

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE UN SUELO ARENO LIMOSO MEJORADO CON COLUMNAS DE GRAVA

I. Tobosque Silva¹, J. Montenegro Cooper², R. Ponce Abarca³

RESUMEN:

La construcción de estructuras en suelos sueltos de arena y limo, tales como edificios, tanques, terraplenes etc., suele implicar asentamientos, problemas de estabilidad y riesgos de licuación. Bajo la necesidad de resolver o reducir estos problemas, se recurre a distintas técnicas de mejoramiento de terreno, siendo un método eficaz la vibrosustitución o columnas de grava. Las columnas de grava surgen como extensión de la vibrocompactación clásica para suelos granulares, con el objetivo de ampliar su aplicación a suelos cohesivos o mixtos, estos suelos por lo general no densifican con facilidad cuando son sometidos a vibración, por lo que es necesario agregar grava al suelo. Estas inclusiones actúan con una mayor rigidez, resistencia y permeabilidad que el terreno natural, por lo tanto, permiten mejorar aspectos como la capacidad portante, estabilidad al deslizamiento, asentamiento, tiempo de consolidación y potencial de licuación.

El presente estudio da a conocer el comportamiento de un terreno areno limoso saturado, mejorado con columnas de grava, en el cual se construirá un edificio como proyecto de ampliación para una clínica ubicada en Concepción. El análisis se enfoca en establecer una comparación entre los resultados obtenidos previo y posterior al mejoramiento del terreno, con respecto a la capacidad portante, asentamientos y potencial de licuación. El estudio se complementa con ensayos placa de carga y ensayo de velocidades de ondas de corte con método pasivo y activo, con el fin de obtener parámetros para el suelo y la columna.

PALABRAS CLAVES: Técnicas de mejoramiento suelo., vibrosustitución., columnas de grava.

ABSTRACT:

The construction of structures in loose soils of sand and silt, such as buildings, tanks, embankments etc., usually implies settlements, stability problems and liquefaction risks. In the need of reduce or solve these problems, different techniques of soil improvement are used, an effective method is the vibrosubstitution or stone columns. The stone columns appear as an extension of the classic vibrocompaction in granular soils, with the objective of expanding its application to cohesive or mixed soils; these soils dont densify easily when are subjected to vibration, so its necessary included gravel to the soil. These inclusions work with better rigidity, resistance and permeability than the natural soil, so allow improving aspects like bearing capacity, stability, settlement, consolidation time anda liquefaction.

The present study reveals the behavior of a saturated silty sandy soil, improved with stone columns, in which a building will be built as an extension project for a clinic located in Concepción. The analysis focuses on establishing a comparison between the results obtained before and after the improvement of the soil, with respect to bearing capacity, settlements and liquefaction potential. The study is complemented with loading plate tests and shear wave velocity tests with passive and active method, in order to obtain parameters for the soil and the column.

KEYWORDS: Soil improvement techniques., vibroreplacement., stone columns.

¹ Ilenka Tobosque Silva, Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, itobosque@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, Roberto Ponce Abarca, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, rponce@ucsc.cl

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Caso de estudio

La presente investigación se llevó a cabo en el terreno donde se proyecta la ampliación de la infraestructura de una clínica localizada en Concepción, región del Biobío. El proyecto de ampliación, consta de la construcción de un edificio de siete pisos y un subterráneo anexo a los edificios actuales, representa un área aproximada de 450 m². La Figura 1 muestra la locación del sitio en estudio.

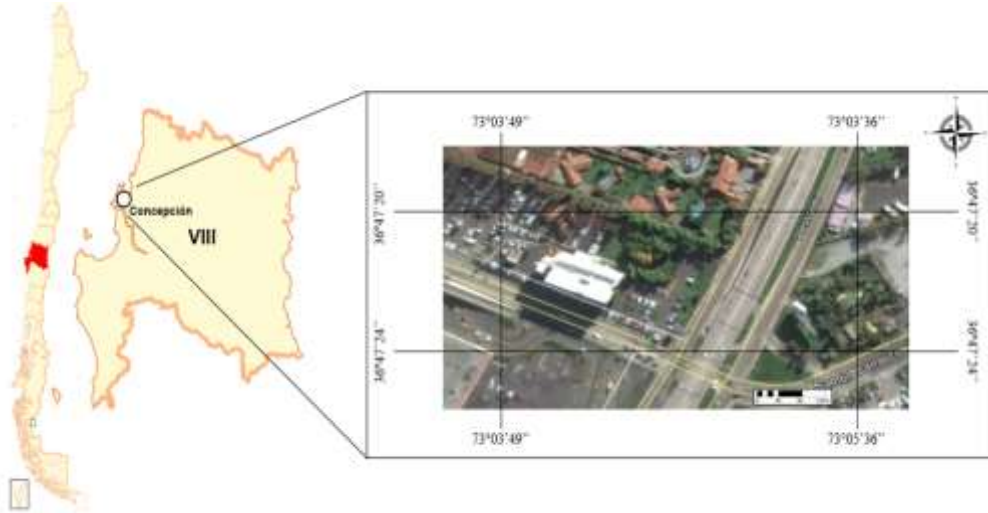


Figura 1: Ubicación del proyecto en estudio.
Fuente: Google Earth Pro

1.1.1 Antecedentes geotécnicos

Para realizar este estudio, fue necesario obtener los antecedentes del terreno a través del informe de mecánica de suelos y la información relacionada con la mejora diseñada para apoyar la clínica. De los citados informes se utilizará el modelo estratigráfico propuesto, así como los resultados de los ensayos de laboratorio e in situ. En este sentido se cuenta con los resultados de un sondeo y de un ensayo de penetración estándar (SPT) realizados hasta una profundidad de 30 m. En general, el perfil estratigráfico del terreno se encuentra compuesto principalmente por arenas finas a medias de baja a media compacidad y limos no plásticos de consistencia blanda a dura que varían en profundidad. La napa freática fue encontrada a 3,0 m de profundidad.

En el ensayo de penetración estándar, se detectaron estratos de arena limosa suelta y saturada, en superficie y hasta los 4,5 m. Entre los 8 m y los 13 m de profundidad se detectó un estrato de arena limosa con condiciones similares, los cuales podrían producir problemas geotécnicos para apoyar la fundación del edificio proyectado.

Considerando los antecedentes descritos del terreno y la dimensión del proyecto, los principales problemas que podrían presentarse y que requieren ser evaluados con mayor detalle son: I) capacidad de soporte, II) asentamientos y III) potencial de licuación.

En este sentido la consultora proyectó el diseño de una técnica de mejora, basada en la vibrosustitución o columnas de grava, método y solución final implementada, que a continuación se expondrá en mayor detalle.

1.1.2 Solución y diseño de mejoramiento

El edificio proyectado será fundado sobre una losa de hormigón armado de ancho y largo de 15 m y 30 m respectivamente. La profundidad del sello de fundación es de 4,5 m bajo el nivel de terreno natural. La presión de trabajo del edificio a nivel de la losa es de 120 kN/m^2 en el caso estático.

La solución de mejora propuesta por los consultores, consta de columnas de grava de diámetro y longitud de 0,8 m y 9 m, respectivamente, colocadas en una malla cuadrada y espaciadas de centro a centro a 1,8 m. Para asegurar un adecuado confinamiento del sistema de mejora, se consideró una fila extra de columnas de grava, ubicadas por fuera del perímetro correspondiente a la losa de hormigón. En total se proyectaron 204 columnas de grava (Ver Figura 2).

Una vez construidas las columnas de grava, se procede a excavar los primeros 50 centímetros, bajo el nivel en el que se ubicará la losa de fundación, con la finalidad de compactar medio metro de grava sobre las columnas. La función de la capa de grava es: I) distribuir las cargas, II) disipar los excesos de presión de poro ante un evento sísmico de gran magnitud y III) evitar la transferencia de esfuerzos de corte a las columnas de grava.

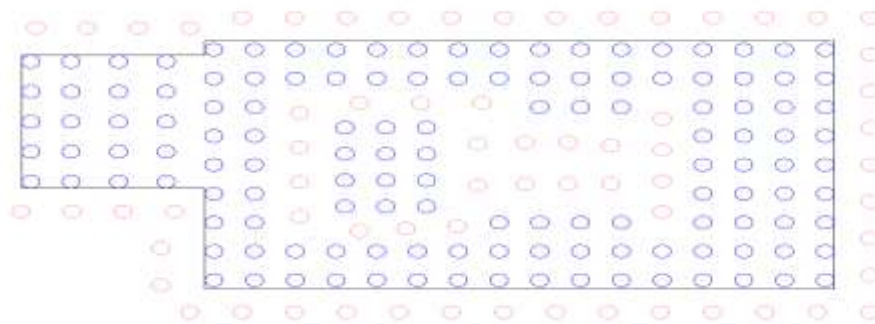


Figura 2: Croquis columnas de grava en el terreno de fundación
 Fuente: Informe Keller Cimentaciones

El método de cálculo empleado en este caso, fue el propuesto por Priebe (1995) considerando los parámetros de diseño de las columnas indicados en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros de diseño de las columnas de grava

Parámetro geotécnico	Abreviatura	Unidad	Valor
Ángulo de rozamiento	Φ_c°	-	40
Cohesión	c	MPa	0
Módulo de elasticidad	E_c	MPa	70
Módulo edométrico	E_{oed}	MPa	90
Módulo de Poisson	ν	-	0,3
Diámetro	D_c	m	0,8
Longitud	L	m	9,0

1.2 Principales técnicas de mejora del terreno

Actualmente existe una gran variedad de técnicas de mejora del terreno, las que se encuentran disponibles para modificar las principales propiedades geotécnicas, especialmente si su compacidad es suelta (suelo grueso) o su consistencia es blanda (suelo fino). Para escoger la mejor técnica es necesario tener en cuenta varios factores. Mitchell (1981) indica que los principales factores a tener en cuenta para escoger la mejor técnica del terreno en uno u otro caso son los siguientes: I) tipo de suelo y sus propiedades iniciales, II) objetivo de la mejora de terreno, III) superficie, profundidad y volumen de suelo a tratar, IV) materiales disponibles, V) equipos y conocimientos disponibles, VI) factores medioambientales, VII) experiencia local y preferencias, VIII) tiempo disponible y IX) costo.

Evidentemente todas las técnicas no sirven para todos los tipos de suelos. La Figura 3 muestra la aplicación de diferentes técnicas en función de la granulometría del suelo a mejorar.

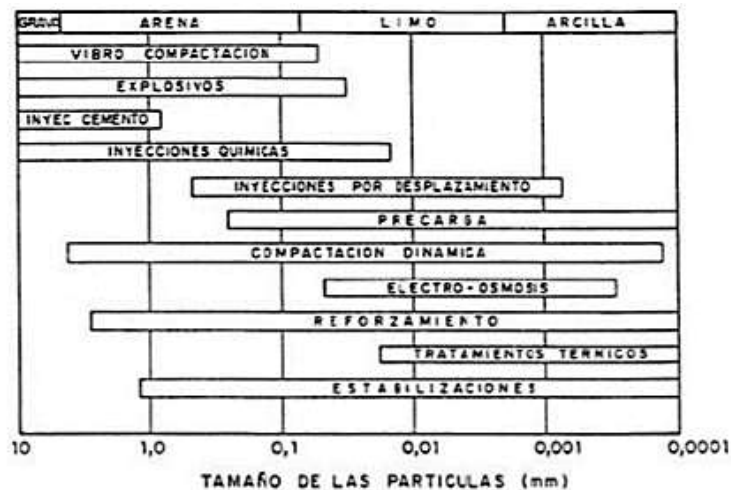


Figura 3: Principales técnicas de mejora del terreno aplicables en suelo
 Fuente: Mitchell (1981)

Dado que la vibrocompactación fue la técnica empleada como idea previa a las columnas de grava, es que a continuación se describe de forma general esta técnica.

1.2.1 Vibrocompactación

La vibrocompactación consiste en la densificación de suelos granulares sueltos por vibración, sin la necesidad de adición de material. El requerimiento básico para la aplicación del tratamiento, es que la composición del suelo se comporte de forma drenada, es decir, que permita una disipación casi instantánea de las presiones intersticiales. En este sentido, los terrenos más adecuados para ser mejorados con este tratamiento, son aquellos que presentan un contenido de finos inferior a 15%, correspondiente a la zona B mostrada en la Figura 4. En las zonas C y D, la elevada presencia de finos generara un hueco cilíndrico alrededor del vibrador, por lo que se requiere añadir material granular, dando paso a la técnica de vibrosustitución.

Sagaseta (2006) coincide con un contenido de finos igual a 15% para emplearlo como límite entre la vibrocompactación y la vibrosustitución.

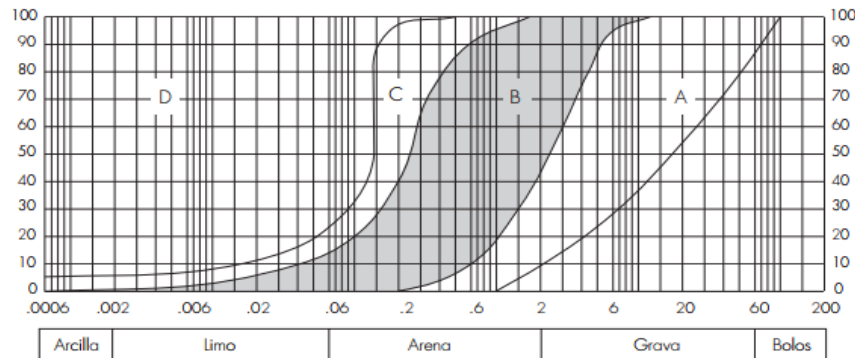


Figura 4: Zonas de aplicación de los sistemas de vibrocompactación según la curva granulométrica del terreno (Modificado de Glover, 1982).

Los puntos de tratamiento para aplicar la técnica de vibrocompactación en el terreno, siguen distribuciones en mallas cuadradas, triangulares equilátera o hexagonales, disminuyendo la densificación cuando aumenta la distancia al punto de tratamiento. En el caso de zapatas, los puntos de compactación se concentran bajo ellas y la profundidad de tratamiento depende del bulbo de presiones según la teoría de elasticidad. Para pequeñas losas y zapatas muy juntas, la profundidad requerida suele ser mayor (8-10 m). La determinación del espaciamiento de las mallas se efectúa por la experiencia en casos similares o por pruebas de control de calidad (Kirsch y Kirsch, 2010).

1.2.1.1 Procedimientos de ejecución

Según Raju y Sondermann (2005), el procedimiento para desarrollar la técnica de vibrocompactación se desarrolla de la manera siguiente:

Se introduce un equipo vibrador en el terreno hasta la profundidad deseada, el cual densifica el terreno circundante mediante la transmisión de un elevado nivel de energía vibratoria y debido al desplazamiento lateral del terreno. El vibrador se adhiere a unos tubos de extensión para facilitar el tratamiento hasta la profundidad requerida. Asimismo, el tubo de extensión junto al vibrador se acopla al brazo de una grúa (mecánica o hidráulica) quedando todo el varillaje verticalmente suspendido. Esta grúa, con todo el equipamiento, se sitúa en los lugares escogidos y replanteados previamente para la densificación del suelo.

La perforación se produce gracias al peso propio de todo el varillaje (tubos de extensión y vibrador) y al uso de jets o chorros de agua integrados a la parte inferior del vibrador. Una vez alcanzada la profundidad de tratamiento, se continúa con la fase de densificación mediante subidas y bajadas del vibrador con desplazamientos verticales de aproximadamente 0,5 m a 1 m. El proceso de densificación se produce ayudado por el efecto combinado de los chorros de agua y la vibración inducida, a partir de los cuales se logra movilizar la fricción resistente entre los contactos de las partículas del suelo, obteniéndose un movimiento y reorganización de las partículas en una configuración más densa que la del suelo en su estado inicial. De este modo, se logra incrementar la densidad relativa de suelos granulares hasta valores del 70% al 85% y como consecuencia se obtiene un importante incremento de su ángulo de rozamiento y rigidez.

La reducción de volumen obtenida mediante la densificación por vibrocompactación, produce un nivel de asentamientos de aproximadamente un 15% del espesor de suelo tratado. Habitualmente, esta reducción de volumen se compensa mediante la colocación de arena limpia vertida directamente en la superficie del punto de compactación, y de este modo rellenando el cráter producido tras el tratamiento.

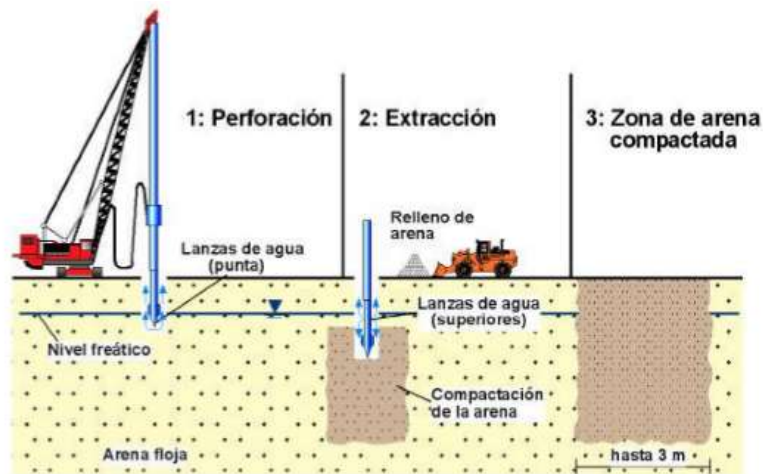


Figura 5: Proceso ejecución de vibrocompactación
 Fuente: Ortuño (2003). Modificado de Greenwood & Thomson, (1984)

1.2.2 Vibrosustitución o columnas de gravas

Las columnas de gravas aparecen como una extensión de la técnica de vibrocompactación para suelos principalmente cohesivos o con porcentaje de fino mayor al 15%, en donde la incapacidad del suelo para densificarse por vibración, hace necesario el aporte de material granular que se compacta y ejerce una presión radial sobre el terreno circundante.

Según Sagaseta (2006) el resultado es totalmente diferente al obtenido por la vibrocompactación, debido a que en este caso el terreno natural no sufre cambios sustanciales y es la columna de grava quien actúa como inclusión, con una mayor rigidez, resistencia y permeabilidad que el terreno natural, permitiendo mejorar aspectos en la capacidad portante, estabilidad al deslizamiento, asentamientos, tiempo de consolidación y potencial de licuación (Barksdale y Bachus, 1983).

La mayor rigidez de la columna, comparada con la del suelo circundante, le permite atraer una parte importante de la carga aplicada por la estructura, reduciendo a niveles aceptables la capacidad portante y los asentamientos admisibles. Por otra parte, la instalación de columnas ha permitido prevenir el riesgo de licuación en zonas sísmicas, ya que densifican los suelos granulares y facilitan la disipación de las presiones de poro generadas durante un sismo o acción cíclica (Seed y Booker, 1977) y a su vez, refuerzan el terreno absorbiendo parte de la carga generada por el sismo, es decir, reducen la demanda cíclica (Priebe, 1998).

El concepto de tratamiento para aplicar esta técnica, se basa en tomar el terreno original y sus parámetros geotécnicos (ángulo de rozamiento, cohesión y módulo de deformación) e incorporarle los parámetros conocidos de las columnas de grava, de manera que se obtenga un suelo mejorado con sus propias características equivalentes (ver Figura 6).

A partir de estas características equivalentes del terreno mejorado, se procede por cualquier método convencional al cálculo de aspectos geotécnicos para una fundación superficial.

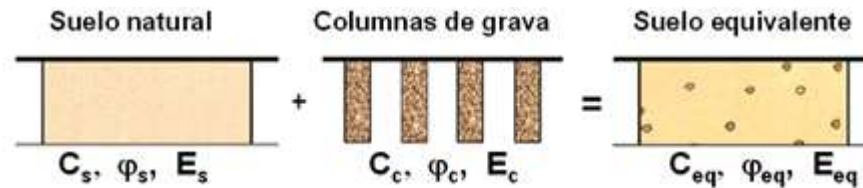


Figura 6: Esquema suelo mejorado equivalente.
 Fuente: Keller Cimentaciones

1.2.2.1 Procedimiento de ejecución

La ejecución de las columnas de grava se clasifica en función de los siguientes aspectos:

- Sistema de perforación: a) vía seca y b) vía húmeda.
- Sistema de alimentación: a) descarga inferior e interior de gravas y b) descarga superior.

En sus inicios, las columnas de grava se ejecutaban mediante el mismo proceso de perforación utilizado por la vibrocompactación, con la ayuda del peso propio del vibrador, el tubo alargador y el uso de un chorro de agua en la parte inferior del vibrador; todo ello suspendido de una grúa. Este método de ejecución es conocido como “vía húmeda”, en el cual la grava se introduce al suelo desde la superficie por gravedad y el fluido de perforación asciende hasta la plataforma de trabajo afectándola considerablemente.

Actualmente, el sistema de ejecución de columnas de grava es por vía seca y con alimentación por fondo, constituyendo una evolución tecnológica respecto a otros sistemas previos. La grava se introduce a través de una tubería a lo largo del vibrador con ayuda de aire a presión, el vibrador una vez introducido en la perforación se mueve de arriba-abajo, con el fin de formar y compactar la columna, ejerciendo que el terreno circundante se comprima horizontalmente. (Ver Figura 7 y Figura 8).

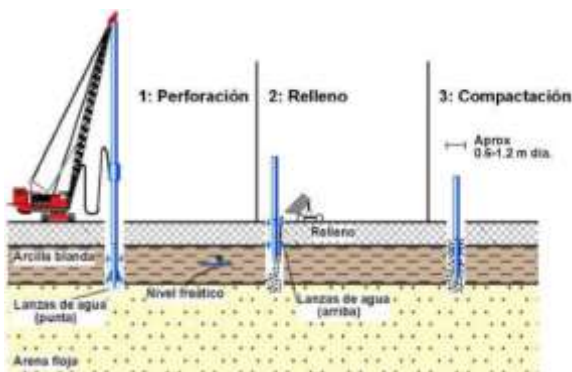


Figura 7: Fase vibro-sustitución vía húmeda.
 Fuente: Ortuño 2003 (Modificado de Greenwood & Thomson, 1984)

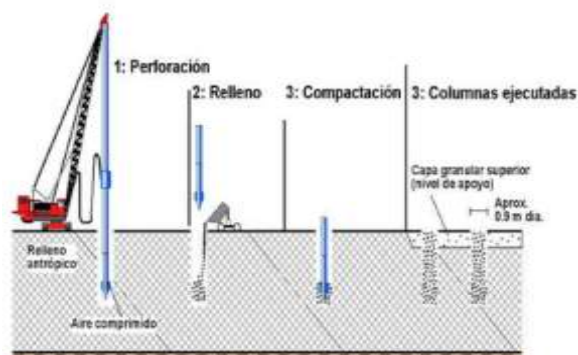


Figura 8: Fase vibro-sustitución vía seca.
 Fuente: Ortuño 2003 (Modificado de Greenwood & Thomson, 1984)

1.2.2.2 Diseño malla de columnas de gravas

Para aplicar el tratamiento de mejora, se emplean mallas regulares de columnas, las cuales pueden tener forma cuadrada, triangular equilátera o hexagonal. El análisis se efectúa a través del concepto dcelda unidad, formada por la columna y su área tributaria de suelo y se aproximan mediante un círculo, definido como diámetro equivalente (d_e) (ver Figura 9).

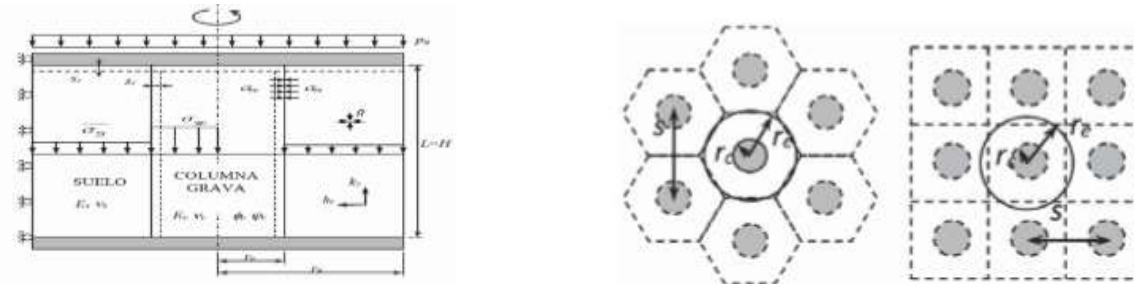


Figura 9: Celda unidad. Diámetro equivalente
 Fuente: Balaam y Booker (1981)

El diámetro equivalente (d_e) se obtiene a partir de la separación entre centros de columnas (s) y depende del tipo de malla empleada.

Malla cuadrada $d_e = 1.13 \times s$

Malla triangular equilátera $d_e = 1.05 \times s$

Malla hexagonal equilátera $d_e = 1.29 \times s$

El diámetro de las columnas varía de 0,8 m a 1 m, decreciendo en general con la resistencia del terreno original (Magnan et al., 2005), el espaciamiento (s) suele definirse mediante la razón de sustitución (ar) que se define como el cociente entre el área de la columna y la celda unidad y representa la proporción de suelo original sustituido por las columnas (intensidad del tratamiento).

$$ar = \frac{A_c}{A} = \left(\frac{d_c}{d_e}\right)^2$$

1.2.2.3 Método de cálculo Priebe (1995)

De los numerosos métodos de cálculo existentes, los más utilizados hoy en día son el método de Priebe y el método de Goughnour y Bayuk (Kirsch y Kirsch, 2010). El primero se usa de forma predominante en Europa y el segundo en USA.

El método desarrollado por Priebe (1976) ha sido revisado en varias ocasiones hasta su versión más reciente Priebe (1995), siendo el más utilizado y comprobado a partir de mediciones en obras reales, ya que, según Sagaseta (2006) proporciona resultados razonables próximos a la realidad dado que hace intervenir los parámetros más significativos de la relación suelo-columna (módulos edométricos, razón de sustitución y ángulos de rozamiento para la grava y el suelo). El método de Priebe es semiempírico, basado en el concepto de celda unidad y la deformación de la columna se aproxima por el método de expansión de la cavidad cilíndrica de Gibson y Anderson (1961). Se fundamenta en la determinación del factor de mejora (n_o), que representa la relación de asentamientos de una fundación apoyada sobre un terreno sin ningún tipo tratamiento de mejora y sobre un terreno mejorado, así como en la determinación del factor de reparto de cargas (m'), el cual representa la proporción de tensión que absorben las columnas de grava respecto a la carga total actuante.

Para facilitar el diseño, Priebe (1995) desarrolló el ábaco mostrado en la Figura 10, donde se representa el factor de mejora (n_o), 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 (φ_c).

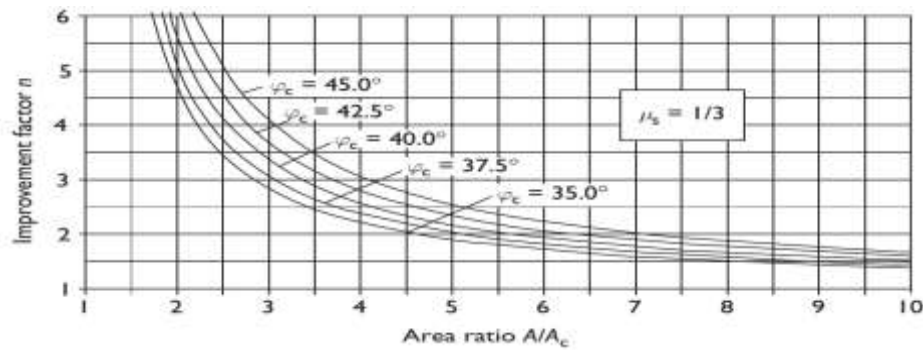


Figura 10: Ábaco de diseño para obtener el factor de mejora básico
 Fuente: Priebe (1995)

Además, el método introduce una serie de simplificaciones teóricas y calibraciones experimentales para incorporar: I) la influencia de la compresibilidad de las columnas, II) el incremento de la presión de confinamiento con la profundidad y III) corregir la hipótesis de una malla de columnas de extensión infinita, para estimar el comportamiento de grupos pequeños de columnas bajo zapatas aisladas y corridas. Tras considerar estas correcciones adicionales, el factor de mejora básico (n_o) se transforma en el factor de mejora corregido (n_2).

La mejora de la resistencia al corte del conjunto suelo-columnas se estima a partir del parámetro (m'), que representa la concentración de carga en las columnas y que depende del factor de mejora corregido (n_2); según la expresión:

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

Los parámetros resistentes equivalentes del suelo mejorado (φ_{eq} , c_{eq}) se estiman mediante la ponderación entre los parámetros del suelo y las columnas, de la siguiente forma:

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

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

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

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

2. METODOLOGÍA

En el siguiente apartado, se describen los procedimientos necesarios para desarrollar los ensayos ejecutados en terreno y los análisis de asentamiento, capacidad de soporte y licuación.

2.1 Ensayos in situ

Para analizar de comportamiento del suelo mejorado con columnas de grava, se realizó en terreno dos tipos de ensayos; placa de carga y ensayo geofísico basado en las mediciones de ondas de corte a partir de mediciones de ondas superficiales por el método MASW y ReMi, previo y posterior al mejoramiento.

2.1.1 Placa de carga

Para desarrollar el ensayo, se utilizó el equipo perteneciente al laboratorio de Geomateriales de la U. Católica de la Santísima Concepción, que consiste en una placa de 300 mm, conjunto hidráulico, un dial micrométrico, barras de soporte y como reacción se utilizaron 2 excavadoras de 10 y 20 Ton.

El procedimiento, descrito en la norma Alemana DIN 18134 (Determining the deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test), indica que primero se debe preparar la zona a ensayar, nivelando el terreno con una capa delgada de arena para lograr un apoyo uniforme, sobre el cual se apoyará la placa y se montará el equipo y la reacción.

El ensayo placa de carga en el suelo, se realizó en el sello de fundación a 4.5 m, sobre el estrato de arena limosa y también sobre una de las columnas de grava. Para dar inicio a las mediciones, se aplicó sobre la placa una precarga de 0,01 MN/m² durante 30 segundos, tomando este valor como referencia. En ambos casos, el ciclo de carga se realizó con incrementos de cargas uniformes en 6 escalones y el ciclo de descarga en 3 escalones, para finalizar con un ciclo de recarga.

Los resultados obtenidos fueron representados en gráficos para obtener la curva carga-asentamientos y así calcular el módulo de elasticidad (E) a través de la fórmula propuesta en la norma Española NLT 357:

$$E = 1,5 \times r \times \frac{\Delta\sigma}{\Delta s}$$
$$\Delta\sigma = \sigma_2 - \sigma_1 \quad \Delta s = s_2 - s_1$$

Donde r = radio de la placa (mm), σ_1 = tensión normal media bajo la placa para 0,3 (MN/m²), s_1 = asentamiento medio de la placa correspondiente a la presión σ_1 (mm), σ_2 = tensión normal media bajo la placa para 0,7 σ_{max} (MN/m²); s_2 = asentamiento medio de la placa correspondiente a la presión σ_2 (mm).

A partir del módulo de elasticidad (E) es posible obtener el módulo de rigidez (G) de la siguiente manera:

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

Donde E = módulo de elasticidad del suelo, ν = coeficiente de Poisson del suelo.

2.1.2 Medición de velocidades de ondas de corte basados en el análisis de la dispersión de ondas superficiales (MASW y ReMi).

Las mediciones de ondas de corte (V_s) fueron determinadas a partir de mediciones de ondas superficiales por el método MASW Y ReMi.

La utilidad primaria de las pruebas geofísicas en el campo de la geotecnia es la determinación de la velocidad de propagación de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno (V_{s30}). Según el decreto 61 este parámetro se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_{s-i}}}$$

Donde V_{s-i} = velocidad de ondas de corte del estrato i (m/s), h_i = espesor del estrato i (m), n = número de estratos en los 30 metros superiores del terreno.

2.1.2.1 Método activo (MASW)

En el método activo, se registran ondas Rayleigh inducidas por una fuente impulsiva, usando un arreglo lineal para monitorear la respuesta del suelo causado por la propagación de las ondas. El método activo, sin embargo, está limitado en su habilidad para muestrear suelos profundos debido a la dificultad de generar energía de baja frecuencia con fuentes razonables (Park y Miller 2001).

2.1.2.2 Método pasivo (ReMi)

El supuesto fundamental de los métodos pasivos es considerar las vibraciones ambientales como una superposición de ondas superficiales que se propagan con una distribución aleatoria uniformemente distribuida en todas las direcciones (Tokimatsu, 1997). Para registrar las vibraciones ambientales se utilizan arreglos bidimensionales de geófonos, ya que no se conoce la dirección de propagación predominante de los distintos frentes de ondas (Asten y Hendrige, 1984). Sin embargo, diversos autores (Chávez García et al., 2006; Park y Miller, 2008) han propuesto métodos que permiten analizar ensayos pasivos con arreglos lineales de geófonos, los cuales entregan resultados satisfactorios para la gran mayoría de los casos.

Gracias al tipo de fuente, los métodos pasivos permiten obtener información para rangos de frecuencias menores que los ensayos activos. Esto permite caracterizar el suelo para profundidades mucho mayores (Tokimatsu, 1997, Socco y Strobbia, 2004). De esta forma, ambos métodos se complementan muy bien, ya que amplían el rango de frecuencias (Wathelet, 2005).

2.1.2.3 Adquisición de datos

Se utilizó el equipo geofísico perteneciente al laboratorio de Geomateriales de la U. Católica de la Santísima Concepción, el cual consiste en un sismógrafo modelo GEODE, de la marca Geometrics, el cual permite la conexión de 24 geófonos de 4.5 Hz de frecuencia natural, distribuidos en una cable de refracción sísmica de 120 m que permite conectar los geófonos, sumado a ello, un cable conectado a la fuente (martillo de 12 lb) y un computador para la adquisición de datos, el cual se adapta a un cable de red del mismo equipo.

Previo al mejoramiento fue posible realizar 2 perfiles a nivel del sello de fundación, en dirección N-S y O-E. El arreglo de la línea sísmica fue de 20 m, utilizando 20 geófonos espaciados cada 1 m. Sobre las columnas sólo fue posible realizar un perfil en dirección O-E de 24 m, con 24 geófonos espaciados cada 1 m. Las trazas de los geófonos que no se conectaron para el caso del suelo, fueron posteriormente eliminadas.

Para el método activo (MASW), las señales sísmicas se generaron a través de golpes sobre una placa metálica con un martillo de 12 lb, registrando 7 a 12 mediciones con golpes a distintas distancias, a lo largo de la línea sísmica. Para cada una de ellas el golpe se repitió 3 veces ya que la combinación de éstos para una misma posición, reduce el efecto de las vibraciones ambientales con la técnica conocida como superposición de señales o stacking, la cual fue procesada en un archivo Matlab. El tiempo de registro de cada señal fue de 2 s con intervalo de muestreo de 0.5 ms.

Para el método pasivo (ReMi), se utilizó el mismo arreglo lineal que para el método activo, tomando al menos 10 mediciones del ruido ambiental y registrando la señal cada 32 s, con un intervalo de muestreo de 2 ms.

2.1.2.4 Procesamiento de datos

Se utilizó el software SeisImager/SW para analizar las ondas de superficie tanto para el método activo (2D) y pasivo (1D). Lo principal fue obtener la curva de dispersión (relación frecuencia y velocidad de fase) de las ondas y generar el perfil de velocidad de ondas de corte mediante inversión. El perfil de velocidades se genera determinando la profundidad y el número de estratos.

El programa permite combinar curvas de dispersión del método activo y pasivo para mayor resolución sobre las profundidades muestreadas, generando un modelo del terreno de mayor confiabilidad.

2.2 Análisis de la capacidad de soporte del terreno

El análisis de capacidad de soporte fue desarrollado por 2 métodos: de manera clásica y por equilibrio límite.

La capacidad de soporte de una fundación superficial es la tensión aplicada sobre el sello de fundación, para provocar la falla del suelo de apoyo (q_u). Se han desarrollado varias formas para determinar la capacidad de soporte para fundaciones superficiales, siendo de uso común Terzaghi (1943), Meyerhoff (1963), Hansen (1970) y Vesic (1973).

Se utilizó la expresión general para determinar la capacidad de carga última, de la forma propuesta por Meyerhoff, Hansen y Vesic:

$$q_u = c \times N_c \times s_c \times d_c + q \times N_q \times s_q \times d_q + 0,5 \times B \times \gamma \times N_\gamma \times d_\gamma \times s_\gamma$$

Donde N_c N_q N_γ = factores de carga, q = sobrecarga hasta el nivel del sello de fundación, s_c , s_q , s_γ = factores de forma de la zapata y d_c , d_q , d_γ = son los factores de profundidad del sello de fundación.

El factor de seguridad relaciona la capacidad de carga última (q_u) con la carga de trabajo (q_{trab}) y se expresa como:

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_t} \quad \text{Si el } FS > 3 \text{ no hay daños en la estructura}$$

Adicionalmente, se analizó por equilibrio límite la estabilidad del terreno y para ello se utilizó el software Slope/W de GeoStudio 2018, que permitió modelar el terreno con y sin mejora, con sus respectivos parámetros y condiciones (napa freática, sobrecarga, área ocupada por las columnas, etc). 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 y salida. El programa entregó las superficies de falla más desfavorables y la distribución de las dovelas dentro de la superficie de falla estudiada, lo que permitió establecer la estabilidad de la zona estudiada indicada por un factor de seguridad más desfavorable o mínimo.

2.3 Análisis de asentamiento

El asentamiento total (S_t) de una fundación está definido por:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

Donde S_t = asentamiento total, S_i = asentamiento inmediato, S_c =asentamiento primario por consolidación y S_s = asentamiento secundario por consolidación.

Debido a que el suelo de fundación está compuesto principalmente por arenas limosas, se analizó el asentamiento inmediato o elástico para la fundación rectangular de dimensiones 15 m x 30 m, el cual se puede calcular a partir de la teoría de elasticidad (Timoshenko y Goodier, 1951) de la siguiente manera:

$$S_i = q_o \times B \times \frac{1 - \nu^2}{E_s} \times \left(I_1 + \frac{1 - 2 \times \nu}{1 - \nu} \times I_2 \right) \alpha \times I_f$$

Donde q_o = carga aplicada por la losa, B = ancho de la losa, ν =módulo de Poisson suelo, E = módulo de elasticidad del suelo, I_1, I_2 = factor de influencia y I_f = factor de influencia de la profundidad del sello de fundación.

Adicionalmente, se utilizó el software de Rocscience Settle3D para el análisis de asentamiento inmediato bajo la losa, este es un programa de fácil manejo que incluye una modelación 3D del terreno, considerando los estratos de suelo y sus parámetros respectivos (peso unitario seco o saturado, módulo de Poisson y módulo de elasticidad) y los parámetros de la losa de fundación (dimensión y cargas).

Para ello se modeló la losa mediante un rectángulo con las dimensiones de 15 m x 30 m y bajo ella se representó el suelo con los parámetros previos al mejoramiento y los parámetros equivalentes considerando las columnas. Se aplicó una carga para la losa de 120 kPa y el nivel freático fue considerado a -3 m.

2.4 Análisis del potencial de licuación

La licuación es un término usado para describir un rango de fenómenos en los cuales la resistencia y la rigidez de un depósito de suelos se reducen debido a un aumento de la presión de poros. Aunque es posible que la licuación se produzca por cargas estáticas, es más comúnmente inducida por cargas cíclicas. La licuación ocurre más comúnmente en arenas o arenas limosas sueltas, saturadas y limpias, pero también ha sido observada en gravas y limos poco plásticos. La licuación puede producir daño en un rango que va desde pequeños hundimientos y desplazamientos laterales (lateral spreading), hasta deslizamientos de grandes masas de suelos, además, puede causar grandes asentamientos o inclinaciones en fundaciones y estructuras de retención (Kramer y Stewart, 2004).

La evaluación del potencial de licuación se basa en la comparación de la razón de esfuerzo cíclico resistente o resistencia cíclica (CRR) y el esfuerzo cíclico solicitante o demanda cíclica (CSR), el primero está en función del número de golpes del ensayo SPT y el segundo está en función del esfuerzo vertical y la aceleración máxima.

Una vez determinadas estas dos variables se define el factor de seguridad a la licuación como:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Donde un $FS < 1.0$ sugiere que el suelo es susceptible a la iniciación de licuación.

2.4.1 Evaluación de la demanda cíclica (CSR)

Seed & Idriss (1971) propusieron la siguiente expresión para el cálculo de la demanda cíclica:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \times \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \times rd$$

Dónde τ_{av} = tensión de corte promedio, a_{max} = aceleración horizontal en la superficie del terreno generada por el sismo, g = aceleración de la gravedad, σ_{vo} y σ'_{vo} = tensiones totales y efectivas verticales respectivamente y rd = coeficiente de reducción de tensiones, debido a la flexibilidad del suelo.

2.4.2 Evaluación de la Resistencia cíclica (CRR)

Un método semiempírico para evaluar la resistencia cíclica es a través del ensayo de penetración estándar, para esto hay que tener en cuenta dos tipos de correcciones importantes: I) factores que influyen en los resultados del ensayo SPT (energía, diámetro del sondaje, largo de barras, etc) y II) corrección por el contenido de finos, dado que según Seed et al (1985), aparentemente el valor de CRR se incrementa con el contenido de finos.

La correlación entre la relación de resistencia cíclica (CRR) ajustada a una magnitud del sismo $M = 7.5$ y $\sigma'_v = 1$ atm y el valor equivalente de arena limpia (N1) 60cs para suelos sin cohesión, según Idriss y Boulanger (2004), se expresa como:

$$CRR_{M=7,5; \sigma'_v=1atm} = \exp \left(\frac{N1_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{N1_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{N1_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{N1_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right)$$

Donde $N1_{60cs}$ = número de golpes corregidos por factores de ensayo y contenido de fino.

2.4.3 Factor de corrección de magnitud (MSF)

Con el fin de ajustar la curva de arenas limpias para magnitudes diferentes de 7.5 (M) Seed & Idriss (1982) introducen el término de factor de escalamiento por magnitud MSF.

El MSF para arenas fue reevaluado por Idriss (1999), quien recomendó la siguiente relación:

$$MSF = 6,9 \times \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 0,058 \leq 1,8$$

Donde M corresponde a la magnitud del sismo, distinta de $M=7,5$.

La ecuación del factor de seguridad para la licuación considerando el factor de escalamiento MSF queda de la siguiente manera:

$$FS = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \times MSF$$

El análisis de licuación previo al mejoramiento se realizó siguiendo la metodología descrita anteriormente, en base al registro de golpes del ensayo SPT. Los números de golpes medidos (Nm) fueron obtenidos en el sondaje presente en el informe de mecánica de suelos, siendo posteriormente corregidos por factores que afectan los resultados del ensayo (N1)60 y el contenido de finos presentes en el suelo ($N1_{60cs}$). Se consideró una magnitud $M=8,5$ y una aceleración máxima de $0,4g$.

El análisis de licuación posterior al mejoramiento, fue evaluado en función de la reducción de la demanda sísmica (CSR) usando los enfoques desarrollados por Priebe (1998) y Báez y Martín (1993).

Priebe (1998) presenta un método simplificado donde se presenta una demanda cíclica (CSR) reducida, aplicada al suelo mejorado al multiplicar la razón de estrés cíclico del suelo no mejorada ($CSR_{inicial}$) del suelo por un factor de reducción. El factor de reducción, es igual al esfuerzo restante en el suelo entre columnas dividido por el estrés promedio en toda el área y se puede determinar a través de la siguiente ecuación.

$$\alpha = \frac{K_{ac} \times \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{\frac{A_c}{A} + K_{ac} \times \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}$$

Donde $K_{ac} = \tan^2(45^\circ) - \frac{\phi_c}{2}$ A_c = área de la columna, A =área tributaria de la columna, ϕ_c =ángulo de fricción de la columna.

El factor de reducción α , además es el inverso del factor de mejora n_0 , obtenido de la relación entre el módulo de elasticidad de la columna y el suelo.

$$n_0 = \frac{E_c}{E_s} ; \alpha = \frac{1}{n_0}$$

La demanda cíclica mejorada se obtiene como: $CSR_{mejorado} = CSR_{inicial} \times \alpha$

Según Báez y Martín (1993) el factor de reducción KG se define como:

$$KG = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{A} \times \left(\frac{G_c}{G_s} - 1\right)}$$

Donde G_c y G_s = módulos de corte de la columna de grava y del suelo.

La demanda cíclica mejorada se obtiene como: $CSR_{mejorado} = CSR_{inicial} \times KG$

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se presenta un resumen de los resultados obtenidos tanto de los ensayos in situ como de los cálculos efectuados a partir de éstos. Se han comparado aquellos resultados obtenidos antes y después de la construcción de las columnas de grava.

3.1 Modelo geotécnico

El modelo estratigráfico se resume en la Tabla 2, el cual ha sido obtenido a partir de antecedentes de terreno. El terreno presenta cinco estratos diferentes, compuestos en su mayoría por arenas limosas (SM) y limos (ML) con nula a ligera plasticidad.

El primer estrato corresponde a mezclas de arenas limosas (SM) y limos de baja compresibilidad (ML) de espesor aproximado de 4,5 m, se apoyan sobre un estrato de arena fina limosa compacta que alcanza la cota 8,0 m. Por debajo de esta última capa y hasta los 13 m de profundidad, aparece un estrato de arena limosa fina suelta. Finalmente, bajo los 13 m, aparecen estratos de arena limosa fina a media compactos en profundidad.

Cabe recordar que el primer estrato se excava y que el sistema de mejora mediante columnas de grava, comienza a los 4,5 m. Las columnas tienen una longitud variable entre 8,5 m a 9 m, por lo que su influencia se limita principalmente a los estratos segundo (desde los 4,5 hasta los 8,0 m) y tercero (desde los 8,0 hasta los 13 m). La zona en la que afectan

las columnas de grava se modela mediante parámetros equivalentes de ángulo de rozamiento interno, la cohesión y el módulo de deformación. La zona citada puede verse claramente en la Figura 11 (b). Los parámetros equivalentes fueron planteados en el método de cálculo propuesto por Priebe (1995), a partir de los valores ya conocidos del suelo sin mejora y los parámetros de la columna (Tabla 1). Destacamos que el valor del módulo de elasticidad para la columna usado en los cálculos, fue el obtenido del ensayo placa de carga, descrito más adelante, correspondiente a 40 MPa.

Tabla 2: Parámetros geotécnicos del suelo sin mejora y con mejora

Modelo geotécnico				Sin mejora			Con mejora		
Profundidad (m)	USCS	γ_{sat} (kN/m ³)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	E (MPa)	ϕ (°)	c (kPa)	E (MPa)
0-4,5	SM-ML	17	0,3	30	0	6,5	30	0	6,5
4,5-8,0	SM-ML	20	0,3	32	0	19,7	35	0	22
8,0-13,0	SM-ML	17	0,3	30	0	6,5	34	0	9,95
13,0-23,0	SW-SM	20	0,3	32	0	18,8	32	0	18,8
23,0-30,0	SM	22	0,3	34	0	44	34	0	44

La Figura 11(a) y (b) muestra el modelo geotécnico empleado para efectuar los cálculos antes y después de la construcción de las columnas de grava para determinar la capacidad de soporte, el asentamiento elástico y el potencial de licuación. Cabe señalar que ambos modelos comienzan desde la cota 4,5 m. En el primer caso se observan cuatro estratos de idéntico espesor en toda su distancia horizontal, mientras que en el segundo, se ha representado la zona mejorada como un estrato diferente, compuesta por los parámetros equivalentes antes mencionados, bajo los 15 m de la losa, más 1,8m a cada lado, considerando las columnas de confinamiento, con una profundidad de 8,5m.

En ambos modelos se representó el estrato superior excavado como una sobrecarga con las mismas propiedades del segundo estrato entre las cotas 8 y 13 m. y con un de valor 76,5 kPa. La carga de trabajo fue representada con una sobrecarga de de 120 kPa y el nivel freático se encuentra a la cota 3 m, actuando sobre la losa como una subpresión de 10 kPa.

La capa de grava colocada posteriormente sobre las columnas, no fue considerada en el modelo, y por lo tanto tampoco en los análisis realizados, ésto con el fin de estudiar sólo la mejora en la interacción suelo- columna.

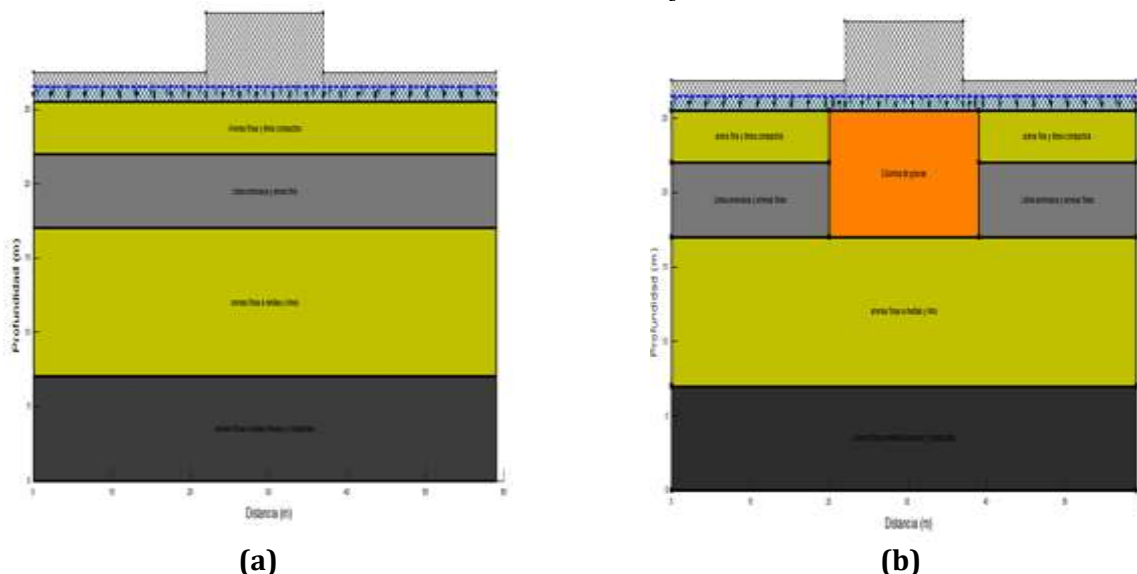


Figura 11: Modelo geotécnico empleado para el cálculo de la capacidad de soporte, asentamiento elástico y potencial de licuación: (a) antes de la construcción de las columnas de grava, (b) después de la construcción de las columnas de grava

3.2 Ensayos en terreno

3.2.1 Placa de carga

La placa de carga, tanto para el suelo y la columna, fue realizados posterior a la mejora, una vez ejecutadas las columnas. El ensayo placa de carga en el suelo fue realizado en superficie, sobre el estrato a nivel del sello de fundación, ubicando la placa alejada de las columnas, de tal manera que el suelo circundante no se viera afectado por la acción de éstas. El ensayo alcanzó una carga máxima de 0,3 MPa. Para el ensayo en la columna, se ubicó la placa en el centro de ella, y se registró una carga máxima de 0,6 MPa.

Ya que no fue posible alcanzar una carga de 0,5 MPa y/o un asentamiento de 5 mm, como indica la norma DIN 18134, tanto en el suelo como en la columna, los módulos de elasticidad se calcularon para una carga de 0,3 MPa y su respectivo asentamiento para cada caso a partir de los resultados del Gráfico 1 (a) y (b).

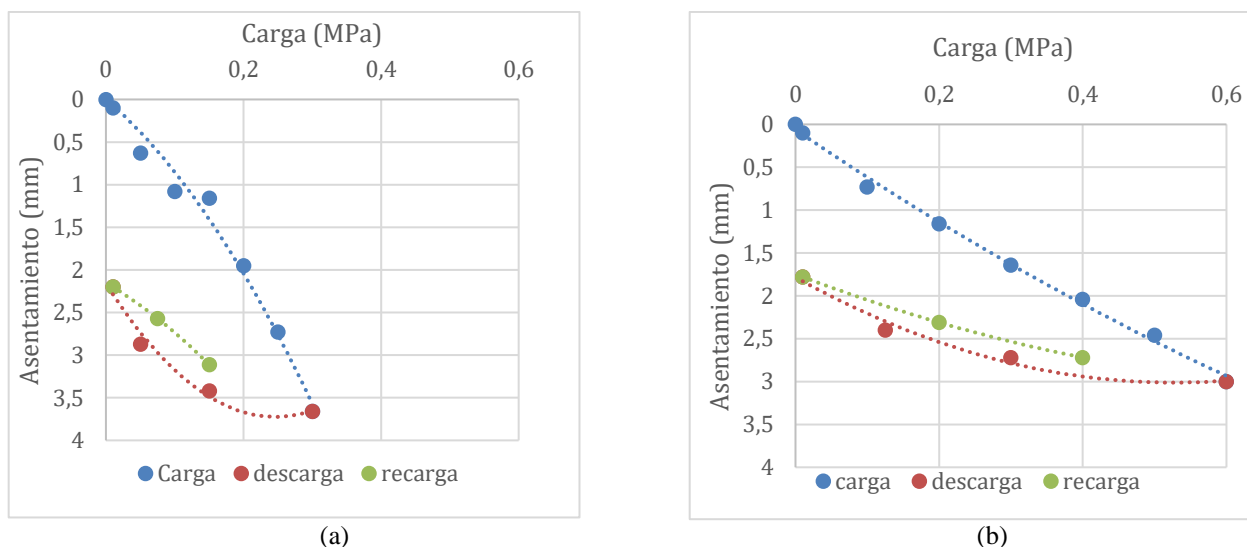


Gráfico 1: Resultados del ensayo placa de carga: (a) en el suelo (b) en la columna

Observando los módulos representados en la Tabla 3, valores en el rango de 20-40 MPa clasifican el suelo como suelto a medio.

Tabla 3: Módulo de la elasticidad obtenidos del ensayo placa de carga

Placa de carga	Módulo de elasticidad (MPa)
Suelo	20
Columna	40

Por diseño, se esperaba obtener un módulo mayor para la columna, próximo a los 70 MPa. Esta diferencia, se puede explicar teniendo en cuenta que el material de la columna en superficie, al momento de realizar el ensayo, se encontraba en estado suelto comparado con el material compactado en profundidad, es por esta razón, que una vez ejecutadas las columnas y antes de colocar la capa de grava, son excavadas, en este caso unos 50 cm.

Para fines de cálculo, utilizaremos el valor del módulo de elasticidad obtenido del ensayo, ya que así nos enfrentamos al caso más desfavorable.

3.2.2 Ensayo geofísico

El método activo permite alcanzar altas frecuencias que implica obtener información para bajas profundidades, mientras que el método pasivo alcanza frecuencias menores, siendo posible caracterizar el suelo a mayores profundidades, debido a esto, es de suma importancia realizar un análisis mixto de las curvas de dispersión completando la curva en toda su frecuencia, ya que el método MASW pierde confiabilidad con la profundidad y el método ReMi es poco preciso en superficie.

La Figura 12 (a) y (b) representa la curva de dispersión completa, obtenida al unir la curva de dispersión del método activo y pasivo para ambos casos. El eje vertical representa la velocidad de fase (velocidad de propagación de la onda) en (m/s) y el eje horizontal la frecuencia (Hz).

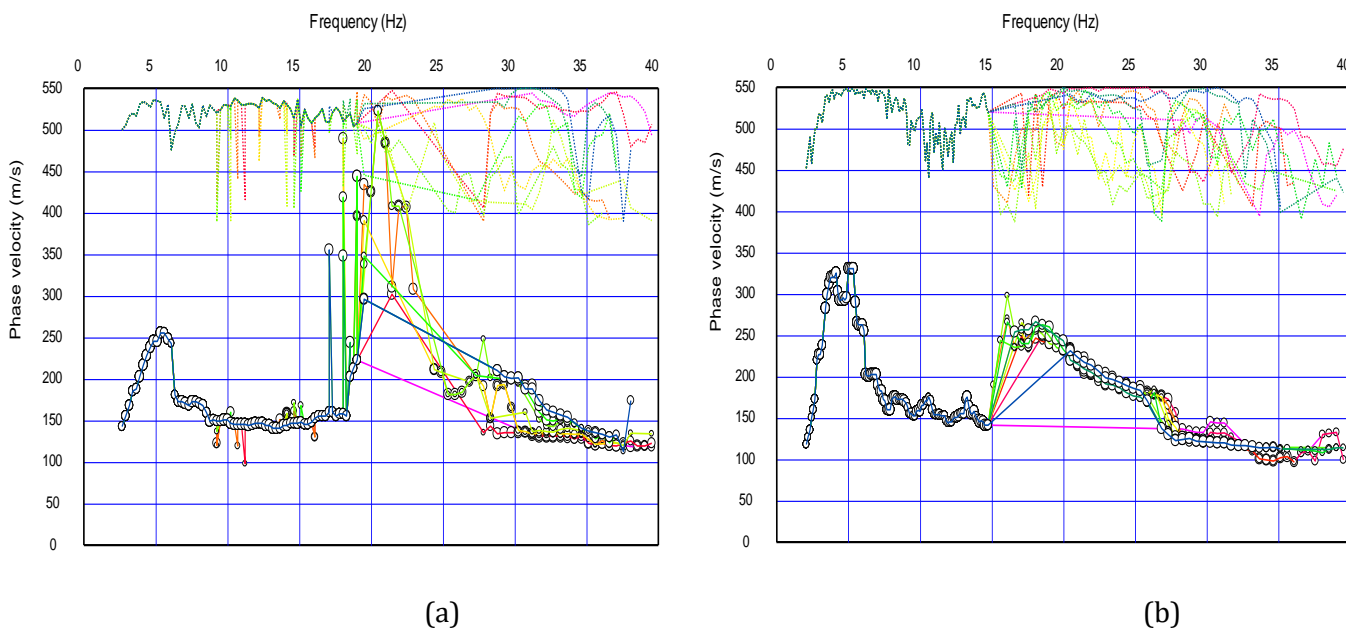


Figura 12: Resultados del ensayo geofísico, curva de dispersión: (a): sin mejora, (b) con mejora

Si comparamos ambas curvas de dispersión es posible apreciar que son similares, excepto por un aumento en las velocidades de fase en el rango de frecuencia entre los 15 y 25 Hz en la **Figura 12 (a)**, ocasionado por perturbaciones de la obra que generó errores en las mediciones. A partir de esto, no es posible apreciar un cambio significativo sin mejora o con mejora.

Obtenidas las curvas de dispersión, se realiza el proceso de inversión de las mediciones para obtener el perfil de velocidades de ondas de corte, utilizando una profundidad de 30 m y 15 estratos.

La inversión arroja como resultado el perfil de velocidades de ondas de corte del terreno (ver Figura 13 (a) y (b)). El eje vertical representa la profundidad (m) y el eje horizontal la velocidad de la onda S (m/s). Es posible obtener la velocidad de onda de corte para cada estrato y la velocidad de onda promedio de los 30 metros superiores del terreno (V_{s30}) para cada caso estudiado.

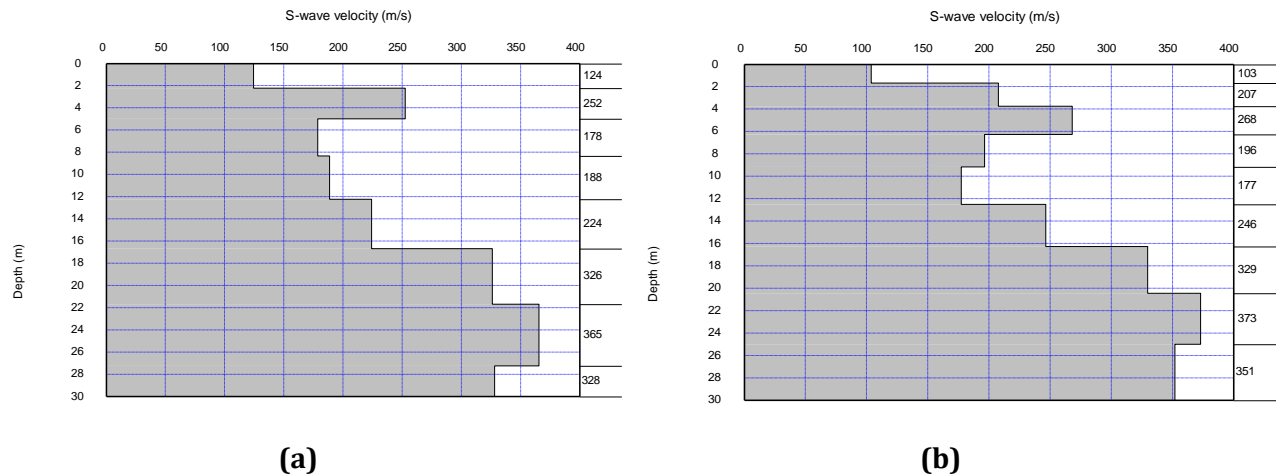


Figura 13: Resultados del ensayo geofísico, perfil de velocidades de ondas de corte: (a) sin mejora, (b) con mejora

Como las mediciones fueron realizadas en el sello de fundación, el cero representado en el eje de la profundidad, es en realidad los $-4,5\text{m}$. A partir de esto, la influencia de las columnas debería estar representada hasta los 12 m aproximadamente en el caso con mejora.

Al comprar ambos perfiles se observa una leve variación en superficie y hasta los 12 m, mientras que bajo los 12 m son muy similares. Estas pequeñas variaciones en las velocidades se pueden justificar por errores y perturbaciones al momento de realizar las mediciones.

La Tabla 4 representa las velocidades de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno (V_{s30}) para cada caso estudiado. Es posible apreciar un valor de V_{s30} levemente mayor para el suelo mejorado con columnas de gravas, pero esto no es suficiente para asegurar la mejora en este aspecto.

Tabla 4: Velocidad de propagación de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno (V_{s30}).

	V_{s30} (m/s)
Suelo sin mejora	237,4
Suelo con mejora	244,3

Según el Decreto 61, el suelo sin mejora y con mejora se encuentra dentro del rango $180 < V_{s30} < 350$, clasificando como suelos tipo D, medianamente densos o firmes.

3.3 Análisis capacidad de soporte

Los resultados obtenidos de forma teórica para los distintos autores, fueron determinados a partir de los factores de carga (N_c , N_q y N_γ) y el factor de forma (s). El factor de profundidad (d) que considera la resistencia cortante desarrollada a lo largo de la superficie de falla en el suelo sobre el sello de fundación, fue considerado con un valor $d=1$, dado que se consideró el suelo sobre el sello de fundación de peor calidad, que el estrato inferior.

Según la Tabla 5 los factores de seguridad (FS) sin mejora tanto en el caso teórico como el obtenido de equilibrio límite presentan cierta similitud, pero si comparamos los resultados obtenidos con mejora vemos que los valores para el caso teórico son muy elevados, comparados con el obtenido en equilibrio límite.

Esta variación para el caso con mejora, se debe a que de forma teórica se considera la influencia de las columnas en toda su extensión horizontal, a diferencia de los resultados obtenidos en equilibrio límite (ver Figura 14 (b)) donde es posible representar la superficie mejorada con los parámetros equivalentes y mantener la superficie donde las columnas no tienen influencia.

Tabla 5: Resultados capacidad de soporte para el caso sin mejora y con mejora

Capacidad de soporte	Sin mejora		Con mejora	
	q_u (kPa)	FS	q_u (kPa)	FS
Meyerhoff	3.457	29	5941	50
Hansen	2245	19	3663	31
Vesic	3263	27	5187	43
Equilibrio límite	-	11,3	-	13,2

De esta forma, para realizar una comparación más cercana a la realidad, utilizaremos los factores de seguridad obtenidos del modelo de equilibrio límite (ver Figura 14 (a) y (b)) los cuales son concordantes con el modelo geotécnico expuesto anteriormente, donde es posible apreciar que los parámetros equivalentes, si bien se mejoran, los cambios no son tan radicales. Bajo estas condiciones con un factor de seguridad $FS > 3$ en ambos casos, no hay riesgo de que se generen daños a la estructura por fallas del terreno.

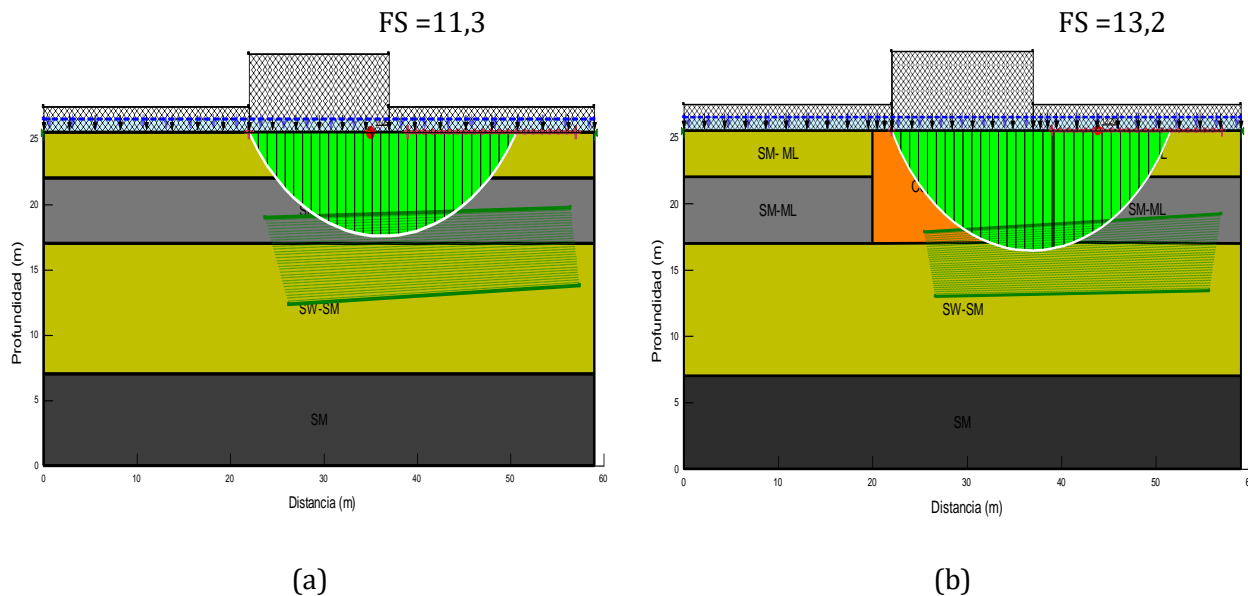


Figura 14: Resultados de capacidad de soporte a través de equilibrio límite: (a) sin mejora, (b) con mejora

3.4 Análisis asentamientos

El asentamiento admisible contemplado es de 2 pulgadas para evitar daños en la estructura. Con los parámetros geotécnicos del suelo, el terreno en sus condiciones iniciales tiene un asentamiento inmediato de 55,8 mm en el caso teórico y utilizando el programa de Rocscience 57,6 mm, valores que indican posibles daños en la estructura. Para el caso con mejora los asentamientos se reducen casi al límite de las deformaciones admisibles (ver Tabla 6).

Tabla 6: Resultados asentamientos para los caso sin mejora y con mejora

Asentamiento inmediato	Sin mejora	Con mejora
	S_i (mm)	S_i (mm)
Teórico	55,8	48,8 mm
Settle 3D	57,6	50,7 mm

Cabe destacar que para realizar los cálculos se consideró la influencia de las columnas en los dos primeros horizontes, como ya hemos visto anteriormente, variando el parámetro de deformaciones (E) de tal forma que podemos apreciar que resultados son proporcionales a la mejora de este parámetro.

3.5 Análisis del potencial de licuación

El análisis de potencial de licuación sin mejora se desarrolló a partir del número de golpes obtenidos del ensayo de penetración estándar corregido $(N1)_{60}$, incluyendo la corrección por el contenido de finos (FC). Para determinar las zonas potencialmente licuables se utilizaron criterios basados en la existencia de estratos de suelo saturado, número de golpes corregido $(N1)_{60}$ menor o igual a 30 golpes y un contenido de fino (FC) igual o menor a 35% o un índice de plasticidad menor a 15, incluso si su contenido de finos (FC) es mayor a 35%. Se consideró un nivel freático, mayor al detectado, con el motivo de evaluar el comportamiento de los suelos superficiales antes un posible incremento del nivel freático.

A partir del Gráfico 2, se observa que las zonas potencialmente licuables, corresponden al estrato en superficie (excavado) y a al estrato de arena limosa fina y suelta comprendido entre las cotas 8 a 13 m, los cuales se encuentran saturados, tienen valores $(N1)_{60}$ menor o igual a 30 golpes, y a pesar de que contiene un porcentaje de finos $>35\%$ no poseen índice de plasticidad. Estas características otorgan al suelo una menor resistencia cíclica (CRR) y por lo tanto un factor de seguridad a la licuación <1 . En este caso se desprecia el estrato licuable en superficie, ya que fue excavado. El valor de la demanda cíclica (CSR) para el estrato suelto es cercano a los 0,40 y la resistencia cíclica (CRR) es menor, entre un rango de 0,1 y 0,15.

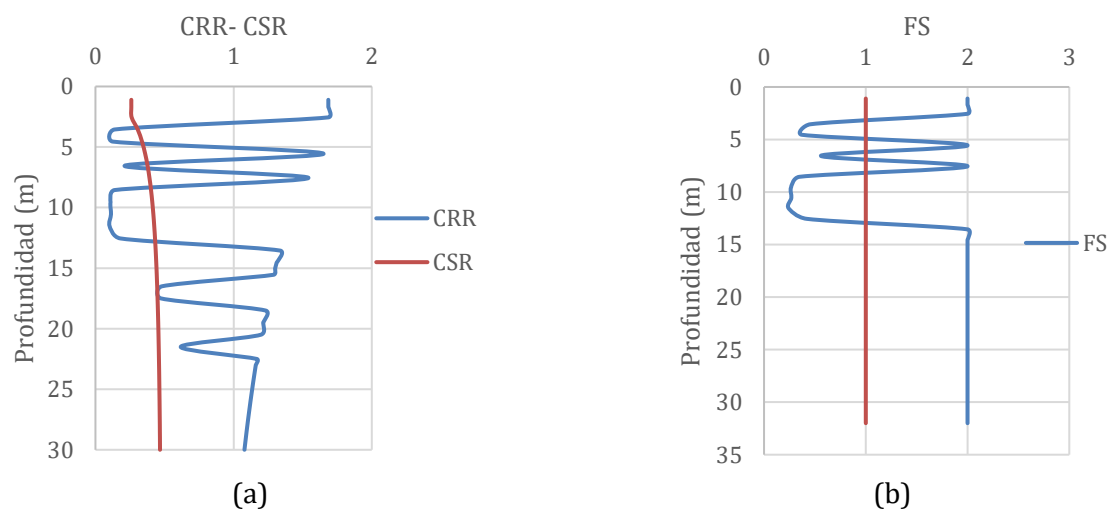


Gráfico 2: Resultados obtenidos del análisis del potencial de licuación basado en el ensayo SPT para el suelo sin mejora: (a) zonas potencialmente licuables en función de la demanda (CSR) y la resistencia cíclica (CRR), (b) zonas potencialmente licuables en función del factor de seguridad.

Para determinar la forma en que las columnas de grava reducen el potencial de licuación, se utilizó el método de Priebe (1998) y el método de Baéz y Martín (1993) descritos anteriormente. El método de Priebe (1998) propone reducir la demanda cíclica (CSR) en la misma proporción que se reduce la carga del suelo, para ello considera utilizar el factor de reducción α . Baéz y Martín (1993) también considera un factor de reducción denominado KG, el cual involucra parámetros de corte tanto para el suelo como para la columna, G_s y G_c respectivamente.

Dado que las columnas fueron ejecutadas en el terreno hasta los 12 m aproximadamente, queda reducida hasta esta profundidad, teniendo influencia sobre el estrato potencialmente licuable y aplicando la reducción de la demanda cíclica (CSR) en los dos estratos que se encuentran dentro de esta profundidad, es decir, de los 4,5m a 13.

Para determinar los factores de reducción, es necesario conocer la razón de sustitución (ar), la cual se obtiene de la relación A_c/A . Los valores de diseño de la malla, como la razón de sustitución obtenida se presentan en la Tabla 7.

Tabla 7: Diseño malla cuadrada de columnas

d_c (m)	s (m)	d_e (m)	A_c (m ²)	A (m ²)	ar (%)
0,8	1,8	2,03	0,50	3,24	15

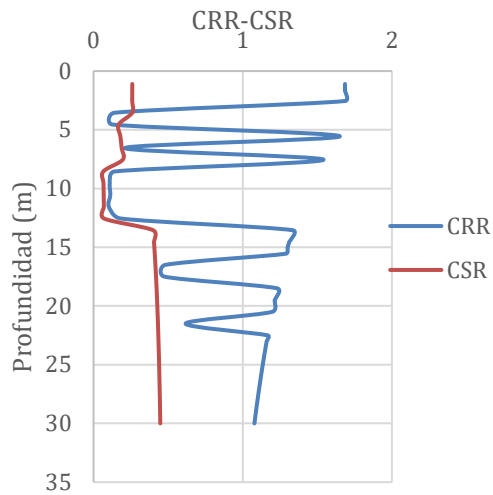
Donde D_c = diámetro columna, s = espaciamiento, d_e = diámetro equivalente A_c = área de la columna, A = área de influencia y ar = razón de sustitución.

Los factores de reducción utilizados se muestran en la Tabla 8 los cuales se calcularon utilizando principalmente los módulos de elasticidad correspondientes y la razón de sustitución $ar = 15\%$

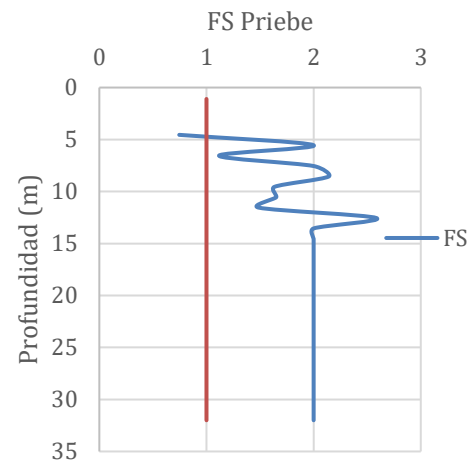
Tabla 8: Factores de reducción α y KG

Profundidad (m)	α	KG
4,5 -8m	0,49	0,86
8-13m	0,16	0,32

Analizaremos primero la mejora obtenida a través del método de Priebe (1998), Gráfico 3 (a), en el cual es posible apreciar una reducción de la demanda cíclica a valores cercanos de 0,01 en el estrato potencialmente licuable, indicando que no habría riesgo de potencial de licuación en esa zona con un factor de seguridad igual o mayor a la unidad ($FS > 1$) (ver Gráfico 3 (b))

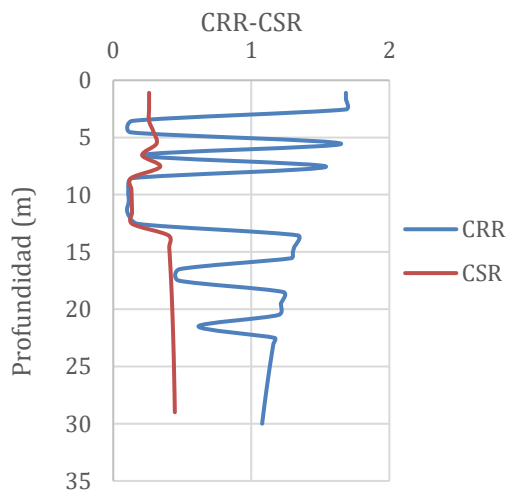


(a)

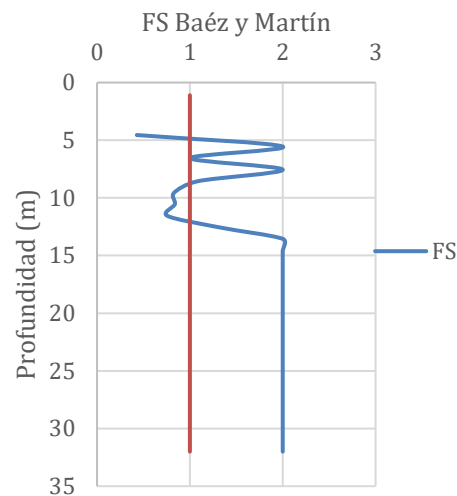


(b)

Gráfico 3: Resultados obtenidos del análisis del potencial de licuación basado en el ensayo SPT para el suelo con mejora a través del método de Priebe (1998): (a) zonas potencialmente licuables en función de la demanda (CSR) y la resistencia cíclica (CRR), y (b) zonas potencialmente licuables en función del factor de seguridad.



(a)



(b)

Gráfico 4: Resultados obtenidos del análisis del potencial de licuación basado en el ensayo SPT para el suelo con mejora a través del método de Báez y Martín (1993): (a) zonas potencialmente licuables en función de la demanda (CSR) y la resistencia cíclica (CRR) y (b) zonas potencialmente licuables en función del factor de seguridad.

El método de Báez y Martín (1993) reduce los valores de la demanda cíclica (CSR) pero de una forma menor a la analizada en el método de Priebe, ya que los valores de reducción KG son mayores. Debido a esto es posible apreciar zonas con un factor de seguridad $FS < 1$, pero debido al espesor de la capa no licuable superior, se descarta el riesgo de potencial de licuación.

Ambos métodos indican que las columnas reducen el potencial de licuación del terreno, demostrando la eficaz acción de las columnas de grava en este aspecto.

4. CONCLUSIONES

El parámetro de deformación de la columna (E_c) medido en terreno con el ensayo placa de carga, resultó ser menor al valor utilizado en el diseño de mejoramiento, si bien esto puede deberse al material suelto en superficie (al término de las columnas), es necesario efectuar pruebas de control de calidad una vez concluido el proyecto, ya que una mala ejecución, puede afectar la eficiencia del tratamiento.

El ensayo geofísico previo y posterior al mejoramiento, entregó velocidades de corte (V_{s30}) muy similares, en el rango de $180 < V_{s30} < 350$ clasificando el suelo como suelto a medianamente denso (Tipo D) en ambos casos, según el Decreto 61. Estas velocidades son concordantes con el tipo de suelo presente en el terreno estudiado previo a la mejora, pero se esperaba observar un aumento de las velocidades para el terreno mejorado con grava. Si bien el valor de V_{s30} para el suelo mejorado es levemente mayor, no se puede apreciar una mejora considerable a partir de este parámetro.

Sanzana (2014) estudió el mejoramiento con columnas de grava en suelo areno limoso por medio de las velocidades de ondas de corte, obteniendo valores de velocidad para el caso mejorado incluso menores que el caso sin mejora, concluyendo que si bien se mejoran algunas características de resistencia, la “conducción de ondas” no se ve influenciada. A partir de esto y con los resultados obtenidos en este estudio, se considera que el método basado en ondas superficiales no es el más idóneo para determinar la mejora del terreno con inclusiones de grava, por lo que se hace necesario recurrir a otros métodos geofísicos como la refracción sísmica, en el cual los resultados corresponden a la velocidad de propagación de la onda de compresión (V_p), que permite definir áreas de contraste entre materiales de diferentes velocidades y densidades.

El análisis de capacidad portante, demostró que, si bien el terreno se mantiene estable para una carga de trabajo de 120 kPa, con un factor de seguridad favorable en ambos métodos considerados, se debe tener en cuenta que la forma teórica de cálculo al considerar estratos horizontales en toda su extensión, estaría sobreestimando el terreno mejorado, el cual solo tiene influencia en el área donde se encuentran las columnas. El análisis de asentamiento para el terreno sin mejora es desfavorable y se reduce hasta asentamientos admisibles en el caso del suelo con columnas, esto debido a un aumento en el módulo de elasticidad equivalente. El análisis de potencial de licuación, considera sólo la reducción de la demanda cíclica (CSR) en ambos métodos utilizados y se debe tener presente, además, que, al mejorar los parámetros resistentes, la resistencia cíclica (CRR) aumentará su valor favoreciendo la acción de las columnas sobre un estrato potencialmente licuable.

De los análisis es posible concluir que la mejora otorgada por las columnas en el terreno, está directamente relacionada con los parámetros obtenidos de la relación suelo- columna.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Asten, M., & Henstridge, J. (1984). Array estimator and the use of microseisms for reconnaissance of sedimentary basins. *Geophysics*, 49(11), 1828-1837.
- Baez, J. I. and Martin, G.R. (1993), Advances in the design of vibro systems for the improvement of liquefaction resistance. Proc. Symposium on Ground Improvement. Vancouver Geotechnical Society.
- 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.
- Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, pp. 484–9.1
- Boulanger, R.W., Idris, I.M. (2008). "Soil liquefaction during earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute. MNO-12.
- Chávez-García, F. J., Rodríguez, M., & Stephenson, W. R. (2006). Subsoil Structure Using SPAC Measurements along a Line. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96, 729–736.
- Decreto Supremo N° 61. (2011). Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios.
- Foti, S. (2000). Multistation methods for geotechnical characterization using surface waves. Politecnico di Torino Ph D Dissertation, 42(4), 315-23.
- Gibson, R.D., Anderson, W.F. (1961). "In situ measurements of soil properties with pressuremeter". *Civil Engineering and Public Works Review*. Vol. 5, No. 658.
- Glover, J.C. (1982). "Sand compaction and stone columns by the vibroflotation process". Vibroflotation International (H.K) Ltd. , Hong Kong.
- Greenwood, D.A. y Thomson, G.H. (1984). " Ground stabilization. Deep compaction and grouting". ICE Works Construction Guides. Thomas Telford Ltd., London.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Geotecnisk Inst.*
- Idriss, I. M. (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential, in Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWARD-99-165, Federal Highway Administration, January.
- Kirsch, K., y Kirsch, F. (2010). "Ground improvement by deep vibratory methods". Spon Press.
- Kramer, S., and Stewart, J. (2004). Geotechnical Aspects of Seismic Hazards. En Y. Bozorgnia, & V. Bertero, *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. London. Taylor and Francis Group.

- Magnan, J. P., Droniuc, N., Canepa, Y., Dhoui, A. (2005). "Réflexions sur la conception des colonnes ballastées". Proceedings of the International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Osaka, Vol. 3 : 1377-1380.
- 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 Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Estocolmo, Vol.4, pp. 509-565.
- Norma NLT- 357/(98). Ensayo de carga con placa
- Norma DIN 18134. Determining the deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test.
- Ortuño, L. (2003). "Vibroflotación. Columnas de Grava". Jornada sobre Mejora del Terreno de Cimentación. Madrid.
- Park, C., & Miller, R. (2008). Roadside Passive Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW). Journal of Environmental and Engineering Geophysics, 13, 1-11.
- Park, C., Miller, R., & Xia, J. (2001). Offset and resolution of dispersion curve in multichannel analysis of surface waves (MASW). Proceedings of the SAGEEP 2001. Denver, Colorado.
- Priebe, H. J. (1995). "The design of vibro replacement". Ground Engineering.
- Priebe, H. J. (1998). " Vibro Replacement to Prevent Earthquake Induced Liquefaction". Proceedings of the Geotechnique- Colloquium at Darmstadt, Germany. Technical paper 12-57 E.
- Raju, V.R y Sondermann, W. (2005), "Ground improvement using deep vibro techniques". Ground improvement case histories, Indraratna, B & Chu., J. (eds.), 601-638.
- 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.
- Sanzana, P.I. Evaluación del mejoramiento de suelos arena limosos con columnas de grava por medio de velocidades de ondas de corte, M.Sc Tesis, UCSC, 2014.
- Seed, H. B. y Booker, J. R. (1977). "Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains". Journal of Geotechnical Engineering.
- Socco, L., & Strobbia, C. (2004). Surface-wave method for near-surface characterization: a tutorial. Near Surface Geophysics, 165-185.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley and Sons.
- Timoshenko, S., & Goodier, J. N. (1951). Theory of elasticity.
- Tokimatsu, K. (1997). Geotechnical site characterisation using surface waves. Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (pp. 1333-1368). A. A. Balkema.
- Vesic, A.S.(1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," JSMFD, ASCE, vol. 99, SM 1, Jan, pp.45-73.
- Wathelet, M. (2005). Array recordings of ambient vibrations: surface-wave inversion. Ph.D. thesis, Université de Liège, Liège, Belgium