

## ***Evaluación de la utilización de columnas de grava y de pilotes para mejorar las propiedades geotécnicas de un puerto de Talcahuano***

*F. Arévalo Hurtado<sup>1</sup>, J. Montenegro Cooper<sup>2</sup>, Pablo Lapeña<sup>3</sup>*

### **RESUMEN:**

El suelo es un material natural que es necesario estudiar profundamente para todo proyecto de ingeniería civil, pudiendo este utilizarse como material de relleno, terreno de fundación, entre otros. Es por ello importante, previo a la ejecución de un proyecto, asegurar que la construcción comience en un terreno firme y adecuadamente estudiado. En el puerto San Vicente, Talcahuano, y como consecuencia del terremoto ocurrido en febrero de 2010, se han observado ciertos daños en la infraestructura del mismo. Este trabajo tiene por objeto evaluar y/o explicar los movimientos ocurridos en el muelle 1 del citado puerto, habiendo analizado la capacidad de soporte, la estabilidad global y el potencial de licuación. A partir de los resultados obtenidos se plantean dos posibles soluciones para resolver el problema, siendo una de ellas la instalación de columnas de grava y la otra mediante la construcción de pilotes.

**PALABRAS CLAVES:** Mejoramiento de suelo, pilotes, columna de grava, Puerto San Vicente.

### **ABSTRACT:**

The soil is a natural material and it is necessary to study deeply for every civil engineering project. Being able to use soil as filling material, land of foundation, among others. Therefore it is important, prior to the execution of a project, to ensure that the construction begins on a firm ground and that the soil has been properly studied. In the port of San Vicente, Talcahuano, and as a consequence of the earthquake that occurred in February 2010, certain damages have been observed in its infrastructure. The purpose of this research is to evaluate and explain the movements that took place in Pier 1 of the aforementioned port. This research focuses on analyzing the support capacity, the global stability and the potential liquefaction. Based on the results obtained, two possible solutions are proposed to solve the problem, one of them being the installation of gravel columns and the other by the construction of piles.

**KEYWORDS:** Ground Improvement, stone column, piles, port.

<sup>1</sup> Felipe Andres Arévalo Hurtado, Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [Farevalo@ing.ucsc.cl](mailto:Farevalo@ing.ucsc.cl)

<sup>2</sup> Profesor guía, José Miguel Montenegro Cooper, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [jmontenegro@ucsc.cl](mailto:jmontenegro@ucsc.cl)

<sup>3</sup> Profesor informante, Pablo Lapeña, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE.

## 1 INTRODUCCIÓN:

El puerto de atraque del Puerto de San Vicente ha sido concesionado por el gobierno de Chile a la empresa San Vicente Terminal Internacional (SVTI) desde el 1<sup>o</sup> de enero del año 2000. Considerando este hecho, se han fusionado así todas las etapas logísticas para exportadores e importadores de la séptima, octava y novena región del país. El presente estudio se realizó en el puerto de San Vicente (Ver figura 1), ubicado en la región del Biobío, a unos 500 km al sur de Santiago. La latitud y longitud del citado puerto son las siguientes: 36°44'00" Sur - 73°09'00" Oeste.

Las principales cargas que mueve el terminal son contenedores con productos forestales, elementos de la industria pesquera y cargas relacionadas al sector agroindustrial y también importantes embarques de astilla de madera a granel.

La bahía de San Vicente posee un clima marítimo de costa occidental con veranos secos. El promedio pluviométrico es de 1.250 mm anuales aproximadamente y sus temperaturas promedio están entre los 12 a 13° C alcanzando temperaturas extremas máximas de 33°C en el mes de enero y - 6°C en el mes de Agosto, sin embargo el promedio máximos de Temperatura en los meses de verano (Dic.- Feb.) son de 22,8 °C y los medios mínimos en los meses de invierno (Jun.- Ago.) son de 3.5 °C. El oleaje en la zona del puerto es bajo, debido a protecciones naturales y a un rompeolas de 635 m de longitud. Los vientos predominantes son SW en meses de verano y NW en invierno entre 5 y 25 nudos (SVTI, 2016).

El Puerto de San Vicente posee un área total de 423.500 m<sup>2</sup>, de las cuales 250.000 m<sup>2</sup> corresponden al puerto comercial y el resto a cerros y áreas de rellenos y rompeolas. Hasta el año 2017 contaba con tres sitios de atraque aptos para naves que cumplan con los requerimientos de tamaño. El sitio 1 alcanza un largo de 160 m y un calado de 12 m, el sitio 2 unos 220 metros de longitud y 11,4 m de calado, mientras que el sitio 3, 220 m con un largo y calado de 12 m (ver Figura 2 y Figura 3). El terremoto ocurrido el pasado 27 de Febrero de 2010, provocó daños considerables en la infraestructura del puerto, siendo necesario reparar su estructura. Los citados trabajos de reparación comenzaron en junio de 2013, habiéndose previsto además la extensión del frente de atraque con un muelle extra de 264 m de extensión y 38 m de ancho, el que se denominó sitio 4 (ver Figura 2). Las obras antes mencionadas, contemplan una inversión total de 120 millones de dólares y se espera estén terminadas este 2018.

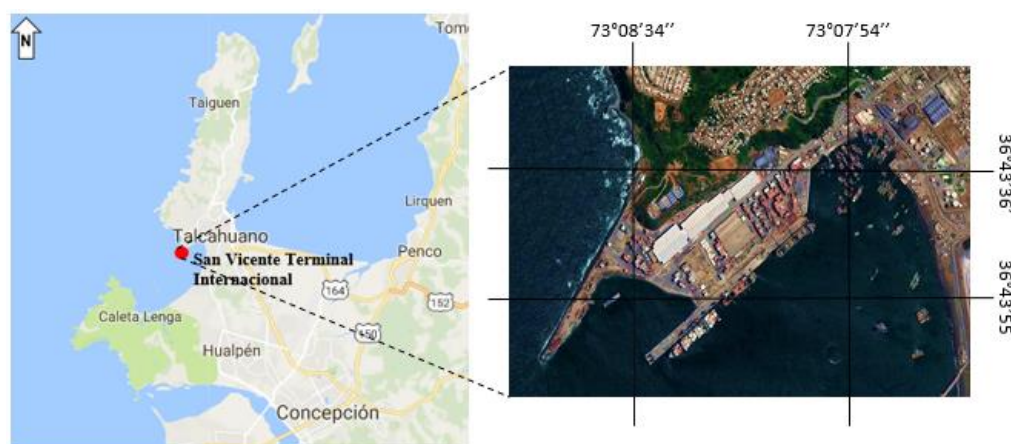


Figura 1: Ubicación de la zona de Estudio.  
Fuente: Modificado de Google Earth.

## 1.1 Caso de estudio

El presente trabajo tiene por objeto explicar el comportamiento geotécnico observado en los últimos años en el sitio 1. Los antecedentes recogidos para efectuar la tarea indicada anteriormente han sido obtenidos mediante una visita a terreno y a partir del estudio geotécnico del puerto, el que incluye ensayos: SPT, presiométricos, resultados de laboratorios, así como modelos estratigráficos obtenidos a partir de los ensayos antes mencionados. En este trabajo se proponen dos sistemas para mejorar la estabilidad global del sitio 1, tales como la construcción de columnas de gravas o colocación de pilotes.

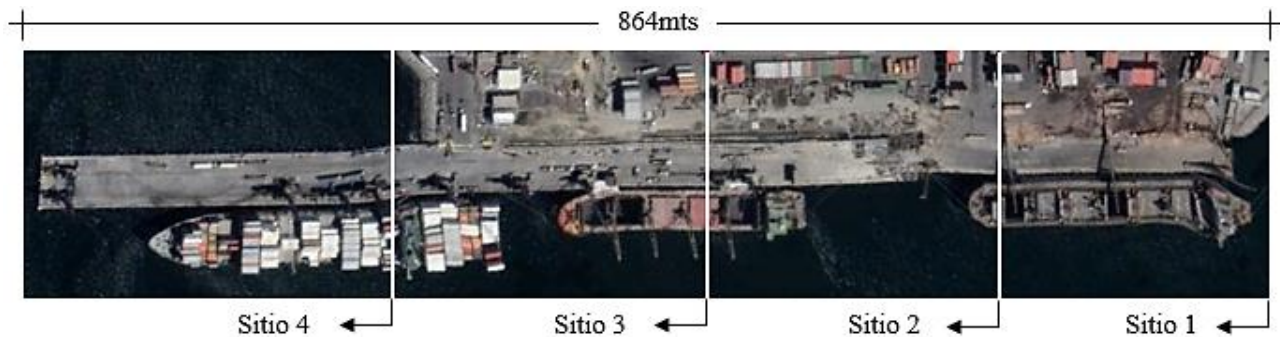


Figura 2: Sitios del muelle.

Fuente: Modificado de Google Earth.

## 1.2 Antecedentes geotécnicos

Los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT) efectuados han sido empleados para verificar y proponer el modelo estratigráfico planteado en el estudio geotécnico del puerto. La ubicación en planta de los ensayos de penetración estándar (SPT), tanto terrestres como marinos, pueden verse en la Figura 3. La roca basal fue alcanzada a profundidades entre 14,80 y 41,84 m bajo la superficie del terreno (ST) o del fondo marino (SM), respectivamente.

Estos ensayos juntos con los de laboratorio permitieron establecer una estratigrafía base la cual está descrita principalmente por un relleno artificial, fango, arenas finas y la roca basal ubicada aproximadamente a una profundidad promedio de 30 metros por debajo de la superficie terrestre.

Luego de conversar con personal de STVI y estudiar la información geotécnica disponible del sector, incluidos posibles movimientos de tierra observados en el terreno, se puede concluir preliminarmente que se requiere evaluar en el sitio 1 su capacidad de soporte, su estabilidad global y su potencial de licuación. Adicionalmente, en caso de ser necesario se evaluarán diferentes alternativas de mejora del terreno.

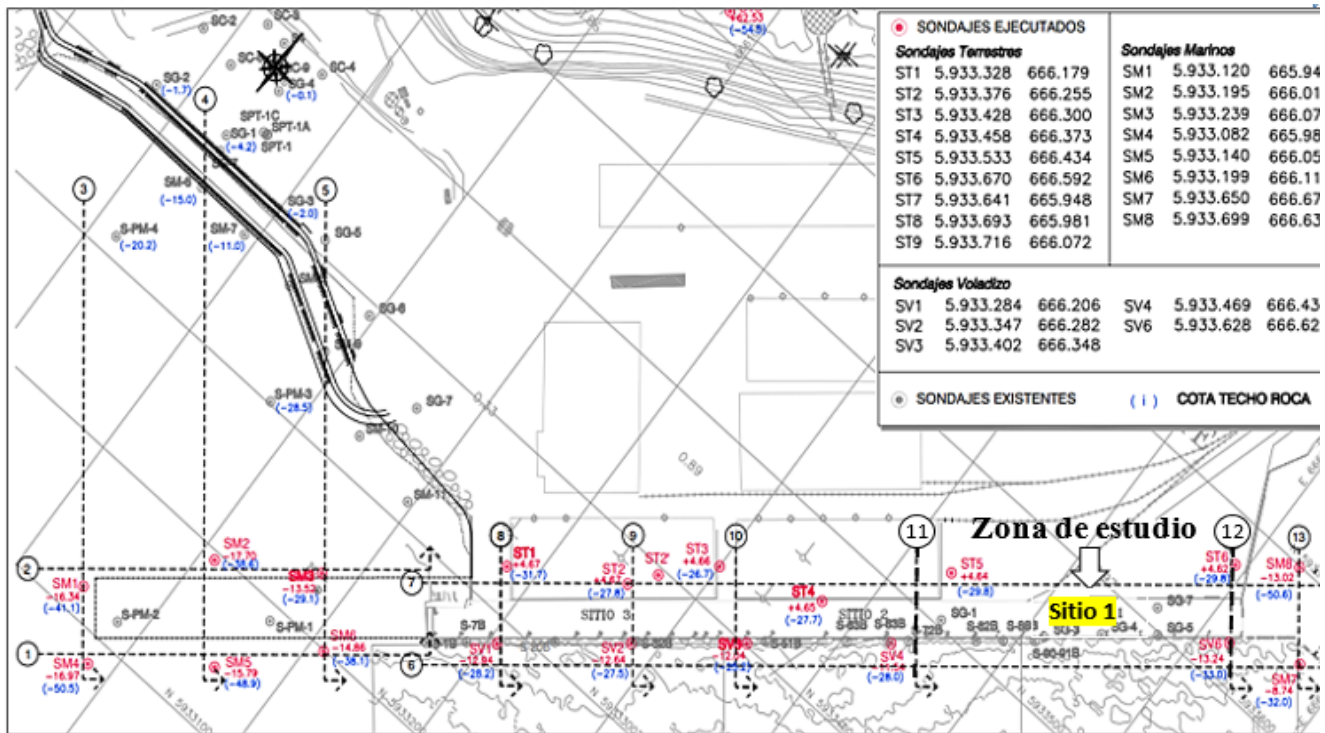


Figura 3: Plano con la localización de los ensayos SPT realizados.

Fuente: Modificado de informe geotécnico.

### 1.3 Factores para seleccionar el método de mejora del suelo

Hoy en día existen diversos tipos de técnicas de mejoramiento de suelo y muchos de ellos han evolucionado gracias al gran avance tecnológico del siglo XXI. Han (2015) plantea que para efectuar una decisión acertada al momento elegir una técnica de mejoramiento es necesario considerar las siguientes condiciones: estructural, geotécnica, restricciones medio ambientales, construcción, seguridad y durabilidad.

Dentro de las más importantes y para efecto de este trabajo, podemos destacar las condiciones geotécnicas, puesto que estudiar el tipo de suelo y la distribución de sus partículas es esencial para hacer una elección preliminar del método más adecuado para ejecutar un mejoramiento.

La Figura 4 muestra, conocidas las bandas granulométricas del suelo en estudio, las técnicas de mejora más apropiadas para incrementar sus propiedades geotécnicas. Se puede deducir que para arenas hay una gran cantidad de opciones, lo que es favorable para las empresas ya que es posible evaluar la elección del método con una mayor flexibilidad dependiendo de los recursos humanos y/o monetarios disponibles.

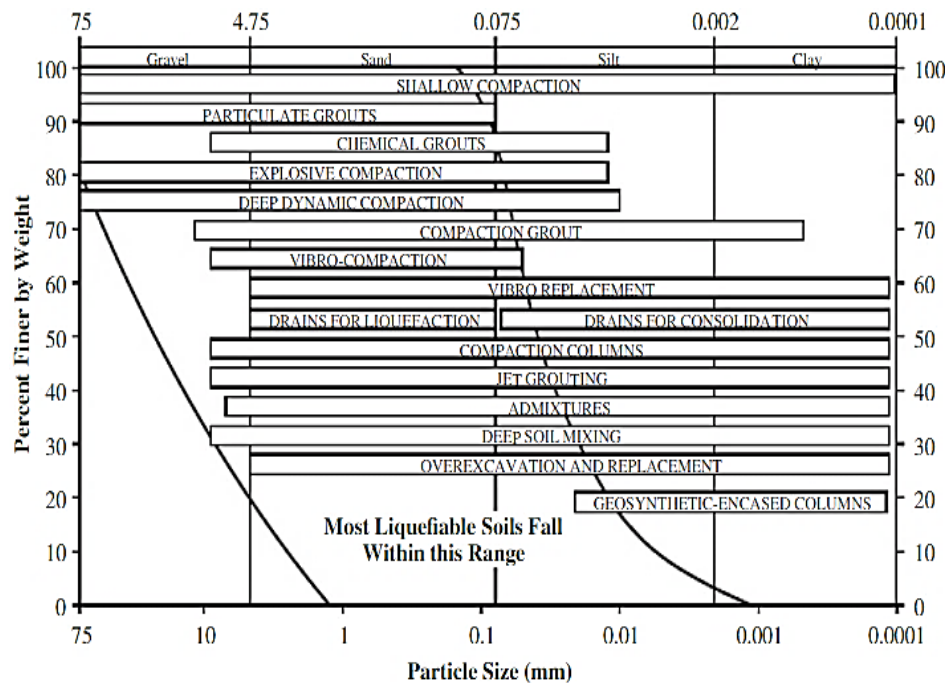


Figura 4: Técnicas de mejora en función de la granulometría de un suelo.  
 Fuente: Han, 2015. Modificado de Schäfer et al., 2012.

#### 1.4 Columnas de grava

Las columnas de grava es una técnica de mejora de suelo en el que se introduce y/o incluye grava al interior del terreno. Las columnas de grava atraviesan terreno de capacidad de soporte baja y/o alta compresibilidad, alcanzando un estrato de mejores características geotécnicas, debido a que estas son más rígidas que el suelo circundante, atraen una parte importante de las cargas aplicadas en la superficie a través de la concentración de tensiones ya que poseen una mayor rigidez que el suelo que están reemplazando. Por lo tanto el terreno en conjunto con las columnas genera un sistema integrado que tiene menor compresibilidad y mayor resistencia al corte (Figura 5), lo que permite llegar a un nivel aceptable la capacidad portante (Kirsch, 2010).

Esta técnica se utiliza extensamente para resolver uno – o incluso más de uno- de los siguientes problemas geotécnicos: baja capacidad portante, inestabilidad global, asentamiento excesivo, asentamiento por consolidación de muy larga duración en el tiempo y/o suelos licuables (Barksdale y Bachus, 1983).

En general las columnas de grava se utilizan en una vasta gama de proyectos, tales como terraplenes, estabilización de deslizamientos, rellenos de acceso a puentes, apoyo de tanques y/o depósito de almacenamiento, edificaciones ligeras y extensas, solución para la licuefacción y empleo marítimo (Kirsch, 2010. Pollan, 2014. Keller, 2017. Enoki et al, 1991). La Figura 5 muestra su empleo en la reducción de la inestabilidad global y/o baja capacidad de soporte del terreno de fundación de un terraplén.

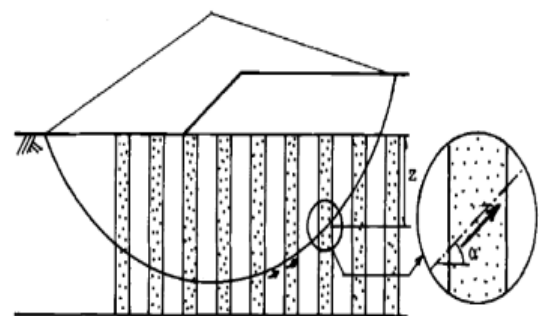


Figura 5: Mejora de la estabilidad al deslizamiento del cimienta a través de columnas grava.

Fuente: Enoki et al., 1991.

En general, las columnas de grava presentan cuatro modos principales de falla, los que se resumen en la Figura 6. Las columnas pueden fallar mediante aplastamiento, rotura general, punzonamiento o abultamiento. En general, si la longitud de la columna de grava es mayor a cuatro diámetros, se puede producir su inestabilidad por abultamiento, independientemente si ésta se apoya en un estrato competente o no (Kirsch, 2010).

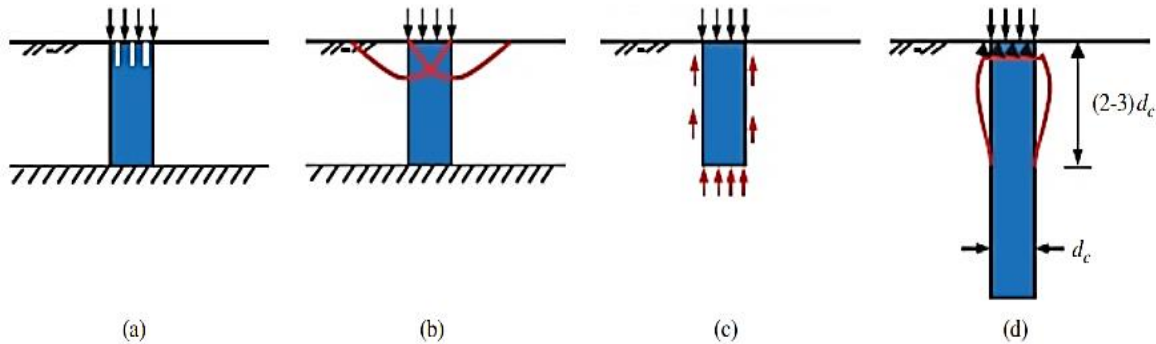


Figura 6: Posibles modos de fallas para columnas individuales sometidas a cargas verticales.

(a) Aplastamiento, (b) rotura general, (c) punzonamiento, o (d) abultamiento.

Fuente: Modificado de Han. J (2015).

En la Figura 7 se puede observar la metodología general para la aplicación de columnas de grava a través del método vibración seca por alimentación de fondo. Este método sustituye al método de vía húmeda, ya que incorpora un vibrador con aire comprimido que se acopla a un tubo alimentador y este a su vez a la tolva donde se deposita la grava para que avance a lo largo del sistema, hasta llegar por el orificio de salida situado en la parte inferior del vibrador. (Keller, 2009).

Existen 3 tipos de métodos vibratorios para su ejecución, estos están explicados en la Tabla 1. Es importante mencionar que el método por vía húmeda está siendo gradualmente sustituido por la vía seca, debido parcialmente al efecto negativo del agua (suministro, zanjas de drenaje, balsas de decantación y eliminación final) y a la inundación de la superficie de trabajo (Chu et al., 2009). Actualmente, el sistema de ejecución de columnas de grava más usado es por vía seca y con alimentación por fondo. Son particularmente útiles cuando se tiene problemas de agua en la superficie, constituyendo una evolución tecnológica respecto a otros sistemas previos.

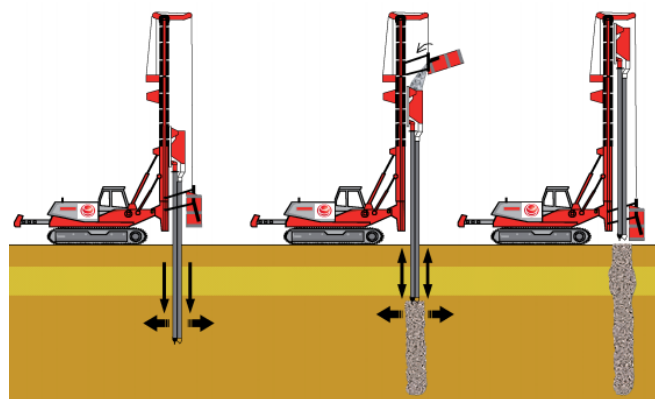


Figura 7: Mejora del cemento a través de columnas grava.

Fuente: Keller, 2009

Los distintos métodos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 1: Tipos de métodos vibratorios

Métodos Vibratorios	Descripción
Vía húmeda alimentación superior (vibro sustitución)	Se abre paso al vibrador con la ayuda de chorros de agua, se mantiene en el terreno y se vierte la grava desde superficie.
Vía seca alimentación superior (Vibro desplazamiento)	La penetración del vibrador se realiza junto a aire comprimido. Se retira el vibrador del terreno y se vacía la grava en el hueco.
Vía seca alimentación por fondo (Vibro desplazamiento)	Se hace uso de aire comprimido para ayudar la penetración del vibrador pero a diferencia del método anterior, sin retirarlo se introduce la grava por un tubo fijado al vibrador.

### 1.5 Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales utilizados como fundación profunda con la finalidad de transmitir las cargas de la superestructura y/o la infraestructura hasta estratos más profundos con capacidad de carga suficiente. Los pilotes transmiten las cargas al terreno por fuste (ver Figura 8 (a)), por punta (ver Figura 8 (b)) o por ambos procedimientos a la vez (ver Figura 8 (c)). Además de clasificarlos por su forma de trabajo, los pilotes pueden clasificarse según su materialidad (hormigón, acero o madera), modo de ejecución (hincados o fabricados in situ). Para efectos de este estudio se asumió el uso de pilotes hincados de hormigón. Para estudiar en detalle la forma de trabajo de los pilotes se recomienda revisar uno de los siguientes libros: Bowles (1996) o Das (2011).

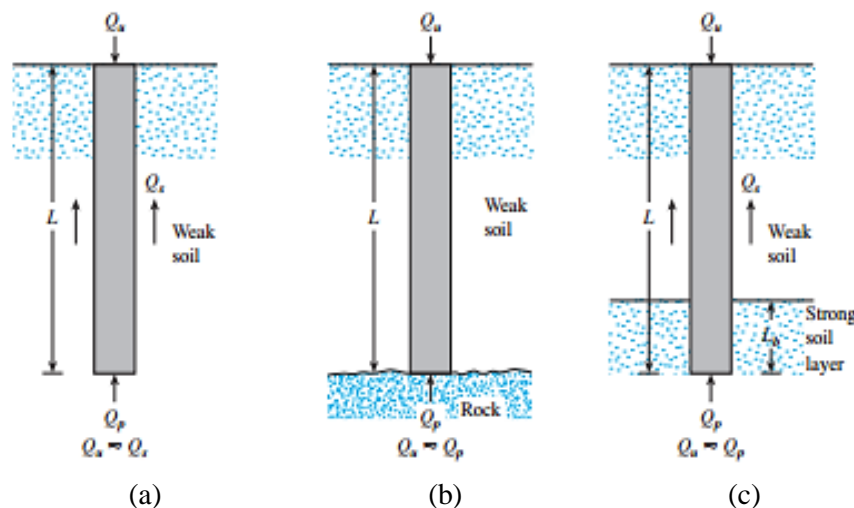


Figura 8: Tipos de pilotes; resistentes por punta, por fuste, pilote de compactación. Fuente: Das, B, 2011

## 2 METODOLOGÍA

La metodología del presente estudio se divide en tres partes: i) definición de un modelo estratigráfico, ii) verificación de los estados límites últimos, y iii) diseño de soluciones de mejora. La información utilizada en la presente investigación proviene de una visita a terreno efectuada al sitio 1, junto a la revisión de ensayos in situ proporcionados por la concesionaria a cargo del puerto de San Vicente.

El modelo estratigráfico propuesto considera únicamente el análisis del ensayo de penetración estándar (SPT) incluyendo los principales parámetros geotécnicos de cada una de las unidades definidas. Las verificaciones de los estados límites últimos (capacidad de soporte, estabilidad global y potencial de licuación) han sido efectuadas con el modelo estratigráfico indicado en este trabajo. Por último, para resolver los problemas detectados, basados en la información revisada se plantean dos posibles soluciones, compuestas por columnas de grava y pilotes.

La Figura 9 muestra un container tipo utilizado en el transporte de mercancías marítimas. Las dimensiones típicas de estos son 12,2 metros de largo, 2,6 de altura y 2,4 de ancho, alcanzando un peso máximo, considerando las mercancías que se colocan en su interior de 20 toneladas. Para efectos de cálculo se consideró la posibilidad de apilar como máximo cuatro container los que transmitirían en su conjunto al terreno una tensión de 27 kPa.



Figura 9: Contenedor de medidas 12,2 x 2,44 x 2,6 (m).

Fuente: [www.northcontainer.com](http://www.northcontainer.com)

### 2.1 Modelo estratigráfico

El ensayo SPT ha sido utilizado extensamente en el estudio geotécnico del Puerto de San Vicente, habiendo sido ejecutados nueve sondajes terrestres, seis en voladizo y ocho marinos (Ver Figura 3). Es necesario indicar que el citado ensayo posee varios defectos en su ejecución e interpretación. No obstante, es extensamente empleados en estudios geotécnicos para determinar las propiedades geotécnicas del subsuelo.

El análisis de los resultados obtenidos en ensayo ha sido empleando la norma NCh 3364 Of 2014, en el que se corrigió el número de golpes medido en terreno por normalización a presión de confinamiento de  $1 \text{ kgf/cm}^2$  ( $C_N$ ) y por largo de barras ( $C_R$ ). Los otros factores (energía teórica del ensayo, diámetro del sondaje y utilización de linar) no han sido considerados, dado que no se contaba con la información necesaria para efectuar una adecuada corrección. Cabe señalar que la mayoría de los estratos son arenas y/o arenas limosas, por lo que fue corregido el número de golpes por los factores antes mencionados. A partir de los números de golpes corregidos ( $N_{160}$ ) se han determinado a través de correlaciones en Terzaghi & Peck (1967) el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), la cohesión ( $c$ ) y el módulo de deformación ( $E$ ) empleados en el diseño.

En la zona de estudio se encuentra únicamente un sondeo terrestre (ST6 en Figura 3). No obstante, se consideraron para el modelo estratigráfico dos sondeos terrestres (ST5 y ST6), dos sondeos en voladizo (SV4 y SV6) y dos sondeos marinos (SM7 y SM8).

Los horizontes definidos en el presente trabajo fueron definidos a partir de la experiencia recogida en la visita a terreno y principalmente del sondeo terrestre 6 (ST6). En la visita al puerto se pudo saber de varios intentos de construcción de jetgrouting, los que fueron fallidos debido a la imposibilidad de atravesar una capa densa. El sondeo terrestre 6 muestra claramente la existencia de dicha capa, razón por la cual fue este el sondeo principalmente empleado en la definición de los horizontes.

## 2.2 Estados límites últimos

El diseño adecuado de cualquier estructura, especialmente si esta conlleva un importante desembolso de dinero, se requiere asegurar que en dichas obras no se producirá su fallo. La verificación de los estados límites últimos corresponde a analizar los posibles mecanismos de fallo y/o pérdidas de resistencia al corte que pudiera presentar las instalaciones. En este sentido se han verificado los siguientes estados límites últimos: capacidad portante, estabilidad global y licuación.

La verificación de la capacidad de soporte de una fundación corresponde a analizar que las fuerzas resistentes producidas por el suelo son superiores a las fuerzas solicitantes aplicadas por la fundación y/o estructura. Varios mecanismos de falla han sido desarrollados y estudiados por diferentes investigadores, siendo los más habituales de uso para determinar la presión de hundimiento ( $q_{ult}$ ) en fundaciones superficiales los propuestos por Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970) y Vesic (1973). Para estudiar en detalle cada uno de los procedimientos antes comentados se recomienda revisar uno de los siguientes libros: Bowles (1996) o Das (2011).

La presión de hundimiento debe ser comparada con la tensión de trabajo y/o aplicada. A la relación entre los dos valores anteriores se la llama factor de seguridad. El factor de seguridad relaciona la presión de hundimiento ( $q_{ult}$ ) con la carga de trabajo ( $q_{trab}$ ), aceptándose como valor mínimo de 3 ( $FS \geq 3$ ). Se recuerda que para este trabajo se consideró una tensión de trabajo de 27 kPa, consideradas al apoyar sobre el suelo cuatro contenedor uno encima del otro.

Una segunda comprobación es la de la estabilidad global del muelle. Al igual que en el caso de la capacidad de soporte, se utilizó la teoría de equilibrio límite para su estudio. Nuevamente las fuerzas resistentes deben ser relacionadas con las deslizantes y se requiere determinar un factor de seguridad. El mecanismo de falla corresponde a un círculo, que se divide en varios dovelas, las que son estudiadas para considerar el equilibrio. El software Slope/W de GeoStudio 2012 fue utilizado para determinar el factor de seguridad de la estabilidad global de un perfil transversal. El modelo empleado para determinar las fuerzas entre dovelas fue el de Morgenstern-Price, utilizando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Análisis estáticos y pseudoestáticos fueron estudiados mediante el programa utilizando el procedimiento de entrada y salida.

Debido a la inexistencia de una norma específica para el diseño sísmico de puertos, se decidió emplear la norma NCh 433 Of 96 Mod2009 diseño sísmico de edificios rige en el territorio nacional. La citada norma divide el territorio nacional en tres zonas. En función de la ubicación de la obra en estudio y la zona en la que se encuentre, se determina un valor de la aceleración máxima ( $a_{max}$ ) de diseño. La aceleración máxima utilizada es de 0,4 g.

Saragoni y Ruiz (2005) propusieron fórmula de atenuación de terremotos intraplaca producidos en Chile de profundidad intermedia para roca y suelo. A continuación se presenta la formulación antes señalada:

$$a_{m\acute{a}x} = \frac{2 * e^{1,28 * M}}{(R + 30)^{1,09}} (g)$$

La aceleración máxima ( $a_{max}$ ) se obtiene reemplazando la magnitud (M) (medida en escala Richter para sismos menores a 6,9 o en escala de magnitud de momento para sismos mayores a 6,9) y la distancia al hipocentro del movimiento sísmico (R) en la fórmula antes señalada. En este trabajo se utilizó una sismo de magnitud de momento igual a 8,8 y distancia al hipocentro de 100 km, determinándose una aceleración máxima de 0,77 g ( $a_{max} = 0,77$  g). Por otro lado la aceleración máxima horizontal este-oeste sin corregir registrada en Concepción por la Red Nacional de Acelerógrafos (RENADIC) de la Universidad Chile fue de 0,61 g durante el terremoto del 27 de febrero de 2010.

El coeficiente sísmico horizontal ( $k_h$ ) se utiliza para incluir el sismo en el análisis pseudoestático. En general, corresponde a una fracción de la aceleración sísmica máxima ( $a_{max}$ ), dado que esta última solo actúa durante determinados instantes de tiempo durante el evento sísmico y además de que los suelos no son materiales completamente rígidos (la inercia de las fuerzas horizontales no corresponde a la fuerza vertical completa, sino a parte de ella). Terzaghi recomendó los siguientes valores de coeficiente sísmico horizontal para un sismo severo ( $k_h = 0,1$ ), sismos violentos-destructivos ( $k_h = 0,2$ ) y catastrófico ( $k_h = 0,5$ ). Por otro lado, Saragoni (2004) propone la siguiente formulación para sismos intraplaca generados a lo largo del territorio nacional:

$$\begin{aligned} k_h &= 0,3 \cdot a_{max}/g && \text{si } a_{max} \leq 0,67 \text{ g} \\ k_h &= 0,22 \cdot (a_{max}/g)^{0,33} && \text{si } a_{max} > 0,67 \text{ g} \end{aligned}$$

Utilizando la ecuación con  $a_{max}$  mayores a 0,67 g ( $a_{max} = 0,77 > 0,67$ ) se obtuvo un coeficiente sísmico horizontal igual a 0,2. Este valor coincide con la experiencia nacional en el análisis de la estabilidad global, se recomienda la utilización de un coeficiente sísmico horizontal ( $k_h$ ) igual a la mitad de la aceleración máxima, mientras que el coeficiente sísmico vertical ( $k_v$ ) se anula, especialmente si se utiliza lo indicado en la NCh 433 Of.1996 Mod. 2009.

La licuación se defina como la pérdida de resistencia al corte debido al aumento de presión de poros producido por una excitación sísmica. La licuación ocurre principalmente en arenas y/o arenas limosas sueltas, saturadas y limpias, así como en limos. Los efectos producidos por la licuación son hundimientos, asentamientos, desplazamientos laterales y deslizamientos (Kramer, 2004).

El procedimiento utilizado para determinar el potencial de licuación de las arenas encontradas en la zona de estudio mediante fue analizando el número de golpes determinados en el ensayo de penetración dinámica (SPT) y analizados según lo propuesto por Youd et al. (2001). En el citado artículo de Youd et al. (2001) la evaluación del potencial de licuación se efectúa mediante la determinación del factor de seguridad el cual relaciona el esfuerzo cíclico resistente o resistencia cíclica (CRR) con el esfuerzo cíclico solicitante (CSR). El primer término (CRR) está en función del número de golpes corregido ( $(N_1)_{60}$ ) según lo indicado en la norma NCh 3364 Of. 2014 el que además se ha corregido por contenido de finos ( $(N_1)_{60CS}$ ) según Youd et al. (2001). El esfuerzo cíclico solicitante (CSR) se encuentra en función principalmente de la aceleración máxima ( $a_{max}$ ), indicando el procedimiento de su determinación anteriormente. Mayor información del procedimiento utilizado para evaluar el potencial de licuación puede verse en Youd et al. (2001)

### 2.3 Sistemas de mejora

A continuación se describe muy brevemente las bases de cálculo de columnas de grava y pilotes, haciendo especial énfasis en las ecuaciones empleadas en este trabajo.

El diseño de la columna se inicia proponiendo una razón de sustitución ( $a_r = A_c/A$ ). Según Sagaseta (2006) los valores de sustitución generalmente van desde un 5 a un 30. La que se define como el cociente entre el área de la columna ( $A_c$ ) y el área celda de la unidad ( $A$ ). Adicionalmente, Priebe (1995) indica que esta relación se puede efectuar también en función de los diámetros de columna ( $d_c$ ) y el de la celda unidad ( $d_e$ ) quedando ésta al cuadrado ( $a_r = (d_c/d_e)^2$ ). El diámetro equivalente ( $d_e$ ) depende de la distribución en planta de las columnas de grava (triangular, cuadrada hexagonal, etc.)

Los tres tipos de diseño de malla para una columna se presentan en la Tabla 2 y figura 11. Para la presente investigación se seleccionó un tipo de malla cuadrada, la que nos permite obtener una relación entre el diámetro equivalente y la separación entre columnas con el fin de obtener los parámetros geotécnicos posteriores al mejoramiento a través del factor de mejora diseñado por Priebe.

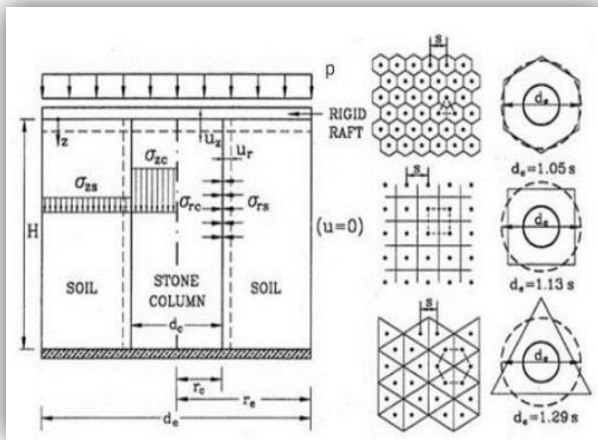


Tabla 2: Tipos de mallas y relación del diámetro equivalente con la separación entre columnas

Tipo Malla	Relación
Cuadrada	$d_e = 1.13 \times s$
Triangular	$d_e = 1,05 \times s$
Hexagonal	$d_e = 1.29 \times s$

Figura 10: Mejora del cemento a través de columnas grava.

Fuente: Keller, 2009

En este trabajo se utilizará el método de Priebe (1995), para determinar el mejoramiento del terreno el que se basa en el factor de mejora ( $n_0$ ). El citado factor considera tres hipótesis principalmente i) base rígida de la columna, ii) material incompresible con el que se fabrica las columnas y, iii) La densidad aparente de la columna y el suelo es descuidada.

Priebe (1995) desarrolló el ábaco mostrado en la Figura 11, en el que se representa el factor de mejora ( $n_0$ ), en función de la relación del área de influencia y el área de la columna ( $A/A_c$ ) y el ángulo de rozamiento de la grava compactada ( $\phi_c$ ).

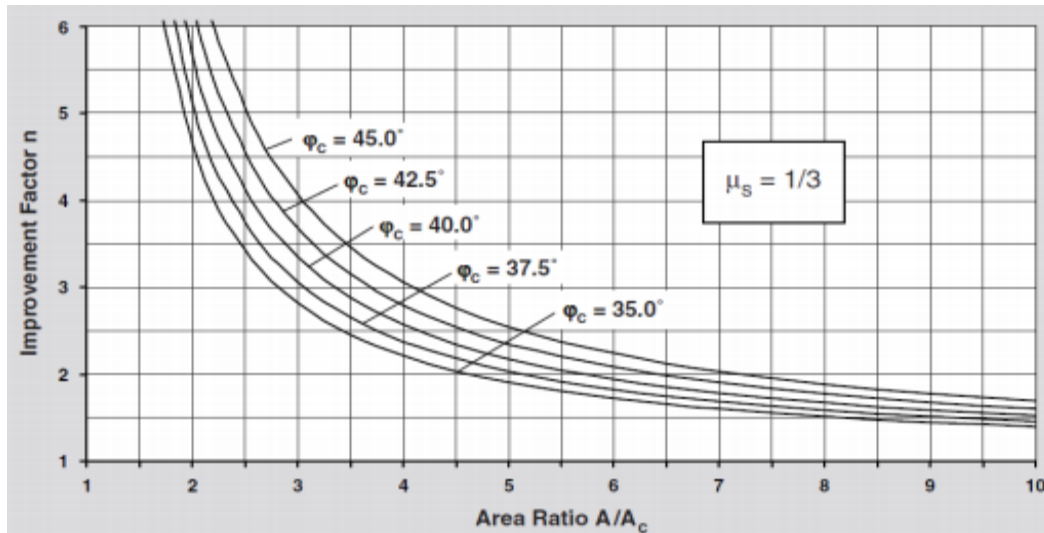


Figura 11: Ábaco de diseño propuesto por Priebe para obtener el factor de mejora  $n_0$  ( $n$ ).  
 Fuente: Priebe, 1995.

El factor de mejora básico ( $n_0$ ) se corrige dos veces, primero se incluye la consideración de la compresibilidad de la columna para obtener un factor  $n_1$  y luego se vuelve a corregir para tener en cuenta la capacidad del suelo con la profundidad para tener en cuenta la densidad del suelo y columna. Esto permite obtener un factor de mejora corregido ( $n_2$ ), dato clave para obtener la mejora a la resistencia al corte del sistema suelo-columna a través del parámetro ( $m'$ ), con la siguiente expresión:

$$m' = \frac{(n_2 - 1)}{n_2}$$

Finalmente, los parámetros resistentes al corte  $\varphi_{eq}$  y  $c_{eq}$ , se obtienen también se obtienen según las siguientes expresiones:

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

$$c_{eq} = c_s \times (1 - m')$$

El módulo de elasticidad equivalente ( $E_{eq}$ ) se calcula mediante:

$$E_{eq} = E_s \times \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) + E_c \times \left(\frac{A_c}{A}\right)$$

A continuación se presenta de forma breve el procedimiento de diseño de pilotes, habiéndose utilizado el método estático. Este método consiste en el cálculo de la capacidad de carga final de un pilote, la que se determina sumando la resistencia por punta más la componente de fuste a lo largo del pilote. En este trabajo se emplearon métodos empíricos y analíticos para calcular la resistencia por punta ( $Q_p$ ) y la resistencia por fuste ( $Q_f$ ).

Los métodos utilizados en este trabajo son el método analítico de Meyerhof (1963) y Coyle y Castello (1981) y empírico determinados a partir del ensayo de penetración estándar.

Caso empírico para estimación de resistencia de punta y fuste según Meyerhof:

$$q_p = 0,4 * p_a * N60 * L/D$$

$$q_f = 0,002 * p_a * N60$$

Las expresiones generales del método son las siguientes:

$$Q_p = q_p * A_p$$

$q_p$  = Resistencia unitaria en la punta.

$A_p$  = Área de la punta.

$$Q_f = D * \pi * \sum q_f * l$$

$q_f$  = Resistencia unitaria por fuste

$l$  = Longitud de pilote

Se estimó la capacidad de carga por punta de los pilotes a través del método analítico de Meyerhof

$$Q_p = A_p * q' * Nq$$

Posteriormente se calculó la carga por fuste con el método analítico de Coyle y Castello (1981). En donde se multiplica la resistencia por fricción ( $f_v$ ), por el perímetro ( $p$ ) y longitud incremental ( $l$ ) del pilote sobre la cual se hacen constantes.

$$Q_s = f_v * p * l$$

De forma general y teórica para el cálculo de los pilotes, no se considerará el efecto grupo para una separación entre ejes de pilotes igual o mayor a 3 diámetros.

A partir de grupos de cuatro pilotes se deberá considerar que la proximidad entre los mismos se traduce en una interacción entre ellos, de tal forma que si el grupo tiene  $n$  pilotes, y la carga de hundimiento del pilote aislado es  $R_u$ .

$$\eta = \frac{Q_{ug}}{n * Q_u}$$

En los cálculos del terreno mejorado con pilotes se tomó como consideración que los pilotes existentes en el talud no aportaban ninguna resistencia al talud por lo tanto no se incorporaron en el diseño, también se consideró un espaciamiento de 2 metros con un factor de reducción de 1, y una resistencia al corte de 450 kN para cada pilote.

Los pilotes se diseñaron para dos casos el primero fundado donde el pilote se encuentra fundado en el estrato H-II y en el segundo caso donde se encuentra fundado en la roca sedimentaria. En ambos los datos de diseño del pilote fueron los mismos, la única variación que hubo fue el largo por el cual actuaba la resistencia a la fricción de cada pilote. Para el diseño se consideró un diámetro de 0.8m, una zona activa de 2.4m, una zona pasiva de 8m, un área de 0.64m<sup>2</sup> y un perímetro de 2.5m.

### 3 RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados obtenidos en este trabajo, los que se dividen en tres, comenzando con la propuesta del modelo estratigráfico, continuando con la evaluación geotécnica actual del sitio 1 y finalizando con el diseño de dos soluciones de mejora mediante columnas de grava y pilotes.

#### 3.1 Modelo estratigráfico

A continuación, se presentan los resultados de acuerdo al análisis de los datos. En primer lugar se presentan un nuevo modelo estratigráfico, correcciones del SPT y los parámetros obtenidos de cada estrato. En segundo lugar se muestra el diseño de pilotes y diseño de columnas como técnicas de mejoramiento de suelo para la zona de estudio. El corte A'-A se utilizó para el diseño de la estabilidad global y el corte B - B representa la sección longitudinal. (Figura 12).



Figura 12: Imagen del sitio de estudio. Fuente: modificada de Google earth

Se analizaron 23 SPT de la zona, de los cuales se seleccionaron 6 seis que están dentro o cercanos a la zona de estudios (ST6, SM8, SM7, SV4, SV6, ST5), de acuerdo a esto y para eliminar los errores que tiene el ensayo se efectuaron las correcciones de SPT correspondientes.

Es importante mencionar que en la zona se efectuaron ensayos de prueba para el Jet-grouting y uno de los factores que impidió la realización de este fue un estrato que no se logró perforar, lo que coincide con la información que revela el ST-6 entre los 13 y 18m (Figura 15) . Este sondeo fue ejecutado precisamente en la zona de mejoramiento y por lo que de acuerdo a este y su similitud con los demás sondeos cercanos se redefinió la estratigrafía del sector (figura 15).

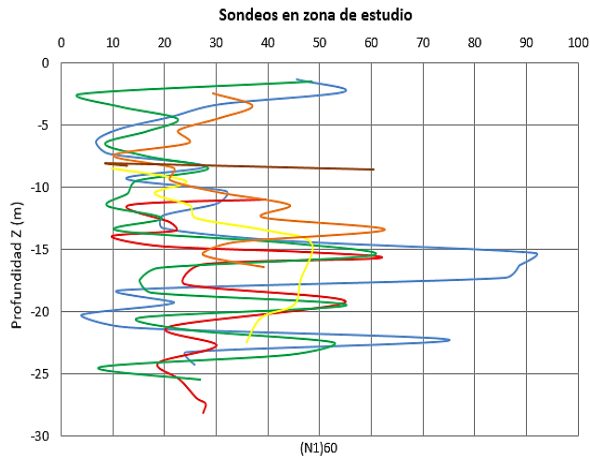


Figura 13: SPT de los sondeos de la zona de estudio con los números de golpes corregidos.

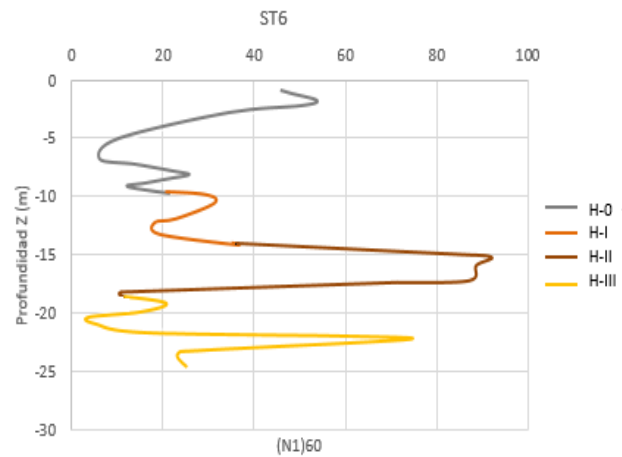


Figura 14: Estratos definidos a partir del  $(N1)_{60}$  del ST-6.

Las características geotécnicas descritas por la información disponible del terreno pueden resumirse en una estratigrafía en la cual el Horizonte 0 posee un relleno artificial, formado por gravas en una matriz arenosa y arenas finas, con compacidad media a baja. Y los horizontes I, II y III que va entre los 10 a 25 metros el cual está compuesto por arenas, arenas finas limosas con una cantidad variable de finos no plásticos, con abundantes fragmentos de conchuelas de compacidad suelta a media. Luego de estos estratos comienza la roca sedimentaria, arenisca de grano fino con cementación fuerte y buena calidad geotécnica. Cabe comentar que el estrato H-0 no se corrigió debido a la presencia de gravas.

Ya que el suelo en estudio es arena, la cohesión se reduce a 0. El  $(N1)_{60}$  de cada estrato es el promedio de estos por estrato definido. El ángulo de fricción se obtuvo a partir de las correlaciones para el SPT y los módulos de elasticidad a partir de la correlación con el  $N_{spt}$  mencionada anteriormente.

A continuación se presentan los parámetros de diseño en la siguiente tabla:

Tabla 3: Resumen de los parámetros de diseño del suelo

Parámetros por estrato	H-0	H-I	H-II	H-III
Cota (m)	0 - 10	10 - 14	14 - 18	18 - 25
UCSC	GM-SM	SM	SM	SM
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	17	19	17
$(N1)_{60}$	26	23	50	25
E(MPa)	19	14	43	14
c	0	0	0	0
$\phi$	35	37	39	35

### 3.2 Evaluación geotécnica actual del sitio 1

#### 3.2.1 Capacidad de soporte sin mejora

Para evaluar la capacidad portante de terreno o la carga última que permite el sitio en estudio sin mejora se asumió como fundación superficial el ancho del container y asumiendo un factor de carga para el ángulo de fricción determinado con la tabla de factores de capacidad de soporte de Terzaghi. Este valor nos da un indicio de que el terreno teniendo el nivel de cargas externas a las que está sometido actualmente posee una buena capacidad portante sin mejora.

Tabla 4: Capacidad de soporte sin mejora

Capacidad de soporte	Sin mejora	
	$q_{ult}$ (kPa)	FS
Terzaghi	1037	34

#### 3.2.2 Estabilidad global sin mejora

Usando el Software Slope/W se realizó el estudio para el caso estático global sin mejora el cual indico un factor de seguridad de 2,6. Por otro lado agregando otros factores como cargas externas y el sismo, en la Figura 15 se puede observar que el talud es inestable incluyendo las cargas puntuales (400kN c/u) producidas por el peso del container, a pesar de que el factor de seguridad es cercano a uno. Al remover las cargas puntuales se puede apreciar un aumento en el factor seguridad pasando a ser más estable pero aún con un valor muy cercano al límite (Figura 16). Cabe destacar que para este análisis no se consideró el aporte del muelle en el sitio 1 ya que gran parte de sus fallaron y no se encuentra apto para que se realicen actividades comerciales en él.

Aplicando un análisis de sensibilidad y teórico se identificó que para un FS = 1, es necesario un terremoto de magnitud 8,9.

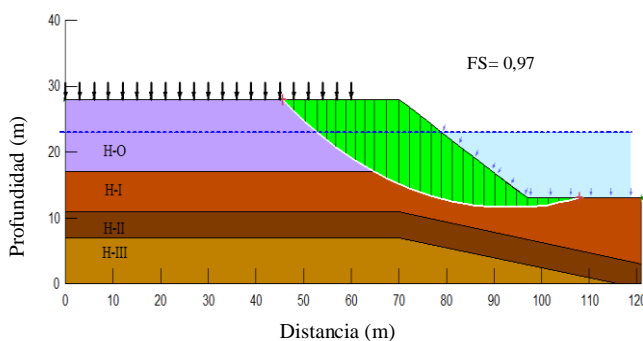


Figura 15: Resultados de estabilidad pseudoestática global sin mejora y con sobrecargas puntuales

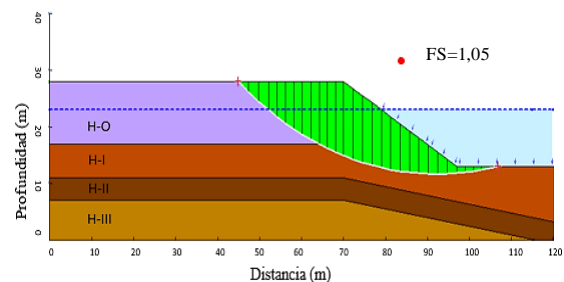


Figura 16: Resultados de estabilidad pseudoestática global sin mejora Fuente: Slope/W

### 3.2.3 Licuación

Se observa en la Figura 17 que la zona más susceptible a la licuación corresponde al estrato término del estrato H-0 y el estrato H-I, entre los 3 a los 14 metros. , estos estratos se encuentran saturados y tienen valores  $(N1)_{60}$  menor o igual a 30 golpes y contiene un porcentaje de finos entre 5% y 35 %. Este estrato fue también el que presento problemas al momento de la ejecución del Jet-grouting ya que la lechada se disipaba.

Estas características otorgan al suelo una menor resistencia cíclica (CRR) y por lo tanto ayudan a justificar un factor de seguridad a la licuación  $<1$ .

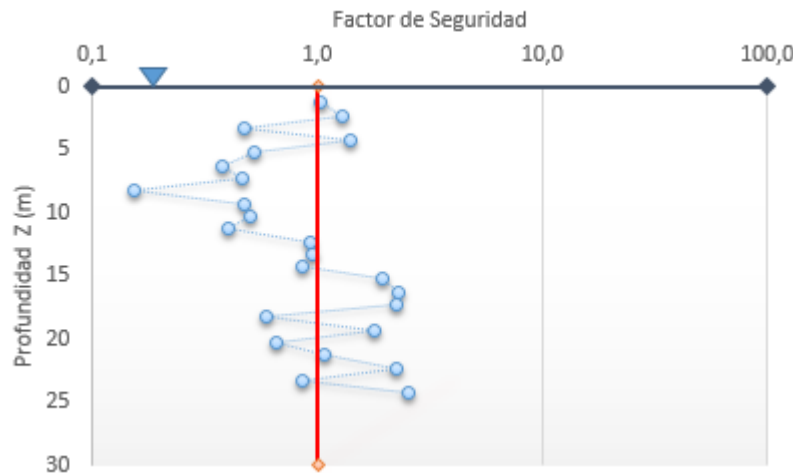


Figura 17: Resultados obtenidos del análisis del potencial de licuación basado en el ensayo SPT para el suelo sin mejora.

Es relevante mencionar que el sitio 1 ha mostrado registros de pequeños movimientos a lo largo del tiempo y evidencio un gran movimiento lateral para el terremoto del 2010, lo que guarda relación con estos resultados previos al diseño con los sistemas de mejora que detectan y revelan que existe un problema con la estabilidad global del sitio 1, susceptible a algún deslizamiento si es afectado por un sismo 8.8 o algún sismo de intensidad alta. Debido a esto se sugiere monitorizar el sitio.

## 3.3 Diseño de los sistemas de mejora

En el diseño de los sistemas de mejora se incluye el análisis efectuado para resolver el problema analizando dos casos de columnas de grava y otros dos de pilotes. A continuación se presentan los resultados de las columnas de grava, los pilotes y luego se evalúa cada una de las propuestas mediante la capacidad de soporte, estabilidad global y potencial de licuación.

### 3.3.1 Columnas de grava

Se pueden observar en la Tabla 5 los parámetros de diseño para el caso 1, con separación igual a 2m y para el caso 2 con separación igual a 1m. En ambos casos de diseño para las columnas el ángulo de fricción fue  $40^\circ$  y el módulo de elasticidad de 70MPa. Para el primero se consideró un diámetro de columna igual a 1m y un área de columna igual a  $3,5m^2$ . Esto dio como resultado un diámetro equivalente de 2,26m (asumiendo un diseño para malla cuadrada) y una razón de sustitución de 0,2%. Con estos parámetros se estimaron un total de 697 columnas a lo largo de toda la zona.

Para el caso 2, las columnas poseen un diámetro de 1m, un área de columna igual a 0,9 m<sup>2</sup>. El diámetro equivalente es de 1,13m y por lo que genera una razón de sustitución de 0,8%.

Tabla 5: Diseño malla Columna de grava

Separación ( m )	d <sub>c</sub> (m)	d <sub>e</sub> (m)	A(m <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	a <sub>r</sub> %
s = 2	1	2,26	3,5	0,7	22
s = 1	1	1,13	0,9	0,7	8

La siguiente tabla compara los parámetros del terreno obtenidos por estrato usando las correlaciones del (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>, con la mejora del terreno a través de las columnas de grava, usando el factor de mejora. Se puede observar que hay un leve aumento en los parámetros geotécnicos, no obstante, esta variación es suficiente para generar un cambio considerable en la capacidad de soporte y en el estudio posterior de licuación.

Tabla 6: Parámetros geotécnicos del suelo sin mejora y con mejora

Mejora	Columnas de grava distanciadas 2 metros (s = 2 m)			Columnas de grava distanciadas 2 metros (s = 1)		
	Φ	c	E	Φ	c	E
Estrato	(°)	(kPa)	(MPa)	(°)	(kPa)	(MPa)
H-0	35	0	21	36	0	22
H-I	38	0	18	39	0	19
H-II	40	0	43	43	0	45
H-III	36	0	18	36	0	18

### 3.3.2 Pilotes

Para los dos casos de estudio se procedió a hacer un diseño solo para pilotes de fricción ya que las cargas de trabajos en el sector no eran de gran magnitud. También se obtuvo el asentamiento para la carga última para cada caso. Como se puede evidenciar en la tabla 7 en el segundo caso debido a que el pilote tiene mayor superficie de fricción se obtuvieron valores de carga admisible superiores que en el caso 1.

Los métodos entre si no presentan mucha similitud pero si muestran valores superiores a los que generaría un contenedor con cuatro cargas puntuales. En la siguiente tabla se exponen los resultados.

Tabla 7: Resultado de las cargas últimas y admisibles para el caso 1 y caso 2 en pilotes de fricción.

Parámetro	Apoyado en H-II					Apoyado en H-IV (roca)				
	Q <sub>f</sub> (kN)	Q <sub>ult</sub> (kN)	S <sub>u</sub> (mm)	FS	Q <sub>adm</sub> (kN)	Q <sub>f</sub> (kN)	Q <sub>ult</sub> (kN)	S <sub>u</sub> (mm)	FS	Q <sub>adm</sub> (kN)
Meyernof	1387	1387	4,8	3	462	3840	3840	8	3	1280
Coyle	4943	4943	7,2	3	1657	6672	6672	9	3	2224

### 3.3.3 Capacidad de soporte para columnas de grava

Al haber obtenido los parámetros de mejoramiento del suelo a través de el método de Priebe (1995), se utilizó el método de Terzaghi para obtener el  $q_{ult}$  y relacionarlo con la carga de trabajo de la zona. Se puede observar que la carga última que permite el mejoramiento con columnas es similar al caso 1 con pilotes a través del método de Meyernof y muy inferior al resultado por el método de Coyle para el caso 1 y 2.

Tabla 8: Resultados capacidad de soporte para el caso con mejora

Capacidad de soporte	Con mejora (s=2m)		Con mejora (s = 1m)	
	$q_{ult}$ (kPa)	FS	$q_{ult}$ (kPa)	FS
Terzaghi	1.368	51	1.594	59

### 3.3.4 Estabilidad global con mejora

El cálculo de estabilidad global ocupando los parámetros geotécnicos mejorados por el método de columna de grava dio como resultado un factor de seguridad igual a 2,6 (Figura 19), la cual representa el caso estático global con un mejoramiento muy superior al 1,6 obtenido para el caso estático sin mejoramiento. Por otro lado, tenemos un factor de seguridad igual a 1,2 (figura 20) en donde se hizo el mismo análisis, incluyendo el coeficiente sísmico  $k_h = 0,2$ , con el fin de estudiar el caso pseudoestático. A pesar de que el factor de seguridad decrece bastante, este se mantiene estable, superando la unidad.

Aplicando un análisis de sensibilidad y teórico se identificó que para un FS = 1, es necesario un terremoto de magnitud 9,0.

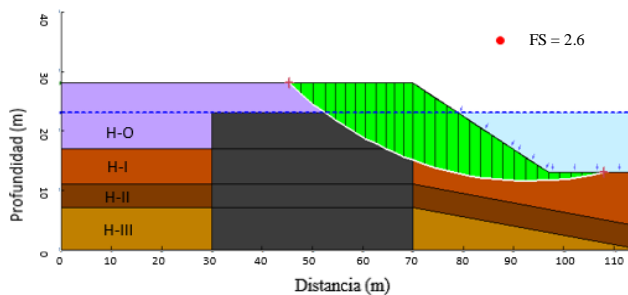


Figura 19: Resultados de estabilidad estática global con mejora. Fuente: Slope/W

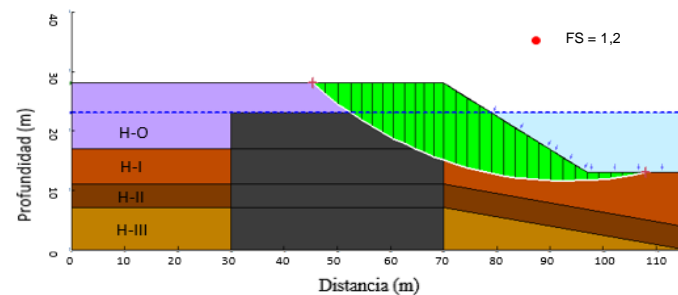


Figura 20: Resultados de estabilidad pseudoestática con columna de grava. Fuente: Slope/W

Análisis de estabilidad de global con pilotes:

Al igual que en el caso anterior se estudió el caso estático y pseudoestático, pero para el mejoramiento con pilotes solo para el caso 2. En la siguiente Figura 21 y en la Figura 22 se observa que las características de diseño del pilote son suficientes para que el modelo en ambos casos sea estable. Ya que el diseño estático da un factor de seguridad de 5,2 bastante elevado y al incorporarle el sismo nos da un análisis pseudoestático con un valor de 1,7

como factor de seguridad. En comparación con las columnas de gravas estos valores son muchos más elevados, ignorando el recurso monetario pueden ser una buena solución a los problemas actuales del sitio.

También se efectuó un análisis de sensibilidad y teórico se identificó que para un  $FS = 1$ , es necesario un terremoto de magnitud 9,1.

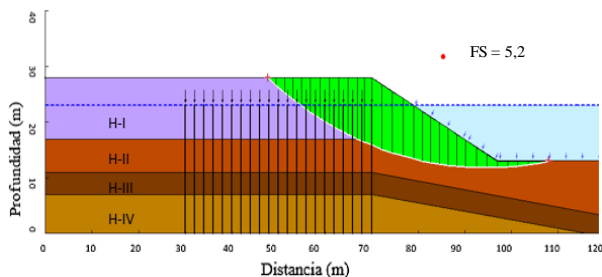


Figura 21: Resultados de estabilidad global con mejora de pilotes. Fuente: Slope/W

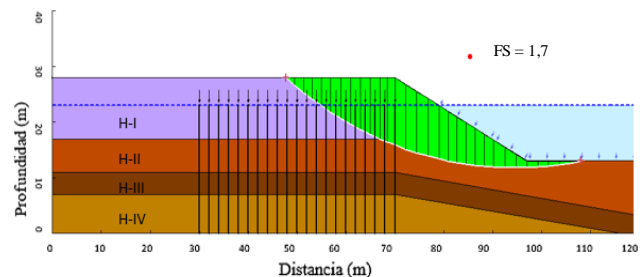


Figura 22: Resultados de estabilidad pseudoestática con pilotes. Fuente: Slope/W

### 3.3.5 Licuación

#### Columna de grava

En la figura 23 se aprecia que luego de la mejora en el caso 1 (separación de 2m), a pesar de que los valores aumentaron aún la zona más susceptible a la licuación, corresponden al estrato término del estrato H-0 y el estrato H-I, entre los 3 a los 13 metros., acercándose por abajo a un  $FS = 1$ , este mejoramiento no es suficiente. Sin embargo para el caso 2 (separación de 1m) no existe licuación ya que todos los valores a excepción de uno, superan la línea que señala un factor de seguridad igual a uno. (Ver figura 24)

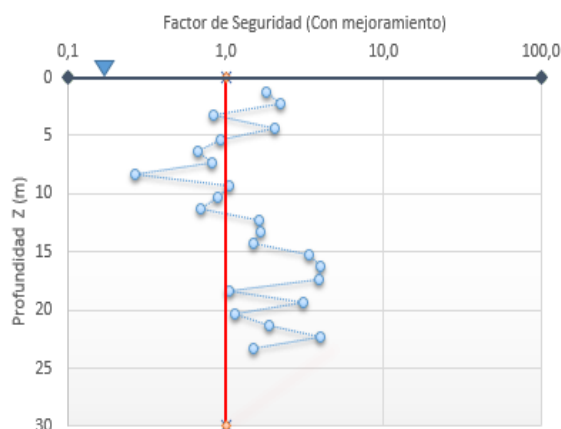


Figura 23: Resultados obtenidos del análisis del potencial de licuación basado en el ensayo SPT para el caso 1. ( $s = 2$  m)

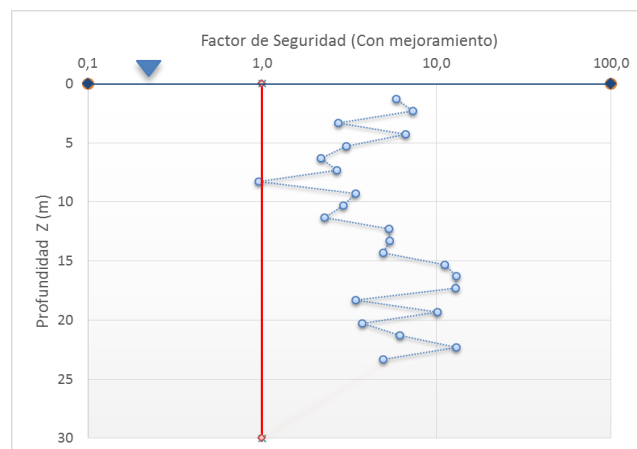


Figura 24: Resultados obtenidos del análisis del potencial de licuación basado en el ensayo SPT para el caso 2. ( $s = 1$  m)

## Pilotes bajo efecto de licuación

Se calculó la carga admisible para los pilotes en el caso 1 y 2, no tomando en consideración el aporte del estrato que licuó, entre los 3 y 14 metros de profundidad. Asumiendo un factor de seguridad de 3, para el caso 1 en el cual el pilote posee una superficie mucho menor en el contexto de licuación ya que el estrato que licua recorre justamente casi todo su largo, para este caso se obtuvo una carga admisible de 125 kN. Esto indica que para un sismo de gran magnitud no se recomienda generar un diseño de pilotes fundados en el estrato H-II.

Para el caso 2 se obtuvo una carga admisible de 940kN, si bien se reduce en comparación al análisis sin una capa de terreno licuable, aún sigue siendo considerable su aporte para la mejora del terreno.

Si se asumen las cargas puntuales del container (400kN) y un factor de seguridad igual a 3, para el primer caso tenemos un  $FS = 0,93$  y para el caso 2 un  $FS = 7$ .

## 4 CONCLUSIÓN

Según los datos estudiados y las condiciones asumidas se determinó que la explicación a los movimientos producidos en el muelle del sitio 1 se debe a factores de seguridad global muy cercanos a la unidad, tanto para el caso con o sin carga externa. Es importante mencionar que esta condición se alcanzó con sismos de elevada magnitud.

A partir de las hipótesis consideradas e información estudiada se advierte que la arena en la que se apoya el muelle del sitio 1 es potencialmente licuables entre los 3 a 14 metros.

Se proponen dos soluciones para resolver la problemática antes señalada. La primera es la construcción de columnas de grava y la segunda la instalación de pilotes.

## 5 REFERENCIAS

- Alonso Pollán, J.A. (2014). Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- Balaam, N.P., Booker, J.R. (1981). “Analysis of rigid rafts supported by granular piles”. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 5: 379-403.
- Barksdale, R.D., 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.
- Braja M., D. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica (1a. ed.). Mexico: International Thomson
- García, O. y Rozsival, A. (1983): Determinación de la fricción en el fuste de pilotes perforados en una obra en Cuba. Revista Ingeniería Civil 6 –89.pag 599 –623.
- Glover, J.C. (1982). “Sand compaction and stone columns by the vibroflotation process”. Vibroflotation International (H.K) ltd. , Hong Kong.
- Greenwoid, D.A. y Thomson, G.H. (1984). “Ground stabilization. Deep compaction and grouting”. ICE Works Contruction Guides. Thomas Telford Ltd., London.
- Hansen, B. J. (1961). A general formula for bearing capacity. Bulletin N11, Danish Tecnichal Institute, Copenhagen
- “In situ deep soil improvement” (1994). Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers – ASCE National Convention in Atlanta, Georgia.
- Jie han. (2015). “Principles and practice of ground improvement”
- Kirsch, K., y Kirsch, F. (2010). “Ground improvement by deep vibratory methods”. Spon Press.
- “Liquefaction resistance of soils”, summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. The ultimate bearing capacity of foundations. Can. Geotech. 16-26.
- Mitchell, J.K. (1981). “Soil improvement. State of the art report”. 10TH International Coference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Estocolmo, Vol.4, pp. 509-565.
- Priebe, H. J. (1995). “The design of vibro replacement”. Ground Engineering
- 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.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley and Sons.

- Vesic, A.S. (1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," JSMFD, ASCE, vol. 99, SM 1, Jan, pp.45-73.
- Vesic, A.S. (1977): Design of pile foundations, National Cooperative highway Research Program. Synthesis of Practice No 42, Transportation Research Board, Washington, DC.