

## **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA SOBRE UN TALUD EN LA COMUNA DE CHIGUAYANTE, REGIÓN DEL BÍOBIO**

*J. I. Solís Medel<sup>1</sup>, J. M. Montenegro Cooper<sup>2</sup> y R. Benavente Bravo<sup>3</sup>*

### **RESUMEN:**

El estudio de la estabilidad de taludes permite diseñar de manera efectiva urbanizaciones con menor grado de incertidumbre, previniendo deformaciones que puedan provocar grandes daños. En específico, Chile es un país con un historial amplio de eventos sísmicos importantes, por lo tanto, el desafío para los ingenieros es prevenir el comportamiento tenso-deformacional de las estructuras susceptibles a daños y pérdidas en términos económicos y de vidas humanas. Comúnmente el estudio de estas estructuras se desarrolla mediante el método de equilibrio límite, y considera los efectos del sismo como una fuerza pseudoestática determinada a partir del coeficiente sísmico horizontal. Por otra parte, en este trabajo se analizó la respuesta sísmica de un talud ficticio con las propiedades geotécnicas obtenidas de un proyecto en las cercanías de la comuna de Chiguayante, Región del Biobío, Chile. El estudio determinó las deformaciones mediante un programa de elementos finitos, considerando un modelo de comportamiento elastoplástico perfecto, asumiendo el criterio de rotura de Mohr-Coulomb para el suelo. El evento sísmico utilizado para la calibración del modelo dinámico fue el terremoto del Maule del 2010, registrado por un acelerógrafo ubicado sobre un afloramiento rocoso en la región de Valparaíso.

**PALABRAS CLAVES:** Análisis de Respuesta Sísmica; Modelo Dinámico; Comportamiento Elastoplástico.

### **ABSTRACT:**

The study of slope stability allows us to effectively design urbanizations with a lower degree of uncertainty about their future behavior, preventing deformations that can cause great damage. Specifically, Chile is a country with a long history of important seismic events, therefore, the challenge for engineers is to prevent stress-strain behavior of structures susceptible to damage and loss in terms of economic and human lives. The study of these structures is commonly carried out using the limit equilibrium method and considering the seismic load as a simple coefficient of horizontal acceleration. On the other hand, this research project develops a seismic response analysis for a fictitious slope with real conditions and parameters obtained from geotechnical tests carried out in the vicinity of Chiguayante, Biobío Region, Chile. Using a model based on finite elements, considering a perfect elastoplastic model by means of the Mohr-Coulomb model. The seismic event used for the calibration of the dynamic model was the 2010 Maule earthquake, recorded by an accelerograph located on a rocky outcrop in the Valparaíso region. Considering the linear analysis method and the optimal boundary conditions, which minimize the rebound effect of the seismic waves.

**KEYWORDS:** Seismic Response Analysis; Dynamic Model; Elastoplastic Behavior.

---

<sup>1</sup> Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [jsolism@ing.ucsc.cl](mailto:jsolism@ing.ucsc.cl)

<sup>2</sup> Académico, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [jmontenegro@ucsc.cl](mailto:jmontenegro@ucsc.cl)

<sup>3</sup> Académico, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [rbenavente@ucsc.cl](mailto:rbenavente@ucsc.cl)

## 1. INTRODUCCIÓN

Actualmente existe una demanda creciente en la construcción de infraestructura vial y de edificación, así como represas, embalses, tranques de relave, entre otras. Para la ejecución de estos tipos de proyectos, se requiere modificar el relieve. A la superficie inclinada de origen natural de un terreno se le llama ladera, mientras que si esta superficie ha sido intervenida por el hombre a dicha superficie se le denomina talud. La pendiente de un talud/ladera puede medirse empleando tres sistemas: grados ( $^{\circ}$ ), porcentaje (%) y pendiente (H: V). A lo largo de la historia se ha observado que estas estructuras son susceptibles a deformarse, provocando la rotura y/o la pérdida de la serviciabilidad.

La evaluación de la estabilidad de taludes consiste en suponer un modelo geológico/geotécnico representativo de la situación y posteriormente efectuar cálculos de la estabilidad mediante la determinación del factor de seguridad. La descripción anterior corresponde a un procedimiento simplificado de una evaluación de la estabilidad de un talud. En general, es necesario incluir factores detonantes, tales las cargas sísmicas o el agua, así como las estimar las deformaciones ocurridas en el talud.

Este trabajo tiene por objeto evaluar el comportamiento tenso-deformacional de un talud ficticio sometido a un movimiento sísmico y considerando que el suelo se comporta similar a un modelo elastoplástico perfecto empleando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. El sismo de diseño utilizado en este trabajo corresponde a las aceleraciones registradas en el afloramiento rocoso de la UTFSM en la región de Valparaíso. El efecto de sitio ha sido considerado para obtener el registro de aceleraciones representativo del evento sísmico del 27 de febrero de 2010 en la zona de estudio.

En este trabajo se comparan los resultados obtenidos estáticamente, pseudoestáticamente y dinámicamente, tanto en sus coeficientes de seguridad como en las deformaciones.

## 2. MARCO TEÓRICO

En el presente apartado se presentan los principales aspectos teóricos de los elementos finitos y sus principales hipótesis, resumen de la propagación de la onda sísmica, análisis dinámico de los elementos finitos y los antecedentes del problema estudiado en este trabajo. A continuación se comenzará con los aspectos de modelos de elementos finitos.

### 2.1 Método de los elementos finitos

La estimación del estado tenso-deformacional de un problema geotécnico de geometría compleja puede resolverse mediante los elementos finitos. En varias ocasiones se obtiene un modelo adecuado usando un número finito de parámetros bien definidos (problemas discretos), mientras que en otras ocasiones, la subdivisión se continúa indefinidamente y el problema solo se puede definir usando la acción matemática de un número infinitesimal (sistemas continuos) (Zienkiewicz & Taylor, 1991). Esto último conlleva ecuaciones diferenciales o enunciados equivalentes que implican un número infinito de elementos.

Los elementos finitos son una de las herramientas más potente para la resolución de problemas representados mediante ecuaciones diferenciales ordinarias o parciales (Azizi, 1999). Las principales características son la flexibilidad para considerar cambios en la rigidez de los materiales, así como la posibilidad de considerar geometrías complejas (Azizi, 1999). La resolución del problema se efectúa subdividiendo el sistema en sus componentes individuales o “elementos”, cuyo comportamiento se

entiende fácilmente, y posteriormente se puede reconstruir el sistema original a partir de dichos componentes para estudiar su comportamiento (Zienkiewicz & Taylor, 1991).

Los elementos están compuestos por varios nodos. Los cálculos se efectúan sobre el dominio del problema discretizado en elementos, y sus correspondientes nodos. El número de incógnitas de cada nodo se le denomina grados de libertad. Las relaciones entre los nodos se expresan mediante ecuaciones. Al conjunto de relaciones entre valores de los diferentes parámetros de los diferentes nodos se pueden escribir en forma de sistemas de ecuaciones. A la matriz de dicho sistema se le llama matriz de rigidez.

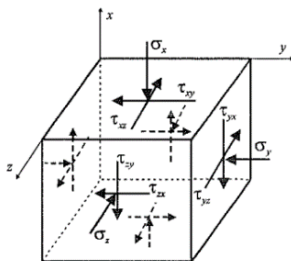
Mediante el avance tecnológico se han logrado simplificar los análisis de los sistemas discretos independiente de la cantidad de elementos que este posea. La utilización de estas aproximaciones permite un acercamiento a las soluciones continuas verdaderas a medida que aumenten las variables discretas implementadas en el método (Zienkiewicz & Taylor, 1991).

En resumen, el método de elementos finitos representa un procedimiento general de discretización de un problema continuo planteado por expresiones definidas matemáticamente. Por otra parte, se define como un método de aproximación donde un continuo es dividido en finitas partes, cuyo comportamiento es especificado en un número finito de parámetros, y la solución del sistema prosigue justamente con las reglas que rigen los problemas discretos.

Para la implantación del método de elementos finitos al análisis de problemáticas relacionadas con la geotecnia, se requiere relacionar las tensiones y las deformaciones. A continuación, se resumen los principales aspectos teóricos de lo mencionado.

### 2.1.1 Ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y modelo constitutivo

Las ecuaciones de equilibrio relacionan las tensiones totales normales ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\sigma_z$ ) y tensiones de corte ( $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{yz}$ ), así como el peso específico para que el elemento que compone el continuo se encuentre en equilibrio (ver Figura 1) (Potts & Zdravkovic, 1999). Cabe señalar que el equilibrio de los elementos relaciona variaciones de las tensiones normales ( $\partial\sigma$ ) y de corte ( $\partial\tau$ ), así como los correspondientes al peso específico y a las cargas sísmicas ( $\gamma$ ), con respecto a cada uno de los ejes cartesianos, tal como se advierte en las ecuaciones (1),(2) y (3) (Timoshenko & Goodier, 1951).



$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{zx}}{\partial z} + \gamma_x = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial\tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial\sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{zy}}{\partial z} + \gamma_y = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial\tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial\sigma_z}{\partial z} + \gamma_z = 0 \quad (3)$$

Figura 1: Esquema de un elemento 3D prismático cuadrado considerando las tensiones normales y de corte en los ejes cartesianos (x, y, z). (Potts & Zdravkovic, 1999)

El peso específico del suelo solo actúa en la dirección vertical (eje x, ver Figura 1), considerando las compresiones de los elementos como positivas, tal como se efectúa en la mecánica de suelos.

La compatibilidad de las deformaciones representa la continuidad física del material. Esta propiedad evita que las deformaciones produzcan superposición del material y/o generación de discontinuidades como agujeros o fisuras. La Figura 2 muestra esquemáticamente mediante un conjunto de placas no compatibles y compatibles. Las placas no compatibles se distorsionan hasta alcanzar el fallo del material, representado por discontinuidades. Por otra parte, las placas compatibles se distorsionan de forma que las piezas encajen entre sí, evitando la rotura (Potts & Zdravkovic, 1999). Las ecuaciones de compatibilidad permiten implementar expresiones matemáticas, considerando las definiciones de deformaciones en términos de funciones continuas (ver ecuaciones (4) y (5)).

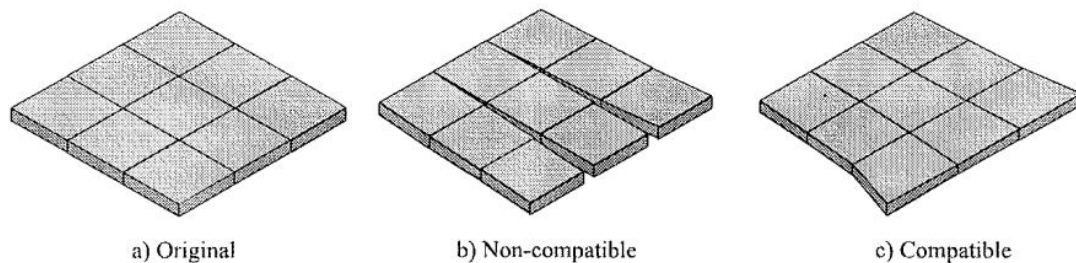


Figura 2: Representación de los diferentes modelos de deformación: a) inicial u original, b) No compatible, y c) compatible, (Potts & Zdravkovic, 1999).

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (4)$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad (5)$$

El modelo constitutivo del material relaciona las tensiones ( $\sigma$  y  $\tau$ ) con las deformaciones ( $\varepsilon$  y  $\gamma$ ), tanto de esfuerzo normales como de corte. La ecuación (6) relaciona -a través del modelo elástico- los incrementos de carga ( $\Delta\sigma$ ) con las deformaciones ( $\Delta\varepsilon$ ) mediante la matriz de rigidez ( $[D]$ ). A partir de la ecuación mencionada se relaciona el equilibrio de las fuerzas con la compatibilidad de las deformaciones (Naylor *et al.*, 1981). La ecuación (7) muestra la ecuación general de la matriz de rigidez “[D]” (Potts & Zdravkovic, 1999).

$$\Delta\sigma = [D] \Delta\varepsilon \quad (6)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

Las ecuaciones/matrices anteriormente presentadas se emplean para resolver un problema de tres dimensiones. No obstante, habitualmente se requiere simplificar el problema a uno de dos dimensiones, efectuando ciertas hipótesis. En este caso se explica brevemente las hipótesis efectuadas para analizar un problema de tres dimensiones en dos, empleando la deformación plana.

En el caso de que las propiedades del problema (materiales, geometría, cargas, etc.) se mantengan idénticas de forma “infinita” a lo largo del eje  $z$  con respecto a los otros dos ejes ( $x$  e  $y$ ) (ver Figura 1), se puede efectuar la hipótesis de que cada sección transversal paralela presentará igual comportamiento tenso-deformacional ( $\Delta\sigma_z = \Delta\tau_{xz} = \Delta\tau_{yz} = \text{constante}$ ). Esta hipótesis implica que el estado tensional de dicha sección en todos sus puntos ( $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$  y  $\Delta\tau_{xy}$ ), así como sus correspondientes deformaciones unitarias y desangulaciones ( $\Delta\varepsilon_x$ ,  $\Delta\varepsilon_y$  y  $\Delta\gamma_{xy}$ ) serán idénticas en cualquier otra sección estudiada. Por lo tanto, en la dirección de la sección de la longitud infinita se puede asegurar que la deformación unitaria en ese eje ( $\varepsilon_z$ ) y sus correspondientes desangulaciones ( $\gamma_{yz}$  y  $\gamma_{xz}$ ) serán nulas, tal como se observa en las ecuaciones (7) (Potts & Zdravkovic, 1999). Algunas aplicaciones prácticas en el área de geotecnia son el diseño de fundaciones corridas, terraplenes, taludes, muros de contención, túneles, etc.

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = 0; \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0; \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (8)$$

En el caso de considerar un modelo constitutivo que relacione las tensiones con las deformaciones elásticamente y considerando deformación plana, los esfuerzos normales causan únicamente deformaciones unitarias, mientras que los esfuerzos de corte producen solo desangulaciones. Es decir, incrementos de tensiones normales no producen desangulaciones y aumentos en los esfuerzos de corte no generan deformaciones unitarias. Dado lo anterior, los valores de  $D_{51}, D_{52}, D_{54}, D_{61}, D_{62}, D_{64}$  y los valores de  $\Delta\tau_{xz}, \Delta\tau_{yz}$  de la ecuación (8) son iguales a cero. Adicionalmente, los incrementos de tensión normal y de corte relacionadas con el eje  $z$  serán nulos, dado que no se producirá ningún incremento en dicha dirección, tal como se ha comentado anteriormente ( $\Delta\sigma_z = \Delta\tau_{xz} = \Delta\tau_{yz} = 0$ ). Considerando las simplificaciones antes señaladas, cada nodo tiene dos esfuerzos normales y uno de corte conocidos ( $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\tau_{xy}$ ) y se deben estimar al menos los incrementos de las deformaciones unitarias en los ejes cartesianos ( $\Delta\varepsilon_x$  y  $\Delta\varepsilon_y$ ) y la desangulación correspondientes entre dichos ejes de cada elemento/nodo ( $\Delta\gamma_{xy}$ ) (ver ecuación (9)) (Potts & Zdravkovic, 1999).

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

Las ecuaciones anteriormente señaladas deben cumplir las condiciones de borde impuestas por el problema particular, tanto del modelo constitutivo, las cargas y las deformaciones impuestas, así como la potencial compleja geometría. Las condiciones de borde del problema deben representar lo que ocurrirá en las condiciones reales del problema. La geometría es discretizada mediante una malla de elementos finitos. En el caso de un análisis en dos dimensiones se emplean habitualmente elementos triangulares o cuadriláteros. En general, el número de nodos de cada elemento depende de la precisión y de las herramientas computacionales que se emplearán para efectuar el cálculo.

La principal incógnita que se debe estimar mediante los elementos finitos es los desplazamientos de los nodos de cada elemento que compone el dominio del problema. Las tensiones normales y de corte,

así como las deformaciones unitarias y desangulaciones, se obtienen a partir de los desplazamientos determinados en cada elemento/nodo. La Figura 3 muestra dos elementos habitualmente empleados en este tipo de problemas, considerando tres nodos para el triangular y ocho nodos para el cuadrangular.

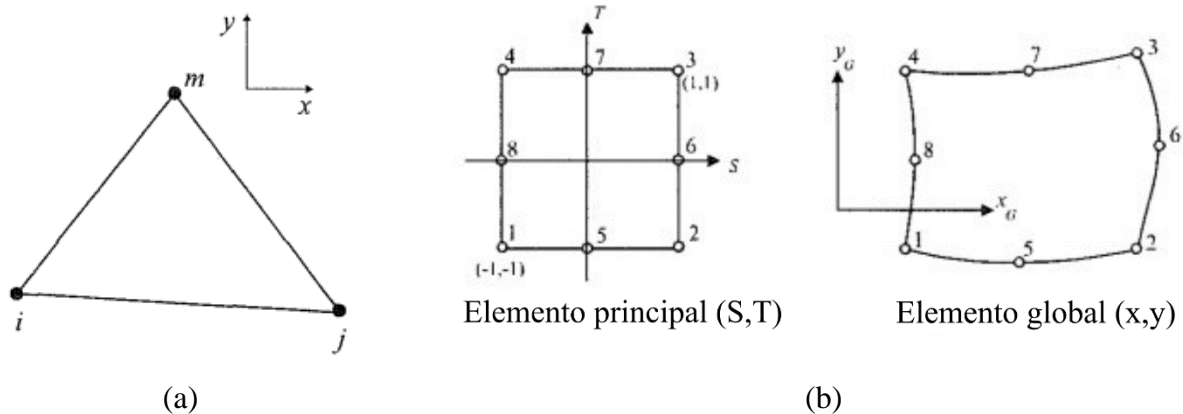


Figura 3: Elemento finitos para discretizar el dominio en un problema en 2D (a) 3 nodos triangulares (i, j y m) y (b) ocho nodos isoparamétricos de un cuadrilátero, (Potts & Zdravkovic, 1999).

### 2.1.2 Modelo elastoplástico perfecto con criterio de rotura Mohr-Coulomb

Un modelo constitutivo de un material relaciona matemáticamente las tensiones con las deformaciones. Asumiendo un modelo elástico de dicho material se relacionan los incrementos de tensión con los incrementos de deformación. Es decir, un material se deforma solo al cambiar su estado tensional, mientras que en el caso de volver a su estado tensional original, las deformaciones desaparecen. El modelo elástico lineal es el modelo constitutivo más sencillo, siendo usualmente empleado la ley de Hooke. En un modelo elástico los esfuerzos normales ( $\Delta\sigma$ ) producen únicamente deformaciones unitarias ( $\Delta\varepsilon$ ) a partir del módulo de deformación (E), mientras que los esfuerzos de corte ( $\Delta\tau$ ) generan sólo desangulaciones ( $\Delta\gamma$ ) mediante el módulo de corte (G) (ver ecuaciones (10) y (11)). Adicionalmente, las velocidades de onda de corte ( $V_s$ ) y de compresión ( $V_p$ ) pueden relacionarse con los parámetros elásticos tal como se ha mencionado en las ecuaciones (14) y (15).

$$E_{edo} = \frac{(1 - \nu) \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad (10)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (11)$$

Las teorías clásicas para suelos saturados que se emplean habitualmente geotecnia son la ley de Terzaghi y el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. En general ambas leyes son válidas tanto para los suelos sedimentarios como para los residuales (Wesley, 2010). En un modelo elástico, la variación de las deformaciones de un suelo considerado drenado (exceso de presión de poros nula) se producen cuando su tensión efectiva cambia, para los materiales con comportamiento elástico-lineal, empleando el módulo elástico (E) y el módulo de Poisson ( $\nu$ ).

El modelo de comportamiento elastoplástico perfecto con criterio de rotura de Mohr-Coulomb representa conjuntamente el comportamiento elástico lineal y el instante en el que el estado tensional alcanza la rotura considerando el criterio de rotura. La Figura 4 muestra la variación de la tensión con

respecto a la deformación unitaria. su estado tensional es un modelo de comportamiento elastoplástico perfecto para suelos, se componen de una sección lineal elástica desarrollada a partir de la ley de Hooke y la zona de plastificación perfecta propuesta por el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (ver Figura 4 y ecuaciones (12) y (13)). En el caso de un suelo que se comporte de forma drenada el criterio de rotura adoptado es el de Mohr- Coulomb.

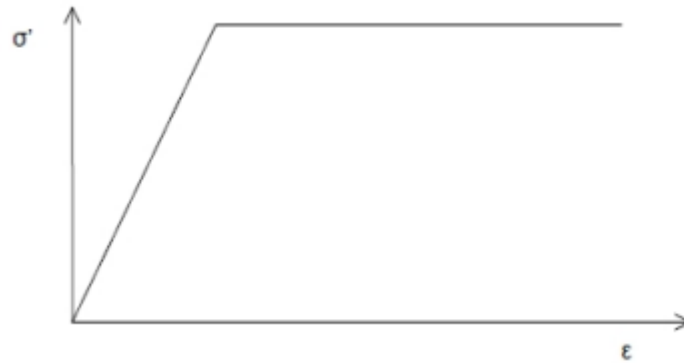


Figura 4: Representación tenso-deformacional del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, (Plaxis, 2022)

$$[D] = \frac{E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & 0 & 0 \\ 0 & 1 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & 1 - 2\nu \end{bmatrix} \quad (12) \quad \tau = c + \sigma' \cdot \tan \varphi \quad (13)$$

La parte del manual del programa Plaxis (2022) correspondiente a *Modelos constitutivos de Materiales* recomienda que cuando se utiliza el de Mohr-Coulomb en los cálculos dinámicos de su programa, los parámetros de rigidez ( $G$ ,  $E_{edo}$  y  $E$ ) deben seleccionarse de modo que el modelo prediga correctamente las velocidades de onda de corte ( $V_s$ ) y compresión ( $V_p$ ) en el suelo (ver ecuaciones (14) y (15)). Esto generalmente requiere una rigidez de deformación pequeña mucho mayor en lugar de una rigidez a niveles de deformación de ingeniería (Plaxis, 2022).

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (14) \quad V_p = \sqrt{\frac{E_{edo}}{\rho}} \quad (15)$$

Adicionalmente el citado manual de Plaxis señala que, cuando el suelo evaluado con el modelo de comportamiento de Mohr-Coulomb, se pueden generar deformaciones plásticas si los nodos se someten a carga dinámica o cíclica, cuando éstos alcancen el citado criterio de rotura. Este comportamiento dará lugar a amortiguamiento en los cálculos dinámicos. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que los ciclos de tensión dentro del contorno de falla de Mohr-Coulomb solo generan deformaciones elásticas y no amortiguamiento (histerético), ni acumulación de deformaciones o presión intersticial o licuefacción. En el caso de que se requiera profundizar en estos fenómenos, se recomienda escoger un modelo de comportamiento diferente.

## 2.2 Análisis dinámico mediante elementos finitos

En el apartado 2.1 se resumió el método de elementos finitos para problemas geotécnicos estáticos. En el apartado actual, se agregará información para analizar dinámicamente el problema utilizando el método de los elementos finitos.

### 2.2.1 Ecuación de movimiento

La ecuación de movimiento se define teniendo en cuenta las matrices de Masa ( $[M]$ ), amortiguamiento ( $[C]$ ) y la de rigidez ( $[K]$ ). La ecuación (16) muestra la ecuación de movimiento dependiente del tiempo de un cuerpo bajo la influencia de una carga en su forma global.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{\Delta R\} \quad (16)$$

### 2.2.2 Coeficiente de amortiguación

La amortiguación del suelo se considera mediante el coeficiente de Rayleigh junto a la matriz de amortiguamiento, expresado en la ecuación (17) (Rayleigh & Lindsay, 1945).

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = \frac{d}{\pi(f_i + f_j)} \times \begin{bmatrix} 4\pi^3 f_i f_j \\ 1 \end{bmatrix} \quad (17)$$

Donde los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ , se emplean dentro de la formulación de la matriz de amortiguamiento (ver ecuación (18))

$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (18)$$

Los coeficientes de Rayleigh, depende de la razón de amortiguamiento del suelo (ver ecuación (19)) (Das, 1995).

$$\alpha_R + \beta_R \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (19)$$

## 2.3 Análisis de respuesta terrestre unidimensional

La rotura de una falla bajo la corteza terrestre produce ondas de cuerpo que se alejan de la fuente en todas direcciones. Las citadas ondas -a su vez- atraviesan diferentes materiales geológicos, y por lo tanto pueden ser reflectadas y/o refractadas (ver Figura 5). Los materiales más superficiales tienden a disponer de velocidades de propagación más bajas en comparación con los materiales más profundos (Kramer, 1996).

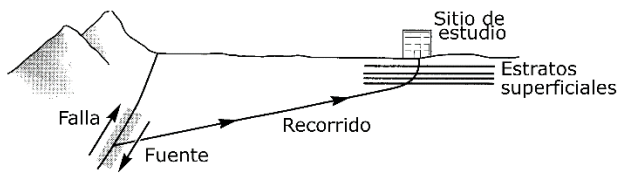


Figura 5: Esquema del recorrido de la onda desde la fuente hasta la superficie. (Kramer, 1996).

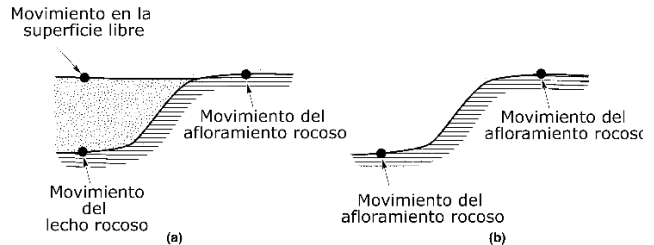


Figura 6: Esquema de un movimiento registrado en un suelo de fundación de suelo y de roca (Kramer, 1996).

Los análisis unidimensionales de respuesta del suelo se basan en la hipótesis de que todos los límites horizontales y que la respuesta de un depósito de suelo es causada predominantemente por ondas de corte horizontal que se propagan verticalmente desde el lecho rocoso subyacente (Kramer, 1996). Para el análisis unidimensional de la respuesta del suelo, se supone que la superficie del suelo y del lecho rocoso se extienden infinitamente con respecto a la horizontal (ver Figura 6).

### 2.3.1 Modelo lineal

Las funciones de transferencia son utilizadas para estimar la respuesta sísmica del suelo, se pueden usar para expresar varios parámetros de respuesta, tales como el desplazamiento, la velocidad, la aceleración, las tensiones y la deformación, considerando la aceleración del lecho rocoso (Kramer, 1996). Debido a que se basa en el principio de superposición, este modelo se limita al análisis de sistemas lineales.

Son utilizados números complejos para los cálculos de la función de transferencia. En primera instancia es requerido un registro conocido proveniente del lecho rocoso que es presentado como una serie de Fourier del movimiento, generalmente utilizando la “Transformada Rápida de Fourier” (FFT por sus siglas en inglés) (Kramer, 1996). Cada término de la serie de entrada (Lecho rocoso) es multiplicado por la función de transferencia para producir la serie de Fourier de salida (Superficie). Por lo tanto, la función de transferencia determina como cada frecuencia en el movimiento del lecho rocoso es amplificada por el depósito de suelo (Kramer, 1996).

Para la función de transferencia es necesario realizar algunas consideraciones geotécnicas, con el objetivo de mejorar la compatibilidad y aplicación a casos reales.

Debido al modelo geotécnico, que contiene una estratigrafía variable agrupada en diferentes horizontes parametrizados, se opta por utilizar el modelo de “Capas de Suelo con Amortiguación sobre Roca Elástica” (Kramer, 1996). Este modelo involucra capas de suelo con diferente rigidez y amortiguación, con límites en los que la energía de onda elástica se refleja y/o transmite.

Por lo tanto, se considera un depósito de suelo que consta de “N” número de capas horizontales donde la N-ésima capa es el lecho rocoso. Como hipótesis, cada capa de suelo se comporta como un sólido Kelvin-Voigt (Kramer, 1996). Las tensiones deben ser continuas entre los límites de las capas, en la superficie del suelo el esfuerzo cortante debe ser nulo (Kramer, 1996).

$$F_{ij}(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (20)$$

La ecuación (20) representa la amplificación de aceleración y las velocidades de la capa “i” con respecto a la capa “j” (ver Figura 7). Por otra parte, a partir de la citada ecuación se puede estimar el movimiento en cualquier capa a partir del movimiento en cualquier otra capa. Por lo tanto, es posible conocer el movimiento en cualquier punto del perfil. Al proceso antes mencionado se le denomina deconvolución (Kramer, 1996).

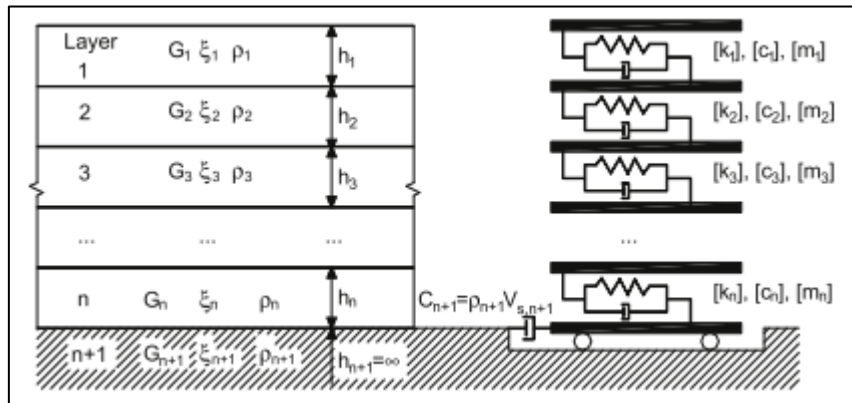


Figura 7: Esquema representativo de un modelo de elementos finitos en una dimensión para el análisis de respuesta de sitio (Nghiem & Chang, 2019).

La deconvolución consiste en relacionar el movimiento en el lecho rocoso a partir de un movimiento en la superficie libre conocido, mediante una función de transferencia con un enfoque lineal (Kramer, 1996). Por otra parte, la convolución resulta ser el proceso inverso a la deconvolución, es decir, a partir del movimiento conocido en el lecho rocoso es posible relacionar el movimiento producido en superficie.

El cálculo de frecuencia asociada a los modos de vibración del depósito de suelo, se obtienen mediante la ecuación (21), donde n corresponde con el número del modo de vibrar. Mediante el cálculo de la frecuencia es posible realizar correlación con el periodo asociado a los modos de vibrar (ver ecuación (21)). En la ecuación (22) se presentan los periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar de la columna de suelo.

$$f_n = (2n - 1) \frac{V_s}{4H} \quad (21)$$

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{4H}{V_s(2n - 1)} \quad (22)$$

### 2.3.2 Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático de un problema estima el factor de seguridad, considerando los efectos del sismo como fuerzas horizontales y/o verticales. Sin embargo, mediante este método no se pueden estimar las deformaciones que se producen. El sismo induce en el terreno aceleraciones que varían en el tiempo, es por lo que el factor de seguridad también se modifica en el tiempo. Saragoni y Ruiz (2004) estimaron la aceleración horizontal máxima en función de la distancia al epicentro y la magnitud del sismo, tal como se recoge en la ecuación (23). Para este estudio se consideró el evento

sísmico del Maule 2010, el epicentro de se encuentra aproximadamente a 50 km de la zona de estudio, con un a profundidad de 30 km y magnitud de 8.8.

El coeficiente sísmico horizontal propuesto por Saragoni y Ruiz en 2004, para eventos de subducción en Chile es utilizado para analizar la estabilidad de estructuras. Según los autores, esta expresion esta calibrada mediante los datos recopilados de diferentes eventos sismicos significativos en Chile. La expresion propuesta en la ecuación (24) permite calcular el coeficiente sísmico horizontal.

$$a_h = \frac{2e^{1,28 \times M_w}}{(R + 30)^{1,09}} \quad (23)$$

$$k_h = 0.3 \times a_{max}/g \text{ para } a_{max} \leq 0.67g \quad (24)$$

## 2.4 Antecedentes

El modelo geotécnico empleado en este trabajo ha sido obtenido analizando los resultados de una campaña geotécnica de una obra en los alrededores de Concepción. El requisito para escoger la campaña geotécnica ha sido que, a partir de dichos resultados, se pudieran estimar algunas propiedades dinámicas básicas del terreno. En este sentido se ha escogido una campaña en la que se habían efectuado un ensayo de penetración estándar (ver Figura 8) y un ensayo geofísico en el interior del del sondeo (*Downhole*) (ver Figura 9).

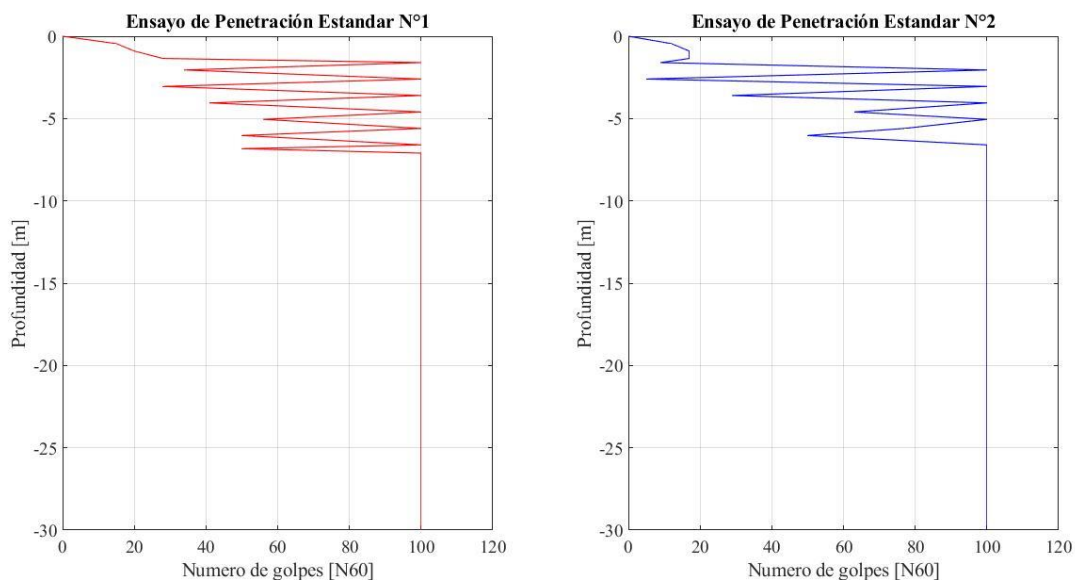


Figura 8: Variación del número de golpes ( $N_{60}$ ) con la profundidad obtenidas en los ensayos de penetración estándar (SPT) efectuados en la zona de estudio.

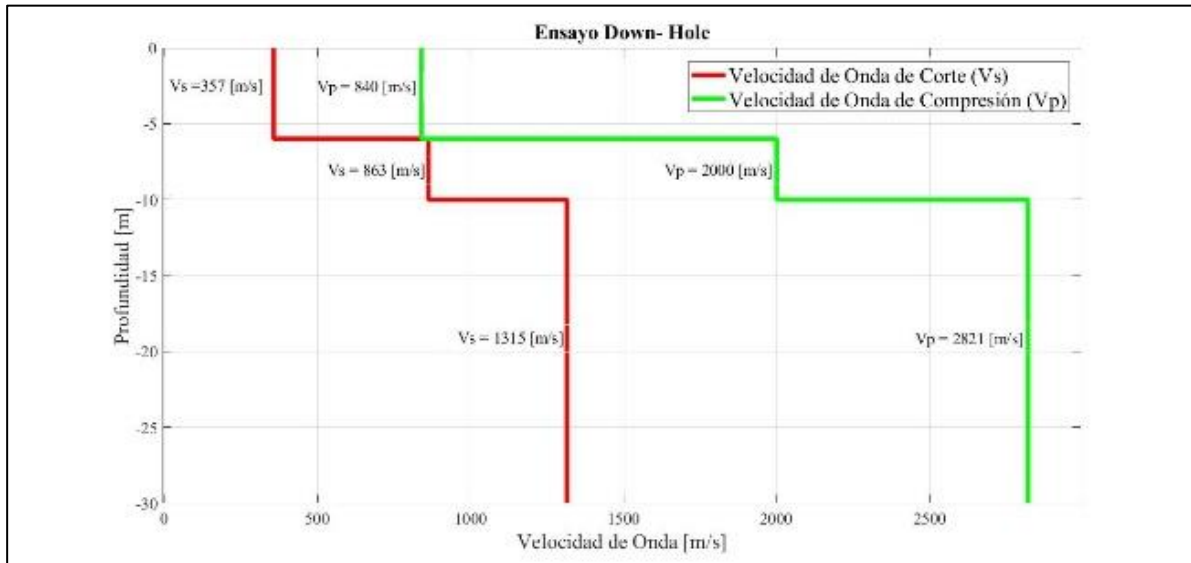


Figura 9: Variación de la velocidad onda de corte ( $V_s$ ) y de compresión ( $V_p$ ) con la profundidad obtenidas en el ensayo *Downhole* efectuado en el interior del sondeo.

El registro sísmico empleado corresponde al registrado el 27 de febrero de 2010 en la Universidad Técnica Federico Santa María (UTFSM), región de Valparaíso, Chile (Boroschek *et al.*, 2010). Cabe señalar que la citada estación de registro se apoya sobre el lecho rocoso que aflora en superficie. Así, se obtienen movimientos, velocidades y aceleraciones en todas las direcciones sin ninguna interferencia de alguna capa de suelo. Asimismo, se han obviado los efectos que pudiera haber producido sobre la onda tanto el mecanismo de rotura como su trayectoria. La Figura 10 muestra el registro sísmico de aceleraciones de la citada estación, el día del terremoto habiéndose registrado durante 72 segundos a una frecuencia de muestreo de 0.005 segundos. La aceleración máxima del suelo fue de 0.3038 g.

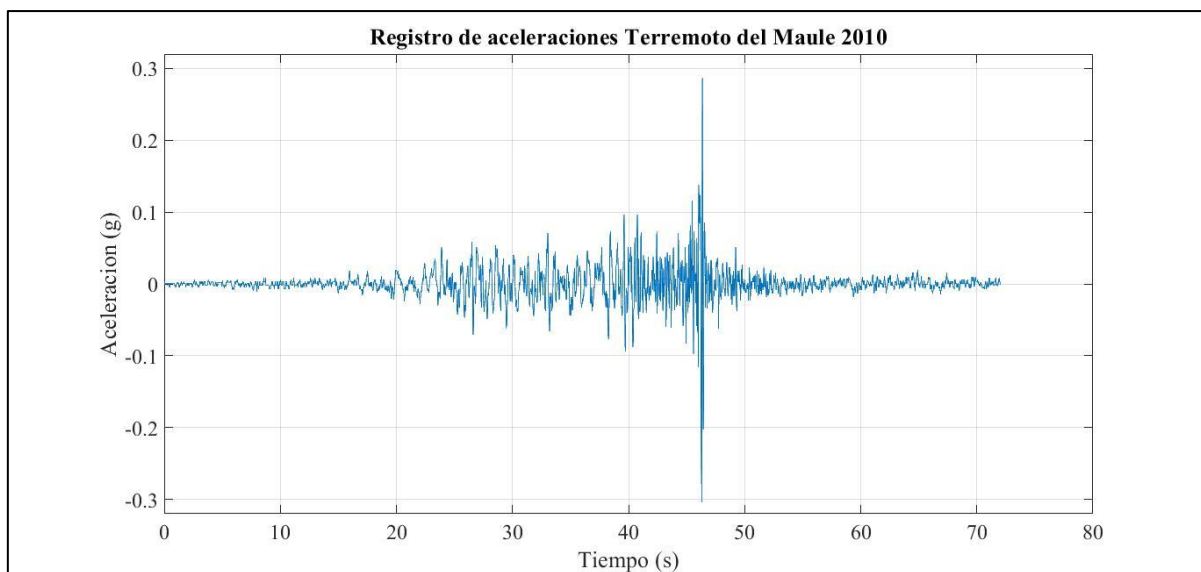


Figura 10: Registro de las aceleraciones alcanzadas en el Terremoto del Maule 2010 (PGA=0.303 g), (Boroschek *et al.*, 2010).

### 3. METODOLOGÍA

La metodología de este trabajo se divide en escenarios de cálculo (modelo geotécnico, propiedades dinámicas del suelo y sismo de diseño) con los antecedentes disponibles, así como evaluar la estabilidad de un talud estática y sísmicamente. A continuación se comienza con el modelo geotécnico, propiedades dinámicas de suelo y sismo de diseño.

#### 3.1 Modelo geotécnico, propiedades dinámicas del suelo y sismo de diseño

En este subapartado se describe brevemente el procedimiento utilizado para estimar el modelo geotécnico, así como el procedimiento para determinar el registro de aceleraciones de diseño del sismo para considerarlo en el programa de elementos finitos. La información empleada para este apartado ha sido presentada en el apartado 2.4 .

La definición del modelo geotécnico ha sido efectuada considerando los resultados de una campaña de ensayos de laboratorio e in situ, resumidos en el apartado anteriormente señalado. En particular se ha considerado el resultado de un sondaje de 30 m de profundidad con mediciones de penetración estándar (*Standard Penetration Test: SPT*) cada de 0.45 m. En el citado sondeo se recogieron muestras para efectuar ensayos de identificación en laboratorio cada 0.45 m. Para complementar la información se analizaron los resultados de laboratorio e in situ de 2 calicatas distribuidas en la cercanía del sondeo. En este último caso también se identificaron los materiales mediante ensayos de laboratorio. Adicionalmente se ha efectuado un ensayo *Downhole* (ver Figura 9) realizando mediciones de ondas de corte y ondas de compresión por cada metro de profundidad en el interior del sondaje.

El modelo del problema ha sido efectuado en dos dimensiones, considerando la deformación plana. La altura y el ángulo de inclinación del talud son 6 metros y 22°, respectivamente. El nivel freático no ha sido considerado en el modelo geotécnico. El suelo que conforma el talud corresponde íntegramente al horizonte 1 (H-1).

Las propiedades geotécnicas de cada horizonte han sido presentadas en 4.1 , poniendo atención en las propiedades sísmicas del terreno. En este último caso, las propiedades sísmicas han sido estimadas empleando el resultado del ensayo *Downhole*.

La respuesta sísmica del suelo fue calculada con una función de transferencia con un modelo lineal, tal como se presenta en 2.3.1 . El análisis de sitio de la respuesta en campo libre de los depósitos de suelo en una dimensión ha sido efectuado en el programa Deepsoils V.7.

#### 3.2 Equilibrio límite

La evaluación de la estabilidad estática y pseudoestática del talud se llevó a cabo mediante una licencia académica del *software* Slope/W de GeoStudio, versión 2021.3. Así, el programa estima -a partir de un criterio impuesto por el usuario- varias superficies potenciales de rotura que movilicen el terreno con una sección circular, calculando el factor de seguridad para cada una de las superficies. En este trabajo las superficies potenciales de rotura han sido estimadas considerando el método de entrada-salida, encontrándose este procedimiento incluido en el programa utilizado.

El factor de seguridad en un problema de equilibrio límite se define como la relación entre las sumatorias de las fuerzas resistentes del terreno con respecto a aquellas que producen su desestabilización (ver ecuación (25)). Un programa de equilibrio límite discretiza la superficie

potencial de rotura en dovelas para determinar su correspondiente factor de seguridad. La evaluación de la estabilidad de un talud mediante el procedimiento de equilibrio límite se efectúa escogiendo el menor factor de seguridad de todas las superficies potenciales de rotura analizadas.

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas}_{resistentes}}{\sum \text{Fuerzas}_{deslizantes}} = \frac{\int (c \cdot + \sigma' \cdot \tan \phi) dl}{\int \tau_s dl} \quad (25)$$

La ecuación (25) rige el criterio de rotura de Mohr-Coulomb el cual gobierna las fuerzas resistentes de la ecuación (25). El método propuesto por Morgenstein-Price relaciona las fuerzas de corte con las normales entre las dovelas considerando una función adoptada por el usuario. A este respecto, se ha escogido la función medio seno para relacionar las fuerzas antes indicadas.

La aceleración horizontal máxima ( $a_h$ ) y el coeficiente sísmico horizontal ( $k_h$ ) considerados en el análisis pseudoestático del talud fueron determinados con las ecuaciones (23) y (24), respectivamente. La aceleración horizontal máxima estimada para la realización del análisis pseudoestático correspondió a 0.47 g, mientras que el coeficiente sísmico horizontal fue de 0.235

### 3.3 Elementos finitos

En los elementos finitos han sido estimados considerando condiciones estáticas, pseudoestáticas y dinámicas.

#### 3.3.1 Estático

El modelo del problema fue analizado en el programa de elementos finitos Plaxis 2D Ultimate (Plaxis, 2021). El dominio fue discretizado con elementos triangulares de 15 nodos. La malla fue refinada en el área ubicada en las cercanías del nivel de terreno del talud.

En primer lugar, se debe estimar el estado tensional de cada nodo que compone el problema. En este caso se ha empleado el procedimiento  $K_0$ . El citado procedimiento funciona adecuadamente para estimar el estado tensional inicial de estratos y superficies de terreno horizontales. En este último caso, la tensión efectiva horizontal de un nodo se obtiene multiplicando la tensión efectiva vertical por su correspondiente  $K_0$ . Sin embargo, el procedimiento antes descrito presenta problemas para estimar las tensiones cuando la superficie del terreno se encuentra inclinada, tal como es en este trabajo. En el caso de utilizar este procedimiento se producen errores tanto en las magnitudes como en las direcciones de las tensiones principales, pudiendo producirse que varios nodos plastificación en su condición inicial.

Los taludes son estructuras de terreno inclinadas, por lo que no se recomienda la utilización del procedimiento previamente descrito de forma directa. Varios autores recomiendan reproducir el proceso de formación de la ladera/talud en el modelo de elementos finitos para representar de mejor forma su estado tensional inicial. Es decir, se supone un terreno con las propiedades geotécnicas del talud, pero con una superficie del terreno horizontal (ver fase inicial en Figura 11 (a)). Posteriormente, se simula el efecto que tendría la descarga de una parte del terreno, formando la superficie con la inclinación que se quiere evaluar, modificando la magnitud y la dirección del estado tensional inicial de los nodos. En este último caso, y como consecuencia de la descarga efectuada, se produce una expansión del terreno (ver fase de excavación en Figura 11 (b)). La tercera y última fase, antes de comenzar los cálculos estáticos y pseudoestáticos, corresponde a mantener el estado tensional obtenido de la fase anterior, pero se debe eliminar las deformaciones del terreno que se pudieran haber producido como consecuencia de la descarga de la fase previa (ver fase final en Figura 11 (c)).

El modelo constitutivo del suelo que constituye el talud para analizar estáticamente el problema en elementos finitos es elastoplástico perfecto con criterio de rotura Mohr-Coulomb (ver ecuación (15) y Figura 4). Los parámetros geotécnicos empleados para el modelo constitutivo corresponden a los indicados en el modelo constitutivo en 4.1 .

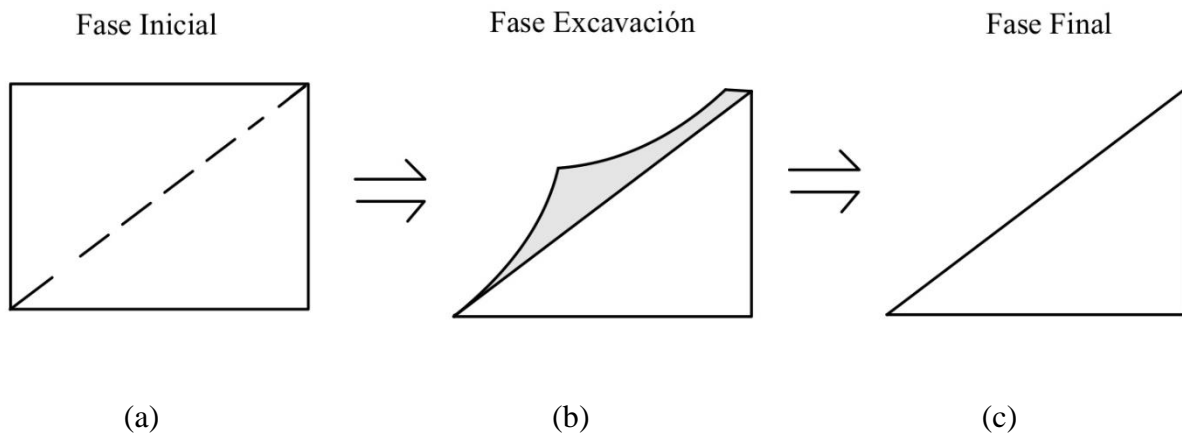


Figura 11: Procedimiento para estimar las tensiones iniciales de los nodos en una superficie inclinada empleando procedimiento  $K_0$ : (a). Fase inicial, (b) Descarga (excavación), y (c) fase final.

El factor de seguridad por elementos finitos se determina empleando la ecuación (26), a diferencia de la (25), siendo esta última la que se emplea en equilibrio límite. En este caso el factor de seguridad se determina reduciendo los parámetros resistentes de la cohesión y la tangente del ángulo de rozamiento interno por dicho valor. El programa de elementos finitos estima el factor de seguridad reduciendo los parámetros hasta que la matriz de rigidez no es invertible, y el factor de seguridad corresponde al valor buscado.

$$\int \tau_s dl = \frac{\int (c \cdot + \sigma_s' \cdot \tan \phi) ds}{FS} = \int \left( \frac{c}{FS} + \frac{\sigma_s' \cdot \tan \phi}{FS} \right) ds \quad (26)$$

Correspondiendo,  $\sigma_s'$  y  $\tau_s$  a las tensiones normales y de corte en servicio y en equilibrio.

### 3.3.2 Pseudoestático

La condición pseudoestático ha sido tenido en cuenta considerando un coeficiente sísmico horizontal igual a 0,235 g. De esta forma se emplean idénticas condiciones sísmicas considerando equilibrio límite y elementos finitos. Así se pueden comparar los resultados obtenidos con uno y otro procedimiento.

### 3.3.3 Dinámico

El análisis dinámico se ha efectuado a partir de un estudio de sitio considerando el registro del terremoto de 27 de febrero de 2010 en la estación de la Universidad Técnico Federico Santa María. La información obtenida fue procesada y complementada con un estudio de sitio de la zona de estudio, con el objetivo de sintetizar un registro representativo del sismo.

El registro de aceleraciones obtenido del estudio de sitio fue introducido en el programa Plaxis 2D. El registro del movimiento induce deformaciones en el borde inferior del modelo mediante una

herramienta llamado línea de desplazamientos. El programa adopta en esa línea las aceleraciones registradas durante un periodo dinámico estipulado.

La Figura 12 muestra las principales condiciones de borde utilizadas para analizar el modelo dinámico del talud. La superficie inclinada y horizontal del nivel de terreno del talud, fue considerada una condición con una superficie en campo libre. En la parte inferior del modelo se utilizó una base compatible, condición que permite simular la propagación de la onda del suelo, reduciendo la reflexión en dicho borde. En los bordes laterales se utilizó la condición de campo libre, el que simula la propagación de ondas en el campo lejano con una mínima flexión en los bordes.

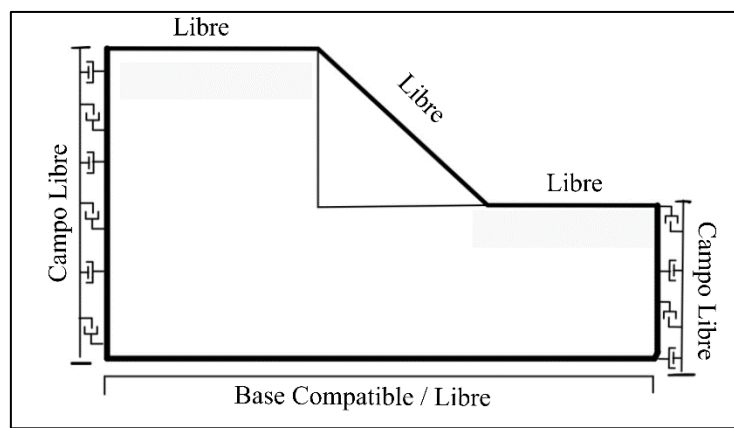


Figura 12: Modelo de elementos finitos incluyendo las condiciones de borde dinámicas.

Finalmente, para el modelo dinámico se considera una geometría ampliada, aumentando las extensiones laterales por un valor igual a dos veces la longitud de la base del talud, este proceso se realiza para observar de manera eficiente el comportamiento del modelo al estímulo dinámico, disminuyendo de rebote que podría afectar a la estructura a estudiar.

## 4. ANALISIS DE RESULTADOS

En el presente apartado se expone los principales resultados obtenidos a lo largo de este trabajo.

### 4.1 Modelo geotécnico, sismo de diseño y propiedades dinámicas del suelo

#### 4.1.1 Modelo geotécnico

La Tabla 1 resume las propiedades geotécnicas de tres horizontes y sus correspondientes espesores. El horizonte 1 (H-1) se compone principalmente de un suelo granular con presencia de material fino tipo arena limosa, color café y plasticidad media. El horizonte 2 (H-2) es un limo, color café a gris y plasticidad media. Por último, el horizonte 3 (H-3) es una arena elevadamente cementada, mal graduadas y de color gris. El nivel freático no fue considerado en este trabajo.

Tabla 1: Parametrización de los horizontes del modelo geotécnico.

Horizonte	Unidades	H-1	H-2	H-3
-----------	----------	-----	-----	-----

Profundidad	m	6	21	30
Espesor	m	6	15	9
$\gamma_n$	$kN/m^3$	18.1	18.1	20.1
$d$	%	3	4	3
$V_s$	m/s	357.3	863	1315
$V_p$	m/s	840	2000	2821
$\phi$	°	37	37	41
N	-	0.3	-	-
USCS	-	CL/SM	SM	SM

#### 4.1.2 Propiedades dinámicas

En general, el amortiguamiento de suelos se encuentra entre 2% a 5% (Gardien & Stuit, 2003). El amortiguamiento considerado en el modelo de elementos finitos en los horizontes 1, 2 y 3 fue de 3, 4 y 5%, respectivamente.

La frecuencia asociada a los modos de vibración del depósito de suelo se obtiene con la ecuación (21), correspondiendo  $n$  al número del modo de vibrar. Mediante el cálculo de la frecuencia es posible realizar correlación con el periodo asociado a los modos de vibrar (ver ecuación (22)). En la Tabla 2 se presentan los periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar de la columna de suelo.

A partir del modelo geotécnico y el registro de entrada correspondiente al evento sísmico de Maule 2010, se desarrolla una respuesta de campo libre, considerando un análisis lineal, tomando en consideración los últimos 24 metros bajo el Horizonte 1 (H-1). Para el coeficiente de amortiguamiento de Rayleigh, se consideran las frecuencias fundamentales correspondientes a los dos primeros modos de vibrar. ( $f_1 = 14.875 \text{ Hz}$ ;  $f_2 = 44.625 \text{ Hz}$ ). El número de iteraciones utilizado para la obtención del registro de diseño fueron un total de 15. En la Figura 17 se presentan los resultados obtenidos para el registro amplificado mediante un enfoque lineal con el *software* Deepsoils V.7.

Tabla 2: Periodos fundamentales del depósito de suelo, para tres diferentes modos de vibrar.

$H_{total} [m]$	$V_{sd} [m/s]$	$T_1 [s]$	$T_2 [s]$	$T_3 [s]$
24	1145.5	0.0838	0.0280	0.0167

La Tabla 1 muestra las velocidades de onda de corte ( $V_s$ ) y la velocidad de onda a la compresión ( $V_p$ ), para los diferentes horizontes. Los módulos de deformación ( $E$ ) y el módulo de corte ( $G$ ) han sido estimados a partir de las velocidades de ondas de corte y compresión.

## 4.2 Equilibrio límite

### 4.2.1 Análisis estático

El resultado obtenido mediante el *software* Slope/W de GeoStudio 2021.3, para el análisis de comportamiento estático mediante un modelo de equilibrio límite, se observa en la Figura 13. El factor de seguridad obtenido a través del método de dovelas considerando el modelo elastoplástico perfecto de Mohr- Coulomb para el suelo, es de  $Fs = 2.67$ .

A partir del modelo obtenido, se reconoce una falla base muy cerca del pie del talud, la zanja de corona se produciría con mayor probabilidad aproximadamente a 2 metros de la cabeza del talud, para un factor de seguridad entre 2.67 y 2.77. El volumen de suelo correspondiente al material más susceptible a deslizamientos se aproxima a los  $43 \text{ m}^3$  por metro lineal (zona roja, Figura 13). En la Figura 13 también es posible identificar diferentes superficies de rotura en función del factor de seguridad.

En la Figura 13 se presenta la rebanada número 13 del análisis estático, esta rebanada presenta las fuerzas normales más altas del modelo entre rebanadas, además se presenta el equilibrio de fuerzas correspondiente.

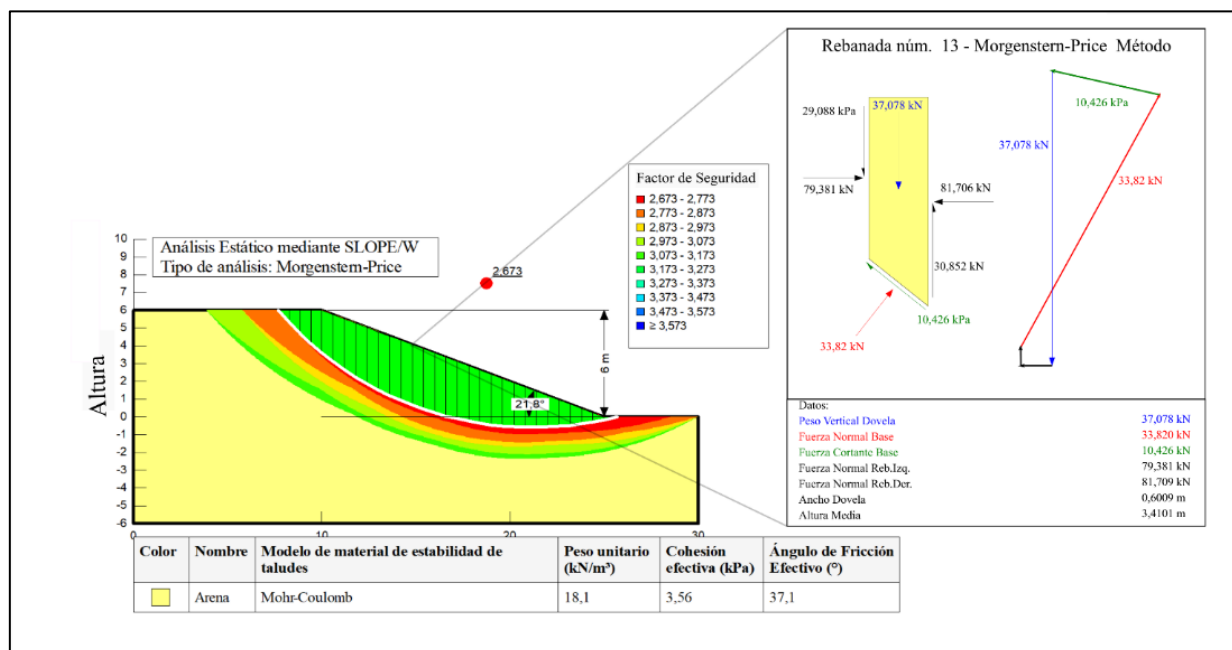


Figura 13: Modelo estático de equilibrio límite desarrollado mediante el *software* Slope/W, GeoStudio 2021.3.

### 4.2.2 Pseudoestático

El resultado obtenido mediante el *software* Slope/W, para el análisis de comportamiento pseudoestático mediante un modelo de equilibrio límite, se observa en la Figura 14. El factor de seguridad obtenido a través del método de dovelas considerando el modelo elastoplástico perfecto de Mohr- Coulomb para el suelo, es de  $Fs = 1.57$ .



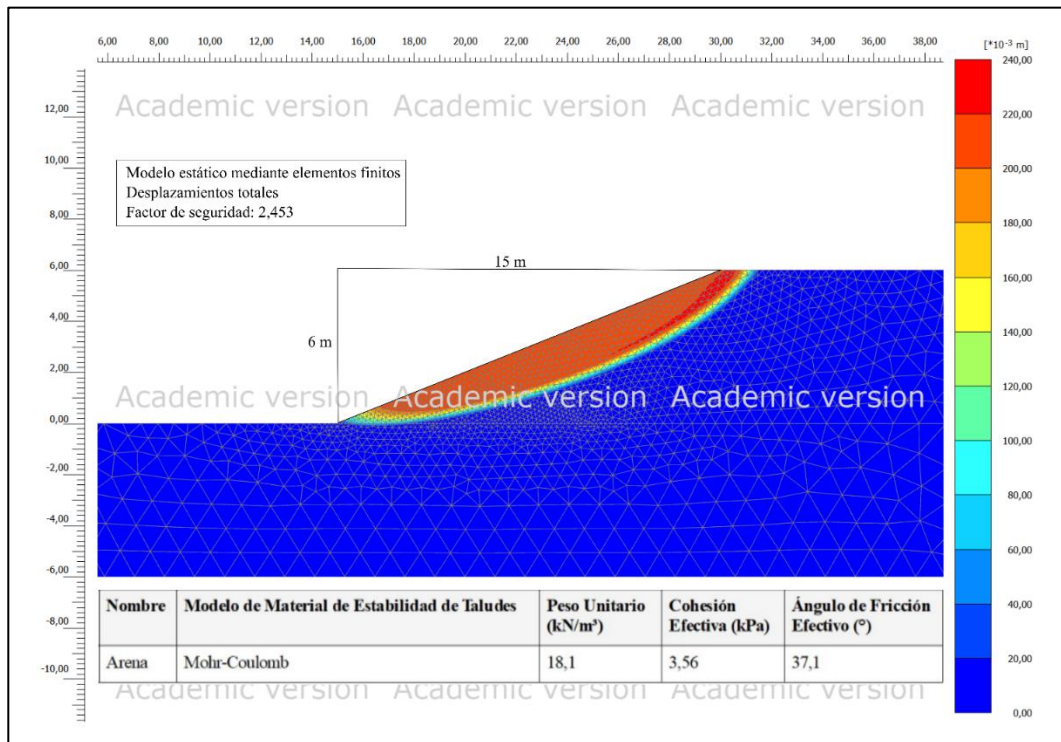


Figura 15: Deformaciones totales obtenidas del modelo estático de elementos finitos de *software* Plaxis, 2021.

#### 4.3.2 Pseudoestático

El análisis de comportamiento pseudoestático mediante un modelo de elementos finitos se observa en la Figura 16. Se logra reconocer una falla superficial del talud cerca del pie del talud, las deformaciones totales observadas alcanzan un valor máximo de  $|u| = 6.4 \times 10^{-3} \text{ m}$ . El volumen con mayor susceptibilidad a desplazamientos corresponde a  $22 \text{ m}^2$  por metro lineal, con respecto a los desplazamientos desde los  $6.4 \times 10^{-3} \text{ m}$  hasta los  $4 \times 10^{-3} \text{ m}$  (zona roja y amarilla respectivamente, Figura 16). El factor de seguridad alcanzado a partir del análisis corresponde a  $Fs = 1.30$ . La zanja de corona podría ubicarse aproximadamente a 2 metros de la cabeza del talud.

En la Figura 16 a diferencia de la Figura 15, se logra apreciar deformaciones en la totalidad del talud producto del coeficiente de aceleración horizontal implementado en el análisis pseudoestático, también el factor de se ve disminuido producto de la carga sísmica.

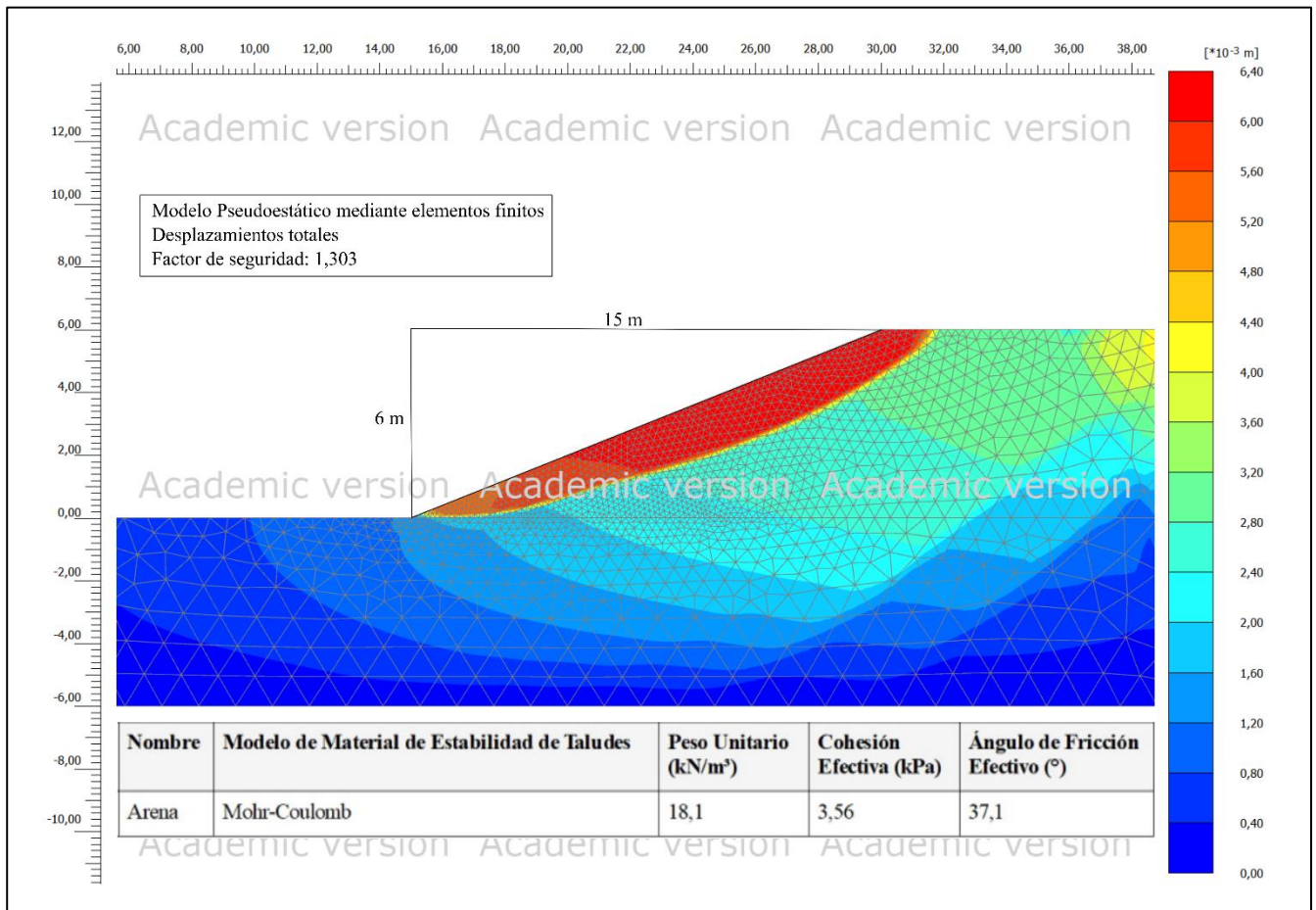


Figura 16: Deformaciones totales obtenidas del modelo pseudoestático de elementos finitos de *software* Plaxis, 2021.

### 4.3.3 Dinámico

En primera instancia se calcula el registro de diseño a partir de registro de aceleraciones sísmicas del terremoto del Maule 2010. En la Figura 17 se observa la comparación del registro inicial y el registro amplificado, utilizado para el desarrollo del modelo dinámico. El registro inicial es amplificado en un 33%, alcanzado una aceleración máxima de 0.41 g.

Para la realización del modelo dinámico, se utilizó el método de elementos finitos considerando la carga sísmica propuesta por el registro de diseño. En el análisis del comportamiento tenso-deformacional del modelo dinámico, se consideraron tres puntos estratégicos, un punto ubicado en la corona del talud (Superior, Figura 18), un punto ubicado en la zona central del talud (Intermedio, Figura 18), y finalmente un punto ubicado en el pie del talud (Inferior, Figura 18).

En la Figura 19 se observa las deformaciones finales del modelo dinámico alcanzado una máxima de  $-77 \times 10^{-3} m$ , el punto ubicado en la zona superior del talud alcanza una deformación de  $-74 \times 10^{-3} m$ , en cambio la zona intermedia alcanza una deformación de  $-68 \times 10^{-3} m$ , y por último inferior alcanzan una deformación de  $-53 \times 10^{-3} m$ . Por otra parte, se logra apreciar la influencia de la dirección de la línea de desplazamiento uniforme utilizada para representar la carga sísmica provocada por el registro de diseño, destacar que las deformaciones obtenidas están en función del tiempo final del modelo.



Los puntos estratégicos se utilizaron para medir el aumento de deformaciones en el transcurso del tiempo, como es posible de observar en la Figura 19. Se logra apreciar una homogeneidad en el comportamiento deformacional del modelo, los tres puntos estratégicos poseen un comportamiento similar a lo largo del tiempo. También, es posible apreciar un aumento importante en los desplazamientos entre los 40 a 55 segundo alcanzando un máximo de deformaciones absolutas del orden de  $1.722\text{ m}$ , esta gran variación de desplazamientos coincide con los puntos de máxima aceleración apreciables en la Figura 19.

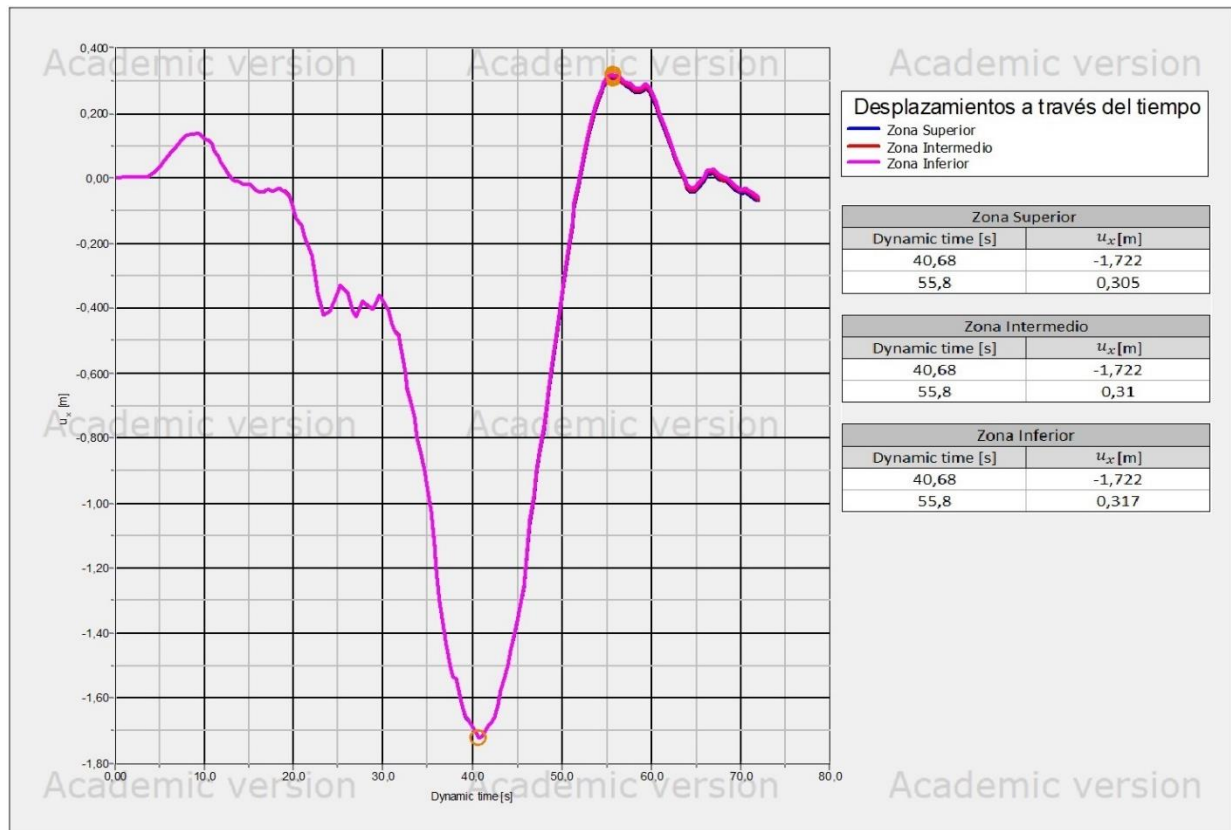


Figura 19: Desplazamiento a través del tiempo para tres puntos ubicados en diferentes posiciones en el talud para un modelo dinámico de elementos finitos de *software* Plaxis, 2021.

Con respecto resultados obtenidos en la figura Figura 19 se logra apreciar una correlación entre las aceleraciones y los desplazamientos del talud, alcanzado sus máximas variaciones en los mismos intervalos de tiempo.

## 5. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos (ver Tabla 3), se logra observar cierta congruencia en los resultados del análisis mediante el método de equilibrio limite y el método de elementos finitos. En el comportamiento estático de ambos métodos, se obtiene un factor de seguridad mayor a 1.5 que es el valor recomendado para la estabilidad de taludes en análisis estáticos. Por otra parte, el comportamiento pseudoestático alcanzado mediante ambos métodos refleja un factor de seguridad mayor a 1.3 que es el valor recomendado para estabilidad de taludes en análisis pseudoestáticos. Los valores obtenidos para los factores de seguridad mediante el método de equilibrio limite son más conservadores que su contraparte en elementos finitos. En los análisis pseudoestático se refleja la importancia que presenta un sismo en el comportamiento de una estructura, y la consideración que se debe tener a la hora del diseño.

Tabla 3: Resumen de los factores de seguridad alcanzados por los diferentes análisis realizados en el estudio.

Análisis	FS	Método
Estático	2.67	E.L.
Estático	2.45	E.F.
Pseudoestático	1.57	E.L.
Pseudoestático	1.30	E.F.

El registro de diseño obtenido se encuentra amplificado en un 33% con respecto al registro de entrada, en conocimiento de que esta amplificación está en función de los parámetros geotécnicos del suelo, se concluye que el depósito de suelo representa un factor importante en el análisis de respuesta dinámica del suelo.

En el modelo dinámico no es posible apreciar una forma de rotura clara a diferencia de las versiones estáticas y pseudoestático, además las deformaciones máximas alcanzadas por el comportamiento dinámico son notoriamente mayores. Por lo tanto, se puede concluir que la influencia de la carga sísmica afecta en gran medida la estabilidad del talud, y debe ser considerada en futuros diseños o proyectos.

Con respecto a los resultados obtenidos el estado limite último del talud refleja una eficiencia en términos de estabilidad, ya que los resultados obtenidos para los factores de seguridad representan un valor mayor a lo recomendado para la estabilidad de taludes. Por otra parte, el estado límite de servicio correspondiente al análisis realizado mediante este informe comprende un peligro para la estabilidad de la estructura, ya que las altas deformaciones alcanzadas pueden potencialmente provocar daños irreversibles al talud.

**6. REFERENCIAS**

- Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2010). *Terremoto Region del Maule, febrero 27*. Mw = 8.8. RENADIC Reporte 10/08.
- Christian, J. T., Roesset, J. M., & Desai, C. S. (1977). *Two and three dimensional dynamic analyses, Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. New York, New York.: McGraw Hill Book Company, .
- Das, B. (1995). *Fundamentals of soil dynamics*. Elsevier.
- Gardien, W., & Stuit, H. (2003). Modelling of soil vibrations from railway tunnel. *Journal of Sound and Vibration*, 267 (3), 605-619.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical earthquake engineering XVIII*. NJ: Upper Saddle River Prentice Hall.
- Matlab. (2019). (R2019a), version 7.10.0. Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc.
- Naylor, D., Pande, G., Simpson, B., & Tabb, R. (1981). *Finite Elements In Geotechnical Engineering*. Swansea, U.K.: Pinedge Press LTD.,91 West Cross Lane.
- Nghiem, H. M., & Chang, N. Y. (2019). *A new viscous damping formulation for 1D linear site response analysis*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. doi:<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105860>
- Plaxis, B. (2021). Plaxis 2D Ultimate Material models. *Version 21*. (B. L. Tools, Ed.) Connect.
- Plaxis, B. (07 de Marzo de 2022). Plaxis 2D Scientific Manual. *Connect Version 22.01*. (B. A. Infrastructure, Ed.)
- Potts, D., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Imperial College of Science, Technology and Medicine, London: ThomasTelford.
- Rayleigh, J. W., & Lindsay, R. B. (1945). *The Theory of Sound*. New York, NY, USA: Dover Publications.
- Saragoni, G. R., & Ruiz, S. (2004). *Modelos Elásticos 1D para la respuesta dinámica de suelos obtenidas del análisis de acelerogramas de sismos de Chile Central*. Santiago, Chile: 5th Congreso Chileno de Geotécnia, Universidad de Chile.
- Timoshenko, S., & Goodier, J. (1951). *Theory of Elasticity. 2nd Edition*. New York: McGraw-Hill.
- Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (1991). *The finite element method", Vol. 2*. London: McGraw Hill.