

Modelamiento del comportamiento geotécnico del sitio 1 del puerto de San Vicente, Talcahuano y su mejora mediante columnas de grava y pilas Impact® analizando la estabilidad global y los asentamientos

M. Ventura Batlle¹, J.M. Montenegro Cooper² y Pablo Lapeña Mañero³

RESUMEN:

La elevada demanda en la utilización de técnicas de mejora del terreno se debe a exigentes estados límite último y de servicio, así como a extensas áreas en las que se encuentran materiales no competentes. En este sentido, surge la motivación de estudiar y analizar el comportamiento de resistencia y de deformación de las técnicas de mejoras del terreno. En concordancia con esta motivación, en este trabajo se presentan las técnicas columnas de grava (CG) y columnas de grava con compactación vertical patentada Impact® (IP), aplicadas al sitio 1 del puerto de San Vicente. El objetivo general del trabajo es modelar el comportamiento geotécnico tanto de la situación actual como de la mejora producida aplicando las dos técnicas de mejora del terreno mencionadas, considerando procedimientos de equilibrio límite y elementos finitos. La metodología se divide en tres partes: i) definición del modelo estratigráfico y escenarios de cálculo, ii) análisis de equilibrio límite, y iii) análisis de elementos finitos. El factor de seguridad global tanto en el escenario actual como considerando la mejora, alcanzó un valor igual e inferior a lo permitido para el caso pseudo-estático según la normativa española de puertos. Los asentamientos se determinaron mediante elementos finitos, reduciendo su magnitud considerablemente al emplear las dos técnicas de mejora del terreno. En elementos finitos se modeló la mejora mediante: i) suelo homogéneo, ii) zanjas longitudinales, y iii) zanjas longitudinales con viga en la zona superior, alcanzándose similares valores de asentamiento.

PALABRAS CLAVES: Técnicas de mejora del terreno, estabilidad global, asentamientos.

ABSTRACT:

The high utilization of ground improvement techniques is caused by severe limit and service state, as well as to extensive areas in which non-competent materials are found. This work analyses the shear and strain behavior in two ground improvement techniques. This work involves stone column (SC) and those with patented vertical Impact® compaction (IP). Both techniques were studied in San Vicente port, specifically in site 1. The aim is to model the geotechnical behavior of the current and their improvement situation, considering global stability and settlement. The methodology is divided in three parts: i) definition of the stratigraphic model and geotechnical model, ii) global stability, and iii) settlement. The global safety factor determined in the current and in the improvement scenario reached values equal to lower to their values permitted by Spanish Standard of Ports in the pseudo-static analyses. The settlements were determined by finite elements, reducing their magnitude, due to utilization of the two improvement techniques. The results of settlements of scenarios with improvement techniques were performed with the following finite elements considerations of the enhancement: i) homogeneous soil, ii) longitudinal ditches, and iii) longitudinal ditches with beam in the upper zone, reaching similar settlement values.

KEYWORDS: Improvement techniques, global stability, settlements.

¹ Mario Ignacio Ventura Batlle, Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, mventura@ing.ucsc.cl

² Profesor guía, José Miguel Montenegro Cooper, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, jmontenegro@ucsc.cl

³ Profesor informante, Pablo Lapeña Mañero, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE. plapena@ucsc.cl

1. INTRODUCCIÓN

El creciente aumento de la población en el país ha implicado ampliaciones e incluso nuevas construcciones, lo que ha llevado a utilizar terrenos susceptibles de elevados asentamientos, licuación, inestabilidad global, etc. Dado que existen extensas áreas de suelo de bajas propiedades geotécnicas y que, además, en ocasiones, alcanzan profundidades elevadas, se utilizan habitualmente técnicas de mejoramiento del terreno. En cada caso se requiere escoger la técnica más apropiada para cumplir con los requisitos ingenieriles con el menor costo posible, considerando el método constructivo, tipo y profundidad de suelo a tratar, tiempo disponible de ejecución de la obra, etc.

Las técnicas de mejora empleadas en este trabajo reemplazan parte del material por grava, la que se compacta tanto verticalmente (columnas de grava, -CG-) como vertical y lateralmente a la vez (pilas Impact[®], -IP-). La evaluación de la estabilidad global y los asentamientos se realizará teniendo en cuenta los procesos constructivos utilizados en las obras civiles y los parámetros geotécnicos obtenidos en la campaña de terreno. Los parámetros estimados han sido utilizados en los modelos efectuados en programa de elementos finitos (Plaxis 2D) y en otro de equilibrio límite (GeoSlope/W de GeoStudio).

El presente trabajo tiene por objeto estudiar el comportamiento de las columnas de grava e Impact[®] mediante hipótesis de cálculo y modelos, tanto para estudiar el comportamiento resistente (equilibrio límite) como de deformación (elementos finitos).

1.1 Sitio de investigación

Este trabajo evalúa el comportamiento geotécnico del sitio 1 del puerto de San Vicente, Talcahuano, región del Biobío, tanto en su condición actual como mejorada. Dos técnicas de mejora del terreno han sido estudiada,: Columnas de grava y pilas Impact[®]. La ubicación del lugar de estudio se observa en la Figura 1.

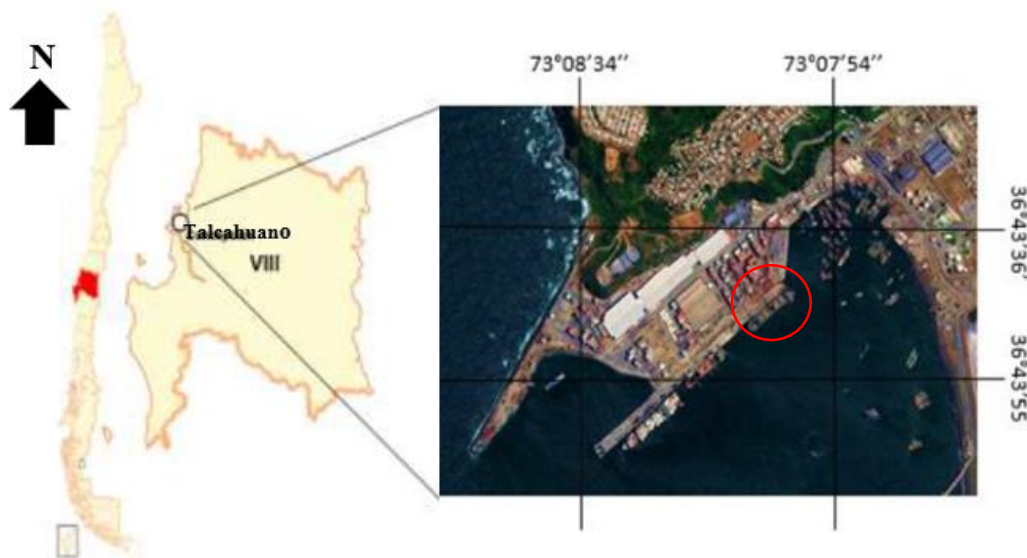


Figura 1: Ubicación Puerto San Vicente, Talcahuano.

Fuente: Modificado de Google Earth.

1.1.1 Antecedentes geotécnicos

La exploración geotécnica del sitio 1 del puerto de San Vicente se efectuó mediante seis sondajes que variaron entre los 20 y los 42 metros de profundidad aproximadamente (ver Figura 2 y Tabla 1). A esas profundidades se encontró la roca madre correspondiente a una roca sedimentaria. La roca encontrada es una arenisca de grano fino,

color gris verdoso, que en los sondeos apareció poco fracturada y altamente compacta. En el sitio de estudio o en sus alrededores se realizaron seis ensayos SPT (Standard Penetration Test) y dos ensayos de presiómetros (PMT), asimismo, se realizaron ensayos de laboratorio, ensayos de granulometría, determinación de humedad y de gravedad específica. El nivel freático se consideró a cinco metros bajo el nivel del terreno.

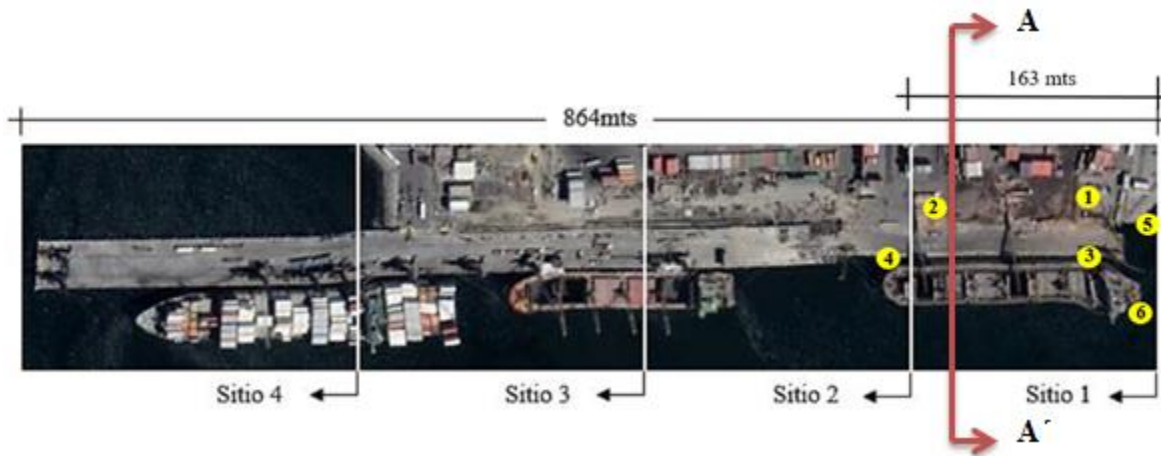


Figura 2: Ubicación sondajes en el lugar de estudio.
Fuente: modificado de Arévalo. (2018).

Tabla 1: Localización y profundidad de sondajes.

N	Sondeo	Coordenadas		Profundidad [m]
		E	N	
1	ST6	5.933.670	666.592	20,34
2	ST5	5.933.533	666.434	23,36
3	SV6	5.933.628	666.621	32,39
4	SV4	5.933.469	666.430	28,69
5	SM8	5.933.699	666.630	50,86
6	SM7	5.933.650	666.671	32,00

En el análisis realizado del informe geotécnico, se detectaron 4 horizontes en la zona de estudio, estos se describen a continuación.

H – 0: Relleno de grava en matriz areno limosa, presenta cantos angulares, compacidad media a baja y color gris.

H – 1: Arena fina algo limosa a muy limosa, presenta compacidad baja, color gris oscuro.

H – 2: Arena limosa con grava fina de cantos redondeados, contiene en menor proporción grava de cuarzo, conchuelas, grumos cementados de forma aislada. Presenta compacidad media a densa y color verdoso oscuro.

H – 3: Arena fina a media, presenta compacidad media, color verdoso oscuro.

H – 4: Roca sedimentaria. Arenisca de grano fino, con algunas fracturas. La roca se encuentra con baja meteorización. Color gris oscuro.

En base al conocimiento de los antecedentes y complementando el estudio de Arévalos (2018), se propone evaluar la estabilidad global y los asentamientos mediante modelos de equilibrio límite y elementos finitos respectivamente. Es importante mencionar que el estrato H-1 es potencialmente licuable, según lo visto en los análisis de ensayos, sin embargo, este antecedente no será considerado para el alcance de esta investigación.

1.2 Los estados límite en geotecnia

Los estados límite son un conjunto de condiciones bajo las cuales una estructura no puede llegar a cumplir las funciones para las que fue diseñada, es decir, no se puede llegar a la falla para cumplir con el criterio de diseño, de suceder esto, se dice que la estructura ha llegado a su estado límite. En consecuencia, la proyección de dichas estructuras se debe verificar desde el enfoque de la seguridad, con el fin de cumplir sus exigencias, lo que implica evitar el colapso o falla de estas.

En la actualidad existen varias normas de estados límite aplicadas en la ingeniería geotécnica, como es el caso de Eurocódigo 7 para Europa, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) en Estados Unidos, CTE (Código técnico de la edificación) en España, etc. En el caso de Chile, existe una breve descripción de los estados de límite de servicio en el Manual de Carreteras V.3. En geotecnia el diseño de las cimentaciones por estados límite debe comprobarse, al menos, por dos estados límite, estos son, estados límite último y estado límite de servicios.

El estado límite último se alcanza cuando el terreno utilizado como fundación o el terreno circundante a la cimentación colapsa, y al presentarse colapso de la fundación por grandes deformaciones en el terreno. El estado límite último puede involucrar, por ejemplo, la rotura de partes críticas de la estructura, el colapso progresivo de un elemento estructural o la inestabilidad debido a deformaciones de la estructura. En geotecnia se debe verificar los estados límite últimos de deslizamiento, vuelco, hundimiento, estabilidad global y potencial de licuación. Los valores de factor de seguridad mínimos recomendados frente a la pérdida de la estabilidad global según la ROM (2005) son de 1,1 para el caso sísmico y 1,3 para el caso estático.

El estado límite de servicio corresponde a situaciones donde se presentan asentamientos y desplazamientos laterales de la cimentación, sin la necesidad de un colapso por parte de la estructura. En el diseño de fundaciones se debe cumplir que las deformaciones no sean mayores que los límites tolerables, estos son definidos por la normativa utilizada en la proyección a realizar. En geotecnia se debe verificar los estados límite de servicios de asentamientos inducidos a otras estructuras y de movimientos admisibles. En el caso de los asentamientos admisibles en puertos, según la ROM (2005) estos valores son como máximo 2,5 cm. para las cimentaciones de las que se ocupa este estudio. Una forma de evaluar los asentamientos elásticos es a través de formulaciones teóricas, en este estudio se analizarán dos procedimientos que entregan los autores Steinbrenner (1934) y Schmertann (1978), con el fin de compararlos con los resultados de elementos finitos.

1.3 Métodos de resolución de problemas geotécnicos

Una solución general de un problema geotécnico debe cumplir principalmente los siguientes requisitos: ecuaciones de equilibrio, ecuaciones de compatibilidad, modelos constitutivos para el material a estudiar y condiciones de contorno tanto en fuerza como en desplazamiento. Algunos de los métodos actuales de análisis de resolución de problemas geotécnicos se pueden agrupar en categorías tales como superficies cerradas, equilibrio límite, cota superior e inferior, teoría de Winkler, elementos finitos, etc.¹

El método de superficies cerrada es una solución teórica, es decir, se obtiene por medio de un número de ecuaciones matemáticas, utilizando el modelo constitutivo lineal elástico (la tensión es proporcional a la deformación y el material recupera totalmente su forma original). Esta solución ofrece muchas posibilidades de análisis matemáticos en el área de geotecnia, no obstante, los parámetros elásticos lineales se aproximan a partir de leyes no lineales. Se debe tener especial cuidado con este tipo de solución, debido a que es una solución teórica exacta, pero sigue siendo una aproximación de la realidad o del problema a analizar.

Potts y Zdravkovic (1999), plantean que una solución de forma cerrada es un método teórico basado en expresiones analíticas que definen el comportamiento del problema, sin embargo, dado que el suelo es un material multi-fase que se comporta como no lineal, es altamente complejo de estudiar.

El método de equilibrio límite posibilita la obtención del factor seguridad, siendo uno de los análisis más empleados en la actualidad. Se sabe que la rotura del terreno se produce por una línea que representa la superficie de rotura, donde la masa del terreno por encima de esta línea se desliza respecto a la masa de suelo inferior, es en

¹ Para mayor información sobre estos métodos revisar Potts y Zdravkovic. (1999).

este punto cuando se produce dicha rotura. En ese punto de origen de la rotura, la resistencia al corte alrededor de la superficie de deslizamiento se encuentra en equilibrio estático. El análisis de equilibrio límite considera un factor de seguridad igual a 1.0, cuando las fuerzas actuantes son iguales a las fuerzas resistentes sobre el sistema.²

Los métodos de cota superior y cota inferior, denominados teorema de plasticidad superior e inferior, respectivamente (Baker y Heyman, 1969; Potts y Zdravkovic, 1999), son teoremas que establece resultados analíticos, estos resultados limitan superior e inferiormente las soluciones a problemas de rotura en geotecnia, dicho de otra forma, se delimita superior e inferiormente la carga máxima que produce la falla o colapso del terreno.

Powrie (2014) plantea que el teorema de límite inferior establece que, si un sistema de tensiones dentro de la masa del suelo puede ser encontrado en equilibrio, cuando las cargas externas son iguales con las cargas del peso propio y sumado a esto, nunca se quebranta el criterio de falla del suelo estudiado, entonces las cargas externas y el peso propio representan un límite inferior.

Por otra parte, el teorema de límite superior establece que si se puede encontrar un mecanismo tal que el trabajo hecho por las cargas externas y las fuerzas de cuerpo es igual a la energía disipada dentro de la masa de suelo estudiado a medida que se va deformando, para este caso, se dice que las cargas externas y las fuerzas de cuerpo representan un límite superior.³

La teoría de Winkler fue definida por Hétyenyi (1947), y es una de las teorías elásticas que estudia la relación entre el esfuerzo y la deformación de una estructura en relación con el suelo sobre el cual está apoyada. Representa tanto un medio soportante como un medio continuo elástico. Unas de las principales hipótesis de este modelo es la independencia que debe existir entre los elementos de resistencia que componen el terreno. Este enfoque se utiliza para investigar la interacción suelo-estructura, y puede ser aplicado, por ejemplo, al estudio del comportamiento de pilotes cargados axial y lateralmente, muros de contención empotrados, revestimientos de túneles y balsas de fundaciones (Potts y Zdravkovic, 1999).⁴

El método de elementos finitos o MEF, es una división de un conjunto de elementos continuos que representan el comportamiento mediante un número finito de parámetros. Estos parámetros están relacionados a través de una serie de puntos denominados “nodos”. La solución del MEF sigue los criterios de los elementos discretos, la totalidad del sistema se forma a partir de los ensamblajes de los elementos. Las incógnitas del problema analizado ya no son funciones matemáticas, sino que, pasan a ser un valor que está en función de los nodos, que finalmente forman una malla de solución para el problema.⁵

1.4 Técnicas de mejoras del terreno

La mejora del terreno ha sido muy utilizada en la ingeniería geotécnica. Los suelos de alta rigidez generalmente no presentan problemas para el uso de las técnicas de mejoramiento, sin embargo, existen algunos suelos naturales que sí son susceptibles de problemas geotécnicos y, por ende, requieren el uso de algún mejoramiento de suelo. En la Tabla 2, se puede observar la clasificación de los métodos de mejora y refuerzo de terreno que hace Schaefer (1997). Ahora bien, posteriormente se realizó una actualización de clasificación de las mejoras por la sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE) en el comité técnico n^o 17, bajo el nombre de “Mejora del terreno” (“TC-17: Ground Improvement”)⁶

² Mayor información sobre este ítem, se encuentra en Terzagui, 1996; Potts Zdravkovic, 1999; Atkinson, 2007.

³ Para un análisis más detallado revisar Jiménez-Salas, 1981; Naylor, *et al.*, 1981; Azizi, 1999.

⁴ Para profundizar en esta teoría, se recomienda Terzagui, 1955; Jimenez-Salas, et al., 1980; Bowles, 1996; Das, 2011.

⁵ El método de elementos finitos es analizado en detalle en Zienkiewicz y Taylor, 1982; Smith y Griffiths, 1996; Potts y Zdravkovic, 1999 y 2001.

⁶ Para una revisión más exhaustiva y actualizada de la clasificación de los métodos de mejora, se recomienda revisar tabla 1 del artículo “Construction processes” de (Chu et al., 2009).

1.4.1 Columnas de grava

Las columnas de grava se empezaron a implementar en el año 1957 por la compañía Keller, se originaron como una extensión de la vibrocompactación, puesto que esta última técnica no funciona en suelos con un porcentaje de finos significativo. Las columnas de grava se utilizan en suelos predominantemente cohesivos o en arenas con un porcentaje de finos mayor al 15%, implementándose como un mejoramiento de suelo para el diseño de fundaciones en obras civiles o terraplenes.

La construcción de las columnas de grava produce mejoras en el suelo original. Según Castro (2017), la columna de grava actúa como una inclusión, con una mayor rigidez, resistencia al corte y permeabilidad que el terreno natural. Esto implica mejorar la capacidad de soporte, la estabilidad de taludes y taludes naturales, los asentamientos finales, el grado de consolidación y el potencial de licuación. Este método de mejora se encuentra clasificado como refuerzo del terreno según Tabla 2.

Las técnicas que se emplean para la ejecución de columnas de grava son el vibrodesplazamiento y la vibrosustitución o, como plantea Castro (2008), método por vía seca y método por vía húmeda, correspondientemente. En ambos métodos se ocupa un vibrador cilíndrico que puede ser hidráulico o eléctrico, este vibrador penetra el suelo comprimiéndolo lateralmente y forma una excavación que posteriormente se rellena con grava compactada por el vibrador. La diferencia entre ambos métodos, es el empleo del agua o aire para facilitar la penetración del vibrador. Para definir qué proceso de ejecución se utilizará, se debe considerar exclusivamente la granulometría del suelo (Ortuño, 2003).

Las fases de construcción de estas técnicas son similares (Observar Figura 4), teniendo los siguientes pasos para la vibrosustitución (vía húmeda): 1) Penetración del vibrador, 2) Ensanchamiento de perforación debido al flujo de agua, 3) Agregado de la grava, 4) Compactación de la grava por vibrador. Para el vibrodesplazamiento (vía seca), los pasos son: 1) Penetración del vibrador, 2) Agregado de la grava, 3) Compactación de la grava por vibrador. En la Figura 4 se puede apreciar una ilustración de la ejecución de las columnas de grava por vía húmeda y seca respectivamente.

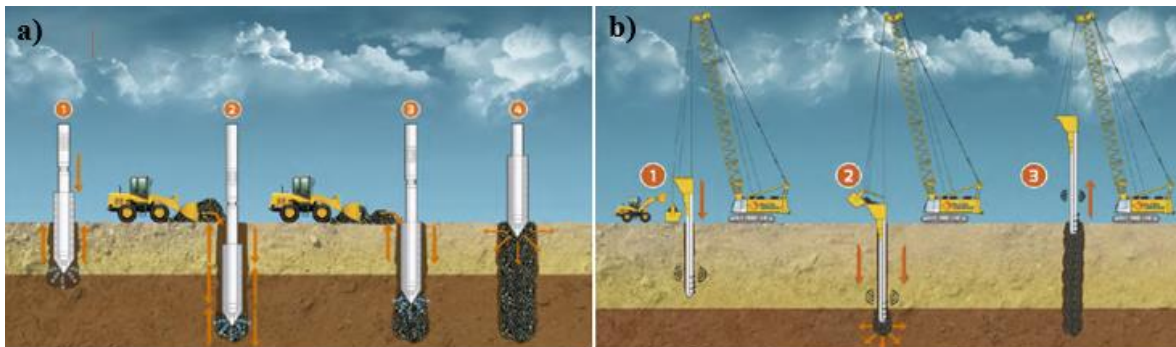


Figura 4: Procedimiento de ejecución de columnas de grava. a) Vía húmeda, b) Vía seca.

Fuente: Modificada de Pilotes Terratest, (2017).

Finalmente, después de la construcción de las columnas de grava, debe colocarse un material de relleno sobre la superficie del terreno y compactarse antes de la construcción de la cimentación (Das, 2001). Esta compactación sirve para expulsar el agua, homogeneizar los asientos y repartir las cargas (Castro, 2008).

Ortuño (2003), describe algunas propiedades típicas para las columnas de grava. Para el método de ejecución por vía seca, en primer lugar, se destaca que este proceso se ocupa en suelos cohesivos blandos, con riesgo de inestabilidad en las paredes de la perforación y con un nivel freático alto. Las características del material de relleno son: grava redondeada y granulometría uniforme de 20-50 mm., diámetro alcanzado entre 80-120 cm. y longitud hasta los 25 m. de profundidad aproximadamente.

En cambio, el método por vía húmeda se ocupa en suelos cohesivos de paredes estables con resistencia al corte sin drenaje entre 30 a 60 KPa, en terreno sin nivel freático. Las características de la grava utilizada son que debe

estar bien graduada y debe ser de forma angular, con tamaño de 10 a 100 mm., las columnas pueden llegar a medir 25 m. de longitud y se pueden obtener diámetros de 60 a 120 cm.⁷

A partir de la descripción de Priebe (1995) se obtienen los parámetros resistentes equivalentes del suelo mejorado (φ_{eq} , c_{eq}) y los parámetros deformacionales equivalentes (E_{eq}):

$$\tan \varphi_{eq} = m' \cdot \tan \varphi_c + \tan \varphi_s \cdot (1 - m') \quad (1)$$

$$c_{eq} = c_s \cdot (1 - m') \quad (2)$$

$$E_{eq} = E_s \cdot \left(1 - \frac{Ac}{A}\right) + E_c \cdot \left(\frac{Ac}{A}\right) \quad (3)$$

Donde φ_c es el ángulo de rozamiento de la grava, φ_s es el ángulo de rozamiento interno del suelo, c_s es la cohesión del suelo, E_s corresponde al módulo de deformación del suelo, E_c corresponde al módulo de deformación de la columna de grava, A_c es el área columna de grava y A corresponde área de influencia.

1.4.2 Pilas Impact®

El sistema GeopierImpact™ corresponde a uno de los sistemas “RAP” (Rammed aggregate piers), que realiza pilas de agregado compactado, utilizando un proceso de compactación vertical patentado por la empresa Geopier foundation Company a nivel mundial, y por la empresa EMIN Sistemas Geotécnicos en Chile.

El método Impact® usa un mandril de desplazamiento patentado para reforzar los suelos de buena y/o mala calidad. Las profundidades alcanzadas por este tipo de técnica se encuentran entre los 3 y los 18 metros aproximadamente, los diámetros típicos de diseños de estos elementos son de 50, 60 y 65 cm., respectivamente. El agregado se construye con grava limpia de tamaño de partícula uniforme, con un diámetro nominal menor a 1,5 pulgadas, lo que equivale a 3,8 cm, o con una variación del tamaño de partícula de entre 1 y 3,8 cm.

El método constructivo de esta técnica consiste en la realización de una perforación mediante un barrenador patentado, para luego dar paso a la colocación del mandril, este al subir deja caer grava, generando una pila de grava suelta de aproximadamente 0,9 a 1,2 metros de longitud. Posteriormente, esta grava es compactada verticalmente por el mandril mediante impactos hasta dejar una capa de 0.30 metros de espesor, y este último paso se repite hasta terminar la longitud de diseño de la pila Impact®. (Ver Figura 5)

La pila Impact® construida por este procedimiento se clasifica como una columna de grava muy densa, con densidades relativas superiores a 100% (White *et al.*, 2002).

⁷ Para el estudio de estabilidad global de las columnas de grava, ver Ortuño, 2003; para el estudio de asentamientos y diseño de columnas ver Priebe, 1995

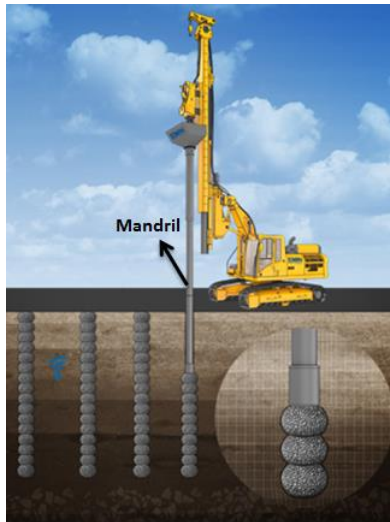


Figura 5: Esquema del proceso constructivo de pilas Impact@.

Fuente: EMIN S.G. (2018).

Handy (2001) y Wissmann, *et al.*, (2001), plantean que debido al aumento significativo de la tensión lateral, sumado a la alta densidad de la columna grava creada por este proceso de instalación, se logra dar altas resistencias y rigideces, siendo esta última entre 10-50 veces mayor que la del suelo. La instalación de estos elementos se utiliza para soportar cimientos poco profundos y losas. Asimismo, se ocupan con el fin de mitigar el potencial de licuación, mejorar la capacidad de soporte, mejorar la estabilidad de terraplenes y taludes, reducir los asentamientos, y disminuir el tiempo de consolidación.⁸

Igualmente, Wissmann, *et al.*, (2002) indica que estos elementos producen un aumento en la estabilidad producto de la gran magnitud de ángulos de fricción interna. Los parámetros resistentes equivalentes y módulo de deformación equivalente se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$c'_{comp} = c'_g R_a + c'_m (1 - R_a) \quad (4)$$

$$\phi'_{comp} = \text{artan} [R_a \tan \phi'_g + (1 - R_a) \tan \phi'_m] \quad (5)$$

$$E_{comp} = E_g R_a + E_m (1 - R_a) \quad (6)$$

1.5 Fundamentos teóricos de elementos finitos

Los elementos finitos son uno de los métodos más poderosos en la resolución de los problemas geotécnicos, se representan a través de ecuaciones diferenciales ordinarias o parciales. Azizi (1999), indica que este tipo de análisis es fuerte por el hecho de que puede acomodar fácilmente los cambios de rigideces de un material a nivel de elemento.

El método de elementos finitos realiza la discretización de estructuras continuas, con el objetivo de realizar una aproximación de estas, simplificando el proceso de análisis estructural, y por consiguiente, la comprensión del comportamiento de la estructura inicialmente compleja (Zienkiewicz y Taylor, 1982).

Según Puzrin (2012), el método 2D de MEF se puede describir brevemente en la siguiente secuencia: 1) Discretización de los medios continuos, 2) Funciones de forma, 3) Ecuaciones de compatibilidad, 4) Relaciones

⁸ Para el estudio de estabilidad global y asentamiento se recomiendan los artículos técnicos N° 5 y N° 6 de la empresa Geopier Foundation company, correspondientes a, “Geopier® Shear reinforcement for global stability and slope stability” y “Settlement control for embankments and transportation – related structures using Geopier® soil reinforcement”.

constitutivas, 5) Ecuaciones de equilibrio para cada elemento, 6) Ecuaciones de equilibrio para cada nodo, 7) Condiciones de contorno estáticas, 8) Solución del sistema.

Es importante tener en cuenta las consideraciones utilizadas en el área de geotecnia, donde existen algunas limitaciones. Por ejemplo, Potts y Zdravkovic (1999), indican algunos de los cuidados a tener en cuenta en esta área, ya que en el comportamiento constitutivo es habitual dividir el tensor de tensión total en el efectivo, mientras que para la teoría de MEF en general se formula como una relación entre los cambios de tensión total y la deformación. Asimismo, estos presentan algunas consideraciones como, por ejemplo, para modelar una interfaz entre el contacto del suelo estructura, se necesita una amplia gama de condiciones de contorno para un modelado correcto, entre otros.⁹

El modelo de comportamiento se entiende como el comportamiento real de los suelos, modelado con varios grados de precisión, siempre y cuando se tenga una alta gama de datos tenso deformacionales del suelo. Por lo tanto, un modelo de comportamiento está determinado por un conjunto de postulados que definen las leyes que relacionan tensiones y deformaciones (Sagaseta, *et al.*, 2010). El suelo se puede comportar tanto como un material rigidizable por deformación, como un material reblandecido por deformación, o como un material plástico perfecto. Es de vital importancia realizar un análisis detallado del comportamiento del suelo antes de empezar un análisis numérico, ya que los suelos no se comportan de manera ideal y simple, sino que su comportamiento real es altamente no lineal, a lo que se agrega que tanto las fuerzas como las rigideces dependen de los niveles tenso deformacionales (Brinkgreve, 2018).

1.6 Aplicación de los elementos finitos a las técnicas de mejora del terreno

Actualmente los elementos finitos se han potenciado mucho en el área de geotecnia, especialmente en modelamientos 2D y 3D para la utilización de técnicas de mejora del terreno. En este apartado se abarcará el trabajo de algunos autores en métodos de modelado.

Castro (2017) plantea algunos métodos de modelado en los elementos finitos sólo para columnas de grava, sin embargo, esta teoría puede ser aplicable en los sistemas Impact®. En la Figura 7 se detalla el modelo en 3D, algunas simplificaciones de este modelo para transformarlo en 2D y su uso en idealizaciones geométricas, axial-simétrico y deformación plana.¹⁰

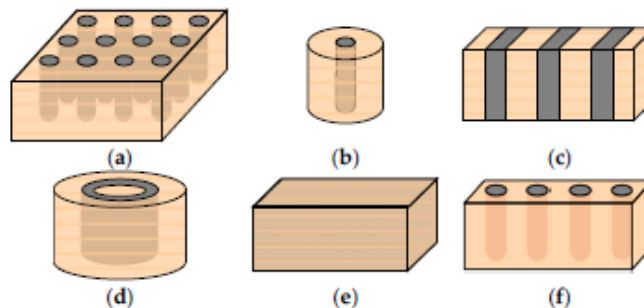


Figura 7: Principales modelos geométricos para columnas de grava. (a) Modelo 3D; (b) Celda unidad; (c) zanjas longitudinales de grava; (d) Anillos cilíndricos de grava; (e) Suelo homogéneo equivalente; (f) Rebanadas de columna en 3D.

Fuente: Castro. (2017).

⁹ Para una introducción a las consideraciones geotécnicas del MEF, se recomienda Azizi, 1999; Lees, 2016.

¹⁰ Para la aplicación general de un modelamiento de columnas de grava, revisar Van Impe y Beer, 1983; Balaam y Booker, 1985; Schweiger, 1989; Tan, et al., 2008; Weber, et al., 2009; Adam, et al., 2010; Castro y Sagaseta, 2010; Pulko, et al., 2011; Ng, 2013; Zhang y Han, 2014; Ng y Tan, 2015.

Para la aplicación general de un modelamiento de pilas Impact®, revisar Zeng, 2010; Vera, et al., 2018.

1.6.1 Axialsimétrico

Se entiende por modelo axial simétrico aquel en el que existe simetría alrededor de un eje y la deformación es distinta de cero. Se utiliza en estructuras circulares de sección transversal radial uniforme y, además, cuando alrededor del sistema o eje central estudiado existe una carga que permite suponer que los estados de tensión y de deformación son constantes en cualquier dirección radial. Algunos de los ejemplos que aplican para esta teoría son pozos circulares, piscinas redondas, estanques cilíndricos, pilotes, etc.

Para la idealización geométrica axial-simétrico, es conveniente revisar el concepto de celda unidad. Este modelo es uno de los más utilizados en la teoría, para las técnicas que se revisan en este documento, como es el estudio de Barksdale, et al., (1983), en el caso de columnas de grava. Castro (2017) señala que, para el caso de tener un gran número de columnas distribuidas uniformemente bajo un área amplia con carga uniforme, el comportamiento de todas las columnas es el mismo, esto implica estudiar el comportamiento de una sola columna con el suelo circundante, lo que se conoce como área tributaria.

1.6.2 Deformación plana

Se entiende por modelo en deformación plana cuando la deformación $\epsilon_z = 0$; la deformación cortante es $y_{yz} = 0$ e $y_{zx} = 0$. Esta teoría es aplicable en túneles, taludes, terraplenes, muros de contención, muelles relativamente largos, etc. Este modelo se utiliza en casos de geometría con sección transversal aproximadamente uniforme, lo que permite suponer que los estados de tensión y carga son uniformes a lo largo de una determinada longitud perpendicular a la sección transversal.

Para estudiar las columnas de grava en deformación plana, es necesario realizar una transformación. Existen dos opciones para la resolución de este problema, la primera consiste en convertir el suelo tratado mediante columnas en un suelo homogéneo con unas características mejoradas (ver Figura 8. (b)). La otra opción es transformar las columnas en zanjas longitudinales para convertir el problema tridimensional en un problema en deformación plana (ver Figura 8. (a)).

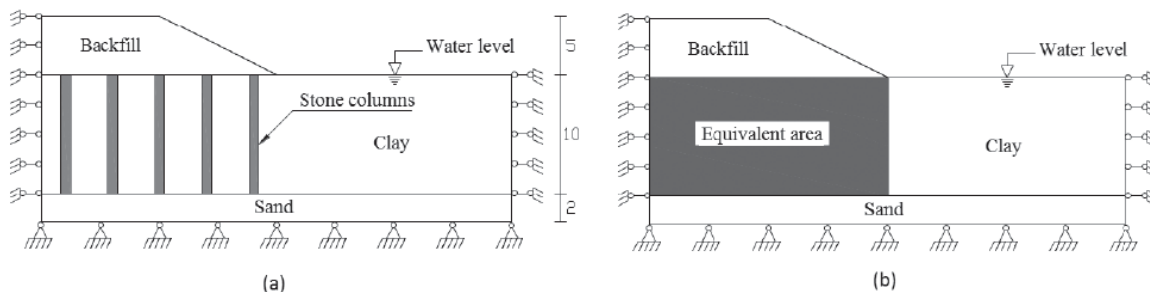


Figura 8: Análisis de estabilidad soportado por columnas de grava. (a) columna individual (b) área equivalente.

Fuente: Han, (2015).

El método de suelo homogéneo consiste en combinar las propiedades del suelo original con las de las columnas de grava, con el fin de obtener propiedades mejoradas en un suelo homogéneo equivalente. Castro (2017) indica que la nueva zona del suelo homogéneo es la que ocupa la zona mejorada con columnas de grava, asimismo, recomienda calibrar los modelos de homogeneización mediante un modelo de celda unidad. Esta técnica simplifica las consideraciones geométricas y posterior modelado. Adam, *et al.*, (2010) sostiene que este método es altamente recomendable.

El método de zanjas longitudinales se utiliza como una herramienta auxiliar para elementos como pilotes o columnas de grava en conjunto con estudios de terraplenes, muros, taludes, etc., en estos casos es necesario transformar las columnas de grava o pilotes en zanjas longitudinales. Castro (2017) plantea que el ancho de las zanjas y el espacio entre ellas son parte de los parámetros desconocidos que deben estimarse adecuadamente como equivalentes. Zhang (2014) propone una expresión para determinar el ancho de la zanja o pantalla longitudinal a utilizarse en deformación plana. Por otra parte, en algunas ocasiones es necesario alterar los parámetros de grava

para estas zanjas de grava equivalentes, asimismo, recomienda calibrar el modelo de zanjas longitudinales de grava mediante un modelo de celda unidad.¹¹

2. METODOLOGÍA

La metodología de esta investigación se divide en 3 partes, 2.1) definición del modelo geotécnico y su diseño mediante técnicas de mejora; 2.2) equilibrio límite; 2.3) elementos finitos.

2.1 Definición modelo geotécnico y diseño de las técnicas de mejora

En este apartado se verificó el modelo estratigráfico de Arévalo (2018), en base a los ensayos de terreno realizados por la empresa encargada de la campaña geotécnica en el puerto de San Vicente, Talcahuano. Este ítem se subdivide en, 2.1.1) Análisis de los ensayos de laboratorio; 2.1.2) Análisis de los ensayos de terreno; 2.1.3) Definición de los parámetros resistentes y de deformación; 2.1.4) Diseño de las técnicas de mejora del terreno.

Se utiliza la sobrecarga considerada por Arévalo (2018), estas sobrecargas corresponden a un container de dimensiones 12,2 m. de longitud x 2,6 m. de alto x 2,44 m. de ancho, para los cálculos se utilizan sobrecargas de 27 KPa que se desprenden de un container de 20 Ton de peso, considerando para efectos de diseño cuatro containers apilados en vertical por sobre la coronación del talud generado por el muelle.

Los antecedentes geotécnicos indican que el nivel del agua se midió siempre respecto a la (NRS) que corresponde al nivel de reducción de sonda, o el nivel del mar más bajo observado históricamente, con lo que se determinó que la cota de agua se ubica cinco metros por debajo de la coronación del muelle.

Se destaca que el peso específico de agua utilizado en esta investigación corresponde a $\gamma_w = 10 \frac{Kn}{m^3}$, que representa un promedio desfavorable entre el agua de napa freática y el agua de mar. Por último, se considera que el horizonte (H-0) es altamente permeable, por ser un relleno de grava, lo que implicó modelar el nivel de agua horizontal en su totalidad.

El modelo estratigráfico consta de dos sondeos equivalentes finales S1 (a la izquierda de la coronación) y S2 (a la derecha del pie del talud), estos resultan a partir del análisis de seis sondeos, en los que se realizan seis ensayos de penetración estándar (SPT). Con estos ensayos SPT se pudo realizar un estudio de los casos más desfavorables para la determinación de los parámetros resistentes (ϕ') y deformacionales de los horizontes (E). Además, se utiliza la información de dos ensayos presiométricos para definir el módulo de deformación de los horizontes 1 y 2 respectivamente.

Finalmente, se utiliza un corte transversal del muelle (Figura 2), entregado por la empresa encargada de la campaña de terreno, con el fin de utilizar las dimensiones geométricas para el diseño final del modelo estratigráfico propuesto en conjunto con los dos sondeos equivalentes empleados en esta investigación, S1 y S2 respectivamente. (Ver Figura 9 y Tabla 3).

Tabla 3: Resumen profundidades sondeos equivalentes en el modelo estratigráfico.

Profundidad (m)	Sondeo	Unidad	H-0		H-1		H-2		H-3		H-4	
			De	A	De	A	De	A	De	A	De	A
	Sondeo 1	m	-	-	0	12	12	16	-	-	16	>16
	Sondeo 2	m	0	6	6	13	13	18	18	32	32	>32

¹¹ Un estudio de representación de estas calibraciones se encuentra en Ng y Tan, 2015

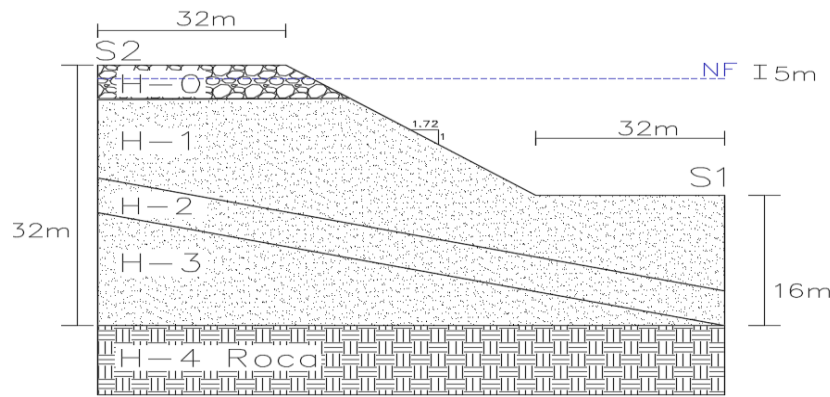


Figura 9: Corte estratigráfico representativo del sitio 1 del puerto de San Vicente.

2.1.1 Análisis de ensayos de laboratorio

Mediante la entrega de los ensayos de laboratorio se determinó el peso específico de los horizontes correspondientes a la zona de estudio, asimismo, se analizó el contenido de finos presentes en los estratos, los cuales en su mayoría mostraron porcentajes mayores o iguales al 15% de finos.

2.1.2 Análisis de ensayos de terreno

En primer lugar, se analiza el ensayo de penetración estándar para la realización del modelamiento estratigráfico, en el que se utilizaron dos ensayos SPT en voladizo, dos ensayos SPT terrestres y dos ensayos SPT marinos. Estos se corrigieron según norma NCh 3364 Of 2014, donde solo se utilizaron los factores de corrección por longitud de varillaje (C_R), por confinamiento (C_N) y por energía (C_E). Los demás factores de corrección se consideraron igual a 1, ya que la barra utilizada en la campaña geotécnica tiene un diámetro menor a 65 mm, además, se utilizó una cuchara normal sin liner.

Cabe destacar que el factor de corrección de energía se corrigió al 45%, es decir, se utiliza la razón de 60%/45% para el cálculo de (C_E)¹². Esta consideración no se encuentra en la NCh 3364 Of 2014, pero no existe una variación de los cálculos, sino que es utilizada por varios autores que trabajan sus correlaciones con el 45% de la energía aplicada en el ensayo SPT, con el fin de determinar el ángulo de fricción, lo que se verá en detalle en el apartado 2.1.3.

Los resultados de los ensayos presiométricos entregados por la empresa, solo fueron graficados con una carga en profundidad, lo que puede considerarse incompleto, ya que la norma francesa NF-P-94-110-2 indica que para este ensayo se debe realizar una carga, descarga y recarga en profundidad. En base a experiencias de Cano (2008), en este estudio se utiliza la correlación entre cargas y recargas correspondiente a este ensayo, indicados por el autor Briaud (2013), para la determinación del módulo de deformación en la rama de recarga.

2.1.3 Definición de parámetros resistentes y de deformación

El promedio del ángulo de fricción se determina descartando a los dos autores con mayores magnitudes de este parámetro, lo que implica realizar un análisis más desfavorable. Por lo tanto, el promedio se obtiene descartando las dos curvas atípicas mayores, es decir, lo planteado por los autores Schmertmann (1970) y Hatanaka y Uchida (1996).¹³ Las correlaciones del ángulo de fricción se presentan en la Tabla 4. Las cohesiones presentes en los estratos se consideran igual a 5 KPa en los horizontes 0, 1, 2 y 3.

¹² El análisis para el cálculo del ángulo de fricción se realiza mediante siete autores, a saber, Terzagui y Peck, 1948; Peck, 1953; Kashida, 1969; Shmermann 1970; Japan Road Bureau, 1986; Hatanaka y Uchida, 1996; Japan national Railway, 1999.

¹³ Para revisión de transformación de expresiones de ángulo de fricción, se recomienda González, 1999.

Tabla 4: Transformación del ángulo de fricción efectivo según la energía transferida.

Autor	Año	Ecuación	Transformación
Terzagui y Peck	1948	$\phi' = 28,5 + 0,25 N_{1,45}$	$\phi'_{45} = 28,5 + 0,25 N_{1,45}$
Peck <i>et al.</i>	1953	$\phi' = 26,25 (2 - (e^{-\frac{N_{1,45}}{62}}))$	$\phi'_{45} = 26,25 (2 - (e^{-\frac{(N_{1,45})}{62}}))$
Kishida	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20 (N_1)72}$	$\phi'_{45} = 15 + \sqrt{12,5 (N_1)72}$
Schmertmann	1970	$\phi' = \tan^{-1} [(\frac{(N_1)^{60}}{32,5})^{0,34}]$	$\phi'_{45} = \tan^{-1} [(\frac{(N_1)^{60}}{43,3})^{0,34}]$
JNR	1999	$\phi' = 27 + 0,30 N_{1,72}$	$\phi'_{45} = 27 + 0,1875 N_{1,72}$
JRB	1986	$\phi' = 15 + \sqrt{15 (N_1)72}$	$\phi'_{45} = 15 + \sqrt{9,375 (N_1)72}$
Hatanaka y Uchida	1996	$\phi' = 20 + \sqrt{20 (N_1)72}$	$\phi'_{45} = 20 + \sqrt{12,5 (N_1)72}$

Para la definición del coeficiente de Poisson se utiliza valores típicos según manual de carretera V. 3 (2018), el cual indica que es igual a $\nu = 0,3$. Este valor se justifica por tener estratos que corresponden a suelos gruesos, no obstante, se calibra con un valor constante para cada estrato en función del ángulo de fricción, lo que se puede ver detalladamente en los apartados 2.3 y 3.3.

Por otra parte, se definen los módulos de deformación para los horizontes H-0, H-1, H-2 y H-3, según expresiones del Manual de carreteras V.3 (2018). En dicha bibliografía el módulo de deformación para arenas se determina mediante la expresión $E_s = 3,2 \cdot C \cdot \sigma'_{vo}$, donde C es un coeficiente empírico que depende del tipo de suelo y del valor del índice de penetración estándar (sin corregir), y σ'_{vo} es la tensión efectiva vertical en la profundidad de los estratos presentes.

En el caso del horizonte H-0 se ocupa el valor de referencia mínimo para la grava, correspondiente al caso más desfavorable. Por otra parte, se obtienen los módulos de deformación de los horizontes H-1 y H-2 de la rama de carga (E_o) correspondiente al ensayo PMT, pero se debe utilizar según la rama de recarga (E_R), por lo tanto, se ocupa la correlación para arenas según Briaud (2013). Este autor indica que en el caso de arenas, el módulo de recarga E_R es ocho veces el módulo de carga E_o , sin embargo, es importante tener en cuenta que estas correlaciones muestran dispersiones muy grandes. No obstante, dado que esta investigación corresponde al caso más desfavorable, se procede al diseño con estos módulos de deformación en los horizontes 1 y 2 respectivamente.

2.1.4 Diseño de las técnicas de mejora del terreno

A continuación se presentan los diseños utilizados en este documento para las técnicas columnas de grava y elementos Impact®.

Las dos técnicas de columnas de grava utilizadas en esta investigación se rigen por la misma teoría, en ambos casos se utiliza una malla cuadrada (ver Figura 10), donde se desarrolla el análisis de una celda unidad, que conforma la superficie que contiene la matriz de suelo y la columna en particular. Según Balaam y Booker (1981), se puede establecer un diámetro equivalente (d_e) con el fin de determinar la razón de sustitución (α_r) que se define como la razón de área de la columna y la celda unidad. Para el diseño empleado de columnas de grava se delimita un espaciamiento de centro a centro de las pilas igual a $s = 1,5$ m., con un número de veintidós columnas; por otra parte, para el diseño empleado de elementos Impact® se aplica un diseño conservador de esta técnica de mejora, usando como base parámetros de diseño entregados por la empresa EMIN S.G. El espaciamiento definido de centro a centro de las pilas es igual a $s = 1,3$ m., con un número de veinticinco columnas.

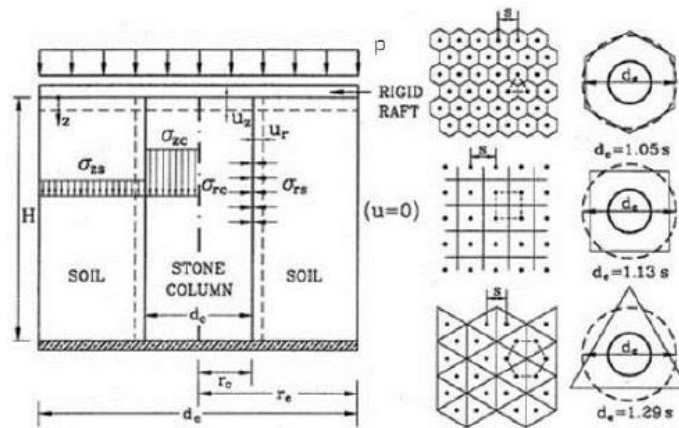


Figura 10: Celda unidad y diámetro equivalente.

Fuente: Balaam y Booker, (1981). En Sagaseta, (2006).

En la Tabla 5 se puede ver los parámetros de diseño de las columnas de grava y elementos Impact® en el puerto de San Vicente, Talcahuano.

Tabla 5: Parámetros de diseño de las columnas de grava y pilas Impact®.

Parámetro geotécnico	Abreviatura	Unidad	Valor (CG)	Valor (IP)
Ángulo de rozamiento	ϕ_c°	-	40	45
Ángulo de dilatancia	ψ_c°	-	10	15
Cohesión	C_c	KPa	0	0
Módulo de elasticidad	E_c	MPa	70	260
Módulo edométrico	E_{oed}	MPa	94	350
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,3	0,3
Peso específico	γ	$\frac{Kn}{m^3}$	19	21
Diámetro	D	m	0,8	0,65
Longitud	L	m	18	18

El diseño de las dos técnicas de mejora en zanjas longitudinales, ya sea su solución en equilibrio límite o elementos finitos, necesita el uso de un ancho de estas zanjas que se encuentre calibrado con modelos en axial-simétricos. Para ello, se utiliza la expresión desarrollada por Zhang, *et al.*, (2014), este autor formula una relación que está en función del diámetro original de la columna de grava y del espaciamiento.

$$d_w = d_c^2 \frac{\pi}{4s} \quad (7)$$

Las áreas mejoradas con las dos técnicas de mejoras utilizadas en esta investigación se pueden observar en la Figura 11 (zona verde), donde la profundidad alcanzada por las CG y IP son de 18 metros y se reemplaza a los 32 metros, correspondiente al ancho de la coronación.

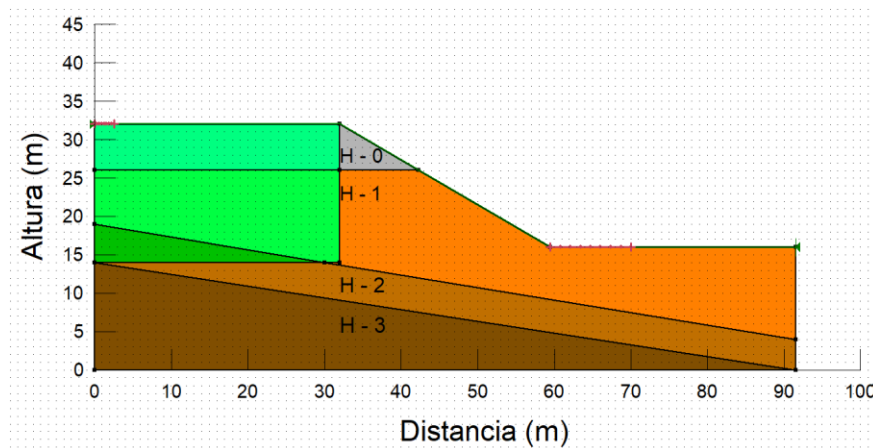


Figura 11: Superficie de suelo mejorado en corte A-A' transversal del sitio 1 del puerto de San Vicente.

2.2 Análisis de equilibrio límite

Se consideró como equilibrio límite la estabilidad del terreno por rebanadas con superficies de roturas circulares. Se utilizó el software Slope/W de GeoStudio 2012, que permitió modelar el terreno con y sin mejora para condiciones estáticas y pseudo estáticas, con sus respectivos parámetros y condiciones (nivel freático, sobrecarga, área ocupada por las técnicas de mejora, coeficiente sísmico horizontal).

El comportamiento del suelo se analizó bajo el criterio de Mohr-Coulomb ingresando el peso unitario, cohesión y ángulo de rozamiento. Para el análisis de estabilidad del terreno se utilizó el modelo de Morgenstern-Price, definiendo las superficies de deslizamiento para el rango de entrada-salida (E-S).

El programa entregó las superficies de falla más desfavorables y la distribución de las dovelas dentro de la superficie de falla estudiada según antecedentes de terreno, lo que permitió establecer la estabilidad de la zona estudiada indicada por un factor de seguridad más desfavorable o mínimo.

Mediante el análisis de equilibrio límite, sólo se evalúa la estabilidad global en condiciones estáticas y pseudo-estáticas. Para la realización del estudio en condiciones pseudo-estáticas el software Geoslope/W solicita como requerimiento el coeficiente sísmico horizontal (k_h) y vertical (k_v), para ello se utiliza la teoría empleada por Saragoni, *et al.*, (2004). Mientras que para el coeficiente sísmico vertical, este autor indica un valor nulo ($k_v = 0$), propone la siguiente expresión para el coeficiente sísmico horizontal en función de la aceleración máxima horizontal:

$$k_h = 0,3 \cdot a_{\max}/g \quad \text{si } a_{\max} \leq 0,67g \quad (8)$$

$$k_h = 0,22 \cdot (a_{\max}/g)^{0,33} \quad \text{si } a_{\max} > 0,67g \quad (9)$$

En esta investigación se utiliza la formulación de aceleración máxima horizontal desarrollada por Ruiz y Saragoni (2005), que describe una relación de atenuación de terremotos intraplaca en Chile, estando en función de la magnitud del terremoto (M) y de la distancia del hipocentro al sitio de estudio (R).

$$a_{\max} = \frac{2 \cdot e^{1,28 \cdot M}}{(R+30)^{1,09}} (g) \quad (10)$$

Si se evalúa de esta forma el terremoto del Maule, $M = 8,8$ del 27 de febrero 2010 y se considera la distancia del puerto de San Vicente, Talcahuano al hipocentro de este terremoto, se obtiene un valor igual a $R = 100$ Km. aproximadamente, lo que da como resultado una aceleración máxima horizontal igual a $a_{\max} = 0,77 g$, esto implica que el coeficiente sísmico horizontal es igual a $k_h = 0,20$.

2.3 Análisis de elementos finitos

El software Plaxis 2D, fue utilizado para determinar el asentamiento del puerto tanto en la condición sin mejora como en la condición con mejora del terreno, mediante la construcción de los métodos de mejora del terreno mencionados en los apartados anteriores. El estudio fue efectuado en modelo deformación plana para estrato homogéneo equivalente, zanjas longitudinales con una viga rígida en la zona superior de la coronación y zanjas longitudinales, este último calibrado mediante el modelo en axial-simétrico.

En todos los materiales se ha empleado un modelo constitutivo elasto-plástico perfecto, utilizando el criterio rotura de Mohr Coulomb con dilatación. Las condiciones de contorno empleadas en los modelos desarrollados en elementos finitos se pueden observar en la Figura 12, en la base del modelo se impide desplazamiento en ambos ejes ($U_x = 0$; $U_y = 0$), mientras que la condición de contorno vertical del modelo solo evita desplazamiento en el sentido horizontal ($U_x = 0$; $U_y = \text{libre}$).

Las mallas generadas en los modelos de elementos finitos consisten en aproximadamente ochocientos elementos triangulares de quince nodos, donde se han refinado las regiones circundantes entre suelo-columna. Se realiza un procedimiento de carga gravitatoria, justificado por la no horizontalidad de los estratos y la pendiente del talud, este procedimiento trabaja con un análisis del coeficiente de Poisson (ν), siendo este parámetro calibrado para el análisis de elementos finitos mediante el coeficiente de empuje en reposo normalmente consolidado, este a su vez se encuentra en función de los ángulos de fricción de cada horizonte, tal como se describe en la siguiente expresión:

$$\nu = \frac{1 - \text{sen}\phi}{2 - \text{sen}\phi} \quad (11)$$

La roca se encuentra compacta, por lo tanto, el modelo estratigráfico final se transforma (ver Figura 12). Del mismo modo, se transforma la roca sedimentaria en apoyos fijos, es decir, se evita un desplazamiento en los ejes horizontal y vertical respectivamente, esta consideración se puede ver con mayor profundización en Lees (2016).

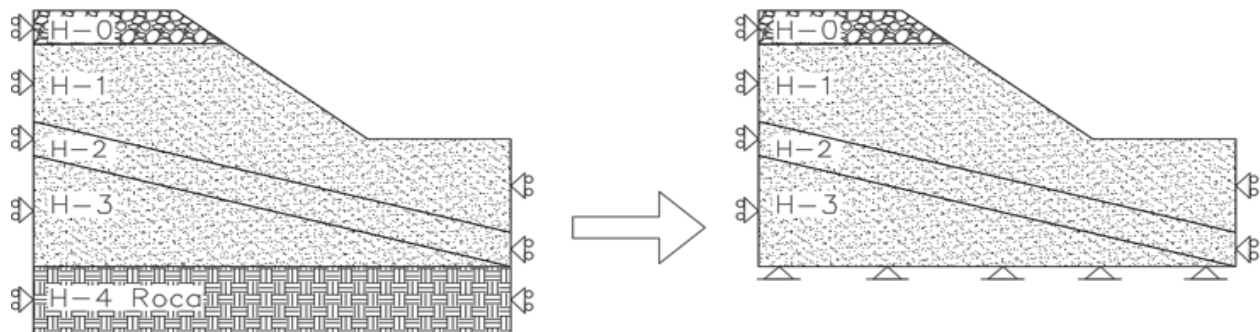


Figura 12: transformación corte estratigráfico representativo del sitio 1 del puerto de San Vicente.

Se consideraron las etapas indicadas en la Tabla 6, en el programa Plaxis 2D para el puerto sin y con mejora para ambas técnicas de mejora. Las etapas mejoradas son utilizadas en los tres modelos de deformación plana desarrollados en esta investigación.

Tabla 6: Etapas de construcción, Plaxis 2D.

	Etapas sin mejora	Etapas con mejora
1	Estado inicial	Estado inicial
2	Aplicación sobrecarga	Construcción Técnica de mejora
3		Aplicación sobrecarga

Un complemento de los elementos finitos fue la determinación de los asentamientos elásticos mediante las formulaciones empleadas por los autores Steinbrenner (1934) y Schemertmann (1978). Se sabe que teóricamente estos autores no tienen en sus parámetros o factores de entrada un reconocimiento de pendientes o estratos no horizontales, es por eso que se desarrolla una comparación de estas teorías con la situación actual del terreno del

puerto de San Vicente. En esta comparación se considera una geometría cuadrada de (32 x 32) m con mallas triangulares, sin tener en cuenta el talud generado por el muelle y considerando estratos horizontales, conjuntamente se toma en cuenta un estrato equivalente en función de los cuatro originales para el cálculo de sus parámetros de entrada. La utilización de la teoría de estos dos autores, se emplea para modelos de suelos homogéneos equivalentes.

2.3.1 Modelado del suelo homogéneo equivalente

El modelado del suelo homogéneo equivalente consta de las propiedades del suelo original y las columnas (Ver Figura 13). Considerando la misma razón de sustitución, para el desarrollo de este modelo se utilizan las relaciones de los parámetros resistentes y de deformación vistos en las ecuaciones (1), (2), (3), (4), (5) y (6), para las columnas de grava y pilas Impact® respectivamente. Se aplica el 100% de la carga generada por los containers, correspondiente a 27 KPa. En el suelo homogéneo equivalente se ha usado un modelo constitutivo elasto-plástico perfecto, utilizando el criterio rotura de Mohr Coulomb con dilatación.

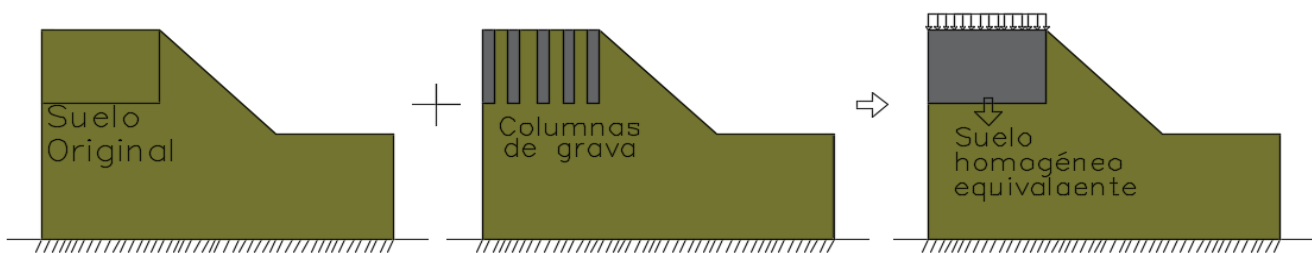


Figura 13: Bosquejo suelo homogéneo equivalente.

2.3.2 Modelado en zanjas longitudinales

Este tipo de modelado se aplica realizando una calibración mediante la utilización de celda unidad como un problema auxiliar, además, se debe utilizar una relación válida del ancho correspondiente de la columna. En esta investigación se emplea la formulación demostrada por Zhang, *et al.*, (2014) vista en el apartado 2.1.4. Ambas técnicas de mejora del terreno utilizadas en esta investigación, se han realizado mediante un modelo constitutivo elasto-plástico perfecto, utilizando el criterio rotura de Mohr Coulomb con dilatación.

El modelado en axial-simétrico se utiliza para calibrar el modelado de zanjas longitudinales en deformación plana mediante tensiones inducidas. Para la determinación del par de tensiones debe cumplirse una igualdad de asentamientos en el área de influencia de celda unidad entre el suelo y la columna, es decir en el ancho correspondiente al tipo de malla a utilizar. En este caso, se utiliza una malla cuadrada ($d_e = 1,13s$) aumentando diez veces el ancho de la celda unidad, este aumento se realiza con el fin de que la influencia de los bulbos producidos por las tensiones no se vea afectada.

Asimismo, se debe cumplir que la distribución de tensiones multiplicada por el ancho que corresponda en su razón suelo-columna, sea igual a la fuerza desarrollada por la tensión de 27 KPa producidos de los containers. Esto con la finalidad de lograr una buena calibración y posterior uso del modelo en deformación plana. (Ver Figura 14).

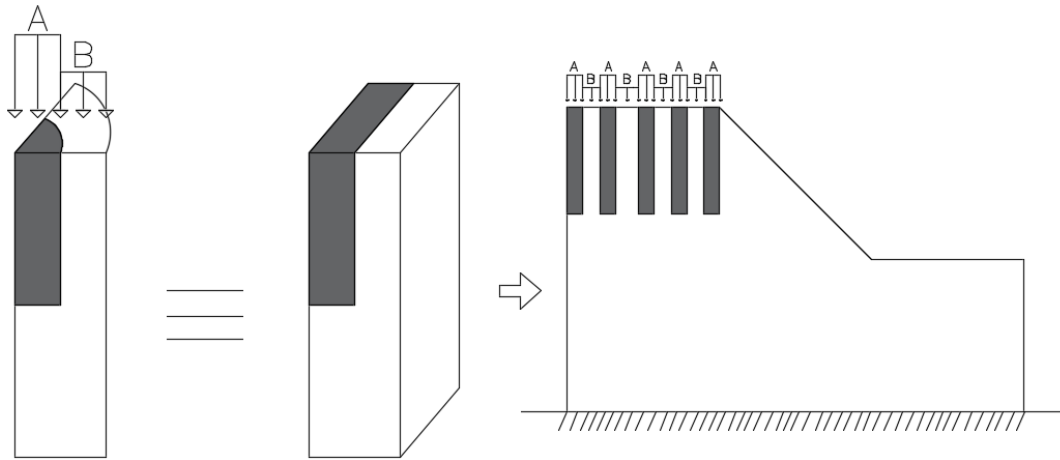


Figura 14: Calibración de las tensiones de las zanjas longitudinales utilizando la celda unidad.

2.3.3 Modelado en zanjas longitudinales mediante una viga rígida

Esta metodología ha sido empleada por varios autores, uno de ellos es Tan, *et al.*, (2008). En este estudio se emplea la misma placa o viga rígida utilizada por este autor, donde se aplica el 100% de la carga sobre la coronación (Ver Figura 15), la placa rígida tiene una rigidez normal igual a 1×10^7 KN/m y una rigidez flexural igual a 1×10^4 KN m²/m, considerando un coeficiente de Poisson 0.15. Se utiliza, además, el ancho de columnas formulado por Zhang, *et al.*, (2014). Al igual que el modelado anterior, las zanjas longitudinales se emplean con el modelo constitutivo elasto- plástico perfecto, utilizando el criterio rotura de Mohr Coulomb con dilatación.

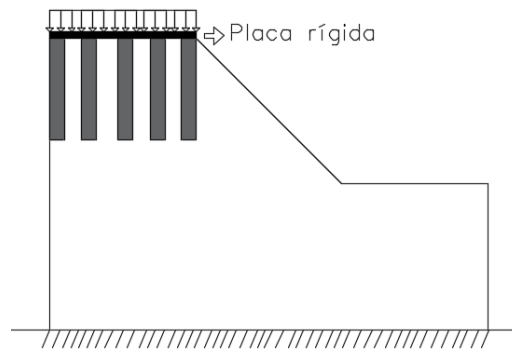


Figura 15: Zanjas longitudinales mediante viga rígida en coronación del talud.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado se presentan los resultados obtenidos en esta investigación, los que se dividen en 3.1) modelo geotécnico; 3.2) resultados equilibrio límite; 3.3) resultados elementos finitos.

3.1 Modelo geotécnico

En primer lugar, se determinó el índice de penetración estándar corregido al 45% de la energía aplicada por este ensayo, siendo el segundo estrato el más suelto, lo que implica que es el que más problema presenta a la hora de fundar o diseñar. Por el contrario, el tercer estrato es el más competente y rígido, este estrato no fue identificado por la empresa encargada de la campaña de terreno, lo que significó problemas en sus diseños de fundaciones. (ver Tabla 7).

Tabla 7: Corrección del índice de penetración estándar normalizado al 45% de la energía.

Horizonte	Profundidad [m]	γ [kN/m ³]	N_t [golpes/pies]	E_r [%]	C_E	C_N	C_R	C_S	C_B	$(N_t)_{45}$ (golpes/pies)
H - 0	0 – 6	19	24	-	-	-	-	-	-	24
H - 1	6 – 13	17	21	60	1,3	0.9	1	1	1	24
H - 2	13 – 18	19	55	60	1,3	0.8	1	1	1	55
H - 3	18 – 32	17,2	32	60	1,3	0.6	1	1	1	26

El módulo de deformación se obtiene a partir del ensayo presiométrico (E_R) para el horizonte 1 y 2, y con la formulación entregada por el manual de carreteras V.3 (2018), siendo el caso más desfavorable los resultados obtenidos con el ensayo PMT (ver Tabla 8). Para el horizonte 0 se considera el valor orientativo de la grava más desfavorable ($E_s = 25$ MPa), según el manual de carreteras V.3 (2018).

Tabla 8: Cálculo del módulo de deformación con ensayo presiométrico y manual de carreteras.

Horizonte	Profundidad [m]	Ensayo PMT		Manual carreteras	
		E_o [MPa]	E_r [Mpa]	C	E_s [MPa]
H - 0	0 – 6				
H - 1	6 – 13	1,3	10	5	24
H - 2	13 – 18	5,9	47	9	53
H - 3	18 – 32			5	47

En este trabajo se utilizan diversos autores para el cálculo del ángulo de fricción, con la finalidad de tener un promedio de este parámetro resistente, poniendo especial cuidado en eliminar las formulaciones de autores más optimistas, debido a que estos son los más desfavorables para el modelo a considerar. Se observa en la Figura 16 dos autores atípicos y conservadores en el cálculo del ángulo de fricción para los 3 horizontes, estos son: Schmertmann (1970) y Hatanaka y Ushida (1996).

Bajo este escenario se eliminan estas dos formulaciones y se determina un promedio por estrato de los ángulos de fricción. Es posible observar que el gráfico inicia a los 6 metros de profundidad, lo que ocurre porque la grava que corresponde al horizonte 0 no se corrige por el ensayo de penetración estándar (SPT).

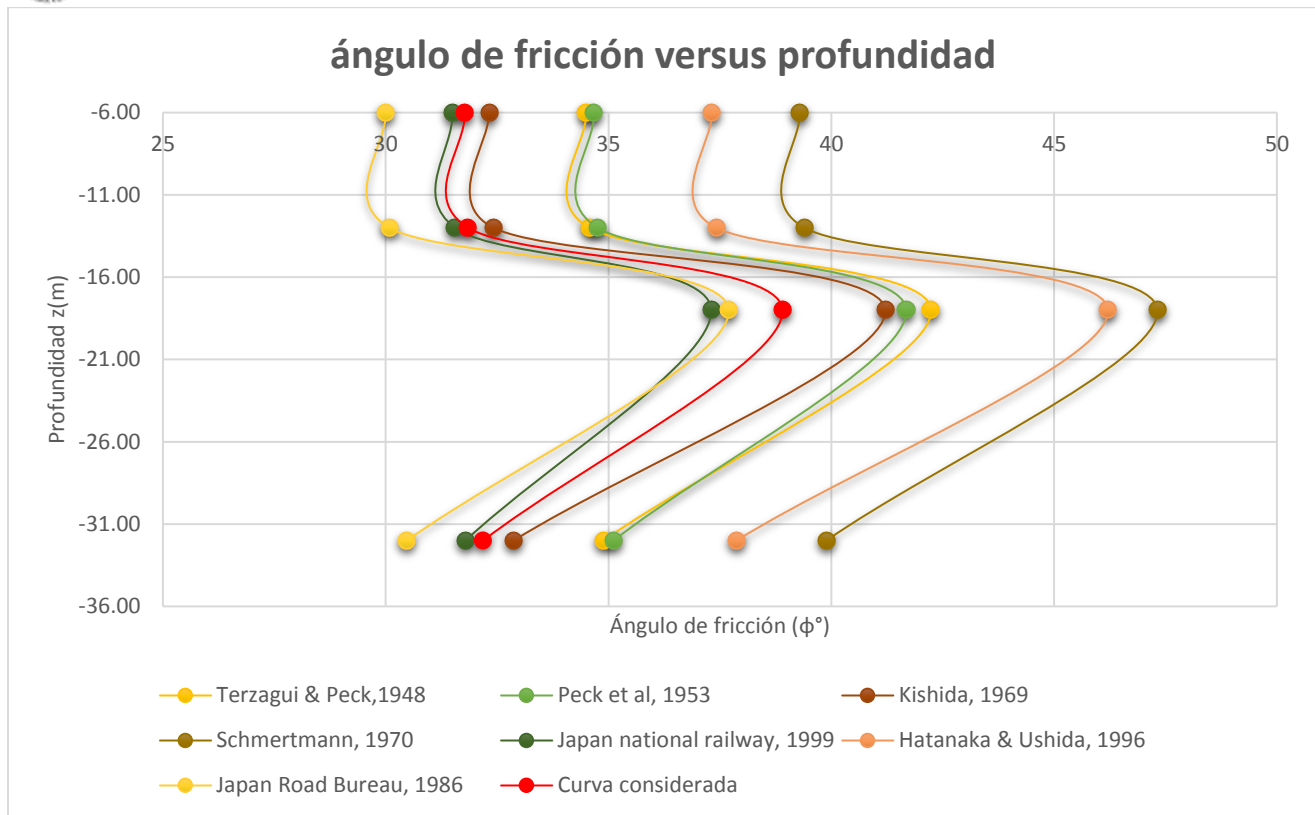


Figura 16: Determinación del ángulo de fricción promedio.

El modelo geotécnico se consideró en base a los antecedentes de los ensayos de terreno y laboratorio, teniendo en cuenta siempre los factores y parámetros más desfavorables (observar Tabla 9). En general, la estratigrafía presentada en la zona de estudio está compuesta por un relleno de grava con mezclas de limo y arenas limosas, que están apoyadas sobre un macizo rocoso correspondiente a una arenisca compacta.

Tabla 9: Modelo estratigráfico del puerto de San Vicente, Talcahuano.

Profundidad (m)	Unidad	H-0		H-1		H-2		H-3		H-4	
		De	A	De	A	De	A	De	A	De	A
Sondeo 1	[m]	-	-	0	12	12	16	-	-	16	16
Sondeo 2	[m]	0	6	6	13	13	18	18	32	32	32
Clasificación USCS	[-]	GP-GM		SM		SM		SM		Arenisca	
N° golpes medidos en terreno (entre los 15-45cm)	Nt	[golpes/pies]	24	21	55	32	-		-		
índice de penetración estándar normalizado 45% Energía	(N1)45	[golpes/pies]	24	24	55	26	-		-		
Peso específico natural	γ_t	[kN/m ³]	19	-	-	-	-		-		
Peso específico saturado	γ_{sat}	(kN/m ³)	19	17	19	17,2	-		-		
Ángulo de rozamiento interno	ϕ'	[°]	34	32	39	32	-		-		
Cohesión	c'	[kPa]	0	0,5	0,5	0,5	-		-		
Ángulo de dilatancia	ψ'	[°]	4	2	9	2	-		-		
Módulo de deformación	E'	[kPa]	25.000	10.400	47.200	43.716	-		-		
Módulo de Poisson	ν'	[-]	0,30 (*)	0,30 (*)	0,30 (*)	0,30 (*)	-		-		

Nota (*): El módulo de Poisson presentados en la Tabla 9 corresponde a valores a priori derivados del Manual de carreteras V.3 (2018). Estos son calibrados posteriormente para el análisis efectuado en elementos finitos, según se indicó en el ítem 2.3.

La razón de área de reemplazo para las columnas de grava es igual a veintidós por ciento ($a_r = 22\%$), mientras que para las pilas Impact® su valor es igual a ocho por ciento ($R_a = 8\%$), con estos valores es posible determinar las propiedades de los suelos homogéneos equivalentes. (Ver Tabla 10).

Tabla 10: Parámetros geotécnicos del suelo con mejora.

Profundidad [m]	Propiedades suelo homogéneo equivalente							
	Con mejora columnas de grava				Con mejora sistema Impact®			
	ϕ'	c [KPa]	y_{sat} [kN/m ³]	E [KPa]	ϕ'	c [KPa]	y_{sat} [kN/m ³]	E [KPa]
0 - 6	36	3.9	19	34,900	35	4.6	19.2	43,800
6 - 13	35	3.9	17.4	23,512	33	4.6	17.3	30,368
13 - 18	39	3.9	19	52,216	39	4.6	19.2	64,224
18 - 32	32	5	17.2	43,716	32	5	17.2	43,716

4.2 Resultados de equilibrio límite

La superficie de deslizamiento o falla en el suelo natural o sin mejoramiento, resulta cercano a lo hallado en base a los antecedentes de terreno (ver Figura 17). El coeficiente sísmico horizontal del sitio 1 del puerto da un valor igual a $k_h = 0,20$. Este valor coincide con la experiencia nacional en el análisis de la estabilidad global.

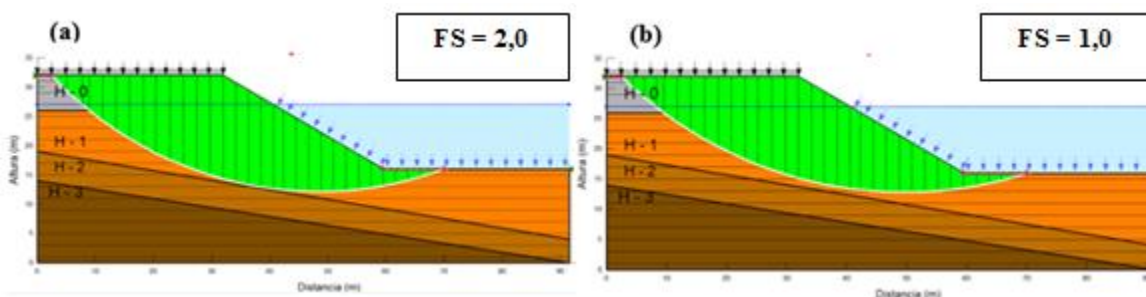


Figura 17: Superficie de deslizamiento. (a) Caso estático, (b) Caso Pseudo-estático.

En la realización del suelo homogéneo equivalente de ambas técnicas de mejora empleadas en este estudio, se obtiene un aumento en el factor de seguridad (Tabla 11), consiguiendo valores lejanos a la unidad y evitando un posible colapso del sitio 1 del puerto de San Vicente en condiciones estáticas. En condiciones pseudo-estáticas, por otra parte, los valores de magnitudes de factores de seguridad son iguales o cercanos a 1, lo que implica un riesgo de colapso en el puerto.

La superficie de deslizamiento producida mediante el proceso de entrada y salida se basa de acuerdo a los antecedentes de terreno y comunicaciones con el puerto de San Vicente.

No se produce un aumento considerable en el mejoramiento de los factores de seguridad en el análisis de estabilidad global. Principalmente se debe a los elevados parámetros resistentes de los estratos, implicando este leve aumento en la estabilidad global.

El ancho de las zanjas longitudinales para las columnas de grava es de 0,34 metros y para las pilas Impact® es de 0,26 metros, según lo visto en el apartado 2.1.4. Al igual que en la técnica de suelo homogéneo equivalente, existe mejora en el factor de seguridad producido por la superficie de deslizamiento que proporciona el muelle en relación con su estabilidad.

Se observan valores similares entre ambos métodos o procedimientos de modelados en la realización de las técnicas de mejoramiento del terreno.

Tabla 11: Resultados factor de seguridad en Geoslope/W.

Equilibrio límite		Estabilidad global (FS)		
Condición	Técnica de Modelado	Sin mejora	Con mejora CG	Con mejora IP
Estática	Homogéneo equivalente	2	2,2	2,2
	Zanjas longitudinales	2	2,1	2,2
Pseudo-estática	Homogéneo equivalente	1	1,1	1,1
	Zanjas longitudinales	1	1,1	1,1

Es posible observar que existen valores equivalentes de las magnitudes de los factores de seguridad entre ambas técnicas de mejora.

3.3 Resultados elementos finitos

Se logró encontrar una calibración en el modelo axial-simétrico para inducir tensiones en el modelo de zanjas longitudinales. El par de tensiones que coincide en asentamiento en su relación suelo-columna fueron, para las columnas de grava una tensión en la pila de $q_c = 38$ KPa y una tensión en el suelo de $q_s = 24$ KPa. Para los elementos Impact® la tensión en la pila fue de $q_c = 65$ KPa y la tensión en el suelo fue de $q_s = 16$ KPa.

El motivo de que exista una mayor brecha de la razón del par de tensiones en las técnicas de mejora utilizadas a la hora de estar calibradas, se debe principalmente a que la razón del módulo de deformación de las pilas Impact® por sobre el suelo es de 10, mucho mayor que la razón de las columnas de grava, teniendo esta última una razón de módulo de deformación de 3 por sobre el suelo.

Las pilas Impact alcanzan en esta investigación una rigidez 4 veces por sobre la rigidez de las columnas de grava. En Figura 18 se observa la calibración del par de tensiones de ambas técnicas de mejora.

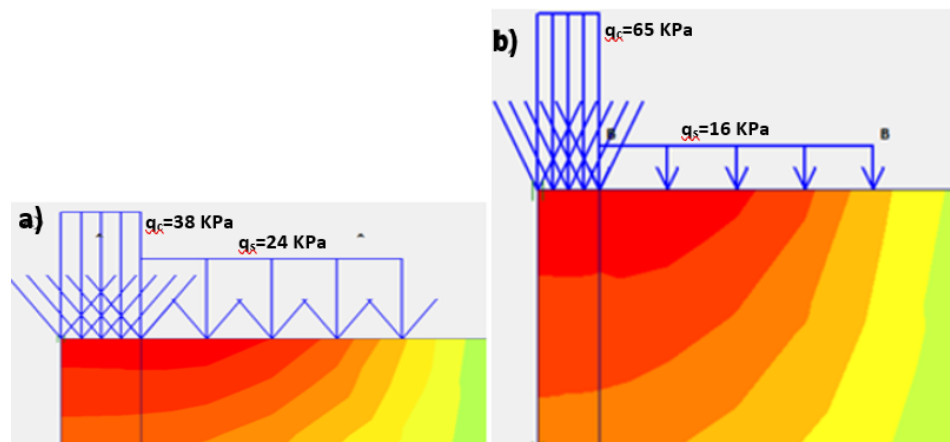


Figura 18: Calibración par de tensiones en relación suelo-columna. a) Columnas de grava, b) pilas Impact®.

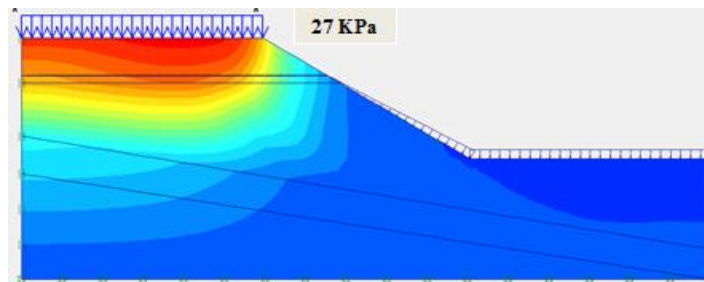
La realización de las metodologías de modelado implica calibrar los coeficientes de Poisson de los estratos y suelos homogéneos equivalentes, mediante la formulación presentada en la ecuación (11), con el fin de utilizar el procedimiento de cargas gravitatorias en el programa de elementos finitos.

A continuación, se presentan en la Tabla 13 los valores de módulos de Poisson, donde se observa que, mientras más resistentes es el estrato o suelo equivalente homogéneo, menor es el coeficiente de Poisson.

Tabla 13: Calibración de coeficiente de Poisson.

Estrato	ϕ' [°]	ν' [-]
Suelo sin mejora H-0	34	0,31
Suelo sin mejora H-1	32	0,32
Suelo sin mejora H-2	39	0,27
Suelo sin mejora H-3	32	0,32
Suelo con mejora (CG) H-0	36	0,29
Suelo con mejora (CG) H-1	35	0,30
Suelo con mejora (CG) H-2	39	0,27
Suelo con mejora (IP) H-0	35	0,30
Suelo con mejora (IP) H-1	33	0,31
Suelo con mejora (IP) H-2	39	0,27

La zona más crítica de los asentamientos se observa en la parte derecha de la coronación, producida principalmente por la sobrecarga de 27 KPa y la pendiente del puerto. (Ver Figura 19).


Figura 19: Asentamientos producidos en el puerto de San Vicente, sin mejora.

Si se comparan los asentamientos elásticos teóricos con elementos finitos, se obtienen resultados equivalentes en la condición sin mejora, con principal énfasis en la consideración de la geometría cuadrada (32 x 32) m, lo que se puede observar en la Tabla 14.

Esta comparación solo se realiza en el caso de suelos homogéneos equivalentes, en donde se observa que teóricamente se reduce sustancialmente el asentamiento, mientras que en elementos finitos solo se reduce 0,25 cm en columnas de grava y 0,43 cm en pilas Impact®. Es importante destacar que la pendiente del muelle del sitio 1 del puerto de San Vicente y la no horizontalidad de sus estratos induce mayores asentamientos en condiciones con y sin mejora (ver Tabla 15), lo que explica el aumento elevado de los asentamientos entre la teoría y los elementos finitos usando el modelo general (Figura 9) de este estudio.

Tabla 14: Resultados asentamientos para casos con y sin mejora.

Asentamiento elástico [cm]	Sin mejora	Con mejora CG	Con mejora IP
Schmertmann (1978)	1,51	0,90	0,77
Steinbrenner (1934)	1,64	1,21	1,07
Elementos finitos	1,86	1,61	1,43

La evaluación de asentamientos de las metodologías de modelado y técnicas de mejoras que se presentan en este estudio se pueden ver en la Tabla 15. En ella se observa que el asentamiento vertical bajo la coronación es de 3,0 cm en el caso sin mejora, lo que se mejora mediante las columnas de grava y los elementos Impact®. Los valores de asentamientos obtenidos a partir de los métodos de modelado para las columnas de grava son bastante cercanos, por lo que los procedimientos empleados en este sitio son certeros.

Por otra parte, en las pilas Impact® se reduce más los asentamientos mediante las metodologías de las zanjas longitudinales, debido al alto valor del módulo de deformación de diseño. Se obtienen menores asentamientos en

pilas Impact® que en columnas de grava, esto es porque la rigidez alcanzada en terreno, debido al aumento de sus tensiones laterales, es mucho mayor que las de las columnas de grava tradicionales.

Tabla 15: Resultados de asentamientos para el terreno inicial y mejorado de las técnicas de modelado.

Elementos finitos	Asentamiento [cm]		
	Técnica de Modelado	Sin mejora	Con mejora (CG)
Homogéneo equivalente	3,0	1,84	1,58
Zanjas tensión inducida	3,0	1,97	1,33
Zanjas viga rígida	3,0	1,94	1,33

4. CONCLUSIONES

Los ensayos efectuados en terreno son la principal fuente de datos de entrada en metodologías de equilibrio límite y de elementos finitos, por lo tanto, se requiere una ardua y precisa campaña geotécnica para tener resultados fidedignos.

El modelo estratigráfico determinado en esta investigación presenta un estrato de arena suelta y este, en conjunto con la pendiente del talud y los estratos, producen en su mayoría problemas en los estados de límite último y de servicios.

Se aprecia un aumento en los módulos de deformación en los suelos homogéneos equivalentes mediante la inclusión de las técnicas de mejora. Sin embargo, no ocurre lo mismo con los parámetros resistentes de los estratos equivalentes nuevos, esto se debe principalmente a que los estratos presentan propiedades resistentes elevadas, lo que implica no tener un aumento considerable de los parámetros mejoras equivalentes.

Similares valores se obtienen entre las 3 metodologías de modelado en deformación plana, ya sea en evaluación de estabilidad global o asentamientos, con lo que se puede concluir que las calibraciones de los autores citados utilizadas en esta investigación son factibles.

Equivalentes valores de factores de seguridad se obtienen mediante las técnicas de mejoras del terreno a través del procedimiento entrada y salida.

La superficie de deslizamiento producida mediante el proceso de entrada y salida se basa de acuerdo a los antecedentes de terreno y comunicaciones con el puerto de San Vicente.

Existe un leve aumento de los factores de seguridad en el análisis de estabilidad global. Principalmente se debe a los elevados parámetros resistentes de los estratos, implicando que no aumente la resistencia cortante del puerto y esto hace no contrarrestar la resistencia cortante producida por la superficie de falla del talud.

Se obtienen equivalentes valores de asentamientos a partir de Schmertmann (1978), Steinbrenner (1934) y elementos finitos para la situación sin mejora y teniendo en cuenta una geometría cuadrada del terreno. Por otra parte, al considerar el puerto con el talud correspondiente y la distribución de estratos no horizontales, existe un aumento en los asentamientos elásticos, por lo que se puede concluir que estas teorías no aplican en taludes.

Se obtienen menores magnitudes en los resultados de asentamientos de las pilas Impact® por sobre las columnas de grava, lo que se debe principalmente a que las rigideces alcanzadas por las pilas Impact® son cuatro veces mayores que las de las columnas de grava, sin embargo, ambas técnicas de mejora son factibles a la hora de reducir asentamientos.

Los factores de seguridad y asentamientos cumplen con los mínimos admisibles según normativa de puerto española.

Se recomienda seguir los siguientes temas de investigación:

1. Evaluación dinámica del Puerto de San Vicente, mediante distintas técnicas de modelado en deformación plana.
2. Calibración de parámetros resistentes y deformacionales en transformación de modelos 3D a modelos 2D en elementos finitos.

3. Mejoramiento de la cara del talud del muelle del Puerto de San Vicente mediante técnicas de mejora y su evaluación mediante EL y EF.

5. AGRADECIMIENTOS

A mi novia **Camila Sandoval**, por el apoyo y motivación en momentos difíciles, por estar a mi lado durante toda mi vida universitaria, por hacer que cada día tenga un significado distinto y por ayudarme hacer la persona que soy hoy en día. A mis **padres**, por la formación que me dieron como hijo, por su apoyo incondicional, por brindarme orientación y comprensión en cualquier momento de mi vida. A mis **amistades** que contribuyeron en el desarrollo de mi carrera profesional, y que me apoyaron durante mis estudios. A mis **suegros**, por recibirme como un hijo más en su casa durante el transcurso de mi etapa como estudiante universitario. A **Iván Cañete Núñez**, por el apoyo, consejos y disposición para el desarrollo de los diseños Impact®. Finalmente agradezco a los **Drs. José Miguel Montenegro Cooper y Pablo Lapeña Mañero**, por su dedicación, entrega y respaldo incondicional en mi desarrollo académico, esto me ha permitido formarme como profesional.

6. BIBLIOGRAFÍA

Adam, D., Schweiger, H.F., Markiewicz, R. y Knabe, T. (2010). “Euro 2008 Stadium Klagenfurt–Prediction, Monitoring and back calculation of settlement behavior”. In *Proceedings of the From Research to Design in European Practice*, Bratislava, Slovak Republic, 2–4 June.

AFNOR (1999). Norme NFP 94-110-2, Essai pressiométrique Ménard – essai avec cycle.

American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO. (1994). LRFD Bridge Design Specifications, (1ª. Ed.), Washington D.C.

Arévalo, F. (2018). “Evaluación de la utilización de columnas de grava y de pilotes para mejorar las propiedades geotécnicas de un puerto de Talcahuano”. *Simposio de Habilitación profesional Departamento de Ingeniería Civil 21 a 24 de agosto 2018*. Concepción, Chile.

Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of soil and foundations*. (2ª Ed.) Taylor & Francis Group. EEUU.

Azizi, F. (1999). *Applied analyses in geotechnics*. Published E & FN Spon. London.

Baker, J.F. y Heyman, J. (1969). *Plastic Design of Frames 1: Fundamentals*, Cambridge. University Press, Cambridge.

Balaam, N.P. y Booker, J.R. (1981). “Analysis of rigid rafts supported by granular piles”. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 5: pp. 379-403.

Balaam, N.P. y Booker, J.R. (1985). “Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay”. *International Journal Numerical and Analytical Methods Geomechanics*, pp. 331–351.

Barksdale, R.D. y Bachus, R.C. (1983). “Design and construction of Stone Columns”. *Federal Highway Administration Office of Engineering and Highway Operations Research and Development*, Washington, D.C. Rep. No. FHWA/RD-83/026.

Bowles, J.E. (1997). *Foundation analysis and design*. (5ª. Ed.). McGraw-Hill Companies, Inc. EEUU.

Braja, M. D. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. (1ª. Ed.). International Thomson. México.

Braja, M. D. (2011). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. (4ª. Ed.). International Thomson. México.

Briaud, J. L. (2013). *Geotechnical Engineering, Unsaturated and saturated soils*. Published by John Wiley & Sons

Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M. y Foria, F. (2018). *Plaxis 2D Foundation Manual*. The Netherlands.

- Cano, H.** (2008). Obtención de parámetros geotécnicos mediante el ensayo presiométrico. *Jornada: El ensayo presiométrico en el proyecto geotécnico, CEDEX-UPC*, Madrid.
- Castro, J.** (2008). Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. Tesis doctoral. Universidad de Cantabria. España.
- Castro, J. y Sagasetta, C.** (2010). Discussion of “Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground”. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE*. pp. 892–894.
- Castro, J.** (2017). “Modeling Stone Columns”. *Materials 2017*, 10, 782; doi:10.3390/ma10070782.
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U. y Mange, P.** (2009). “Construction processes—State of the art report.” *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt, 5–9 Oct., 3006–3135.
- Código Técnico de la Edificación CTE.** (2007). Seguridad estructural Cimientos. España.
- Emin Sistemas Geotécnicos.** (2018). Comunicación interna.
- Estaire, J., et al.,** (2012). Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7. Laboratorio de Geotecnia – CEDEX. España.
- GeoSlope/W.** (2012). [Programa computacional]. Stability Modeling with GeoStudio. Canadá.
- Han, J.** (2015). *Principles and practice of ground improvement*. Published by John Wiley & Sons, Inc., Honoken, New Jersey.
- Handy, R.L.** (2001). “Does Lateral Stress Really Influence Settlement?” *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 127, No. 7.
- Hatanaka, M. y Uchida A.** (1996). “Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils,” *Soils Found.*, Vol. 36, No. 4, pp. 1-9.
- Hetenyi, M.** (1946). *Beams on Elastic Foundations: Theory with Applications in the field of Civil Engineering*, University of Michigan Press, Ann-Arbor.
- Jiménez-Salas, J. A., De Justo-Alpañés, J.L. y Serrano-González, A.A.** (1981). *Geotecnia y Cimientos II: Mecánica de suelos y las rocas.* (2^{da}. Ed.). Rueda, Madrid.
- JSCE.** (1984). “Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan. Japanese Society of Civil Engineers,” Tokyo.
- Kishida, H.** (1969). “Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui earthquakes,” *Soils Found.*, Vol. 9, No. 1, pp. 75-92.
- Lees, A.** (2016). *Geotechnical finite element analysis. A practical guide.* Published by ice. London.
- Manual de carreteras.** (2018). Instrucciones y criterios de diseño. (Ed. 2014). MOP. Dirección de vialidad. Vol. 3. Chile.
- Mitchell, J.K.** (1981). “Soil improvement. State of the art report”. *10TH International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Estocolmo, Vol.4, pp. 509-565.
- Mitchell, J.M. y Jardine, F.M.** (2002). “A Guide to Ground Treatment”. CIRIA Publication C573, *Construction Industry Research and Information Association*, London.
- Naylor, D.J. y Pande, G.N.** (1981). *Finite Element in Geotechnical Engineering.* (1^a. Ed.). Pineridge Press Limited. Swansea.
- Ng, K.S.** (2013). Numerical Study of Floating Stone Columns. Ph.D. Thesis, National University of Singapore, Singapore.
- Ng, K.S. and Tan, S.A.** (2015). “Simplified homogenization method in stone column designs”. *Soils Found.* 55, pp. 154–165.
- Norma chilena. NCh Of 3364.** (2014.) Geotecnia – Ensayo de Penetración Estándar.

- Ortuño, L.** (2003). “Vibroflotación. Columnas de Grava”. *Jornada sobre Mejora del Terreno de Cimentación*. Madrid.
- Peck, R., Hanson, W.E. y Thornburn, T.H.** (1953). *Foundation Engineering*. Published by John Wiley & Sons.
- Pilotes Terratest.** (2017). Catalogo Columnas de grava, Vibrosustitución y Vibrocompactación.
- Plaxis 2D.** (2010). [Programa computacional]. Delft. The Netherlands. Plaxis 8.5.
- Potts, D. M. y Zdravkovic L.** (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Thomas Telford. London.
- Potts, D. M. y Zdravkovic L.** (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering, application*. Thomas Telford. London.
- Powrie, W.** (2004). *Soil Mechanics, concepts & applications*. (2ª. Ed.). Published by Taylor & Francis.
- Priebe, H. J.** (1995). “The design of vibro replacement”. *Ground Engineering*.
- Pulko, B. y Logar, J.** (2011). “Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model”. *Geotext. Geomembr.* pp. 29–39.
- Puzrin, A. M.** (2012). *Geomechanics of Failures*. Published by Springer.
- ROM.** (2005). Recomendaciones para Obras Marítimas. Capítulo 3 “criterios geotécnicos”.
- Ruiz, S. y Saragoni, G.R.** (2005). “Fórmulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismogenesis y los efectos del suelo”. *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX jornada, 16-19 de noviembre*. Concepción.
- Sagaseta, C.** (2006). “Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno”. *Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS 6a Sesión: Técnicas de Mejora del Terreno*, Madrid.
- Saragoni, G.R., Astroza, M. y Ruiz, S.** (2004). “Comparative study of subduction earthquake ground motion of north, central and south America”. *In Proceedings of the thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 104. CD-ROM. Vancouver.
- Schaefer, V.R.** (1997). “Ground improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment: Developments 1987-1997”. *Geotechnical Special*. Publication No 69, ASCE.
- Schmertmann, J. H.** (1975). “Measurement of In-situ Shear Strength,” *in ASCE Specialty. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties*.
- Schmertmann, J. H. y Hartmann, J. P.** (1978). “Improved Strain Influence Factor Diagrams”, *Journal of the Geotechnical Engineering Divisions*, American Society of civil Engineers, Vol. 104, No GT8, pp. 1131-1135.
- Schweiger, H.F.; Pande, G.N.** (1986). “Numerical analysis of stone column supported foundations”. *Comput. Geotech.* pp. 347–372.
- Smith, I. M. y Griffiths, D. V.** (1996). *Programming the Finite Element Method*. (5ª. Ed.). Published by John Wiley and Sons.
- Steinbrenner, W.** (1934). “Tafeln zur Setzungsberechnung”, *Die Strasse*, Vol. 1, pp. 121-124.
- Tan, S.A., et al.,** (2008). “Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground”. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* ASCE. pp. 185–194.
- Terzaghi, K. and Peck, R.** (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K.** (1955). “Evaluation of coefficients of subgrade reaction”. *Geotechnique*, Vol. 5, No 4, pp. 41-50.
- Van Impe, W. De Beer, E.** (1983). “Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of Stone columns”. *In Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, Finland, 23–26 May; Vol. 1, pp. 309–312.

- Vera-Granauer, X., Bravo, J., González, O., López, S. y de la Fuente, H.** (2018). “Columnas de grava apisonada en suelos blandos y potencialmente licuables”.
- Weber, T.M., Springman, S.M., Gab, M., Racansky, V. y Schweiger, H.F.** (2009). “Numerical modelling of stone columns in soft clay under an embankment”. In *Geotechnics of Soft Soils—Focus on Ground Improvement*; Taylor & Francis: London, UK, pp. 305–311.
- White, D.J., Suleiman, M., Phan, H. y Bigelow, J.** (2002). “Constitutive Equations for Aggregates used in Geopier® Foundation Construction”, Iowa State University of Science and Technology, Department of Civil and Construction Engineering.
- Wissmann, K. J., Moser, K. and Pando, M. A.** (2001). “Reducing Settlement Risks In Residual Piedmont Soils Using Rammed Aggregate Pier Elements.” *Proceedings of ASCE Specialty Conference*, Blacksburg, VA. June 9-13.
- Wissmann, K. J., FitzPatrick, B. T., White, D. J., Lien, B. H.** (2002). “Improving Global Stability and Controlling Settlement with Geopier® Soil Reinforcing Elements.” *Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement Techniques*. Kuala Lumpur, Malaysia. March 26-28.
- Zeng, W.** (2010). Assessment of Matrix Soil Improvement Using Displacement Aggregate Piers. Thesis. Iowa State University.
- Zienkiewicz, O. C. y Taylor R. L.** (1982). *El método de los elementos finitos (The finite element method)*, Traducción de la tercera edición inglesa por OÑATE, España, ed. Reverté S.A.
- Zhang, Z., Han, J. y Ye, G.** (2014). “Numerical investigation on factors for deep-seated slope stability of stone column-supported embankments over soft clay”. *Eng. Geol.*, pp. 104–113