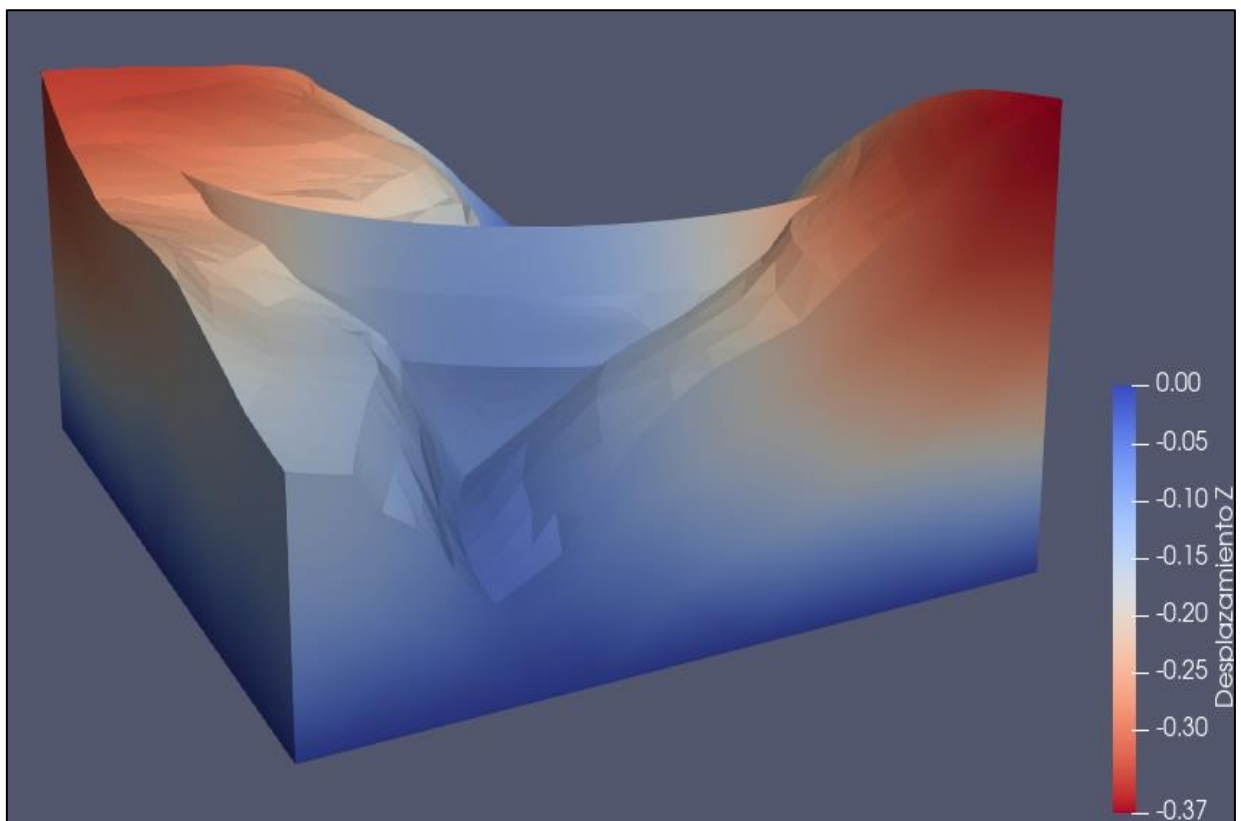


Imagen 20 Desplazamientos verticales debidos al peso propio

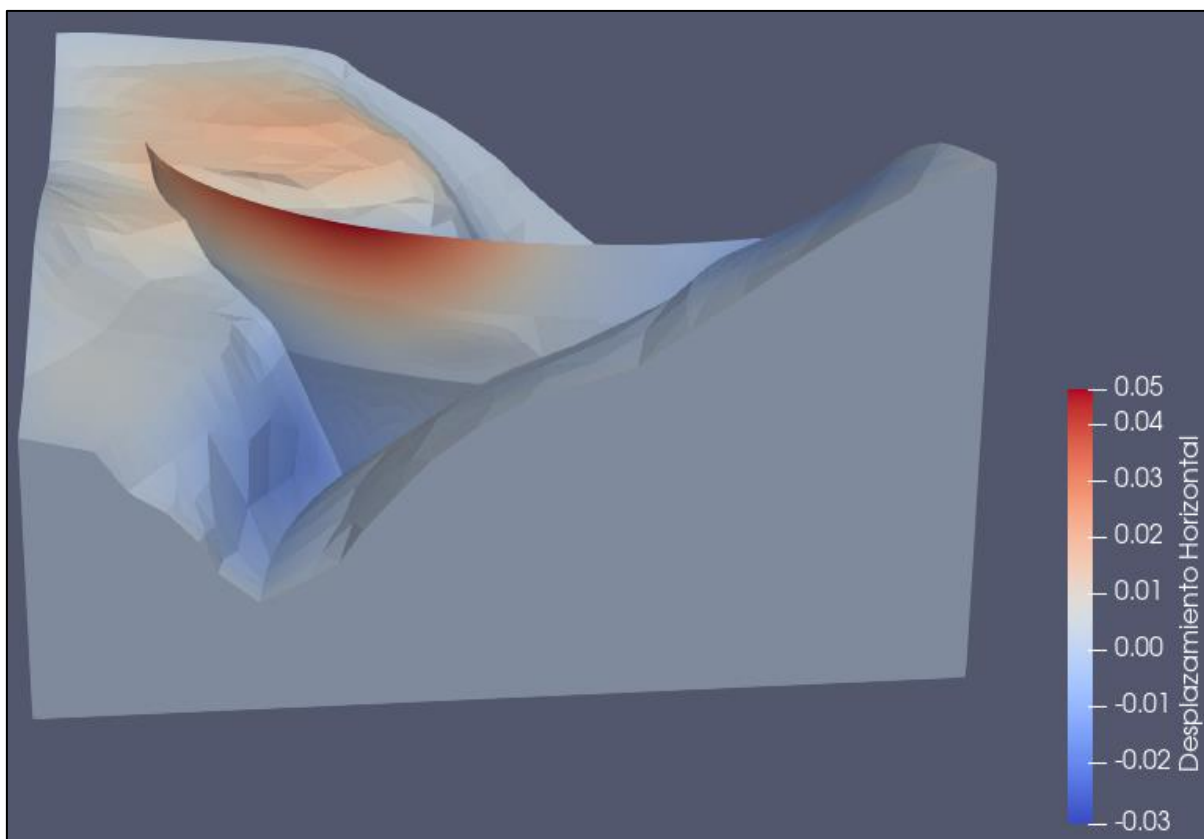


Imagen 21 Desplazamientos horizontales debidos al peso propio y a la presión hidrostática

6.1.2 Momentos Flectores

En la imagen N°22 se observan los momentos flectores que se obtienen para las cargas permanentes. Los valores de momento flector son los esperados para una presa de bóveda, caracterizada por un estado tensional gobernado por esfuerzos axiales. Ello se verifica en las tensiones obtenidas, que resultan en su mayoría compresivas.

Los valores máximos se observan en la zona central y superior de la presa, mientras que en las zonas próximas a los estribos los valores resultan menores. Esta condición está relacionada con la hipótesis de giro libre adoptada en el modelo para el contorno de unión entre la presa y el terreno.

Considerando que el comportamiento del material es elástico y que es válida la hipótesis de Bernoulli-Navier, puede obtenerse una primera estimación de las tensiones debidas a la flexión dividiendo los valores de los momentos flectores en el módulo resistente de la sección.

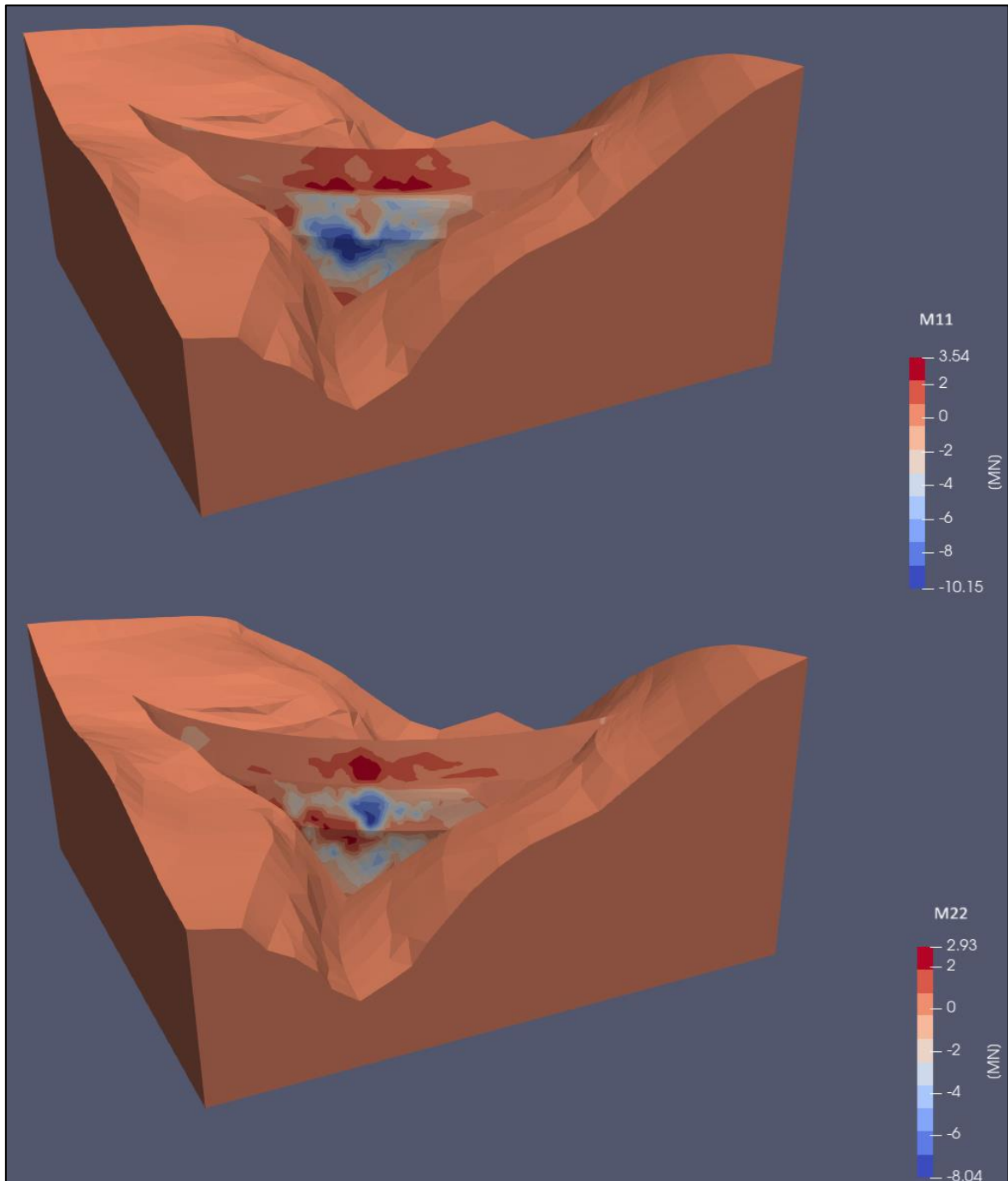


Imagen 22 Momentos flectores ante cargas estáticas

6.1.3 Análisis Tensional

Con el objetivo de analizar el estado tensional de la presa frente a las cargas de peso propio más el empuje hidrostático, se han considerado algunas zonas representativas en diferentes ubicaciones de la presa (imagen N° 23).

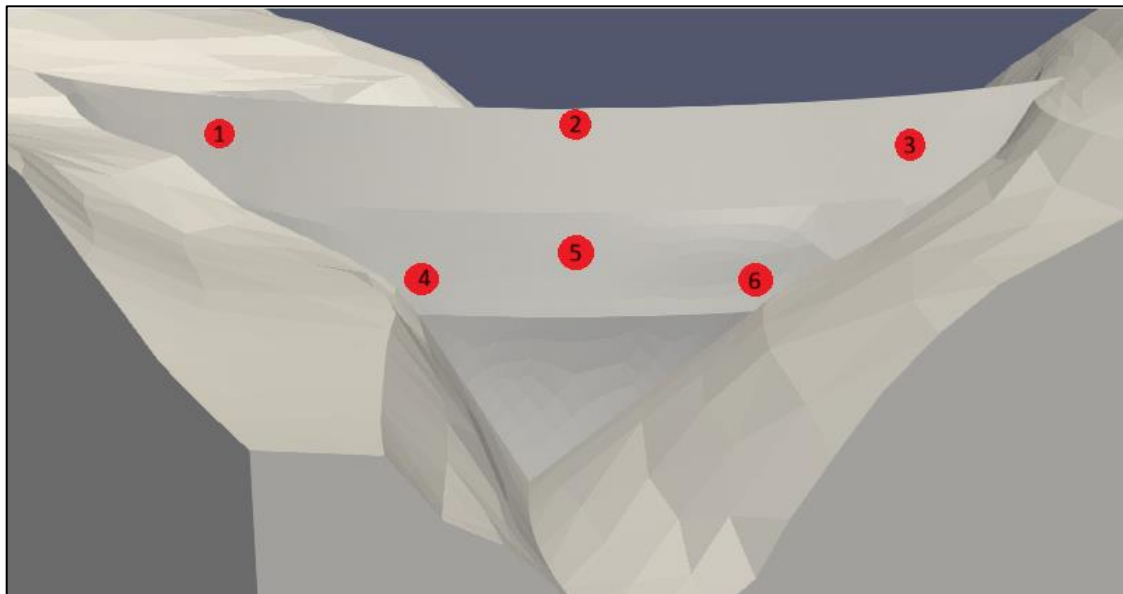


Imagen 23 Puntos de Referencia para cálculo de estado tensional

En estas ubicaciones se han determinado las tensiones y direcciones principales, calculando los autovalores y autovectores del tensor de tensiones, para la superficie aguas arriba y aguas abajo a partir de las resultantes de placa.

En la imagen N° 24 y N°25 se encuentran graficadas las tensiones principales máximas y mínimas, aguas arriba y aguas abajo respectivamente, en las ubicaciones de referencia, utilizando un cubo con la orientación representativa del arco en cada zona. En el centro de la presa, donde el espesor es menor y los momentos son máximos, las magnitudes de las tensiones son mayores, y las direcciones principales están casi alineadas con las direcciones del plano. Hacia los estribos se aprecia una disminución en

las magnitudes de las tensiones conforme disminuyen los momentos y los espesores son mayores, y las direcciones principales rotan de manera que las tensiones mínimas actúen aproximadamente normal a los estribos.

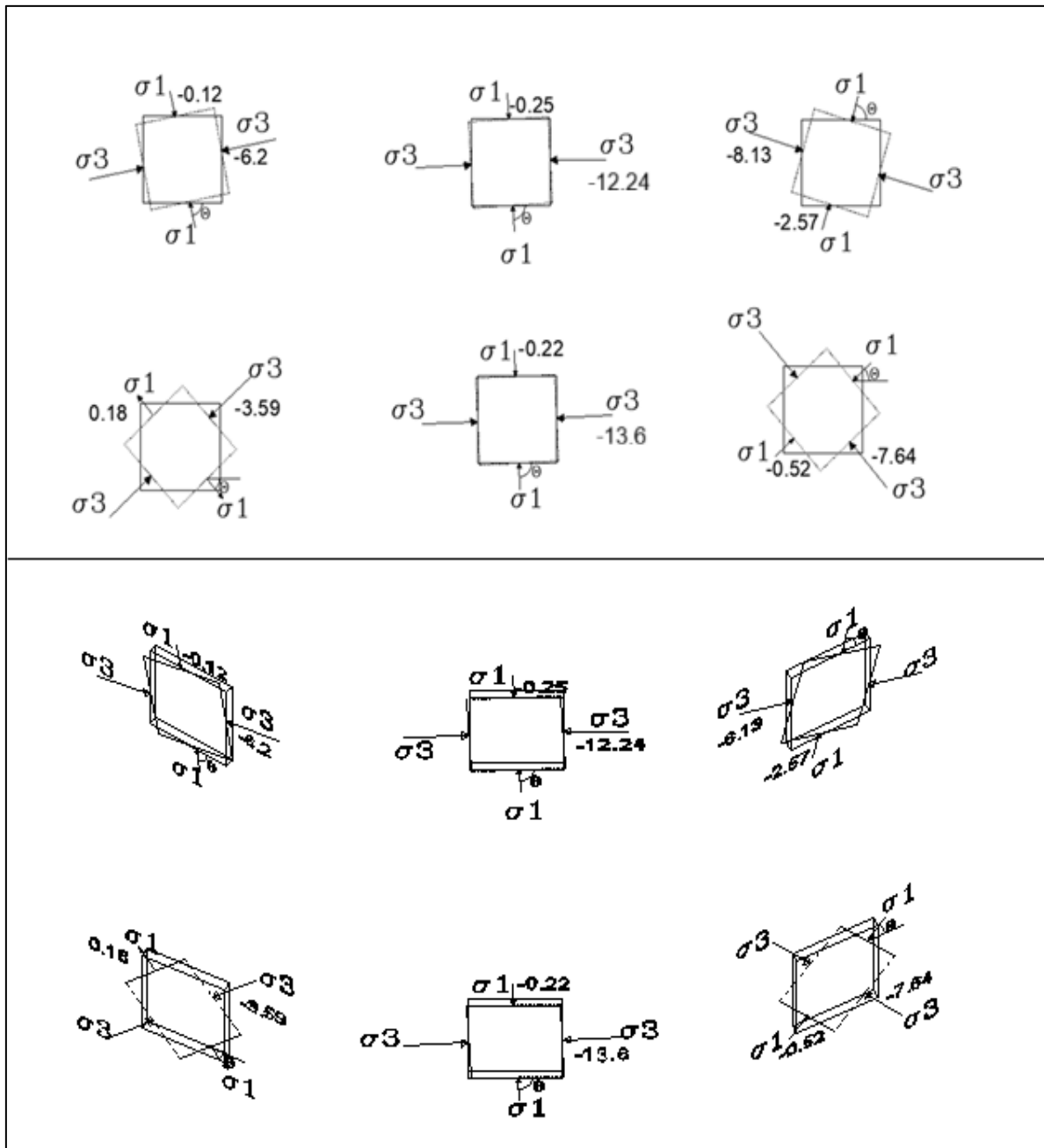


Imagen 24 Tensiones principales y su orientación aguas arriba en [MPa]

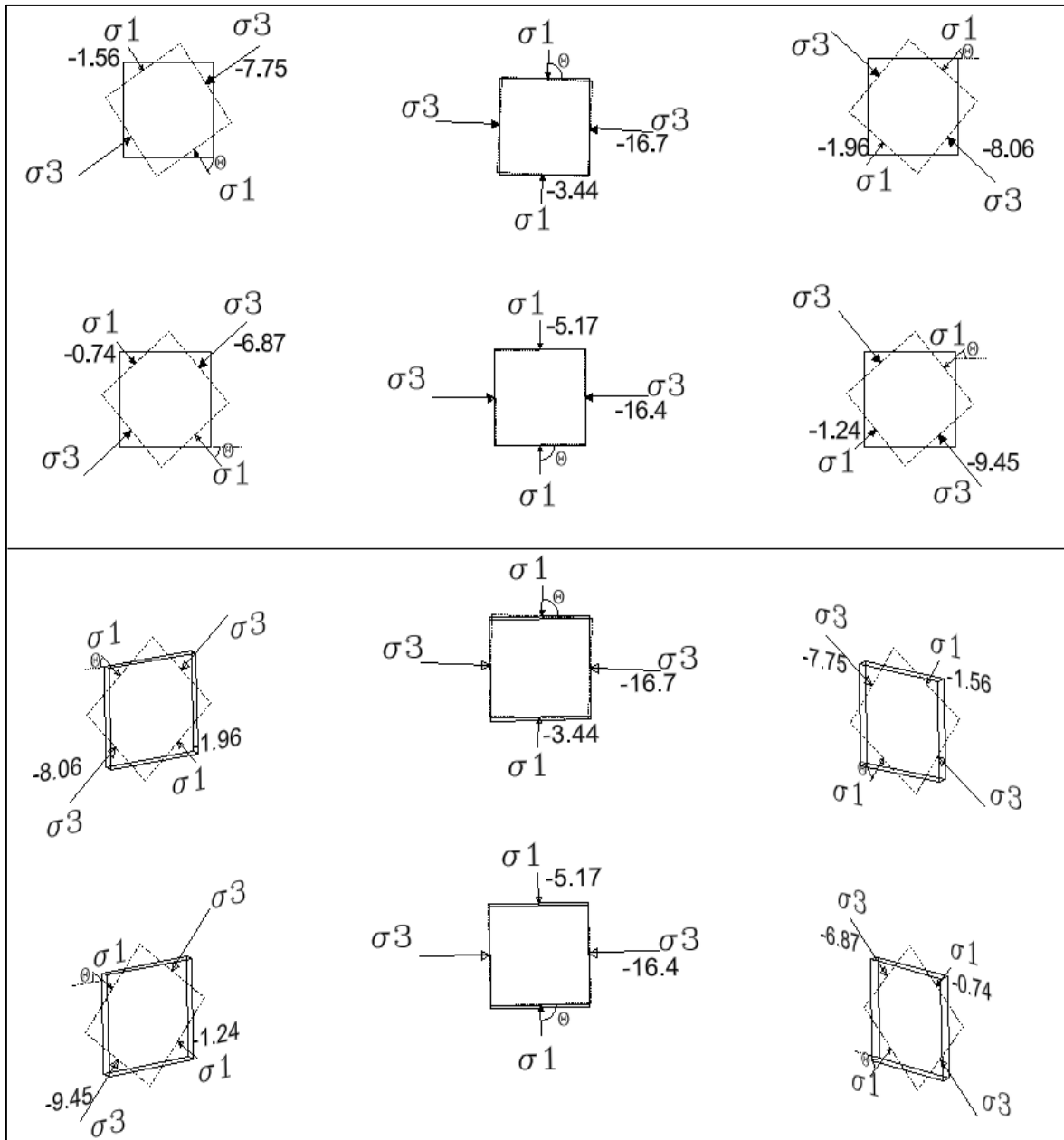


Imagen 25 Tensiones principales y su orientación aguas abajo en [MPa]

Al evaluar los resultados, los valores quedan por debajo de la resistencia característica de hormigones empleados en este tipo de presas; además, considerando la resistencia a la tracción como 0,10 de f'_c , los valores obtenidos no superan dicho umbral, por lo que no se espera la falla del material.

De forma esquemática se representa en la imagen N°26 cada elemento de tensiones en la superficie aguas arriba:

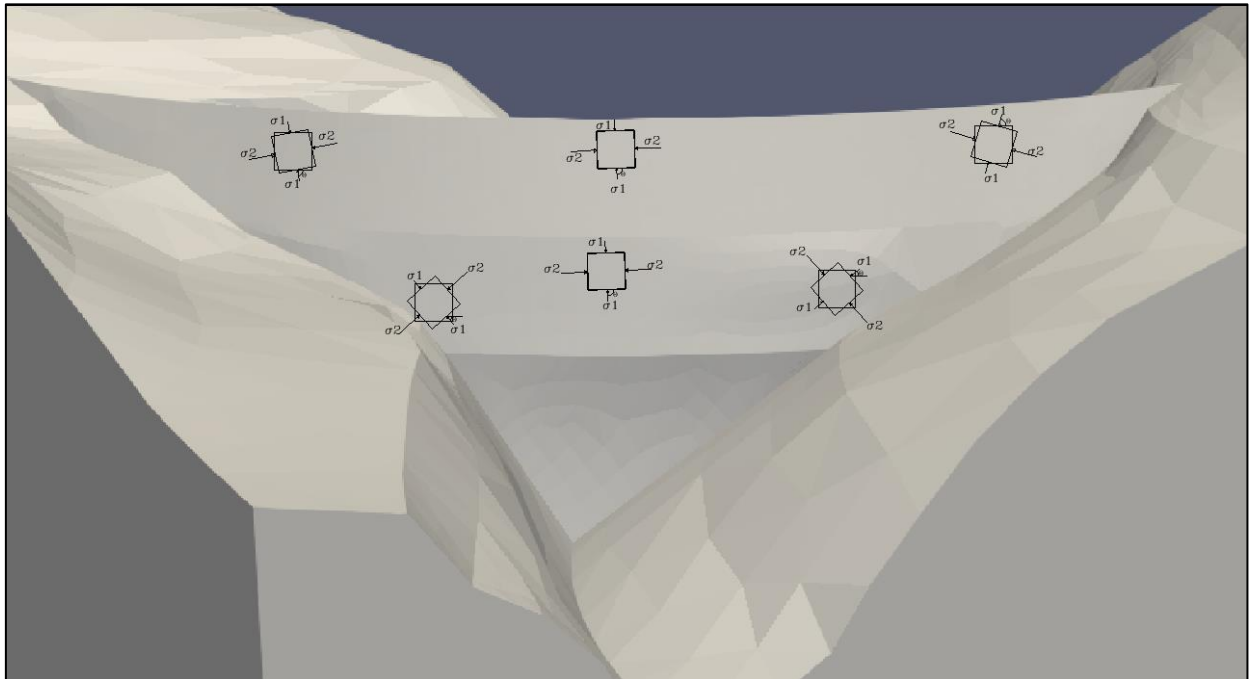


Imagen 26 Elementos con su respectivo estado tensional

6.2 Análisis Modal

En la tabla 1 se presentan las frecuencias y periodos calculados con el análisis modal. Los valores obtenidos están en el mismo orden de magnitud que las frecuencias y periodos observados en otros trabajos de investigación sobre presas de esta tipología [8].

Para la condición de embalse lleno, la incorporación de las masas de Westergaard en el modelo provoca un alargamiento de los primeros periodos considerados, y por consiguiente una disminución en las frecuencias. Los resultados también se presentan en la tabla 1.

Tabla 1 Periodos y frecuencias de los primeros 10 modos de vibración para las condiciones de embalse vacío y embalse lleno.

Modo	Embalse Vacío		Embalse Lleno	
	Frecuencia [Hz]	Periodo [seg]	Frecuencia [Hz]	Periodo [seg]
1	2,207	0,453	1,893	0,528
2	2,375	0,421	2,020	0,475
3	2,538	0,394	2,079	0,410
4	2,695	0,371	2,207	0,390
5	2,898	0,346	2,331	0,359
6	3,012	0,332	2,882	0,347
7	3,125	0,320	2,949	0,339
8	3,195	0,313	3,067	0,326
9	3,389	0,295	3,174	0,315
10	3,496	0,286	3,322	0,301

Las formas modales están ilustradas en la figura N°2:

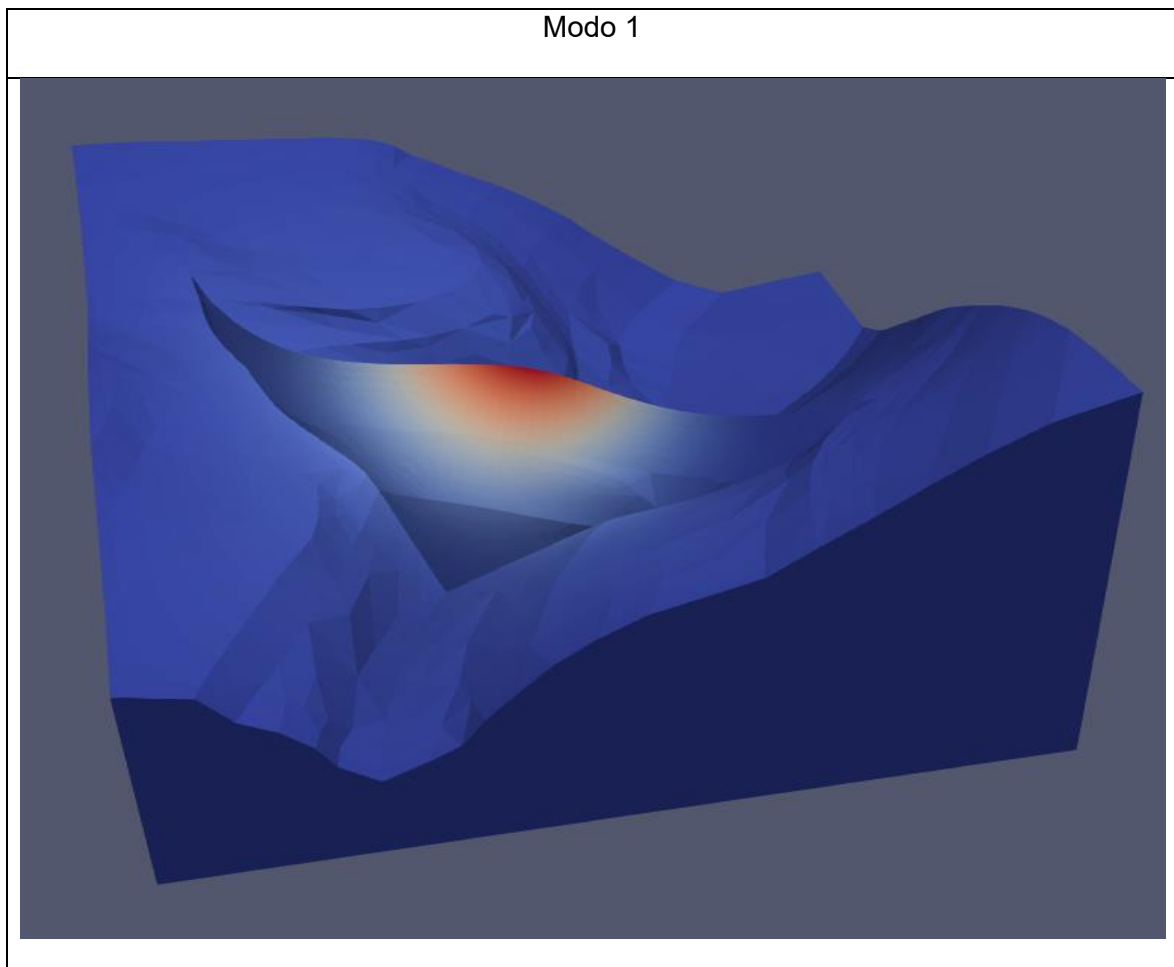


Figura 2.a Primer modo de Vibración

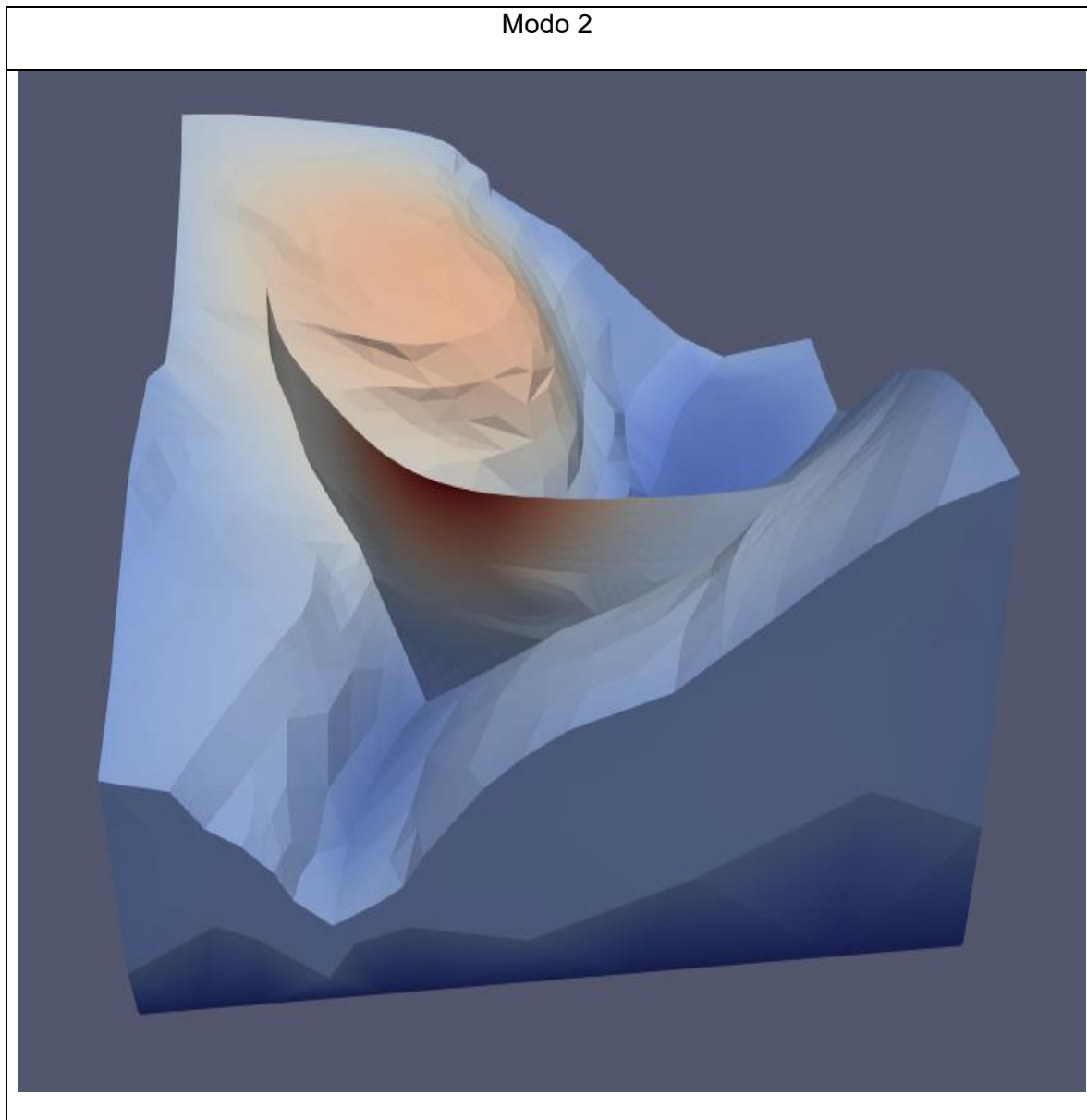


Figura 2.b Segundo modo de vibración

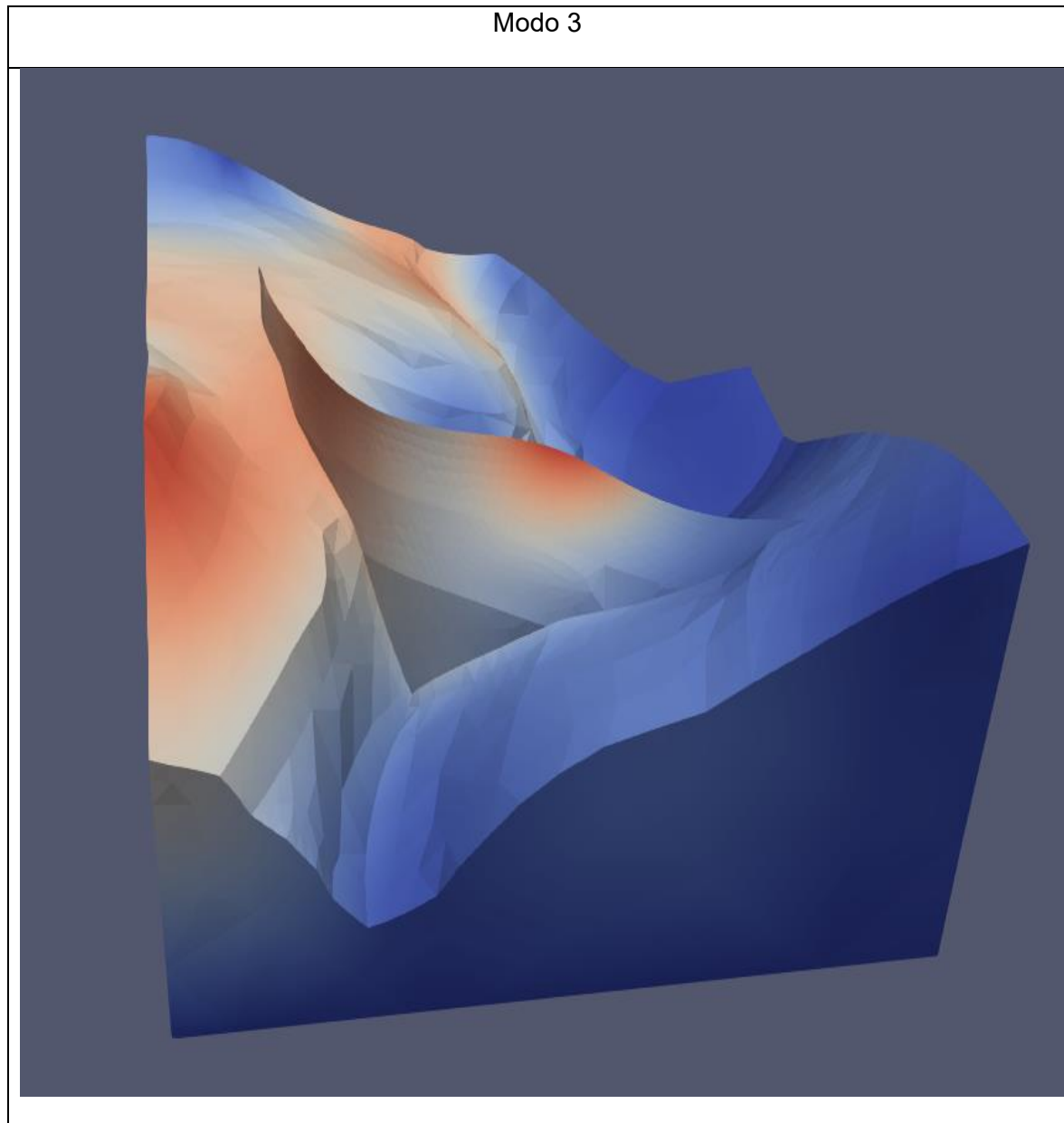


Figura 2.c Tercer modo de vibración

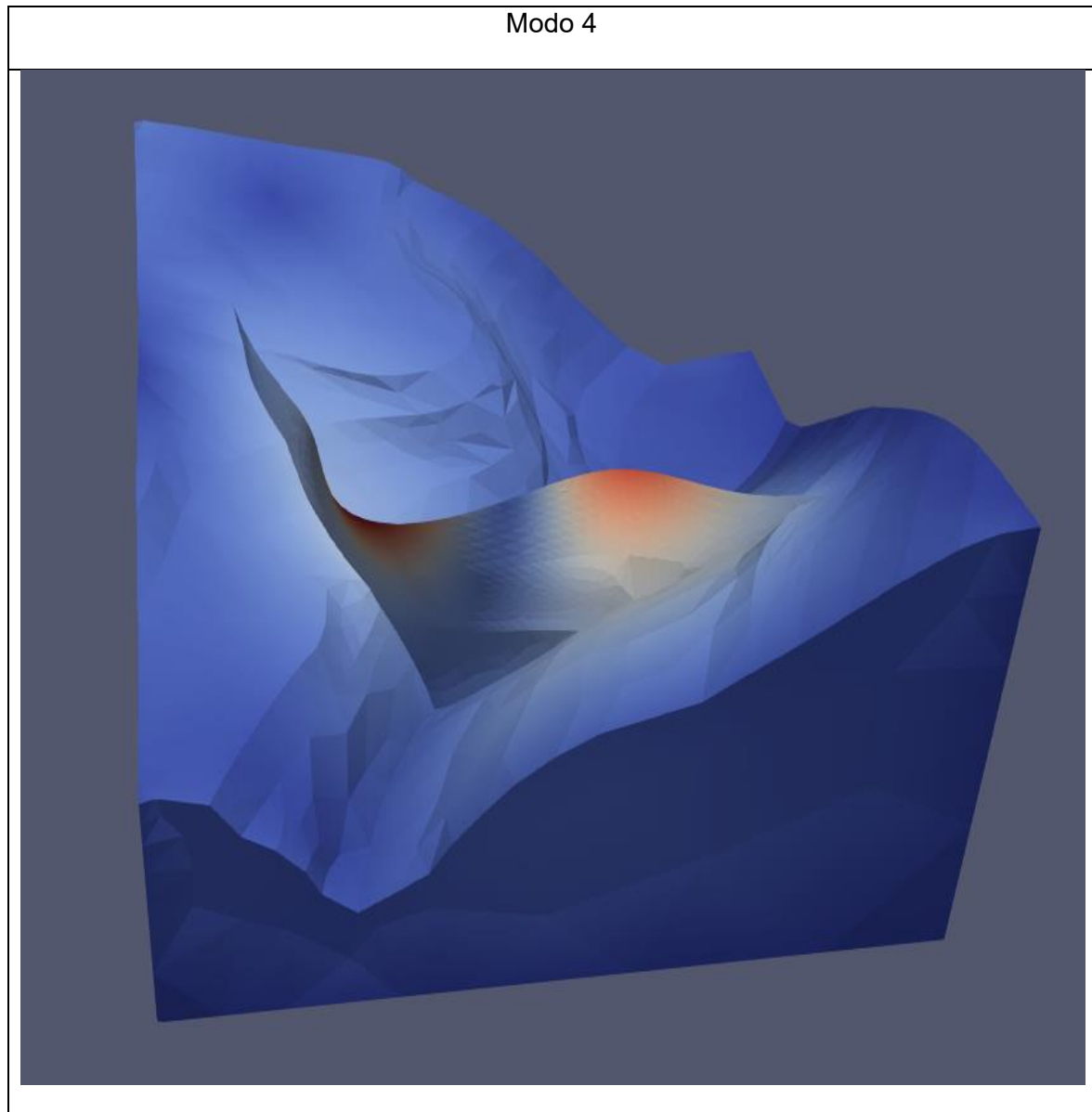


Figura 2.d Cuarto modo de vibración

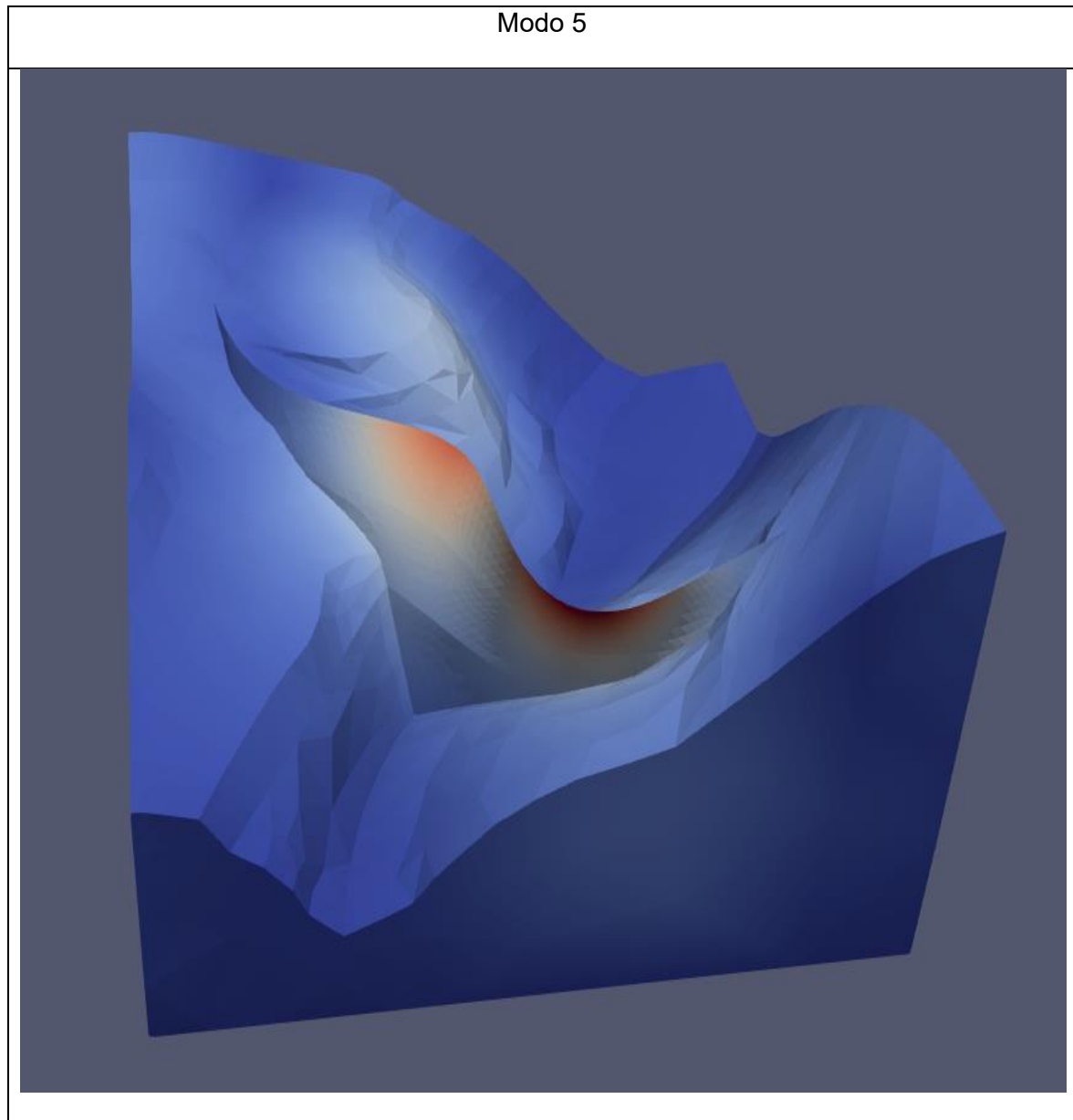


Figura 2.e Quinto modo de vibración

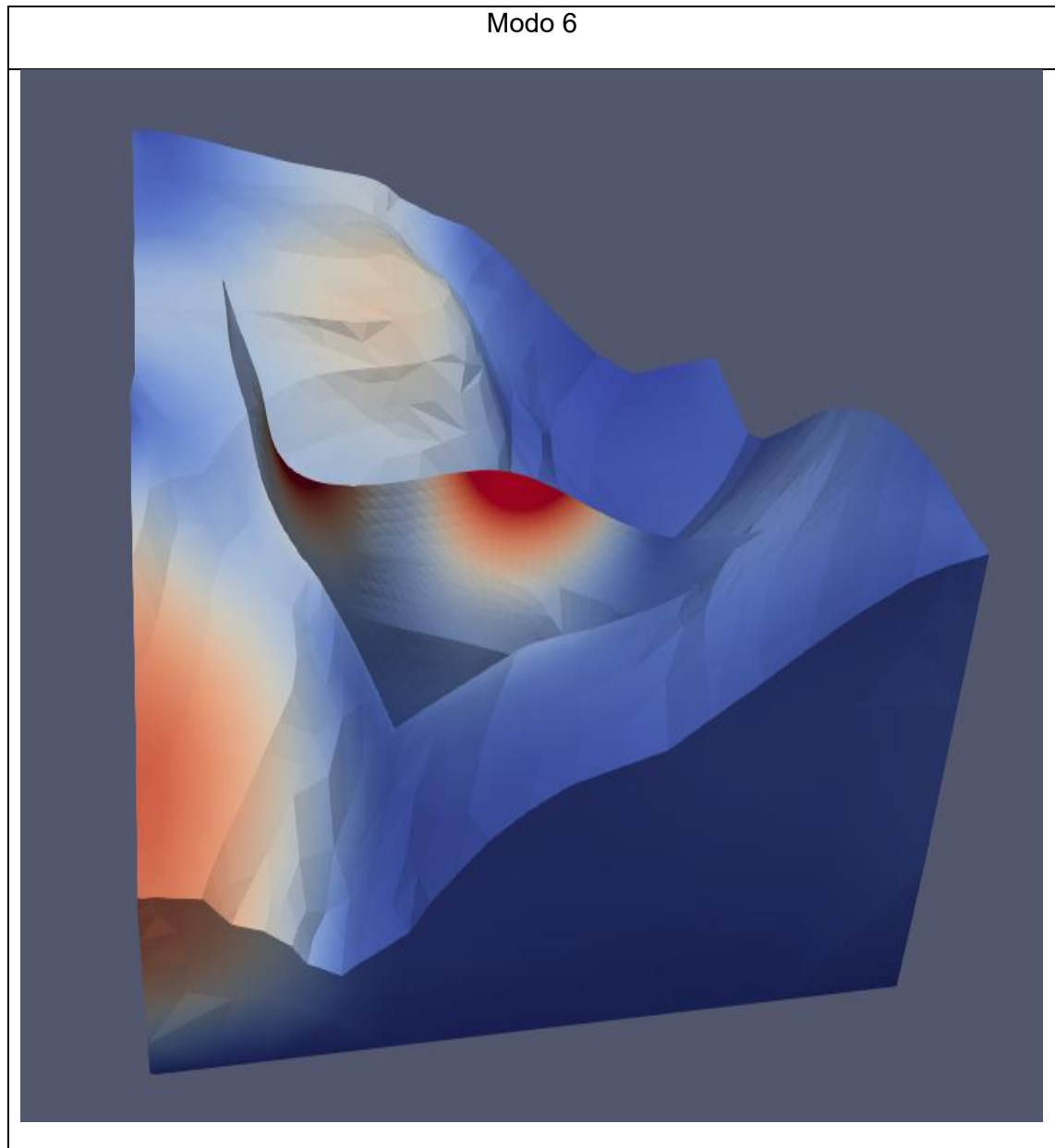


Figura 2.f Sexto modo de vibración

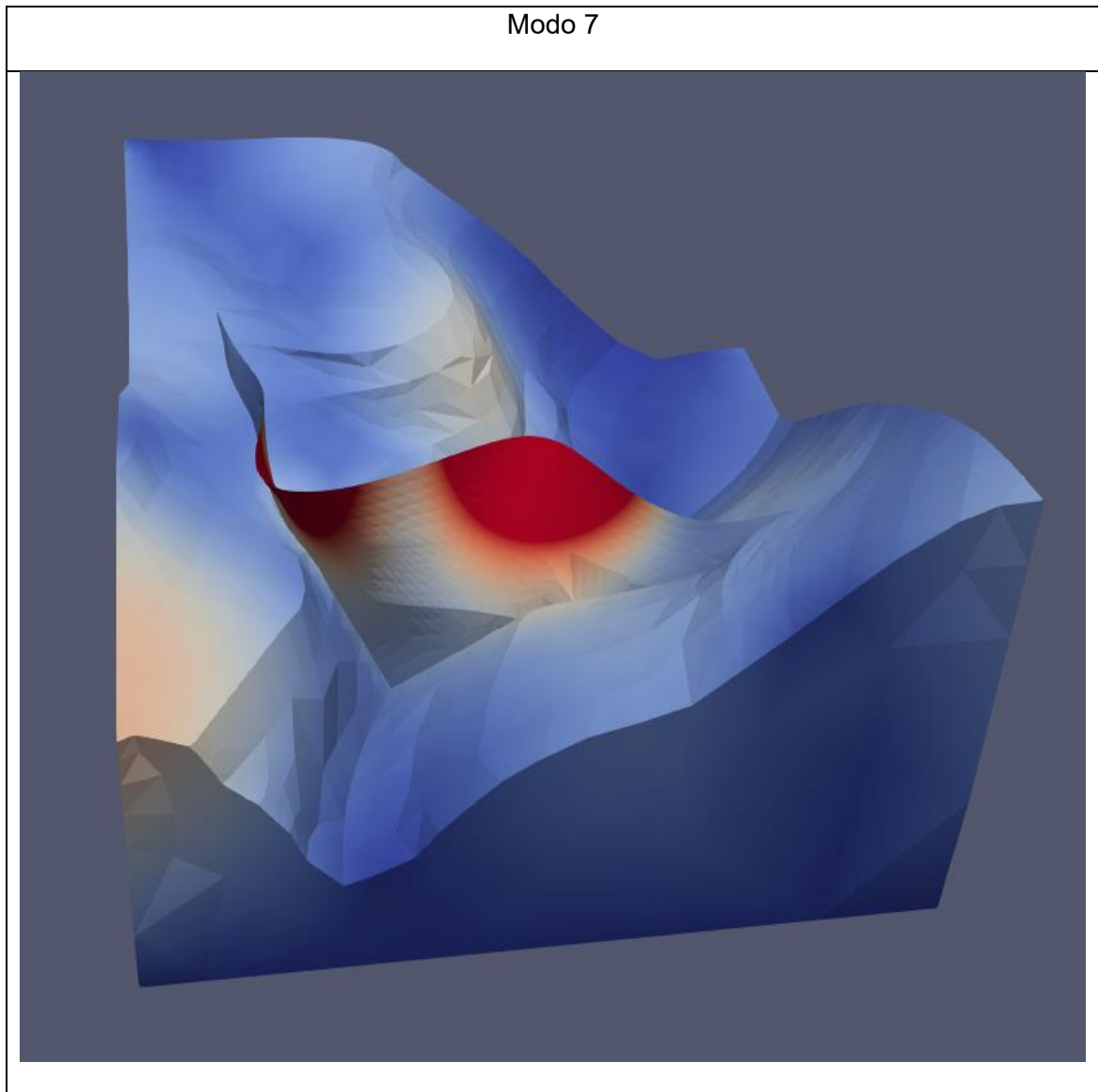


Figura 2.g Séptimo modo de vibración

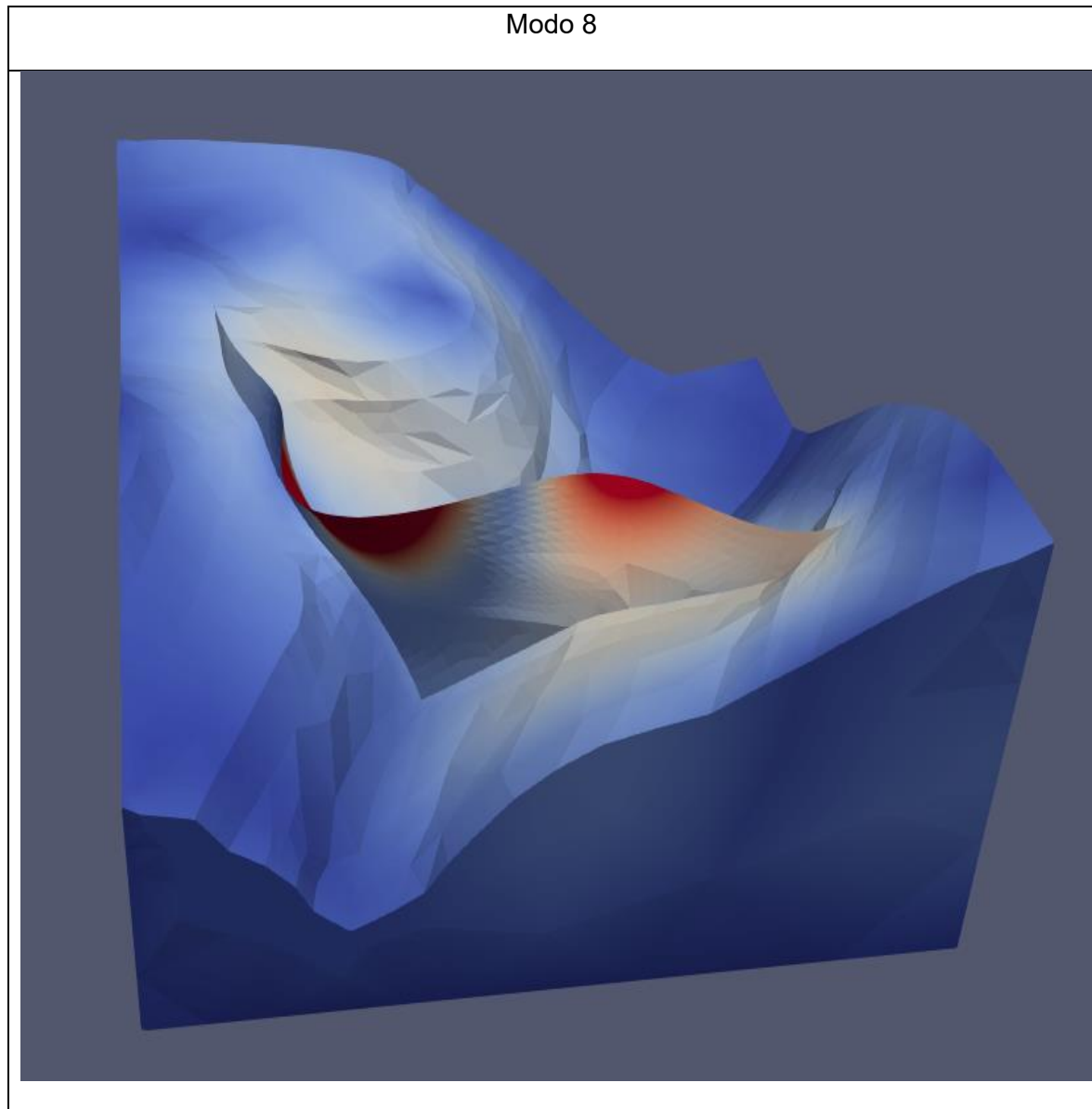


Figura 2.h Octavo modo de vibración

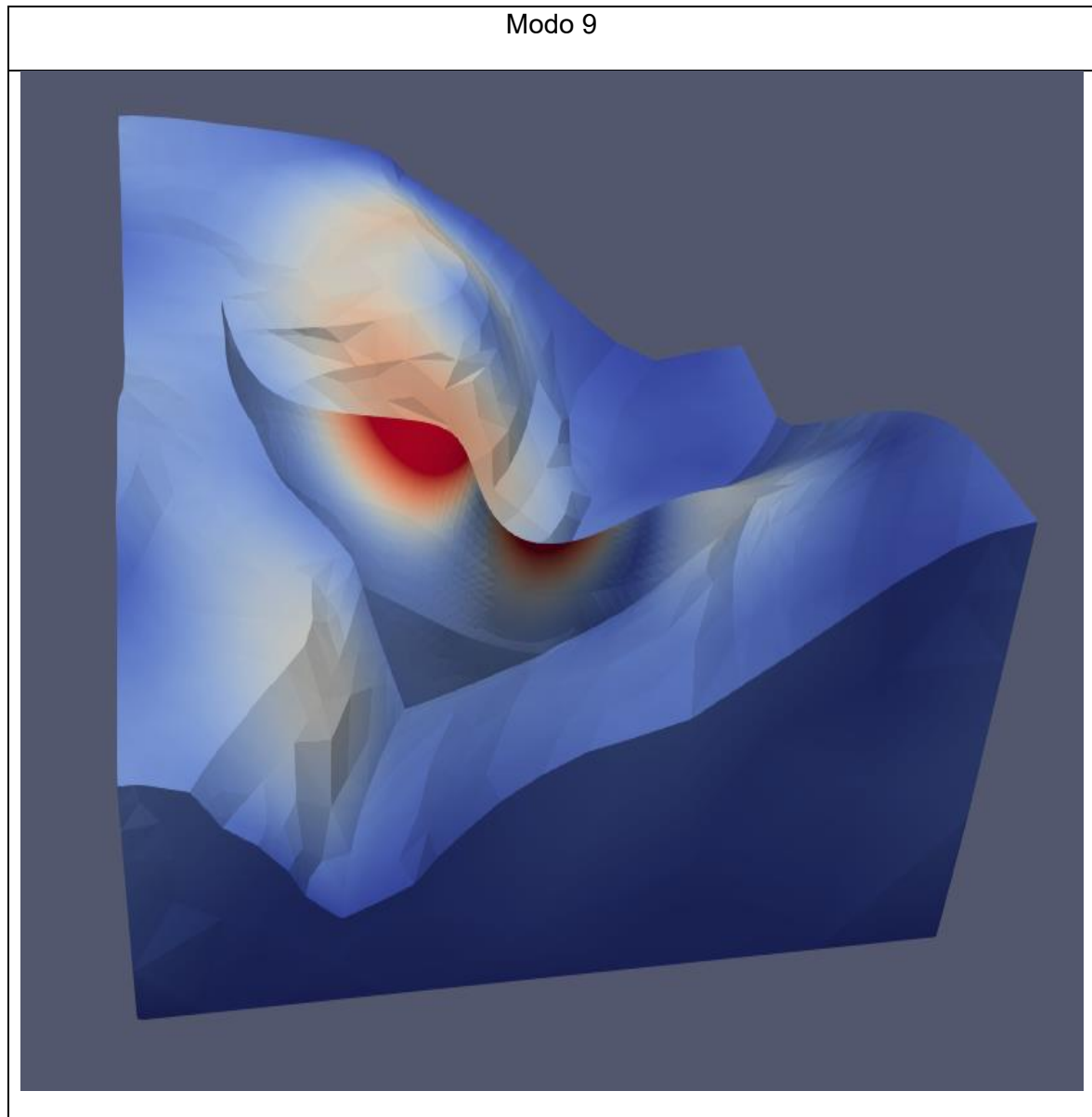


Figura 2.i Noveno modo de vibración

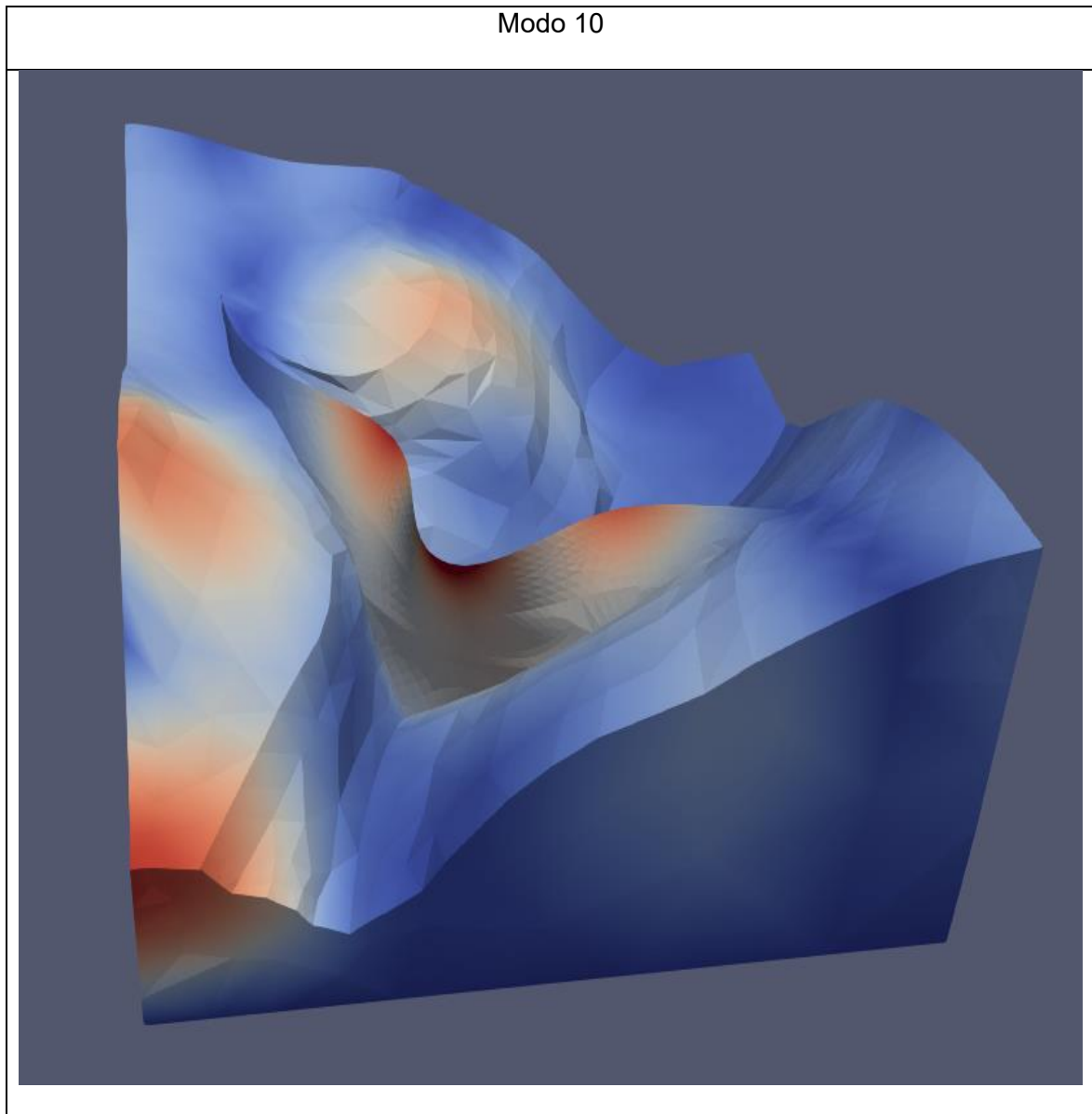


Figura 2.j Décimo modo de vibración

6.3 Análisis Dinámico

Para analizar el efecto de las amplificaciones dinámicas en altura, tanto en desplazamientos como aceleraciones, se tomaron como referencia tres nodos en distintas ubicaciones del modelo, como se muestra en la imagen N° 27:

- Terreno: Parte inferior del modelo, donde se aplican los vínculos.
- Base de la presa: Nodo de la zona de unión entre la presa y el terreno de menor cota.
- Coronamiento: Parte central del coronamiento. La dirección horizontal normal al eje del coronamiento es la dirección de aplicación del acelerograma.

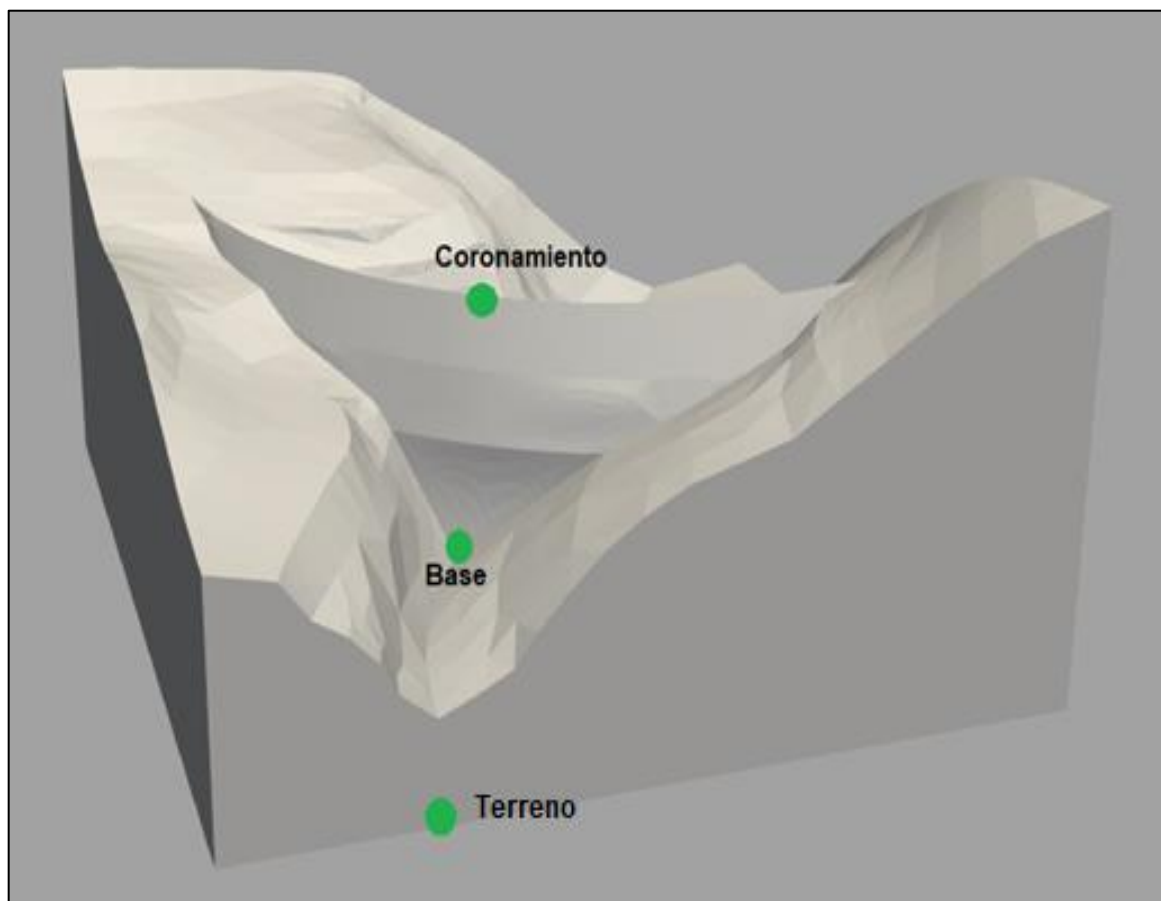


Imagen 27 Puntos de Referencia

6.3.1 Aceleraciones

En la imagen N°28 se muestra la respuesta de aceleraciones obtenida en los puntos de referencia para los tres eventos, en la dirección perpendicular al coronamiento en la parte central del valle. El valor máximo es de $1,7g$ para el evento de Northridge Rinaldi, valor que representa una amplificación dinámica aproximada de 3,2 veces la aceleración máxima del terreno. Para el registro de Pacoima, el valor pico es de $1,4g$ ($FA = 2,95$) y para el de Reyunos es de $1,2g$ ($FA = 2,1$).

En la base de la presa puede verse que los valores son similares en magnitud a los acelerogramas de entrada, lo que indica que las amplificaciones dinámicas que se producen en el terreno son mucho menores que en la presa. Esta característica es esperable, ya que las secciones de la presa son mucho más esbeltas y el terreno se encuentra confinado lateralmente en el modelo.

Además, se observa que los tres gráficos tienen un contenido de frecuencia muy similar y están prácticamente alineados en el tiempo. Esto indica que la sección central del modelo tiene una respuesta formada principalmente por el primer modo de vibración, donde las masas oscilan todas hacia un lado y hacia otro de la posición de equilibrio.

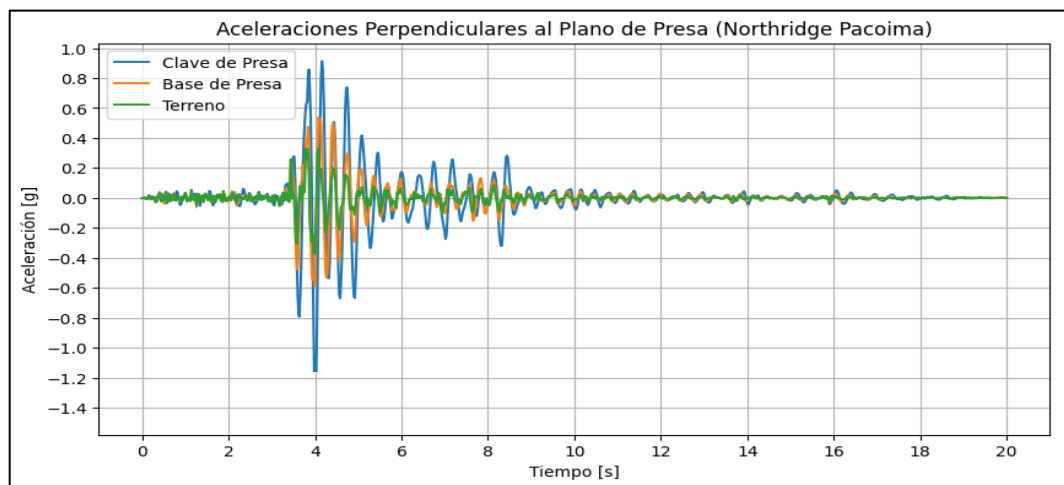


Imagen 28.a Aceleraciones en los puntos de referencia del evento de Northridge Pacoima

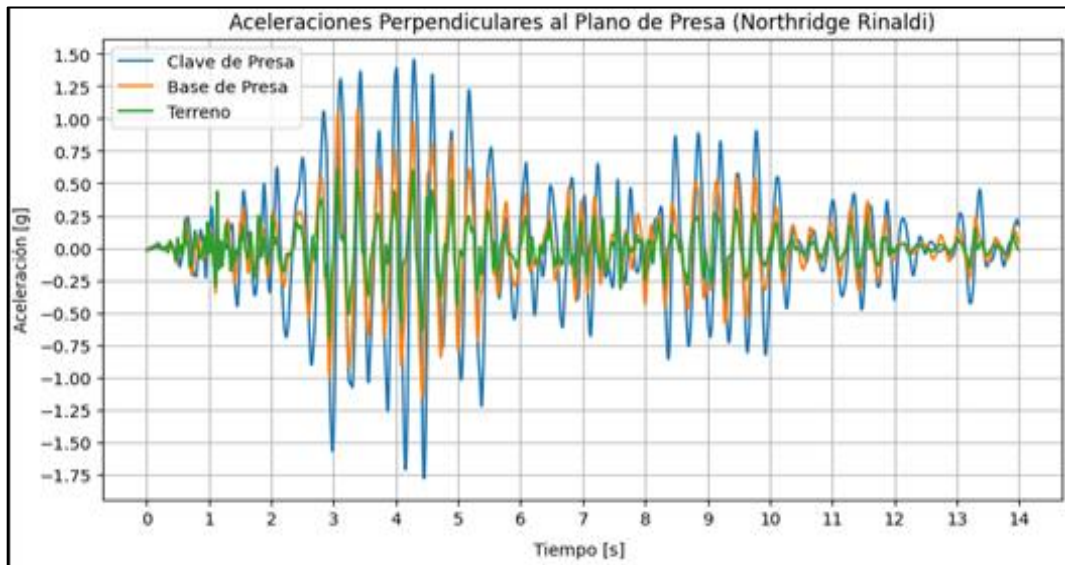


Imagen 28.b Aceleraciones en los puntos de referencia del evento de Northridge Rinaldi

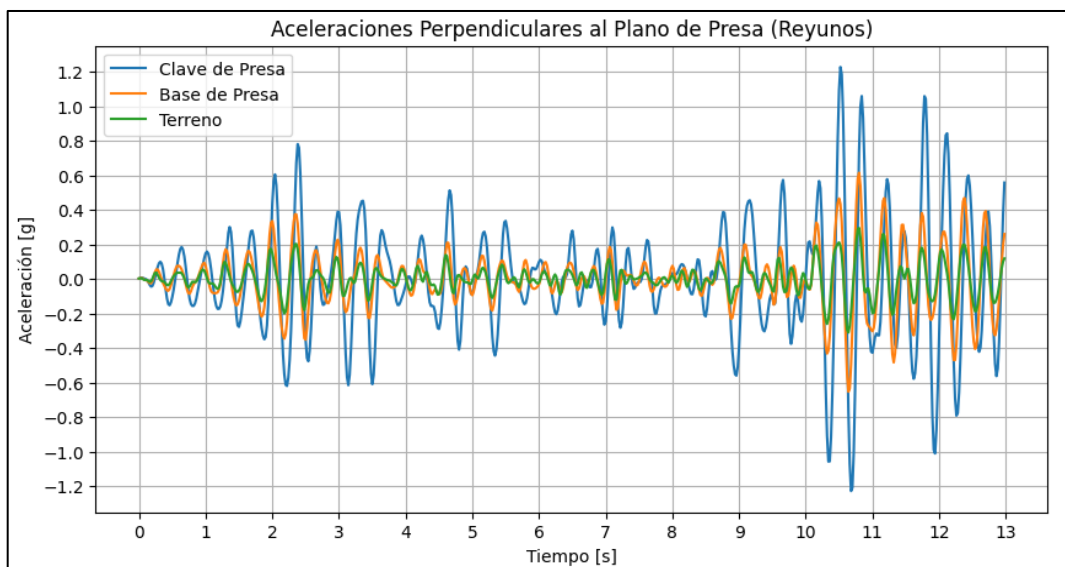


Imagen 28.c Aceleraciones en los puntos de referencia del evento de Reyunos

6.3.2 Desplazamientos

En la imagen N°29 se presentan los desplazamientos horizontales obtenidos en la dirección normal al arco en la parte central de la presa para los distintos eventos. En el coronamiento, el valor máximo es de 12,73 cm producido por el acelerograma de

Northridge Rinaldi. Para el registro de Pacoima se obtienen 8,36 cm; mientras que para el de Reyunos el desplazamiento es de 9,78 cm. Es importante mencionar que los valores anteriores tienen implícitos los desplazamientos permanentes generados por las cargas estáticas en la primera etapa del análisis.

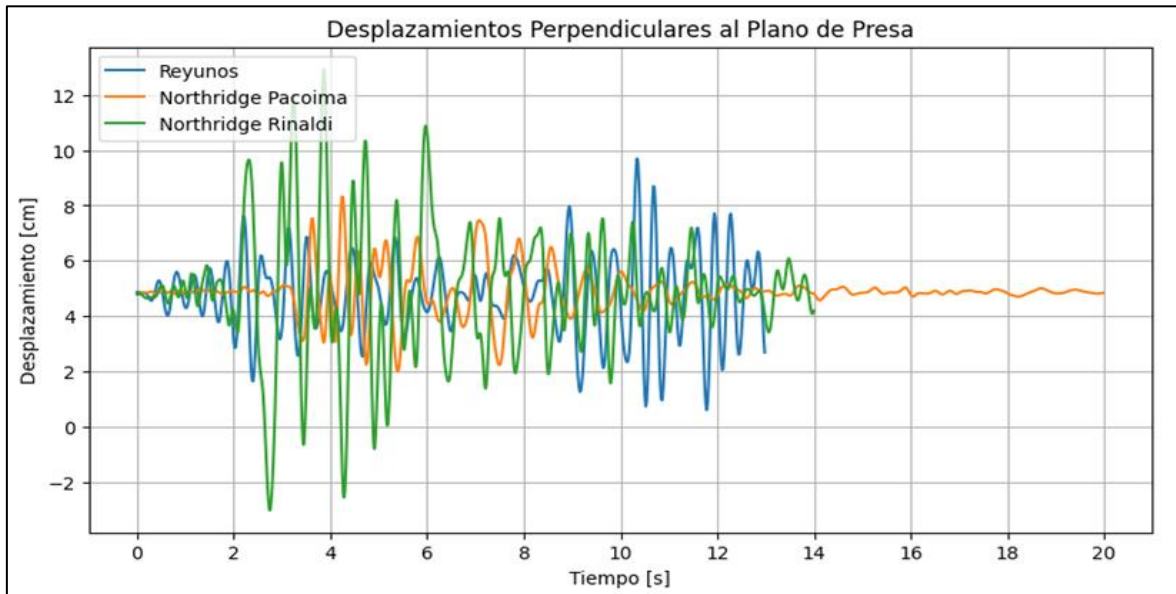


Imagen 29 Desplazamientos horizontales en coronamiento para los tres eventos

En la imagen N°30 se puede observar en detalle el valor de desplazamiento en los puntos de referencia para los tres eventos por separado. El desplazamiento máximo en la base de la presa tiene un valor similar para los tres sismogramas, de aproximadamente 2cm (2,53 cm para Rinaldi).

Puede verse que tanto los desplazamientos como las amplificaciones dinámicas son mayores para el registro de Northridge Rinaldi, por lo tanto, se considera que es el evento más demandante para la presa, y será este el utilizado para la determinación de los momentos flectores y tensiones principales.

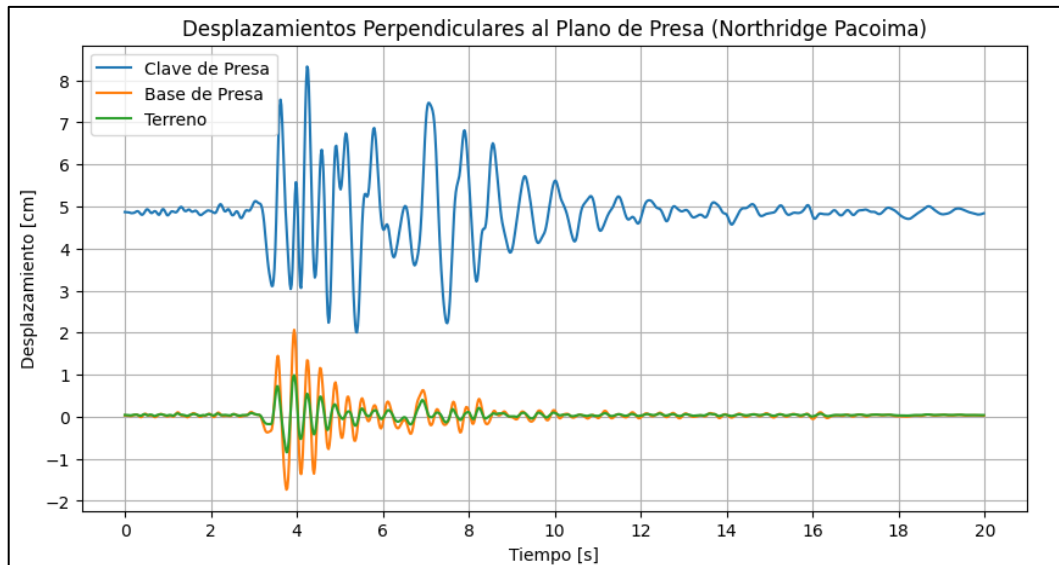


Imagen 30.a Desplazamientos horizontales en los puntos de referencia del evento de Northridge Pacoima

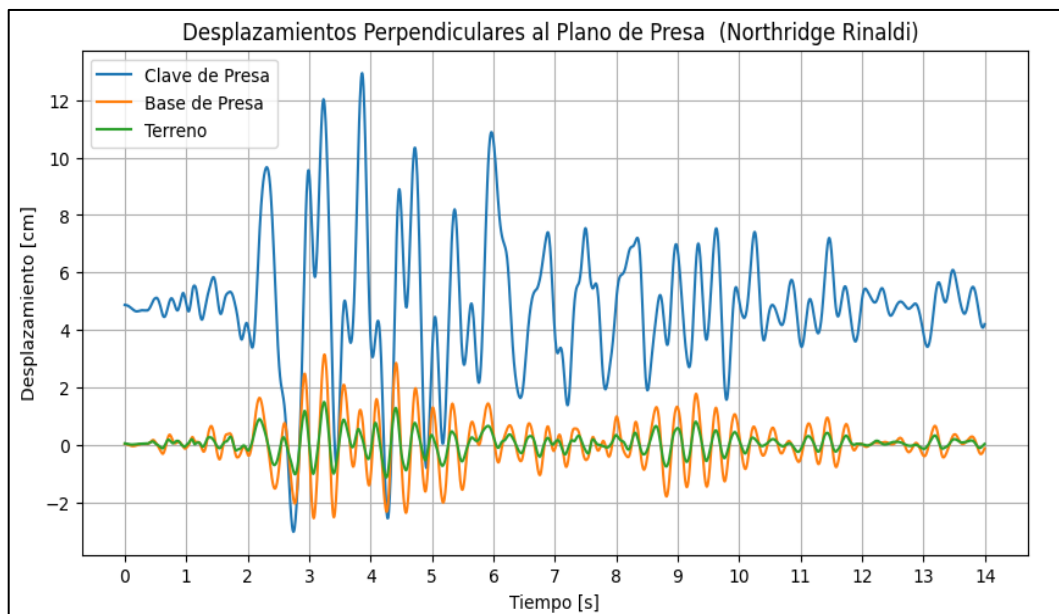


Imagen 30.b Desplazamientos horizontales en los puntos de referencia del evento de Northridge Rinaldi

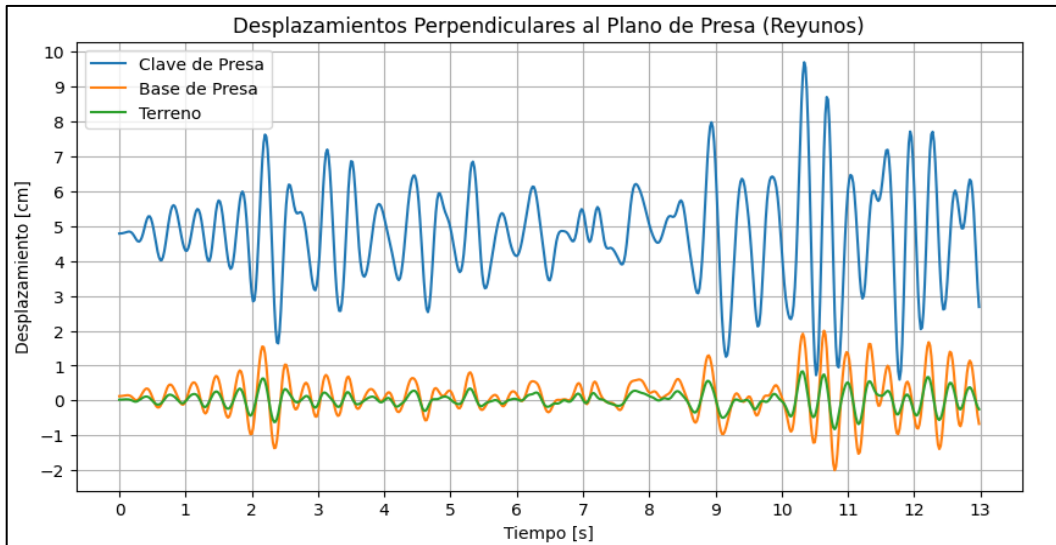


Imagen 30.c Desplazamientos horizontales en los puntos de referencia del evento de Reyunos

Los desplazamientos verticales se observan en la imagen N°31, donde se puede apreciar un descenso máximo de 4,71 cm en el coronamiento para el registro de Northridge Rinaldi, mientras que para el registro de Pacoima es de 3,42 cm y para el de Reyunos es de 3,48 cm. Estos valores están en el orden de un tercio de los desplazamientos horizontales y puede atribuirse en parte a que la presa tiene una rigidez mayor en el sentido vertical, y por otro lado no se ha tenido en cuenta la componente vertical del terremoto.

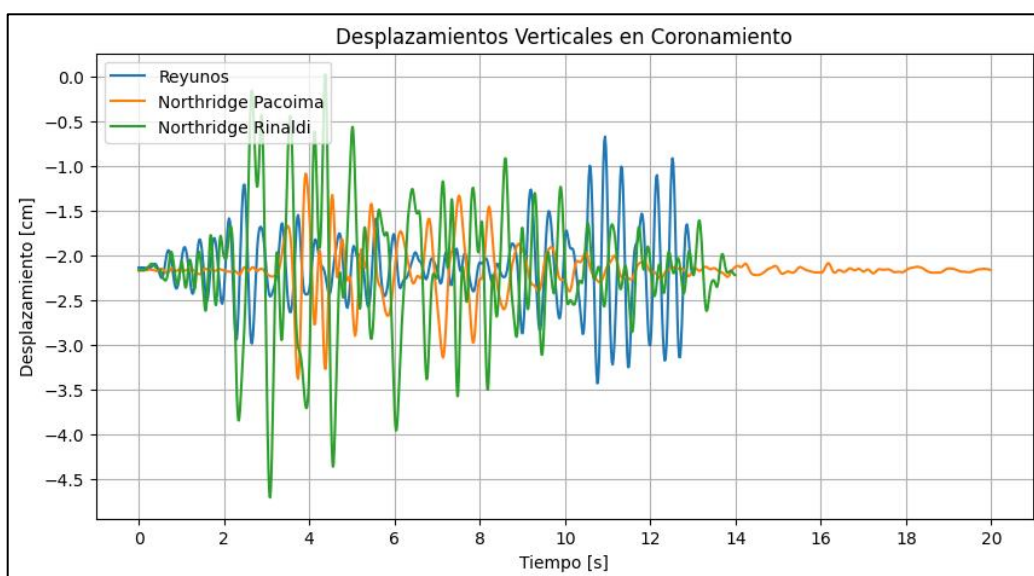
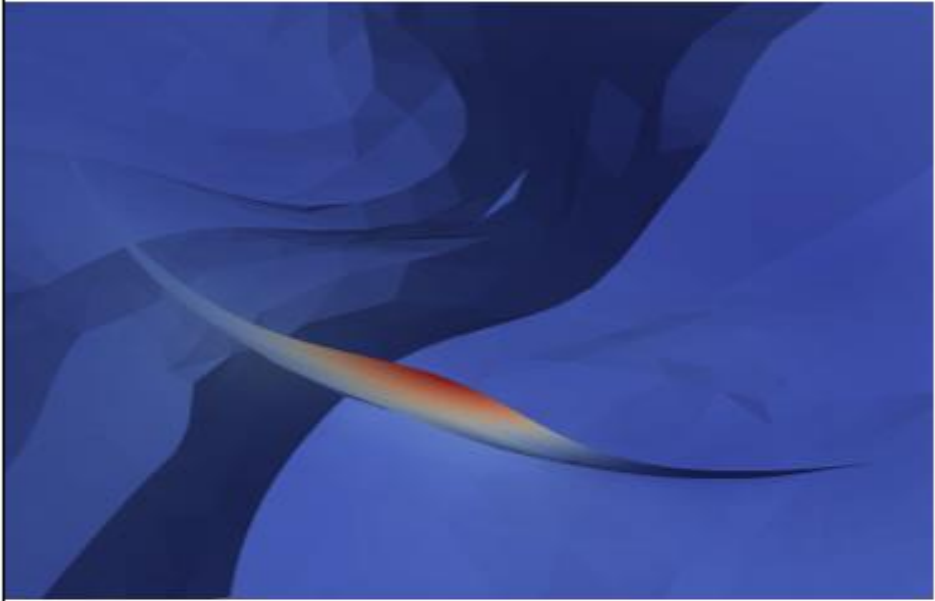
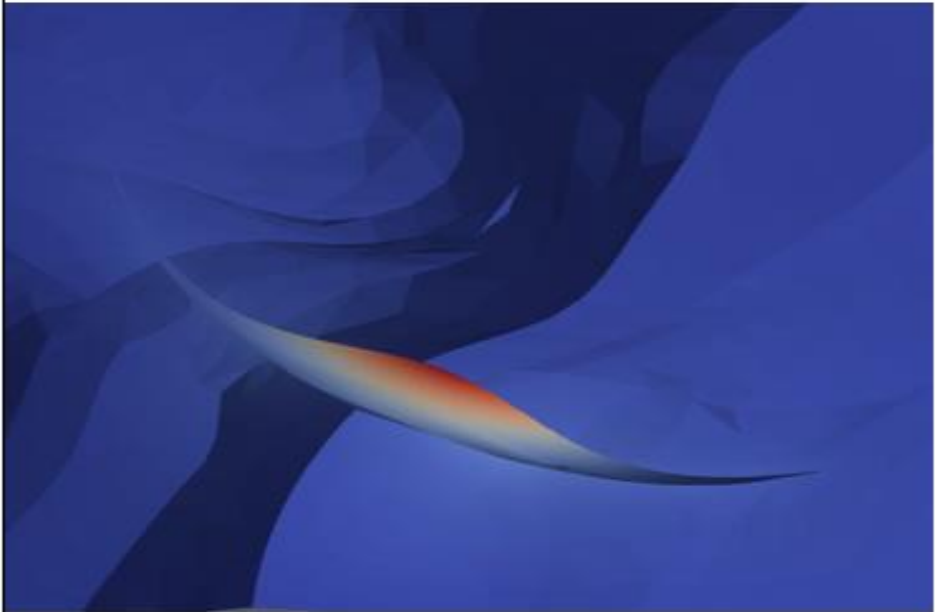
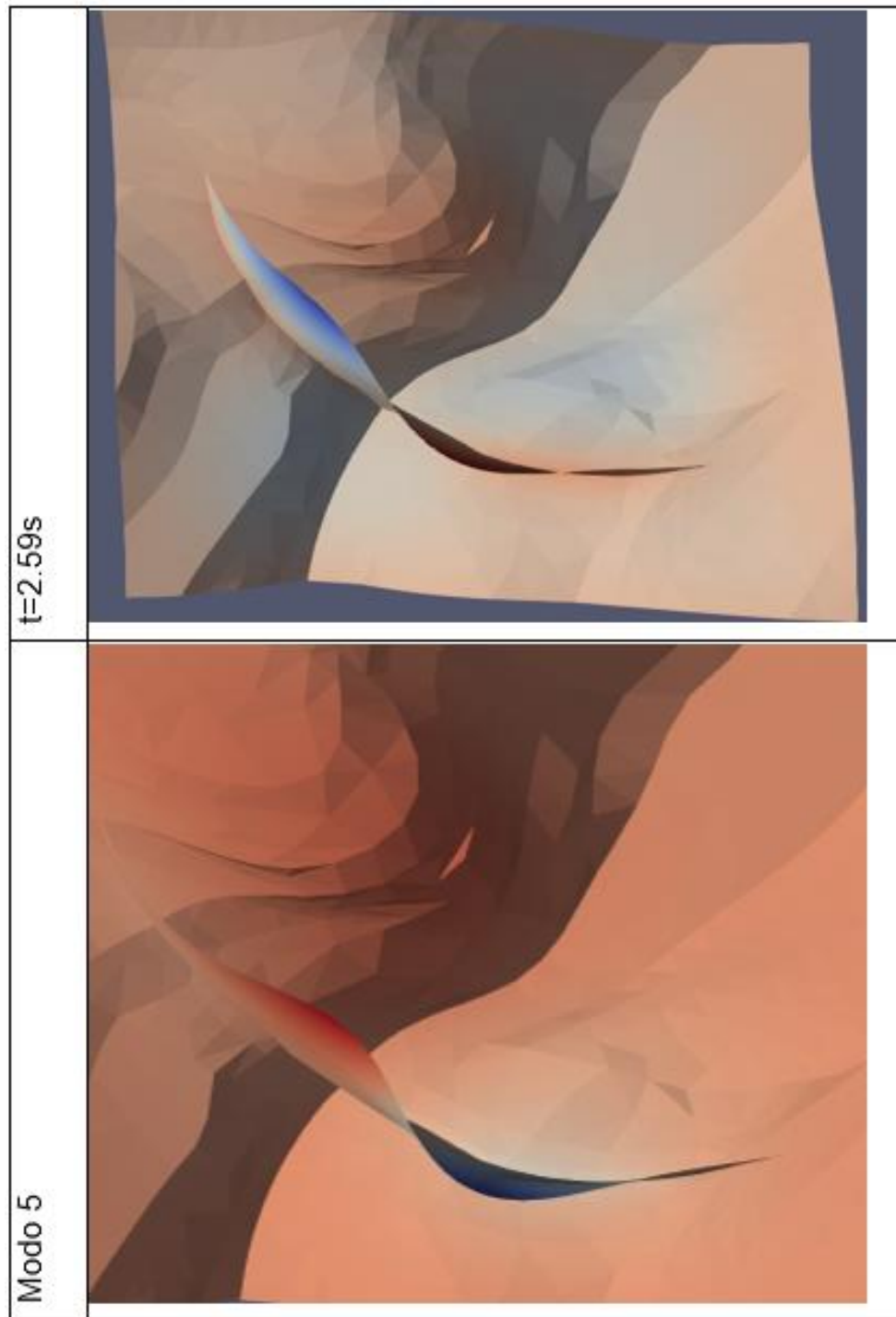


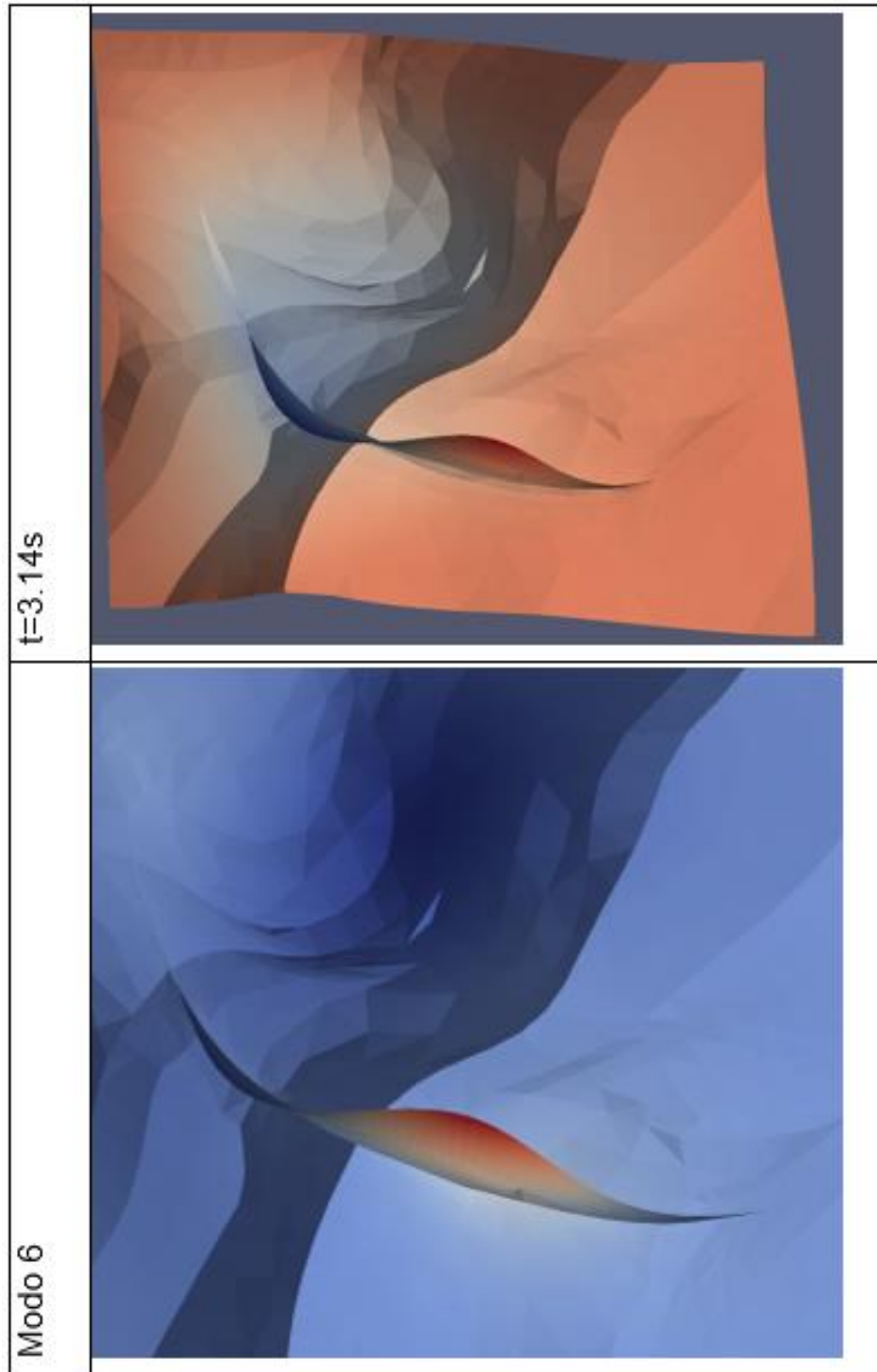
Imagen 31 Desplazamientos verticales de los distintos eventos en el coronamiento

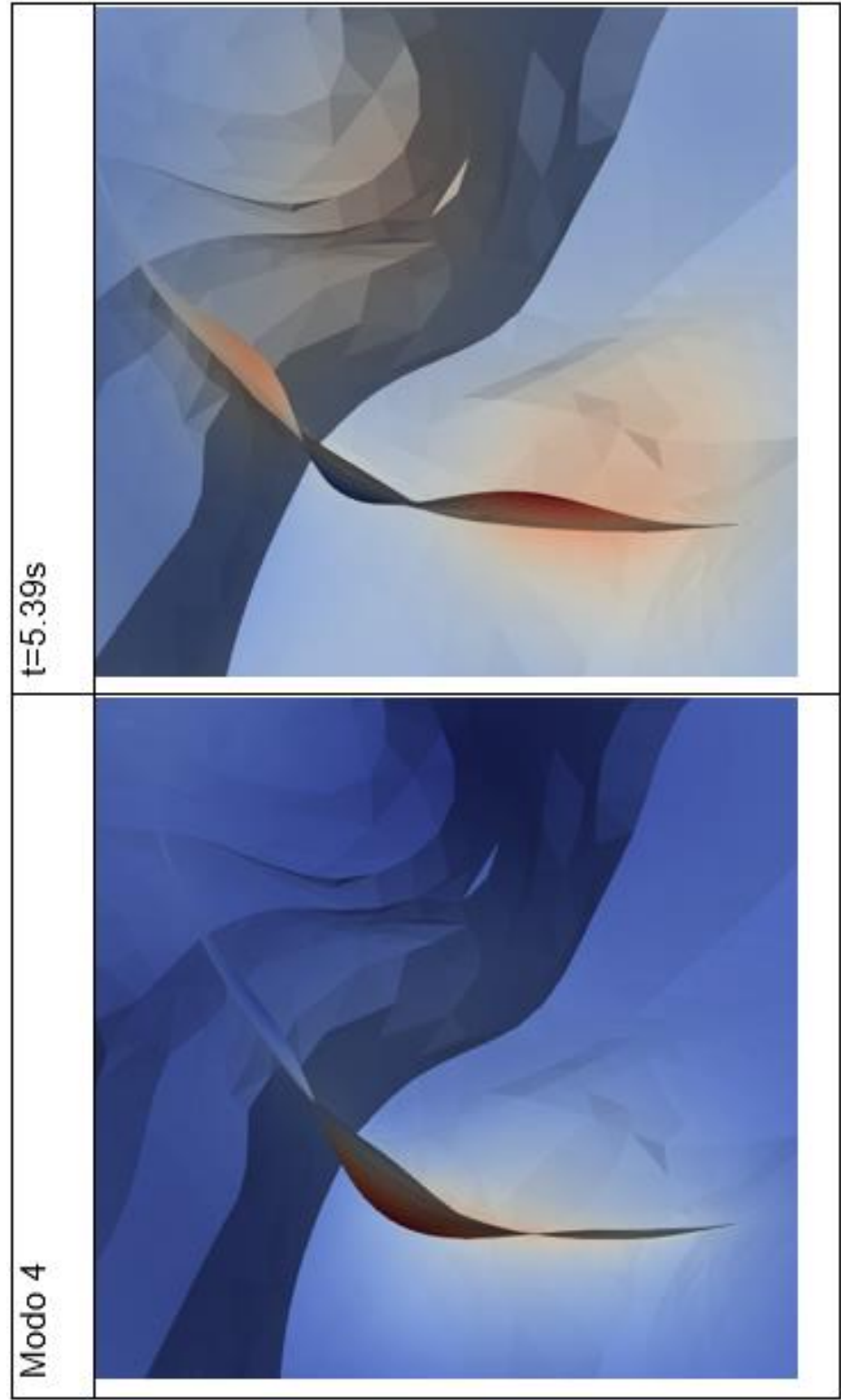
En la tabla N°2, se han graficado las configuraciones deformadas del modelo para algunos instantes donde los desplazamientos se asemejan a las formas de los distintos modos de vibración.

Tabla 2 Patrones modales en el análisis paso a paso

t: 1.1s	
Modo 1	







6.3.3 Tensiones

En la imagen N°32 están graficadas las tensiones principales máximas obtenidas del análisis dinámico, en el instante de máxima aceleración en el coronamiento ($t = 3,99\text{ s}$). Se observa una zona de tensiones de compresión en la parte central, y próximo a los bordes de la presa, se encuentran zonas levemente traccionadas.

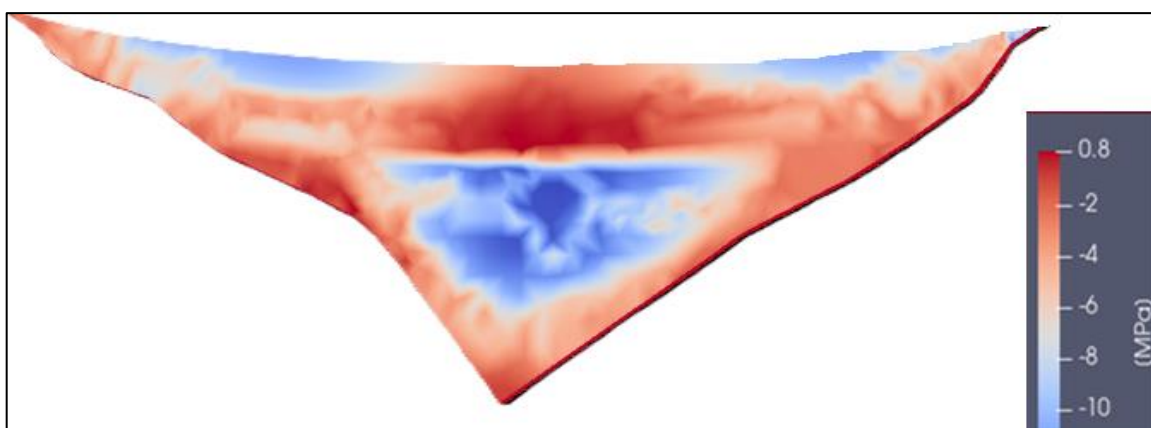


Imagen 32 Tensiones principales máximas bajo efecto sísmicos

Las tensiones principales mínimas, graficadas en la imagen N° 33, presentan valores extremos en los sectores inferiores de la presa donde se acumulan las mayores presiones hidrostáticas y el peso propio de la presa. Hacia la parte superior las tensiones disminuyen en magnitud, pero no cambian de signo.

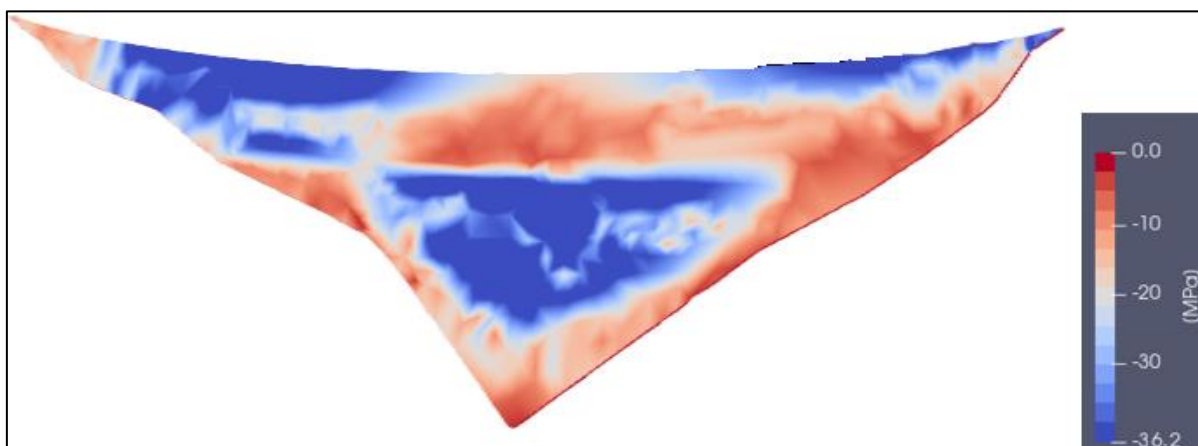


Imagen 33 Tensiones principales mínimas bajo efecto sísmico

En la imagen N° 34 la evolución de las tensiones principales máximas y mínimas en la parte central del coronamiento. Las magnitudes oscilan alrededor del estado tensional inicial producido por las cargas estáticas. El comportamiento durante el evento sísmico es predominantemente de compresión, y se atribuye al empuje hidrostático que comprime la presa contra el valle y los estribos.

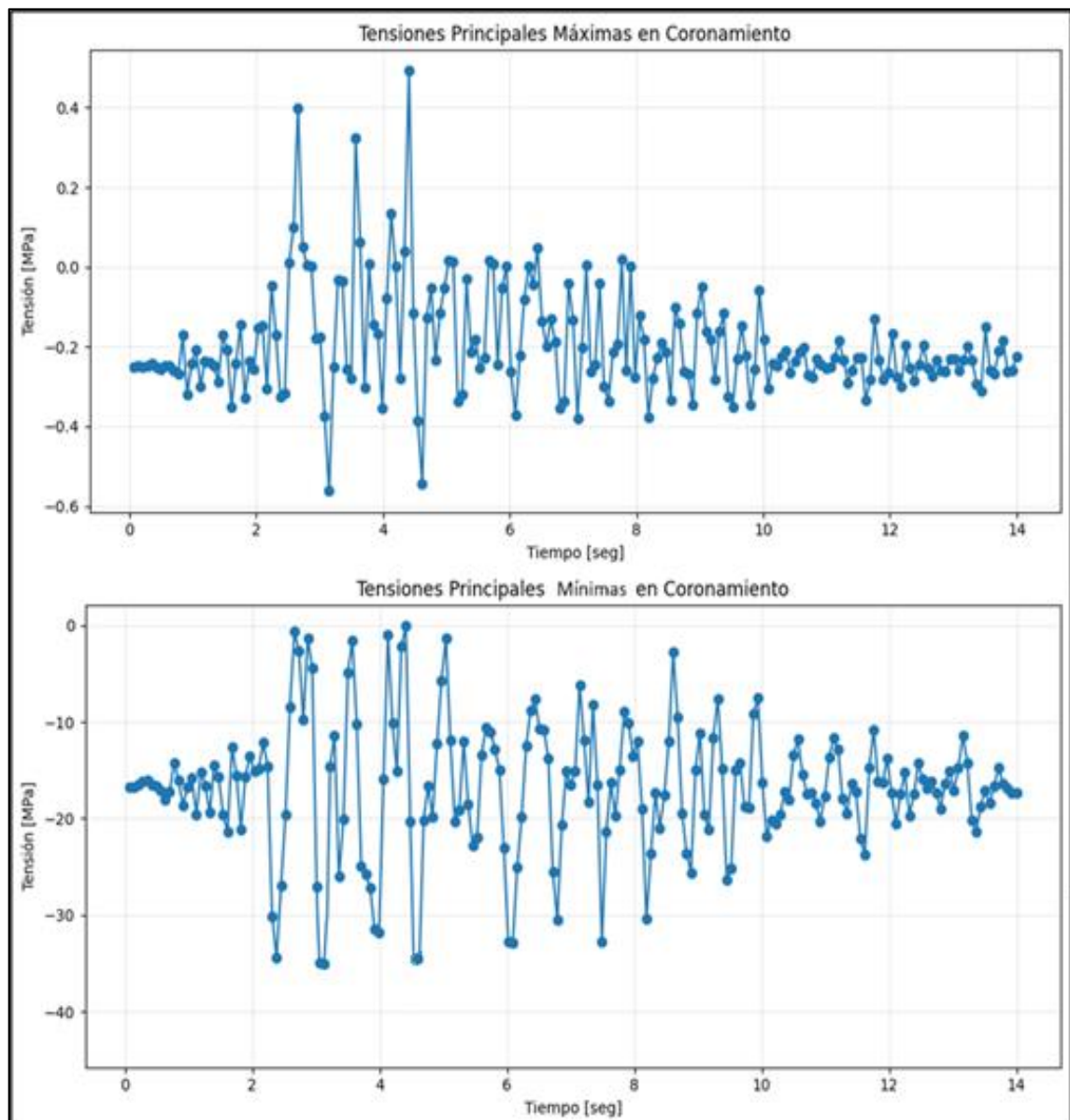


Imagen 34 Tensiones principales máximas y mínimas en coronamiento

6.3.4 Momentos Flectores

En la imagen N°35 se ha graficado la evolución de los momentos flectores en la parte central del coronamiento, mientras que en la imagen N° 36 se presenta la evolución de momentos en la zona donde la flexión es máxima para las cargas estáticas.

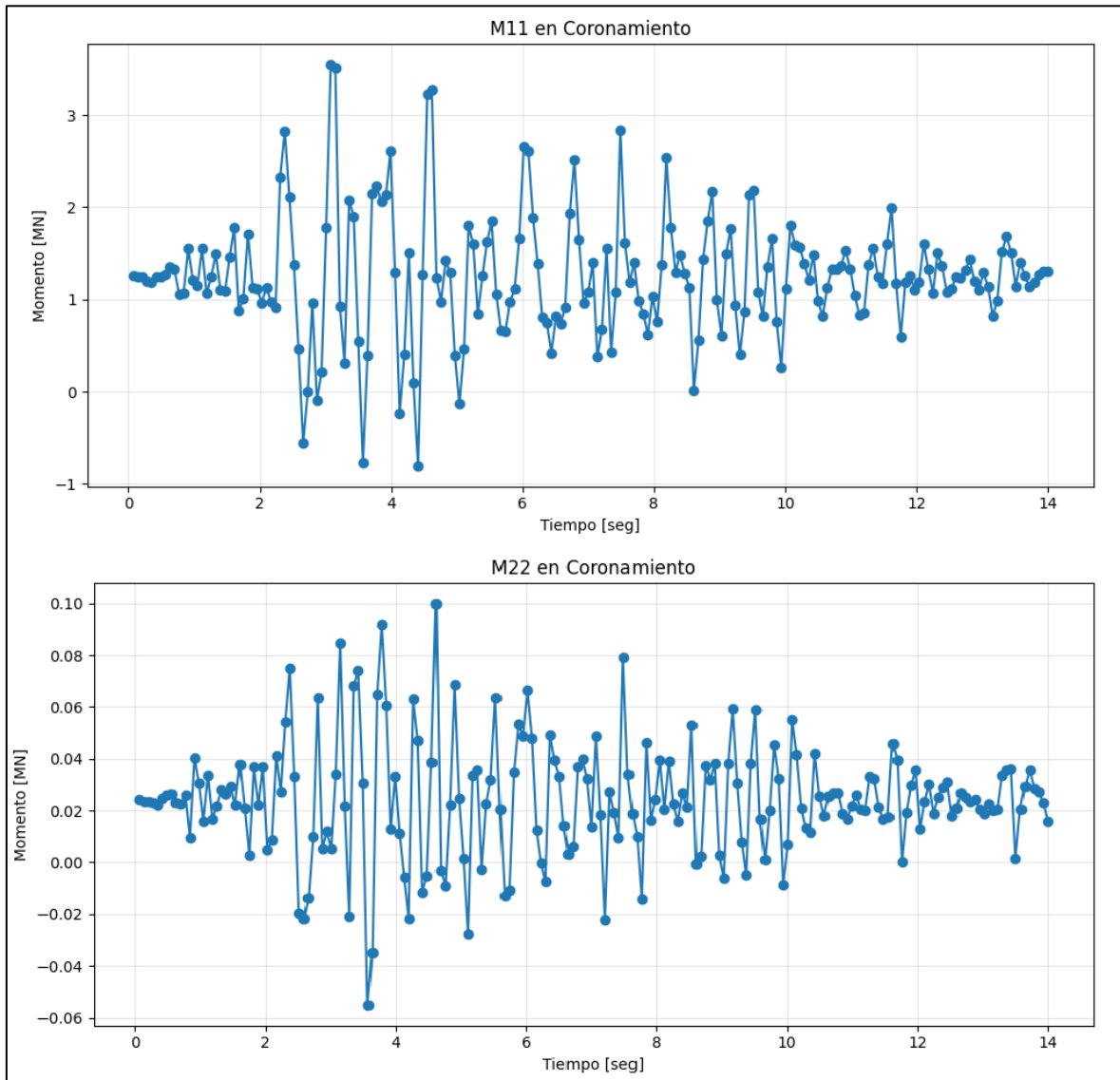


Imagen 35 Variación de los momentos flectores en coronamiento durante el evento

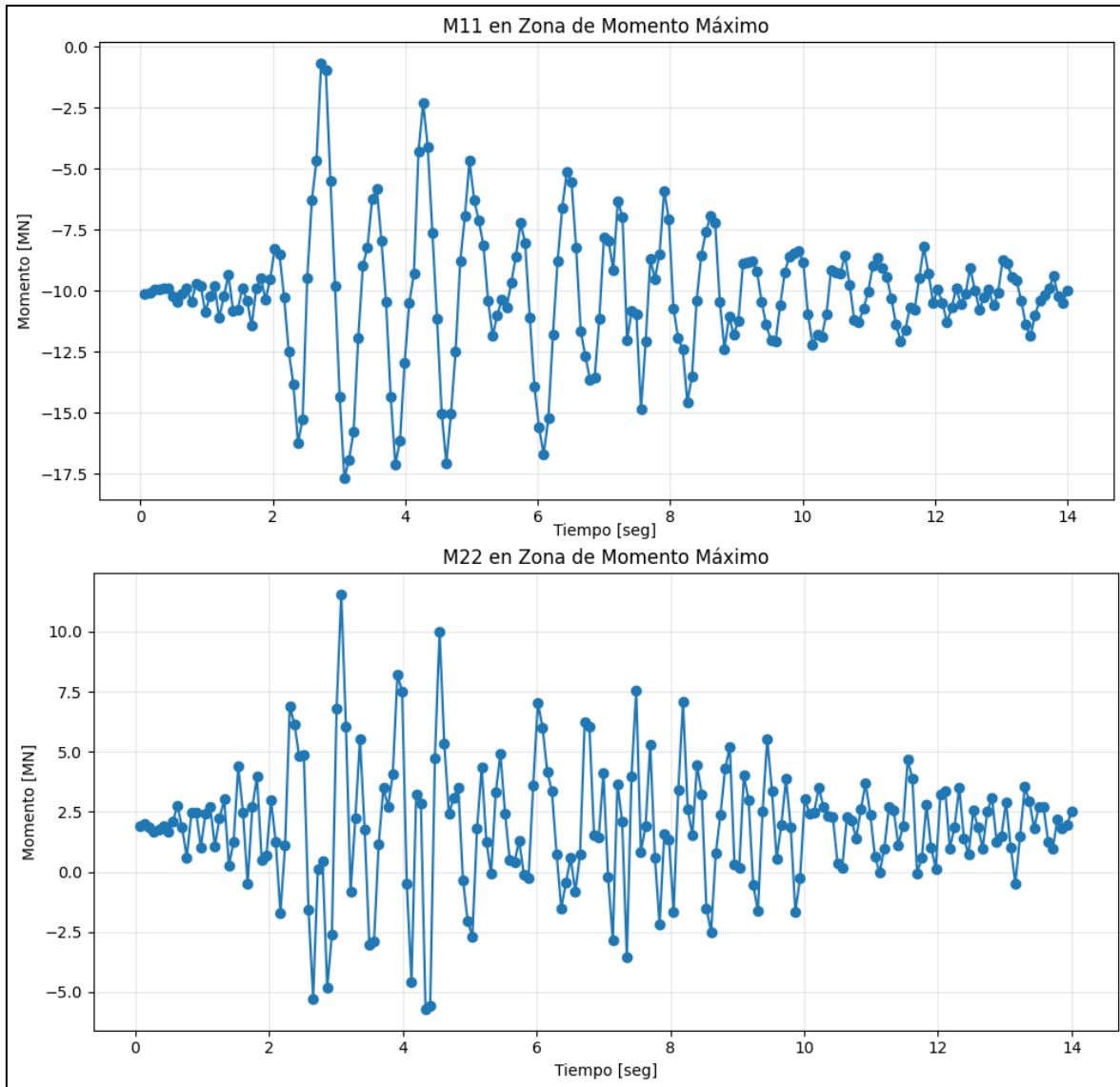


Imagen 36 Variación de los momentos flectores en zona de máximo valor durante el evento

Se observa que durante la excitación sísmica los momentos alcanzan a triplicar los valores iniciales, alcanzando máximos de 17,5 MNm. Sin embargo, al dividir los momentos en el módulo resistente de la sección, las tensiones debidas a la flexión resultan despreciables en comparación con las tensiones provocadas por el esfuerzo normal.

7 Conclusiones

El estado tensional inicial de la presa antes del evento sísmico es predominantemente de compresión, comportamiento que se corresponde con el diseño de esta tipología de presas. Las solicitaciones originadas por mecanismos de flexión son relativamente bajas en comparación con los esfuerzos axiales desarrollados y los valores máximos se ubican en la zona central de la presa.

Los periodos obtenidos para la presa son relativamente bajos, en comparación con una presa de materiales sueltos de altura similar. Esto se justifica en que las presas de esta tipología son más rígidas debido a su geometría y materiales. Los primeros 5 periodos considerados varían entre 0,453 seg y 0,346 seg para la condición de embalse vacío, mientras que en condiciones de embalse lleno se incrementan en un 20% aproximadamente.

Las aceleraciones máximas obtenidas en el coronamiento y en el pie de la presa se producen en instantes cercanos al de la aceleración pico del terreno. El factor de amplificación dinámica máximo se encuentra en el orden de 3,2, resultado similar a los observados en la presa de Pacoima, California, Estados Unidos durante el terremoto de Northridge 1994 [9].

Las amplitudes máximas de desplazamientos se presentan en la parte central del coronamiento, en la dirección perpendicular al arco. Este comportamiento también ha sido señalado en otros trabajos de investigación, como el caso de la presa Karun 3, Irán [10]. La causa se atribuye a que esta zona es la más alejada de la fundación en el terreno y los estribos, lo que le confiere una menor rigidez. Adicionalmente, se encuentra sometida a las mayores amplificaciones dinámicas durante el terremoto.

Las tensiones resultantes del análisis paso a paso permiten observar valores mayormente de compresión salvo en los estribos donde se notan zonas levemente traccionadas. Los resultados obtenidos son similares a estudios realizados en presas de este tipo [11].

En el análisis paso a paso se observa que la respuesta de desplazamientos está fuertemente influenciada por el modo fundamental de vibración, provocando que los desplazamientos ocurran principalmente en dirección perpendicular al eje de la presa.

Los análisis realizados tienen como objetivo caracterizar la respuesta dinámica de la presa frente a una demanda sísmica de características intensas, en cuanto al orden de magnitud de los desplazamientos y las amplificaciones dinámicas.

En los análisis realizados se ha considerado un comportamiento elástico, por lo tanto, el modelo no tiene la capacidad de representar deformaciones plásticas. Sin embargo, las tensiones máximas obtenidas están por debajo de los valores de resistencia característica del hormigón. Por lo tanto, si se utiliza una ley constitutiva elasto-plástica, es esperable que la respuesta del modelo siga siendo elástica para los terremotos analizados.

Una característica para tener en cuenta es el grado de discretización intermedio utilizado, que conduce a que la respuesta del modelo sea relativamente rígida, con mayores aceleraciones y menores desplazamientos. Es esperable que con un nivel de discretización más fino se obtengan mayores deformaciones y menores amplificaciones dinámicas.

En trabajos futuros, se podría sofisticar el modelo utilizando una discretización más refinada, leyes constitutivas avanzadas, incorporación de detalles constructivos como

juntas, utilizar terremotos con mayores demandas de resistencia, incorporación de condiciones de contorno absorbentes, etc. Esto permitiría un análisis más riguroso y realista de la respuesta de la presa bajo condiciones sísmicas.

8 Bibliografía

1. Registro de Presas – ORSEP
2. Programa Nacional de Cartas Geologicas de la República Argentina – Eliseo G. Sepulveda, Francisco W. Carpio, Maria C. Regairaz, Marcelo Zarate y Juan C.M. Zanettini.
3. Descripción Geológica Hoja 27C, Cerro Diamante – SegemAR
4. Atlas Geomorfológico de la Provincia de Mendoza – Raul Mikkan
5. Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la Rep. Argentina – Secretaría de Obras Públicas
6. Practical Finite Element Analysis – Nitin S. Gokhale
7. Métodos de los Elementos Finitos (Vol. I) – O. C. Zienkiewicz
8. Dinámica de Estructuras (4ta Edición) – Anil K. Chopra
9. “Modal Analysis of Generally Damped Linear Structures Subjected to Seismic Excitations” – Jianwei Song, Yi-Lun Chu, Zach Liang and George C. Lee.
10. Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects – Federal Energy Regulatory Commission
11. Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures – US Army Corps of Engineers
12. Dynamics of Structures – Ray W. Clough and Joseph Penzien
13. Southern California Earthquake Data Center
14. Strong-Motion Virtual Data Center

9 Referencias

- [1] QGIS Development Team. (2024). *QGIS Geographic Information System* [Software]. QGIS Association. Recuperado de <http://qgis.org>
- [2] CIMNE. (2020). *GiD – The personal pre and post processor*. Barcelona, España: International Center for Numerical Methods in Engineering. Recuperado de www.gidsimulation.com
- [3] McKenna, F., & Fenves, G. L. (2001). *OpenSees: Pacific Earthquake Engineering Center*. University of California, Berkeley. Recuperado de <http://opensees.berkeley.edu>
- [4] Ahrens, J., Geveci, B., & Law, C. (2005). *ParaView: An End-User Tool for Large Data Visualization*. En H. Hansen & C. R. Johnson (Eds.), *Visualization Handbook* (pp. 717–731). Elsevier. Recuperado de <https://www.paraview.org>
- [5] Autodesk Inc. (2025). *AutoCAD* [Software]. Recuperado de <https://www.autodesk.com>
- [6] Westergaard, H. M. (1933). *Water Pressures on Dams During Earthquakes*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98(2), 418–433.
- [7] Instituto de Investigaciones Antisísmicas Aldo Bruschi (1957) – Universidad Nacional de San Juan.
- [8] Fu, C., Zhou, H., & Pan, Y. (2019). *Calculation and Improvement of Complex Mechanical Properties of the Meca Arch Dam under Multiple Loads Based on Finite Element Methods*. Advances in Civil Engineering, 2019, 1–12. <https://doi.org/10.1155/2019/3540862>
- [9] Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD). (s.f.). *Strong Motion Virtual Data Center*. Recuperado de <https://www.strongmotioncenter.org>
- [10] Andi, M., Dashti Naserbadi, H., & Beyklarian, M. (2017). *Investigating the nonlinear dynamic seismic response of double curvature arch dams under spatial and*

temporal excitation of heterogeneous ground motion. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 100, 151–165.

[11] Chopra, A. K. (1978). *Earthquake Analysis of Arch Dams: Factors to Be Considered*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 104(6), 953–970.

10 ANEXO I: Esquema general de los scripts de OpenSees

En este anexo se detallan los principales comandos utilizados en una simulación de OpenSees.

1. Importación de librerías: Python es un lenguaje de programación interpretado. La simulación está compuesta por una serie de instrucciones contenidas en un archivo (script), y son leídas y ejecutadas línea por línea a través de una terminal (intérprete). En general, todas las simulaciones comienzan cargando librerías en el intérprete de python, por ejemplo:

```
>> import openseespy.opensees as ops
```

Esta instrucción carga todas las variables y rutinas contenidas en la librería “openseespy.opensees”. Para acceder a esas variables y funciones, se utiliza el “.” (punto):

```
>> ops.version() # imprime en pantalla la versión de opensees instalada
```

2. Carga de Datos: Los datos iniciales del problema están contenidos en archivos de texto que se cargan durante la ejecución usando las librerías de python conocidas como “numpy”. Esta forma de trabajo permite el control de la información disponible y ayuda a mantener el orden de la simulación.

3. Definición de variables: Algunas variables del problema se definen por única vez al comienzo de la simulación, tales como propiedades mecánicas de los materiales,

parámetros auxiliares (por ejemplo: índices del primer y último elemento Shell), aceleración de la gravedad, entre otros. Es importante mencionar que OpenSees solamente recibe variables numéricas, por lo que el sentido físico y la correspondencia entre unidades debe controlarse por el usuario.

4. Materiales y Secciones: se definen los materiales utilizados por los elementos y sus propiedades mecánicas.

Para los elementos del terreno:

```
>>ops.nDMaterial('ElasticIsotropic',1,Es, nu, rho)
```

Para los elementos de la presa:

```
>>ops.section('ElasticMembranePlateSection', num, Ep, nu, esp_red, rho)
```

5. Geometría: La geometría del modelo está compuesta por “nodos” y “elementos”. Los nodos contienen las coordenadas de la malla y los elementos contienen los índices de los nodos que definen la conectividad. Los parámetros necesarios en OpenSees dependen del tipo de elemento que se quiere agregar en el modelo, dimensiones del problema, grados de libertad, etc.

Los elementos tetraedros y shells que conforman el modelo tienen cuatro nodos cada uno, pero con diferentes grados de libertad. Los tetraedros poseen 3 grados de libertad, mientras que los Shell cuentan con seis por cada nodo (3 desplazamientos y 3 giros).

Elementos Tetraedros:

```
>> ops.model('basic','-ndm',3,'-ndf',3).
```

```
>> ops.node(ID,x,y,z)
```

```
>> ops.element('FourNodeTetrahedron', ID,i,j,k,l matTag,0,0,-g*rho) # Debe  
repetirse para todos los elementos del terreno
```

Se puede observar en la creación de los elementos se incorporan las fuerzas de cuerpo correspondiente al peso propio.

Elementos Shell:

```
>> ops.model('basic','-ndm',3,'-ndf',6).
```

```
>> ops.node(ID,x,y,z)
```

```
>> ops.element('ShellMITC4', ID,i,j,k,l, secTag) # Debe repetirse para todos los  
elementos de la presa
```

6. Masas: En este trabajo las masas que se agregan al modelo tienen dos orígenes. Por un lado, se encuentra la masa correspondiente a la densidad y por otro lado se encuentra la masa añadida de Westergaard para considerar el empuje hidrodinámico. Esta última solo se considera en los nodos que pertenecen a los elementos tipo shell. En ambos casos, el comando utilizado en OpenSees es:

```
>> ops.mass(ID,mx,my,mz)
```

7. Condiciones de Vínculo: Los vínculos considerados en el modelo se encuentran explicados en el capítulo 4. Los comandos de OpenSees son:

```
>> ops.fix (ID,*dofs)
```

La lista “dofs” varía según la ubicación de los nodos “ID” en el modelo:

-Laterales: [1,1,0,0,0]

-Base: [0,0,1,0,0,0]

-Presa: [0,0,0,1,1,1]

Asimismo, en esta etapa se aplicaron los vínculos necesarios para compatibilizar los desplazamientos en el contorno de unión entre la presa y el terreno.

```
>> ops.equalDOF(Nodo-presa,Nodo-terreno, *dofs)
```

8. Cargas: Las cargas en OpenSees se asignan utilizando dos herramientas, “TimeSeries” y “pattern”. Por ejemplo:

```
>> ops.timeSeries('Constant',1)
```

```
>> ops.pattern('Plain',1,1)
```

a. Peso Propio:

En los elementos tetraedros, el peso propio se incorporó como una fuerza de cuerpo durante la creación de estos. En cambio, para los elementos Shell se utilizó el siguiente comando:

```
>> ops.eleLoad('-range',IDshelli,IDShelln,'-type','-SelfWeight',0.0,0.0,g)
```

b. Presión Hidrostática: Se incorpora como una fuerza agregando sus componentes nodo por nodo con el siguiente comando:

```
>> ops.load(ID,Fx,Fy,0)
```

9. Variables del análisis: Los parámetros utilizados para el análisis son:

```
>> ops.constraints('Transformation')
```

```
>> ops.numberer('RCM')
```

```
>> ops.system('ProfileSPD')  
>> ops.test('FixedNumIter',1,1,2)  
>> ops.algorithm('Linear')  
>> ops.integrator('Newmark',0.5,0.25)  
>> ops.analysis('Transient')
```

11 ANEXO II: Cálculo de parámetros y variables del modelo

En este anexo se detallan las fórmulas utilizadas para calcular algunas variables del modelo.

Masa de elementos

- Tetraedros

$$V_{tetra} = \frac{1}{6} * DET(\overrightarrow{DA}, \overrightarrow{DB}, \overrightarrow{DC})$$

Con:

$-\overrightarrow{v_1 v_2}$: diferencia entre los vectores.

-A,B,C y D: vectores posición de los nodos del elemento tetraedro.

Multiplicando el volumen por la densidad y dividiendo en cuatro, se obtiene el aporte de masa nodal de cada elemento:

$$m_{nodal} = \frac{V_{tetra} * \rho}{4}$$

- Elementos Shell

$$m_{presa} = Esp * Area * \rho$$

$$A_{shell} = \frac{1}{2} * \|\overrightarrow{AB} \times \overrightarrow{AC}\| + \frac{1}{2} * \|\overrightarrow{CD} \times \overrightarrow{CA}\|$$

$$\overrightarrow{AB} = B - A$$

$$\overrightarrow{AC} = C - A$$

$$\overrightarrow{CD} = D - C$$

$$\overrightarrow{CA} = A - C$$

Con:

$-\overrightarrow{v_1 v_2}$: diferencia entre los vectores.

-A,B,C y D: vectores posición de los nodos del elemento shell.

Masas de Westergard

$$m_a = \frac{7}{8} * \rho_w * \sqrt{H * y} * A$$

$$m_{shell} = \frac{7}{8} * \rho_w * \sqrt{H * (H - z_{prom})} * A_{shell}$$

$$m_{nodo} = \frac{m_{shell}}{4}$$

Con:

$$-z_{prom}: \frac{\sum z_i}{4}.$$

Empuje Hidrostático

El vector normal a una superficie plana se puede obtener como el producto vectorial entre los dos vectores generadores del plano. Teniendo en cuenta que los elementos de la presa tienen diferentes orientaciones en el espacio, se calcula un vector normal por cada nodo y luego se promedian:

$$\vec{n}_1 = \overrightarrow{AB} \times \overrightarrow{AC}$$

$$\vec{n}_2 = \overrightarrow{BC} \times \overrightarrow{BD}$$

$$\vec{n}_3 = \overrightarrow{CD} \times \overrightarrow{CA}$$

$$\vec{n}_4 = \overrightarrow{DA} \times \overrightarrow{DB}$$

Luego, cada vector se normaliza y se obtiene el valor promedio:

$$\hat{n}_1 = \frac{\vec{n}_1}{\|\vec{n}_1\|}$$

$$\hat{n} = \frac{\sum \hat{n}_i}{\|\sum \hat{n}_i\|}$$

Una vez obtenido el vector normal normalizado, se puede calcular el ángulo respecto de uno de los ejes mediante el coseno de la componente en dicha dirección.

$$\cos(\theta) = n_x$$

$$\theta = \arccos(n_x)$$

Con el ángulo es posible descomponer la fuerza producida por la presión hidrostática y asignarla a cada nodo, considerando los signos correspondientes según el sistema de ejes globales.