



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL –ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

**REFUERZO DE SUELOS MEDIANTE EL USO DE INCLUSIONES DE GRAVA
COMPACTADA PARA APOYO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES RÍGIDAS**

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ERICK MARTÍNEZ HERNÁNDEZ

DIRECTOR DE TESIS:
M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Carlos A. Escalante Sandoval
Secretario: M. en I. Roberto Magaña del Toro
Vocal: M. en I. Agustín Deméneghi Colina
1er. Suplente: Dr. José Jesús Acosta Flores
2do. Suplente: Dr. Salvador Marín Córdova

Lugar donde se realizó la tesis:

FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

FIRMA

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi madre, Alma Nora Hernández B.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por haberme prestado las aulas donde hasta el día de hoy he construido los cimientos de mi desarrollo académico y profesional; particularmente al Maestro Agustín Deméneghi, quien con su respaldo incondicional y su gran experiencia profesional y académica, fue posible la elaboración de este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por haberme aceptado como becario en el primer año de mis estudios de posgrado, en especial al Dr. Alberto Jaime Paredes, por quien ingresé al Instituto.

Al CONACYT, por haber sido el sostén económico incondicional durante mis estudios de posgrado.

A mi familia entera, padres y hermanos, por su apoyo incondicional y base de mi estabilidad.

A Laura Magaly Barrón, por apoyarme en mis decisiones y simplemente estar atenta y presente en mi vida.

A mis amigos, Héctor Valverde y Mauro Niño, por su apoyo, asesoría y comentarios.

Al Maestro Héctor M. Valverde Landeros, por su apoyo, tiempo, asesoría, así como ser parte fundamental en mi desarrollo profesional.

RESUMEN

La decisión de reforzar un suelo o mejorar sus características de resistencia y deformación no es fácil de tomar; los parámetros técnicos y económicos que deben estudiarse y sopesarse son diversos y varios de ellos poco o mal conocidos. De ahí que exista con frecuencia desorientación o confusión en este tema. Entre las técnicas que se han propuesto para el fin mencionado anteriormente, se encuentra la inserción de inclusiones de diferentes tipos en los estratos que más contribuyen a las deformaciones. Una función secundaria, y en ocasiones primaria, de las inclusiones puede ser también mejorar la capacidad de carga del suelo.

En este trabajo se brinda una descripción general de algunos de los tipos de inclusiones, denominados también, sistemas de cimentación intermedia, más importantes y utilizados como sistemas de refuerzo de suelos en la actualidad, indicando de manera general las particularidades de cada técnica. Se hace énfasis en el sistema de refuerzo de suelos por medio de inclusiones de grava compactada, definiendo las bases teóricas en las que se fundamentan, los procedimientos para llevar a cabo su diseño, así como las recomendaciones trascendentes para su ejecución en obra.

Finalmente, se incluye un ejemplo de un caso práctico donde se empleó el sistema de inclusiones de grava compactada como sistema de refuerzo de suelo, para un proyecto en particular ejecutado en el Estado de México, desarrollando detalladamente el proceso de diseño geotécnico del sistema. Adicional a lo anterior, se realiza una comparativa de las condiciones iniciales de los materiales del subsuelo, contra las condiciones finales de dichos materiales ya mejorados con este sistema. Asimismo, se realizó la simulación del sistema de cimentación del proyecto mediante el Método de Elementos Finitos, como un método de comparación cualitativa de los resultados calculados analíticamente y medidos en campo.

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes.

1.2. Objetivos.

1.3. Alcances.

2. CIMENTACIONES INTERMEDIAS COMO SISTEMAS DE REFUERZO DE SUELOS

2.1. Antecedentes.

2.2. Tipos de cimentaciones intermedias.

2.2.1. Columnas de agregado.

2.2.1.1 Columnas de piedra.

2.2.1.2 Inclusiones de grava compactada.

2.2.2. Suelo estabilizado.

2.2.2.1 Columnas superpuestas mezcladas in situ.

2.2.3. Columnas inyectadas.

2.2.3.1 Jet Grouting.

2.2.3.2 Inyección de Compactación.

2.3. Comparativa entre sistemas análogos.

3. PRINCIPIOS GENERALES

3.1. Teoría básica.

3.1.1. Teoría de falla.

3.1.2. Teoría elástica.

3.1.3. Esfuerzos y deformaciones inducidas por la presencia de inclusiones en un medio continuo.

3.2. Cálculo de la capacidad de carga de una inclusión.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Algunos tipos de cimentaciones intermedias.

Figura 2.2. Proceso de construcción de columnas de piedra.

Figura 2.3. Columnas superpuestas mezcladas in-situ.

Figura 2.4. Etapas básicas del Jet-Grouting.

Figura 2.5. Etapas básicas de la Inyección de compactación.

Figura 3.1. Problema de Mindlin.

Figura 3.2. Cargas distribuidas a lo largo de líneas verticales.

Figura 3.3. Carga uniformemente repartida en una superficie circular a una profundidad D_f .

Figura 3.4. Relación entre la carga, Q_c , y el desplazamiento, ρ_c , de la cabeza, en pruebas de carga en pilotes.

Figura 3.5. Distribución de esfuerzos en el fuste y en la punta de una inclusión hincada en arena suelta.

Figura 3.6a. Profundidad crítica Z_c .

Figura 3.6b. Coeficiente de fricción K_s .

Figura 3.7. Factor de capacidad de carga en función de ϕ' , para cimientos profundos en arenas, según Berezantzev.

Figura 3.8. Una aproximación al estado plano de esfuerzos.

Figura 3.9. Una aproximación al estado plano de deformación.

Figura 4.1. Proceso de construcción típico de una inclusión de grava compactada.

Figura 4.2. Pila de grava compactada bajo una carga.

Figura 4.3. Teoría básica de las inclusiones de grava compactada (analogía del resorte rígido).

Figura 4.4. Capacidad de carga en estado límite de equilibrio de zapatas convencionales.

Figura 4.5. Abultamiento de elementos individuales.

Figura 4.6. Falla por corte bajo las puntas inferiores de los elementos.

Figura 4.7. Falla por corte en la matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada.

Figura 4.8. Falla por corte debajo de la parte inferior de una matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada.

Figura 4.9. Zona superior y zona inferior, (a) para zapatas aisladas, (b) para zapatas corridas.

Figura 5.1. Marco geológico de la zona.

Figura 5.2 a. Perfil estratigráfico del sondeo SM-1, de 0.00 a 12.0 m de profundidad.

Figura 5.2 b. Perfil estratigráfico del sondeo SM-1, de 12.00 a 24.0 m de profundidad.

Figura 5.2 c. Perfil estratigráfico del sondeo SM-1, de 24.00 a 34.90 m de profundidad.

Figura 5.3 a. Perfil estratigráfico del sondeo SM-2, de 0.00 a 12.0 m de profundidad.

Figura 5.3 b. Perfil estratigráfico del sondeo SM-2, de 12.00 a 24.0 m de profundidad.

Figura 5.3 c. Perfil estratigráfico del sondeo SM-2, de 24.00 a 35.00 m de profundidad.

Figura 5.4 a. Perfil estratigráfico del sondeo SM-3, de 0.00 a 12.0 m de profundidad.

Figura 5.4 b. Perfil estratigráfico del sondeo SM-3, de 12.00 a 24.0 m de profundidad.

Figura 5.4 c. Perfil estratigráfico del sondeo SM-3, de 24.00 a 35.10 m de profundidad.

Figura 5.5. Comparativa de costos de diferentes soluciones de cimentación.

Figura 5.6. Configuración esquemática del diseño de la capa de repartición para desarrollar la acción de arqueo.

Figura 5.7. Corte esquemático de configuración final de la cimentación por medio de inclusiones de grava compactada.

Figura 5.8. Esquema del sistema de reacción para prueba de módulo.

Figura 5.9. Gráfica esfuerzo-deformación de la prueba de módulo.

Figura 5.10. Perfil estratigráfico de suelo sin mejorar vs suelo mejorado del *Área A*.

Figura 5.11. Perfil estratigráfico de suelo sin mejorar vs suelo mejorado del *Área B*.

Figura 5.12. Curva tiempo vs deformación.

Figura 5.13. Configuración representativa de la malla.

Figura 5.14. Estado de deformaciones y desplazamientos sin inclusiones.

Figura 5.15. Estado de esfuerzos sin inclusiones.

Figura 5.16. Distribución de esfuerzos.

Figura 5.17. Estado de deformaciones y desplazamientos con inclusiones.

Figura 5.18. Estado de esfuerzos en la matriz de suelo reforzada.

Figura 5.19. Acción del arqueado en la capa de repartición.

Figura 5.20. Estado de esfuerzos entre Estrato 3 e inclusiones.

Figura 5.21. Estado de esfuerzos en la punta de las inclusiones.

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Comparativa entre inclusiones de mortero, columnas de grava y pilas de grava compactada.

Tabla 5.1. Parámetros preliminares de diseño de inclusiones de grava compactada.

Tabla 5.2. Cálculo del asentamiento en la zona superior.

Tabla 5.3. Parámetros adicionales preliminares de diseño.

Tabla No. 5.4. Estratigrafía de diseño para el cálculo de la capacidad de carga por fricción, Q_f .

Tabla No. 5.5. Resumen de parámetros de diseño calculados.

Tabla No. 5.6. Resultados de la prueba de módulo.

Tabla 5.7. Propiedades de los materiales para el modelo.

Tabla 5.8. Distribución de esfuerzos por Boussinesq, Westergaard y Fröhlich.

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Antecedentes.

Una alternativa que debe evaluarse, cuando se trata de cimentar sobre suelos con características de resistencia y deformación deficientes, es su refuerzo o mejoramiento; es decir, su densificación o compactación. Y es válido usar también el término "mejoramiento" porque, salvo contadas excepciones, un suelo se comporta mejor (en la medida de que es menos compresible o deformable y más resistente) si está en estado denso que si se encuentra en estado suelto, para suelos granulares; o bien en estado firme que en estado blando, para suelos finos, respectivamente.

La decisión de reforzar un suelo o mejorar sus características de resistencia y deformación no es fácil de tomar; los parámetros técnicos y económicos que deben estudiarse y sopesarse son diversos y varios de ellos poco o mal conocidos. De ahí que exista con frecuencia desorientación o confusión en este tema. Entre las técnicas que se han propuesto para el fin mencionado anteriormente, se encuentra la inserción de inclusiones de diferentes tipos en los estratos que más contribuyen a las deformaciones. Una función secundaria, y en ocasiones primaria, de las inclusiones puede ser también mejorar la capacidad de carga del suelo.

Las inclusiones son elementos de forma cilíndrica, conectados o no con la estructura, que pueden incluirse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas, como la perforación previa con relleno y compactación de materiales granulares dentro de ella (columnas de agregado), o la mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas superpuestas mezcladas "in situ"); o bien, la inyección a baja presión (Inyección de compactación) y/o el Jet Grouting.

En este trabajo se dará una descripción general de algunos de los tipos de inclusiones, denominados también, sistemas de cimentación intermedia, más importantes y utilizados como sistemas de refuerzo de suelos en la actualidad, indicando de manera general las particularidades de cada técnica. Se hará énfasis en el sistema de refuerzo de suelos por medio de inclusiones de grava compactada, definiendo las bases teóricas en las que se fundamentan, los procedimientos para llevar a cabo su diseño, así como las recomendaciones trascendentes para su ejecución en obra.

Finalmente, se incluye un ejemplo de un caso práctico donde se empleó el sistema de inclusiones de grava compactada como sistema de refuerzo de suelo, para un proyecto en particular ejecutado en el estado de México, desarrollando detalladamente el proceso de diseño geotécnico del sistema. Adicional a lo anterior, se realiza una comparativa de las condiciones iniciales de los materiales del subsuelo, contra las condiciones finales de dichos materiales ya mejorados con este sistema. Asimismo, se realizará la simulación del sistema de cimentación del proyecto mediante el Método de Elementos Finitos, como un método de comparación cualitativa de los resultados calculados analíticamente y medidos en campo.

1.2. Objetivos.

- Dar una descripción general de algunos de los tipos de inclusiones más importantes utilizados como sistemas de refuerzo de suelos en la actualidad.
- Describir con detalle las características del sistema de inclusiones de grava compactada, definiendo las bases teóricas y la metodología que se lleva a cabo para su diseño así como su construcción.
- Ejemplificar en un caso práctico dicha metodología, donde se podrá observar de manera íntegra la aplicación de las inclusiones de grava compactada como método óptimo y eficiente de refuerzo y mejoramiento de suelo y cimentación para diferentes estructuras.

1.3. Alcances.

Para cumplir con los objetivos antes planteados, el presente trabajo se enfocará en concretar los siguientes puntos:

- Descripción general de algunos de los tipos de inclusiones más importantes utilizados como sistemas de refuerzo de suelos en la actualidad, como son: Columnas de piedra, Inclusiones de grava compactada, Columnas superpuestas mezcladas “in-situ”, Jet Grouting e Inyección de compactación.
- Descripción detallada de las características teóricas, prácticas y de diseño de las inclusiones de grava compactada.

- Descripción detallada de un caso práctico donde se optó como mejor sistema de cimentación y refuerzo de suelo las inclusiones de grava compactada.
- Comparación cuantitativa de las condiciones iniciales de los materiales del subsuelo, contra las condiciones finales de dichos materiales ya mejorados con inclusiones de grava compactada.
- Comparación cualitativa de los resultados calculados analíticamente y medidos en campo, empleando el Método de los Elementos Finitos.

2. CIMENTACIONES INTERMEDIAS COMO SISTEMAS DE REFUERZO DE SUELOS.

2.1. Antecedentes.

Las cimentaciones intermedias son similares, en propósito u objetivo, a las cimentaciones profundas, pero son lo suficientemente diferentes que pueden escribirse documentos completos con particularidades de cada una de ellas. Las cimentaciones intermedias son generalmente intermedias en profundidad, capacidad de carga y evidentemente en costo; es decir, una cimentación intermedia no alcanza profundidades de desplante como las que podrían alcanzarse con, por ejemplo, pilas armadas o pilotes, por supuesto tampoco se adquiere una capacidad de carga como la que pueden brindar estos últimos sistemas, pero sí se obtiene una capacidad de carga mayor a la que podría obtenerse con las cimentaciones superficiales; dicho esto, al no ser las cimentaciones intermedias, ni tan profundas como las pilas armadas o pilotes, ni tan superficiales como las zapatas o losas de cimentación, el costo de ellas se encuentra en un nivel intermedio.

El objetivo de estos sistemas es lograr que los suelos que son débiles como para proporcionar un apoyo adecuado a las cimentaciones superficiales, no sean tan débiles como para requerir una cimentación profunda. Como en el caso de pilas armadas y pilotes, las cimentaciones intermedias pueden reducir considerablemente los asentamientos, pero los mecanismos por los cuales esto es logrado, pueden ser muy diferentes.

Este capítulo pretende brindar una descripción general de algunos de los tipos de cimentaciones intermedias utilizados como sistemas de refuerzo de suelos, indicando las particularidades de cada uno de ellos, lo que permitirá ahondar en el sistema de inclusiones de grava compactada y realizar una comparativa de éste con los sistemas análogos.

2.2. Tipos de cimentaciones intermedias.

La resistencia de una cadena depende del eslabón más débil, en el caso de un sistema de cimentación el eslabón más débil es el suelo; por tanto, es admisible descomponer el conjunto y utilizar los componentes más resistentes sin afectar negativamente el desempeño general. Las columnas de piedra y las inclusiones de grava compactada sustituyen al concreto por agregado grueso compactado; aún así, las columnas de agregado siguen siendo más resistentes que el suelo. La presión de confinamiento lateral incrementa la estabilidad,

las columnas de agregado, al no estar cementadas, permiten que se produzcan ciertos ajustes una vez aplicadas las cargas. El método de instalación puede crear esfuerzos laterales mucho más altos de lo que es posible crear con la presión hidrostática de un concreto fluido, el cual cambia la respuesta general del sistema (Handy, 2007).

Un ejemplo de una diferencia en comportamiento, es cuando las zonas superiores de una columna de agregado se comprimen y se abultan hacia el exterior, lo que incrementa la fricción lateral y causa esfuerzos a ser transmitidos más rápidamente al suelo circundante. Como el suelo alrededor y entre los elementos columnares es comprimido lateralmente, su resistencia también incrementa, análogo al comportamiento de una muestra de suelo sometida a un ensaye triaxial.

Otro tipo de cimentaciones intermedias incorporan materiales cementados al suelo, tal que el producto terminal puede comportarse más como una pila, sólo que los métodos de instalación tienden a crear superficies irregulares que incrementan la fricción lateral. En la Fig. 2.1 se muestran de manera esquemática algunos de los diferentes tipos de cimentaciones intermedias.

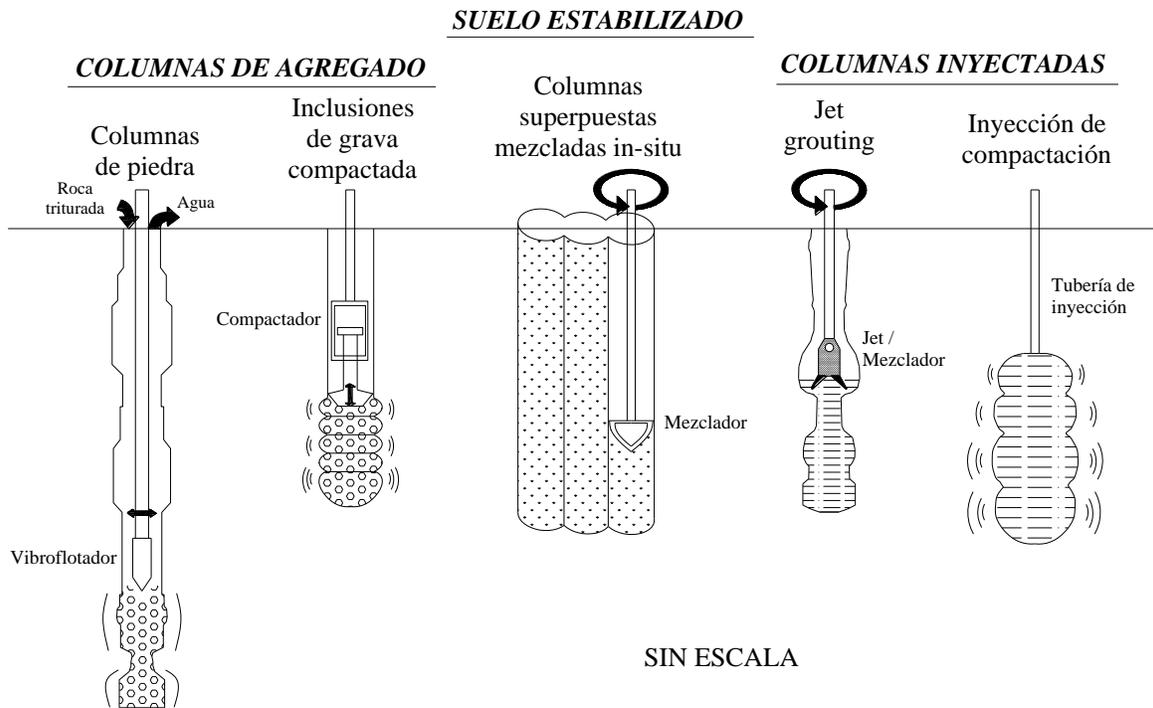


Figura 2.1. Algunos tipos de cimentaciones intermedias (Handy, 2007).

2.2.1. Columnas de agregado.

2.2.1.1 Columnas de piedra.

Las columnas de piedra se encuadran dentro de los métodos de refuerzo de suelo realizados mediante compactación dinámica por vibración. Estos métodos son la vibroflotación o vibrocompactación clásica, el vibrodesplazamiento y la vibrosustitución. Estos dos últimos son las dos técnicas habituales para construir columnas de piedra. En ambos métodos un vibrador cilíndrico, que puede ser eléctrico o hidráulico, penetra en el suelo comprimiendo el suelo lateralmente y formando una perforación que posteriormente se rellena con grava compactada por el vibrador (Fig. 2.2).

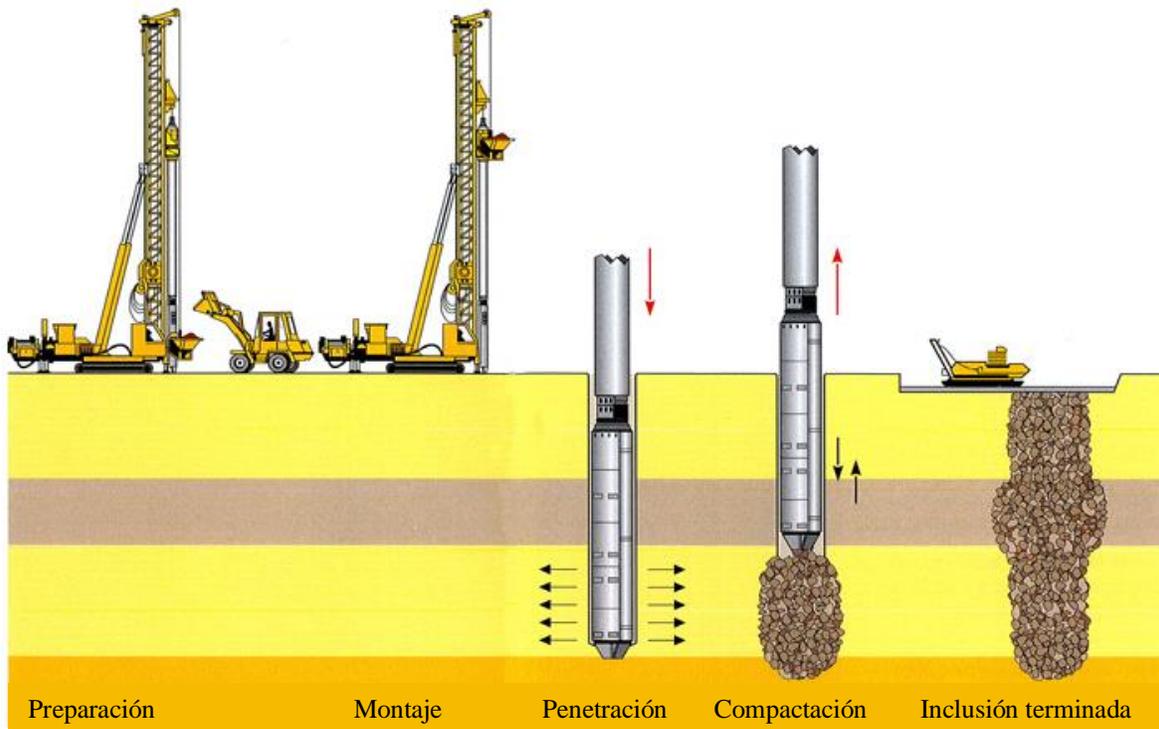


Figura 2.2. Proceso de construcción de columnas de piedra.

Los pasos de instalación son:

1. Penetración.- El vibrador penetra en el terreno con la ayuda de aire comprimido o agua. La contribución del aire comprimido es fundamental para compensar los efectos de la succión en el caso del vibrodesplazamiento.
2. Esta segunda fase es la que no existe en el vibrodesplazamiento y consiste en el ensanchamiento de la perforación debido al flujo de agua. Este flujo limpia los finos

del suelo tratado. La denominación de vibrosustitución se debe a que este material eliminado es sustituido por grava, mientras que en el vibrodesplazamiento no se elimina nada de suelo, simplemente se desplaza lateralmente.

3. Relleno con grava.- Una vez alcanzada la profundidad deseada se procede al relleno con grava en cantidades que alcancen aproximadamente 50 cm dentro de la perforación.
4. La grava introducida es compactada por la vibración.- Esta vibración provoca que la grava penetre en las paredes del terreno natural. En las zonas menos resistentes la grava penetrará más en el suelo, por ello el diámetro de la columna variará con la altura, coincidiendo los estratos más blandos con los diámetros mayores.

2.2.1.2 Inclusiones de grava compactada.

Las inclusiones de grava compactada son utilizadas para reforzar suelos tales como: arcillas blandas a duras, limos, arenas sueltas a densas, limos orgánicos, turbas y rellenos no controlados. El objetivo principal de este sistema es llevar a cabo una rápida instalación, aumentar la resistencia así como la rigidez del suelo.

La compactación vertical de capas finas de agregado es la clave para aumentar la resistencia y rigidez de la matriz de suelo. La compactación del agregado da como resultado elementos columnares granulares de alta densidad y resistencia, que proporcionan al suelo una mayor capacidad de carga y un control de asentamientos.

Las bases teóricas y de diseño así como los detalles y proceso constructivo de estos elementos se describirán en el Capítulo 4 de este trabajo.

2.2.2. Suelo estabilizado.

2.2.2.1 Columnas superpuestas mezcladas in situ.

Las columnas superpuestas mezcladas in situ se usan para la estabilización de suelos blandos en Japón y Suecia desde los años setenta. Este método consiste en realizar una mezcla in situ del suelo blando con un material estabilizante formado de cal, cemento y aire a presión, creándose una columna cuyo diámetro puede variar de 0.5 a 1.2m y con profundidades desde 15 hasta 25m (Rodríguez, 2001). En la Fig. 2.3 se muestra una imagen de los resultados finales obtenidos con este sistema.

Esta técnica se utiliza principalmente para la reducción de asentamientos y para el mejoramiento de la estabilidad en proyectos de infraestructura tales como caminos y carreteras sobre depósitos de suelo blando. También se ha utilizado en la cimentación de edificios pequeños y puentes así como en la estabilización de excavaciones y laderas. Su principal aplicación es en arcillas blandas, pero también se ha llegado a emplear en arcillas orgánicas y limos arcillosos.



Figura 2.3. Columnas superpuestas mezcladas in-situ (Rodríguez, 2001).

2.2.3. Columnas inyectadas.

2.2.3.1 Jet Grouting.

El jet grouting es una técnica relativamente nueva inventada en los años setenta. Esta consiste en inyecciones de mortero mediante chorros a alta presión dirigidos lateralmente a las paredes de un pozo. Este chorro excava y mezcla simultáneamente el suelo. Para mejorar la acción de corte se añade aire a presión (Rodríguez, 2001).

Esta inyección a alta presión permite mejorar las características geotécnicas del suelo, teniendo como resultado una inclusión de suelo-mortero con una mayor resistencia que el suelo original.

Uno de los métodos de Jet grouting consiste básicamente de dos etapas, la etapa de perforación y la de retracción con inyección simultánea (Fig. 2.4). El radio final logrado de la inclusión de jet grouting se denomina radio de acción y depende de varios factores:

- Presión de trabajo, que se genera mediante una bomba especial con capacidad de 100 a 82,000kPa.
- Tiempo de inyección, que se determina por medio de la velocidad a la que se extrae y rota la barra de perforación.
- Esfuerzo cortante del suelo antes del tratamiento.
- Tamaño de los orificios de la barra de perforación.
- Peso específico del mortero de inyección.

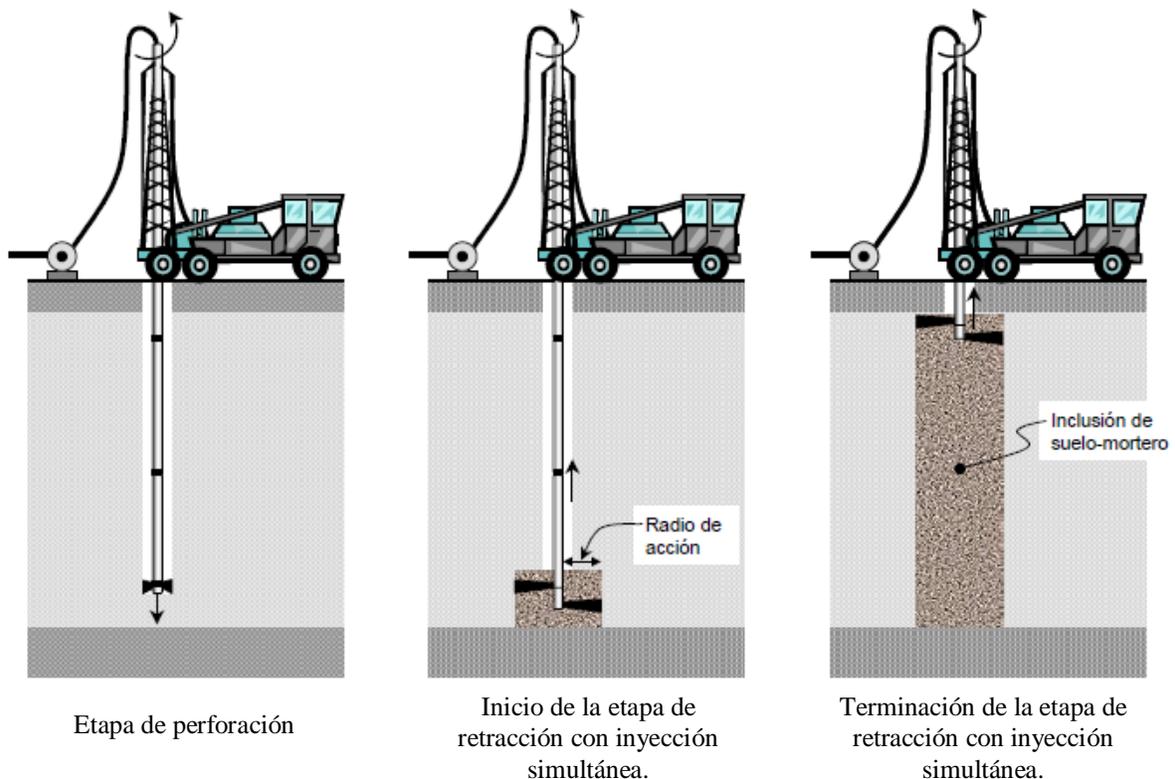


Figura 2.4. Etapas básicas del Jet-Grouting.

2.2.3.2 Inyección de Compactación.

El método de Inyección de compactación, o compactación estática, se basa en la inyección en el terreno de un mortero de baja movilidad, de forma que la mezcla inyectada no fluya por el terreno, quedando concentrada alrededor del punto de inyección. El material inyectado rellena los huecos y compacta o estabiliza el suelo que rodea a la zona tratada.

Posteriormente el cemento del mortero fragua confiriéndole resistencia y dureza al mismo. Es importante que durante la inyección se produzca un desplazamiento del terreno sin romper su estructura.

El método de Inyección de compactación es especialmente apropiado para el tratamiento de suelos no cohesivos, especialmente si se trata de suelos con densidades de bajas a medias.

Esta técnica se emplea también en suelos cohesivos con el fin de introducir en ellos elementos de mayor resistencia y capacidad de carga, mejorando el comportamiento del suelo frente a las sobrecargas.

El empleo de esta técnica en arcillas saturadas, provoca un incremento momentáneo de la presión intersticial por lo que se puede combinar con otras técnicas.

Los pasos de instalación son (Fig. 2.5):

1. Instalación de tubería de inyección.- La perforación se realiza a rotación o rotopercusión en función de las características del terreno.
2. Inyección de Compactación.- El mortero se prepara en la mezcladora y se inyecta a presión en el terreno mediante una bomba específica para este tipo de trabajos. Mientras, se va introduciendo o extrayendo gradualmente la tubería de inyección, creando una columna formada por bulbos cuasi-esféricos que se intersectan entre sí.

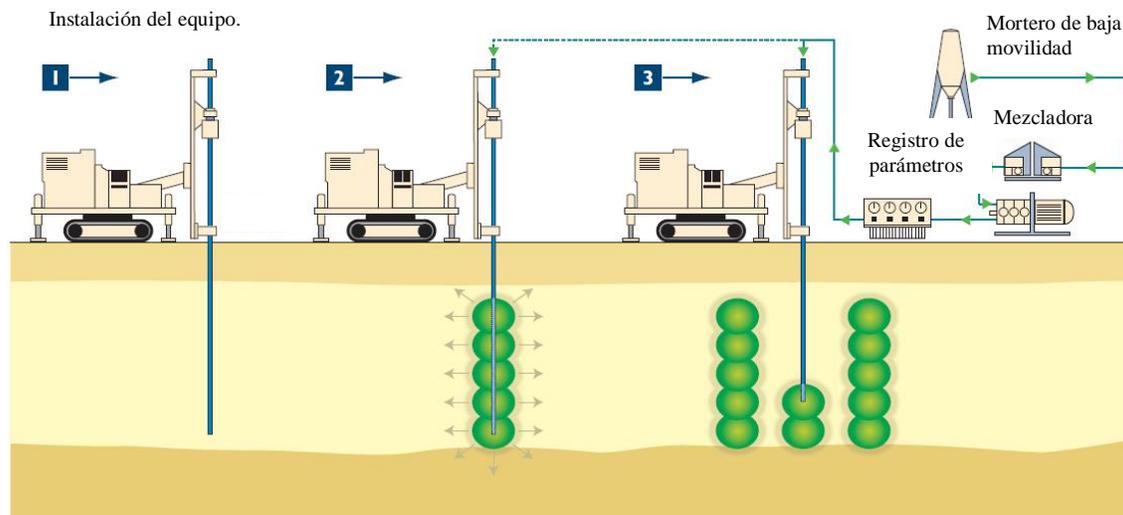


Figura 2.5. Etapas básicas de la Inyección de compactación.

3. Compactación por fases.- Con el fin de conseguir una compactación uniforme del suelo, las inyecciones se ejecutan en una malla primaria y posteriormente una secundaria. En el caso de tratamientos locales, las inyecciones se realizan en los puntos y con las inclinaciones definidas por el cálculo.

2.3. Comparativa entre sistemas análogos.

En la Tabla 2.1 se muestra una comparativa de las ventajas y desventajas de algunos de los sistemas intermedios de refuerzo de suelos, haciendo énfasis entre los dos sistemas de Columnas de agregado, ya que las inclusiones de grava compactada son comúnmente confundidas con las columnas de piedra. Si bien ambos sistemas son columnares y consisten en agregados colocados en el terreno para reforzar el suelo, las dos tecnologías son muy diferentes en términos de metodología de construcción así como en los mecanismos de transferencia de carga.

Tabla 2.1. Comparativa entre inclusiones de mortero, columnas de grava y pilas de grava compactada.

Alternativa	Ventajas	Desventajas
Columnas inyectadas	<ul style="list-style-type: none"> Mejora significativamente las propiedades de la matriz de suelo. Construcción rápida. Permite implementar una solución superficial como es el caso de zapatas. Evita soluciones de cimentación profundas y elementos estructurales robustos. 	<ul style="list-style-type: none"> Se necesita equipo y personal técnico especializado. La relación costo – beneficio en tiempos de ejecución. Demora en la espera del fraguado.
Columnas de piedra	<ul style="list-style-type: none"> Mejora significativamente las propiedades de la matriz de suelo. Construcción rápida. Permite implementar una solución superficial como es el caso de zapatas. Evita soluciones de cimentación profundas y elementos estructurales robustos. 	<ul style="list-style-type: none"> Se necesita equipo y personal técnico especializado. Supervisión especializada para su ejecución. Creación de una “zona fangosa” alrededor de la periferia de la columna. Creación de presión de poro excesiva si se tienen suelos finos.
Inclusiones de grava compactada	<ul style="list-style-type: none"> Mejora significativamente las propiedades de la matriz de suelo. Construcción rápida. No existe demora en fraguado. Se reduce el tiempo de consolidación. Permite implementar una solución de tipo superficial como es el caso de zapatas. Evita soluciones de cimentación con elementos estructurales robustos. 	<ul style="list-style-type: none"> Se necesita equipo y personal técnico especializado. Supervisión especializada para su ejecución.

3. PRINCIPIOS GENERALES.

3.1. Teoría básica.

El empleo de inclusiones en una matriz de suelo proporciona un refuerzo en dicha matriz, incrementando su capacidad de carga y modificando su comportamiento de deformación, casi de la misma manera que el acero refuerza al concreto en elementos reforzados o pretensados. Infortunadamente, aunque puede obtenerse un análisis lo suficientemente exacto de los efectos del refuerzo en elementos de concreto, desde una adaptación de la simple teoría de flexión, la naturaleza del suelo circundante a una inclusión, como un medio continuo, hace mucho más complicado el análisis correspondiente al efecto del refuerzo en el suelo por medio de inclusiones (Poulos y Davis, 1980).

3.1.1. Teoría de falla.

En el estado actual del conocimiento, generalmente sólo es posible considerar la falla como algo que ocurre principalmente en la interfaz entre el fuste de la inclusión y el suelo, ignorando los detalles de la falla en el mismo suelo, aunque para la base de la inclusión, pueden ser aplicables las teorías ordinarias de capacidad de carga. Así, para la falla vertical, el esfuerzo cortante en la interfaz fuste-suelo alcanza un valor límite (que posiblemente varía con la profundidad y tipo de suelo), y para la falla horizontal resultante de una carga lateral o momento, el esfuerzo normal de la interfaz alcanza también un valor límite (que de igual manera varía con la profundidad). En tal enfoque simplificado, no puede considerarse cualquier reducción en la carga de falla de una inclusión por la presencia de otra inclusión cercana, excepto que la carga de falla de un grupo de inclusiones espaciadas estrechamente, en ocasiones puede ser calculada con la teoría de capacidad de carga para zapatas enterradas, considerando que las inclusiones y el suelo entre ellas actúan como un bloque sólido. Esta carga puede ser considerada como la resultante si es menor que la suma de las cargas de falla de las inclusiones, calculadas individualmente.

3.1.2. Teoría elástica.

Los suelos y las rocas no son materiales elásticos ideales dado que el esfuerzo no está relacionado linealmente con la deformación; las deformaciones no pueden recuperarse del todo dada la reducción de los esfuerzos, así como tampoco dichas deformaciones son independientes del tiempo. En cualquier caso, al menos puede decirse que las

deformaciones en los suelos incrementan conforme incrementan los esfuerzos. Además, considerar algo más complicado que un material linealmente elástico para un suelo en un medio continuo suelo-inclusión, generalmente conduciría a teorías excesivamente complicadas carentes de generalidades útiles. El empleo de la teoría de la elasticidad lineal es, por tanto, conveniente y lo suficientemente precisa para fines ingenieriles, siempre que las “constantes elásticas” que se empleen sean las apropiadas a un problema en particular.

La respuesta elástica básica del suelo, en la que se puedan derivar las soluciones para inclusiones elásticas en un suelo elástico, está dada por el conjunto de ecuaciones de Mindlin para esfuerzos y desplazamientos a lo largo de un semi-espacio elástico, que resulta de una carga puntual horizontal o vertical aplicada en un punto bajo la superficie.

3.1.3. Esfuerzos y deformaciones inducidas por la presencia de inclusiones en un medio continuo.

Los cambios de esfuerzos inducidos dentro de un medio por elementos extraños como las inclusiones, pueden calcularse en forma aproximada recurriendo a la teoría clásica de la elasticidad (Rodríguez, 2001).

El esfuerzo vertical inducido en cualquier punto de un medio semi-infinito elástico por una carga vertical puntual P , localizada a una profundidad c , puede calcularse a partir de la ec. 3.1 (Mindlin, 1936). La notación es la de la Fig 3.1.

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{-3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} + \\ + \frac{-3(3-4\nu)(z+c)^3 + 12c(2-\nu)(z+c)^2 - 18c^2(z+c)}{R_2^5} - \\ - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \end{array} \right\} \quad (\text{ec. 3.1.})$$

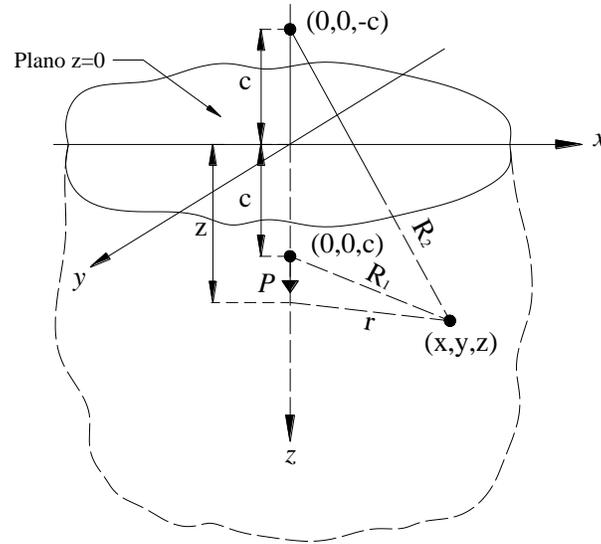


Figura 3.1. Problema de Mindlin.

Los esfuerzos verticales inducidos por una carga repartida a lo largo de una línea vertical fueron obtenidos por Geddes, 1966, por integración de la ec 3.1. Esta solución es aplicable a inclusiones trabajando por fricción supuesta uniforme a lo largo del fuste. A partir de esta solución integrada (ec. 3.2) es posible obtener los esfuerzos inducidos por tramos de inclusiones con diferentes adherencias, por diferencia entre dos inclusiones completas, aplicando el principio de superposición (Fig 3.2).

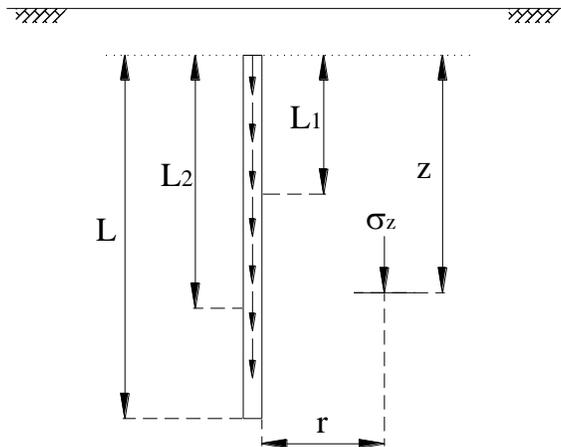


Figura 3.2. Cargas distribuidas a lo largo de líneas verticales.

$$\sigma_z = \frac{f}{L}(K_z) \quad (\text{ec. 3.2})$$

donde:

f es la carga por unidad de longitud

L es la longitud donde la carga está distribuida

K_z se define como:

$$K_z = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{-2(2-\nu)}{A_1} + \frac{2(2-\nu) + 2(1-2\nu)\frac{m}{n}\left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n}\right)}{A_2} - \frac{2(1+2\nu)\left(\frac{m}{n}\right)^2}{A_3} + \\ + \frac{n^2}{A_1^3} + \frac{4m^2 - 4(1+\nu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^2}{A_3^3} + \frac{4m(1+\nu)(m+1)\left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n}\right)^2}{A_2^3} + \\ + \frac{6m^2\left(\frac{m^4 - n^4}{n^2}\right)}{A_3^5} + \frac{6m\left(mn^2 - \frac{1}{n^2}(m+1)^5\right)}{A_2^5} \end{array} \right\}$$

donde:

$$m = \frac{z}{L}; \quad n = \frac{r}{L};$$

$$A_1^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad A_2^2 = n^2 + (m+1)^2; \quad A_3^2 = n^2 + m^2$$

Si se requiere incluir en el cálculo el efecto de cargas repartidas sobre superficies circulares localizadas en la superficie o a cierta profundidad (Fig. 3.3), puede recurrirse a la integración realizada por Auvinet y Díaz, 1981 (ec. 3.3).

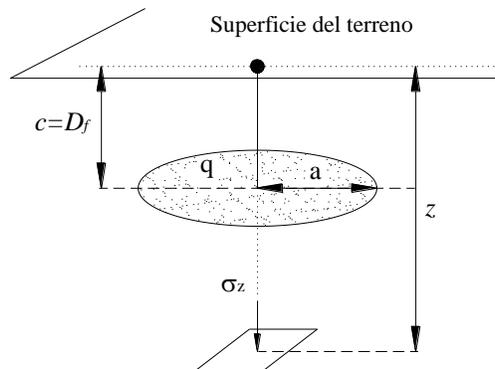


Figura 3.3. Carga uniformemente repartida en una superficie circular a una profundidad D_f .

$$\sigma_z = \frac{q}{4(1-\nu)}(I + II + III + IV + V) \quad (\text{ec. 3.3})$$

donde:

q carga por unidad de longitud

I, II, III, IV y V se definen como:

$$I = (z - D_f)^3 \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (z - D_f)^2 \right]^{3/2}} - \frac{1}{|z - D_f|^3} \right\}$$

$$II = (1 - 2\nu)(z - D_f) \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (z - D_f)^2 \right]^{1/2}} - \frac{1}{|z - D_f|} \right\}$$

$$III = -(1 - 2\nu)(z - D_f) \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (z + D_f)^2 \right]^{1/2}} - \frac{1}{(z + D_f)} \right\}$$

$$IV = \left[(3 - 4\nu)(z + D_f)^3 - 4(2 - 2\nu) \cdot D_f (z + D_f)^2 + 6D_f^2 (z + D_f) \right] \cdot \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (z + D_f)^2 \right]^{3/2}} - \frac{1}{(z + D_f)^{3/2}} \right\}$$

$$V = 6z D_f (z - D_f)^3 \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (z + D_f)^2 \right]^{5/2}} - \frac{1}{(z + D_f)^{5/2}} \right\}$$

3.2. Cálculo de la capacidad de carga de una inclusión.

La carga aplicada a la cabeza de una inclusión, Q_c , se trasfiere al suelo mediante dos mecanismos de diferente rigidez que operan en paralelo (Tamez, 2001):

- *Un mecanismo de fricción entre el fuste y el suelo circundante, Q_f .*
- *Un mecanismo de capacidad de carga bajo la punta, Q_p .*

En términos generales, puede expresarse que la capacidad de carga de una inclusión está dada por la siguiente expresión:

$$Q_c = Q_f + Q_p \quad (\text{ec. 3.4})$$

El mecanismo de fricción es el más rígido y, por tanto, el primero en alcanzar su carga máxima Q_{fu} , con un asentamiento, ρ_f , menor que el del mecanismo de falla de la punta. Esto implica que cuando la fricción alcanza su máximo valor en el punto f de la curva “0-fu”, la carga trasferida a la punta es aún muy pequeña (Fig. 3.4). En este punto particular, la ecuación anterior tiene la siguiente forma:

$$Q_{cf} = Q_{fu} + Q_p \quad (\text{ec. 3.5})$$

Cuando la carga trasferida a la punta alcanza su máximo valor, Q_{pu} , con el asentamiento último, ρ_u , la carga en la cabeza de la inclusión se encuentra en su valor último, Q_u , representado por el punto u. La capacidad última de la inclusión es entonces:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} \quad (\text{ec. 3.6})$$

donde:

Q_u es la capacidad de carga última de la inclusión.

Q_{fu} es la capacidad friccionante última del suelo adyacente al fuste.

Q_{pu} es la capacidad de carga última del suelo subyacente a la punta.

La ec. 3.6 indica que la capacidad de carga última de una inclusión es la suma de dos componentes:

- *La capacidad friccionante, que se desarrolla por la fricción entre el fuste y el suelo adyacente; y,*
- *La capacidad de la punta, que es la resistencia que ofrece el suelo subyacente a la penetración de la punta.*

Ambas componentes están siempre presentes en cualquier inclusión, pero, en ciertas condiciones alguna de ellas proporciona la parte más significativa de la capacidad total última.

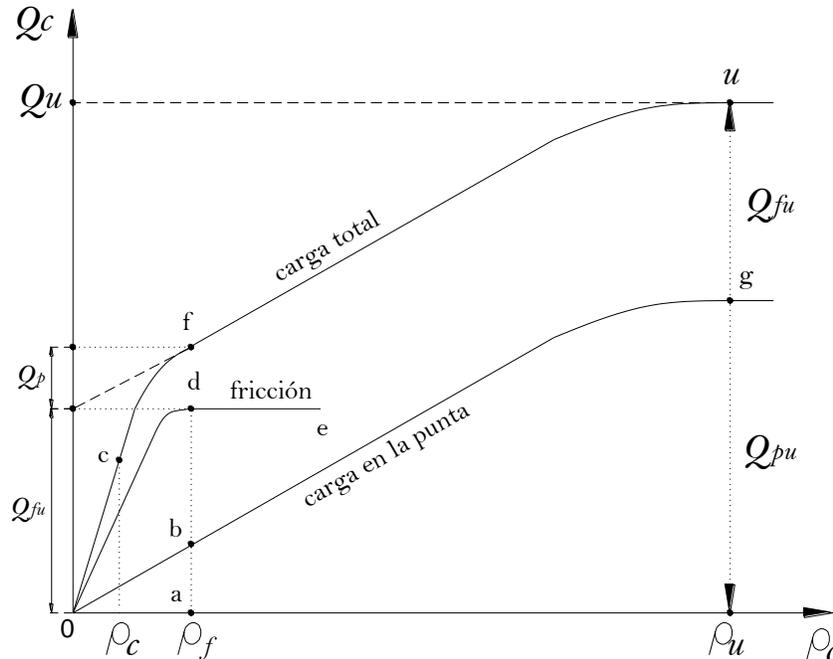


Figura 3.4. Relación entre la carga, Q_c , y el desplazamiento, ρ_c , de la cabeza, en pruebas de carga en pilotes.

3.2.1. Suelos cohesivos.

Cuando la punta de la inclusión se apoya en un estrato de suelo de baja resistencia, como un limo suelto o una arcilla blanda, la capacidad de carga del suelo subyacente a la punta es muy pequeña, en cuyo caso, la mayor parte de la carga aplicada sobre la cabeza de la inclusión se transfiere por fricción al suelo adyacente; por tanto, su capacidad de carga última, despreciando la carga de la punta, se expresa por la ecuación:

$$Q_u = Q_{fu} = p_i L c_f \quad (\text{ec. 3.7})$$

donde:

p_i es el perímetro de la sección transversal de la inclusión.

L es la longitud de la inclusión en contacto con el suelo.

c_f es el valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla que rodea al fuste.

En el caso en que se tengan inclusiones cortas, con longitud menor de unos 10 m, que atraviesan suelos blandos y sus puntas están apoyadas en estratos de alta resistencia, la capacidad friccionante es pequeña comparada con la alta capacidad de carga de la punta; en esta condición se suele ignorar la capacidad friccionante; por tanto, su capacidad de carga última está expresada por:

$$Q_u = Q_{pu} = c_b N_c A_b \quad (\text{ec. 3.8})$$

donde:

c_b es el valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla en la zona del mecanismo de falla de la punta.

N_c es el factor de capacidad de carga de Skempton; para una zapata circular o cuadrada, desplantada a una profundidad D_f .

$$N_c = 6 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right); \text{ hasta valores de } \frac{D_f}{B} \leq 2.5.$$

A_b es el área de la sección transversal máxima en la base de la inclusión.

3.2.2. Suelos friccionantes.

Partiendo de la ecuación general para el cálculo de la capacidad de carga última en una inclusión (ec. 3.6) y con base en la Fig. 3.5; la capacidad friccionante de una inclusión se deduce del diagrama simplificado de esfuerzos friccionantes, y se puede expresar por la siguiente ecuación:

$$Q_{fu} = P \left(L - \frac{Z_c}{2} \right) K_{\phi_p} \tan \phi' \gamma' Z_c \quad (\text{ec. 3.9})$$

donde:

P es el perímetro de la inclusión.

L es la longitud efectiva en contacto con el suelo.

Z_c y $K_{\phi p} \tan \phi'$ se obtienen de las gráficas correspondientes de las Figs. 3.6a y 3.6b.

$\phi' = 0.75\phi'_1 + 10^\circ$; considerando a ϕ' como el ángulo de fricción interna de la arena después de compactada por el hincado o construcción de la inclusión y a ϕ'_1 como el ángulo de fricción inicial, correspondiente a la arena en su estado natural.

$\gamma'Z_c$ es la presión vertical efectiva a la profundidad Z_c .

La capacidad de carga de la punta se obtiene empleando la siguiente expresión:

$$Q_{pu} = p'_b N_q A_b \quad (\text{ec. 3.10})$$

donde:

p'_b es la presión vertical efectiva al nivel de la punta de la inclusión;

$$p'_b = \gamma'Z_c$$

N_q es el factor de capacidad de carga, función de ϕ'_b , según Berezantzev, Fig. 3.7.

ϕ'_b es el ángulo de fricción de la arena bajo la punta de la inclusión, después de compactada por el hincado, obtenida por la expresión empírica $\phi'_b = 0.5\phi'_1 + 20^\circ$ (Kishida).

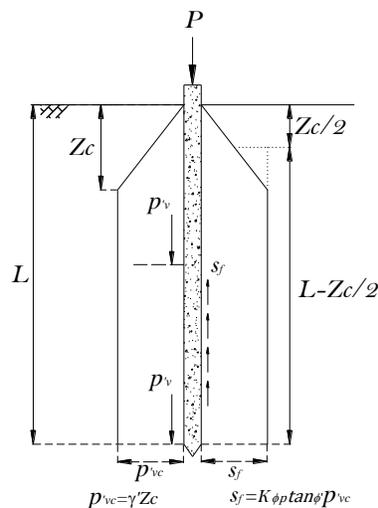


Figura 3.5. Distribución de esfuerzos en el fuste y en la punta de una inclusión hincada en arena suelta.

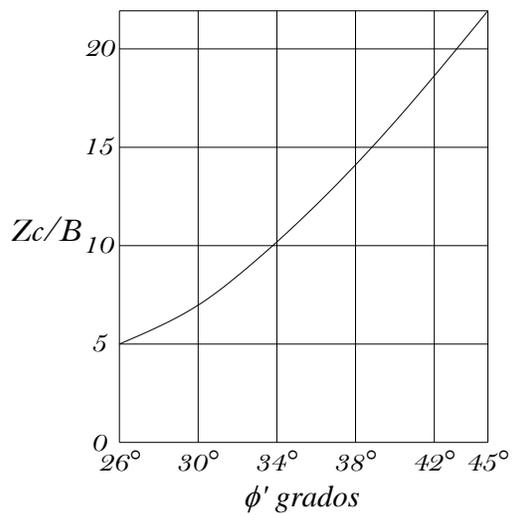


Figura 3.6a. Profundidad crítica Z_c .

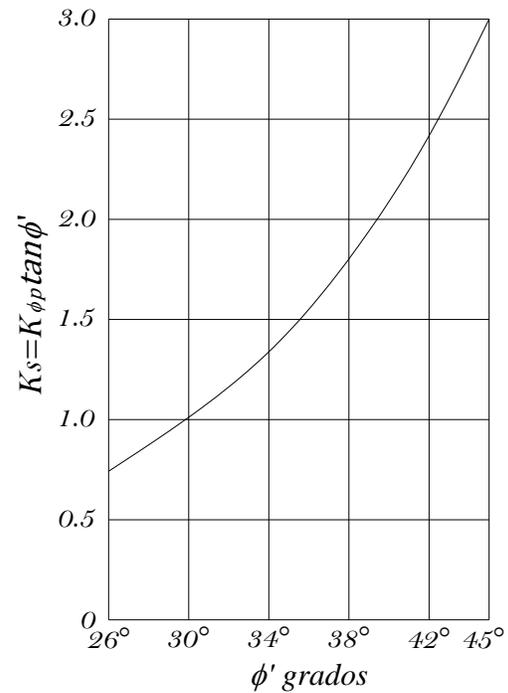


Figura 3.6b. Coeficiente de fricción K_s .

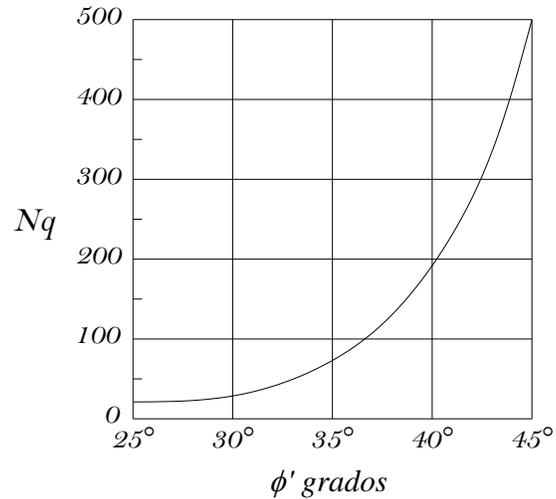


Figura 3.7. Factor de capacidad de carga en función de ϕ' , para cimientos profundos en arenas, según Berezantzev.

3.2.3. Suelos estratificados.

Siguiendo el método analítico y partiendo de la ecuación general de la capacidad de carga ec. 3.10 definida anteriormente:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} \quad (\text{ec. 3.11})$$

En un suelo estratificado, la capacidad friccionante es la suma de las fuerzas friccionantes desarrolladas por cada estrato sobre el fuste de la inclusión, lo cual se expresa por:

$$Q_{fu} = \sum_{i=1}^{i=n} Q_{fi} \quad (\text{ec. 3.12})$$

donde Q_{fi} representa la fuerza friccionante máxima que puede desarrollarse en cada estrato de suelo.

En estratos de arcilla blanda, saturada:

$$Q_{fi} = P l_i c_u \quad (\text{ec. 3.13})$$

donde:

P es el perímetro de la sección de la pila

l_i es el espesor del estrato correspondiente

c_u es el valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla, dentro del mismo estrato.

En estratos de arena:

$$Q_{fi} = P l_i p'_{hm} \tan \phi' \quad (\text{ec. 3.14})$$

donde:

p'_{hm} es la presión efectiva horizontal en el contacto suelo-inclusión, al centro de cada estrato de arena.

ϕ' es el valor medio del ángulo de fricción interna efectivo en el mismo estrato de arena.

El producto $p'_{hm} \tan \phi' = s_{fm}$ es el valor medio del esfuerzo resistente friccionante de la arena, que actúa sobre el fuste de la inclusión en el espesor del estrato.

3.3. Cálculo de asentamientos.

3.3.1. Asentamientos elásticos.

Aunque el suelo no es un material elástico, a menudo se trata como tal, debido a que existen en la literatura especializada un gran número de soluciones y métodos para materiales elásticos que resultan de interés para la práctica profesional.

En el caso de asentamientos inmediatos, considerando que el suelo es un material isotrópico, linealmente elástico y homogéneo en toda la región de interés; es decir, se considera a la masa de suelo como un semi-espacio elástico, se puede recurrir a la expresión definida por Schleicher (1926), con base en la teoría general de la elasticidad:

$$\delta_i = qB \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) I_s \quad \text{ec. 3.15}$$

donde:

- δ_i es el asentamiento inmediato total generado por la estructura,
- I_s es un factor geométrico que toma en cuenta la forma del área cargada y la localización del punto en donde se requiere calcular el asentamiento
- q es el esfuerzo aplicado,
- B es el ancho de la cimentación,
- ν es la relación de Poisson,
- E es el módulo de elasticidad

3.3.2. Asentamientos por consolidación.

El cálculo de los asentamientos por consolidación inducidos por las variaciones de esfuerzos efectivos dentro del medio, incluyendo las debidas a la presencia de fuerzas internas a lo largo de inclusiones, puede realizarse por los métodos tradicionales de mecánica de suelos, como es la ecuación general de consolidación:

$$\delta = m_v \Delta p H \quad \text{ec. 3.16}$$

donde:

δ es el asentamiento total generado por la estructura,

m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica,

Δp es la presión ejercida en la base de la losa,

H es el espesor del sustrato analizado.

3.4. Análisis mediante el Método de Elementos Finitos, MEF.

Para resolver un problema de ingeniería se puede utilizar una solución analítica o una solución numérica; cuando se emplea la primera, se cuenta con una fórmula explícita que permite considerar las variables significativas que intervienen en el problema. En ingeniería civil se dispone de un cierto número de soluciones analíticas, la mayoría de las cuales están basadas en la teoría de la elasticidad lineal (Deméneghi, 2010).

Sin embargo, cuando se tienen problemas complejos y condiciones de frontera difíciles, los ingenieros recurren a métodos numéricos que proporcionan soluciones aproximadas pero aceptables. Muchos de los métodos numéricos proporcionan soluciones aproximadas en un cierto número de puntos. Al proceso de seleccionar únicamente un cierto número de puntos en un cuerpo se llama discretización.

Una manera de discretizar un cuerpo o estructura es dividirlo en un sistema equivalente de partes o unidades, de tal manera que un sistema constituido por tales unidades represente al cuerpo original. La solución se formula para cada unidad, las cuales al combinarse proporcionan la solución del cuerpo o estructura original, aunque el procedimiento es simplificado, la cantidad de datos es muy grande y depende del número de partes en que se divide el cuerpo en estudio.

El método de elementos finitos (MEF) es un producto de la computadora electrónica digital y se utiliza para resolver problemas complejos, con materiales no-homogéneos, de comportamiento esfuerzo-deformación no-lineal y con condiciones de frontera complicadas (Díaz Rodríguez, 2012).

3.4.1. Estados planos.

3.4.1.1 Estado plano de esfuerzo.

Esta condición se visualiza como la que existe en una membrana paralela al plano “x” y como se muestra en la Fig. 3.8, en la que los esfuerzos asociados al eje z son nulos.

Es decir:

$$\sigma_z = \tau_{zx} = \tau_{zy} = 0 \quad \text{ec. 3.17}$$

El tensor de esfuerzo se reduce a:

$$(\sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{pmatrix} \quad \text{ec. 3.18}$$

es decir, se omiten todas las componentes de índice “z” y el marco de referencia se reduce al sistema coordenado “xy”.

Ahora bien, como son únicamente tres los elementos distintos que definen a $\{\sigma\}$, se puede definir un vector asociado, que se llama vector de esfuerzo, que aunque no puede representarse en el sistema xyz, se puede escribir:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \xi_x \\ \xi_y \\ \xi_{xy} \end{pmatrix} \quad \text{ec. 3.19}$$

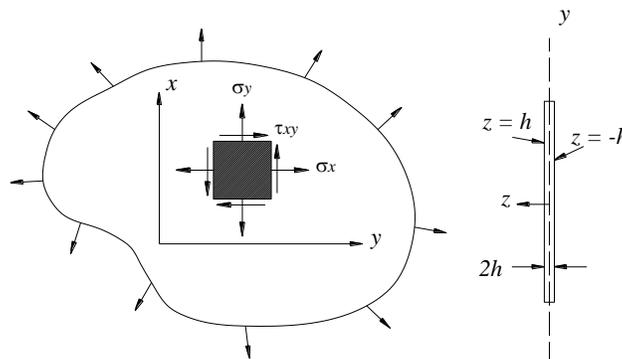


Figura 3.8. Una aproximación al estado plano de esfuerzos.

3.4.1.2 Estado plano de deformación.

Existen problemas prácticos en los cuales es conveniente suponer que las deformaciones son las mismas en los puntos correspondientes a una serie de planos paralelos que dividen al sólido en estudio (Fig. 3.9). La figura representa un muro de retención de longitud muy grande. En este caso, se acepta que basta estudiar uno de los planos, para conocer el comportamiento del conjunto. Se refiere entonces a un estado plano de deformación (condición muy común en mecánica de suelos) el tensor de deformación se reduce a:

$$(\xi) = \begin{pmatrix} \xi_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \xi_y \end{pmatrix} \quad \text{ec. 3.20}$$

es decir, se omiten todas las componentes de índice z y el marco de referencia se reduce al sistema coordenado “xy”.

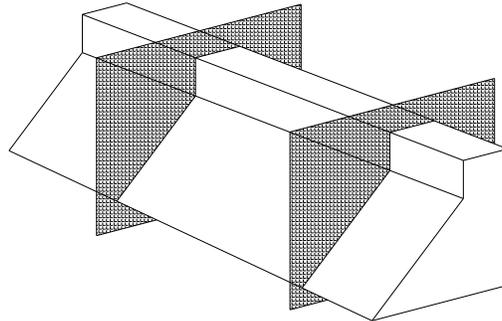


Figura 3.9. Una aproximación al estado plano de deformación.

Ahora bien, como son únicamente tres los elementos distintos que definen a (ε) , se puede definir un vector asociado, que se llama vector de deformación, que aunque no puede representarse en el sistema “xyz”, se puede escribir:

$$(\xi) = \begin{pmatrix} \xi_x \\ \xi_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad \text{ec. 3.21}$$

4. INCLUSIONES DE GRAVA COMPACTADA.

4.1. Planteamiento.

El objetivo principal del refuerzo vertical por medio de la construcción de elementos granulares columnares, es brindar una variante a los métodos de mejoramiento de suelo que consisten en la remoción de un volumen de suelo y su reemplazo con material selecto de mejor calidad, comúnmente llamados métodos de “sobre-excavación y reemplazo”, que típicamente requieren de un buen control de compactación para alcanzar resultados aceptables. Los materiales utilizados para el método de sobre-excavación son comúnmente agregados, o suelos de alta calidad. Este método en algunas ocasiones tiene ciertas limitaciones, típicamente son la capacidad de construcción, inestabilidad de estructuras adyacentes, problemas de drenaje asociados con aguas freáticas poco profundas, profundidad de mejoramiento limitada, el volumen de los materiales de reemplazo requeridos, grandes áreas de construcción afectadas, entre otros.

De esta manera, el objetivo primordial en el desarrollo de cimentaciones por medio de elementos granulares columnares, en este caso pilas o inclusiones de grava compactada, es darle mayor practicidad al proceso de reemplazar suelos blandos y compresibles con materiales más fuertes y rígidos (agregado graduado o materiales granulares), produciendo una masa de suelo compuesta con una mayor rigidez; proporcionando una variante de los métodos más utilizados para controlar los asentamientos de las cimentaciones poco profundas soportadas por elementos cortos de grava compactada; y en muchos casos, reduciendo el volumen de materiales de reemplazo requeridos.

4.2. Teoría general.

Las inclusiones de grava compactada son tanto cimentaciones especializadas como un sistema de refuerzo de suelo vertical. Las propiedades de estos elementos son desarrolladas por el método de construcción especializado, el cual lleva básicamente el siguiente procedimiento (Fig. 4.1):

- a) **Se hace una perforación** en la matriz de suelo (a).

- b) **Se lleva a cabo una pre-deformación y un pre-esfuerzo** de la matriz de suelo en el fondo de la perforación mientras se compacta el bulbo inferior con grava seleccionada (b).
- c) **Se crea un fuste denso y ondulado en la parte superior del bulbo**, compactando capas angostas de grava bien graduada utilizando energía o densificación por impacto que logra un apisonamiento vertical y lateral (c).
- d) **Se produce una pre-deformación y un pre-esfuerzo lateral dentro** de la matriz de suelo alrededor de la inclusión de grava compactada durante la instalación (d).

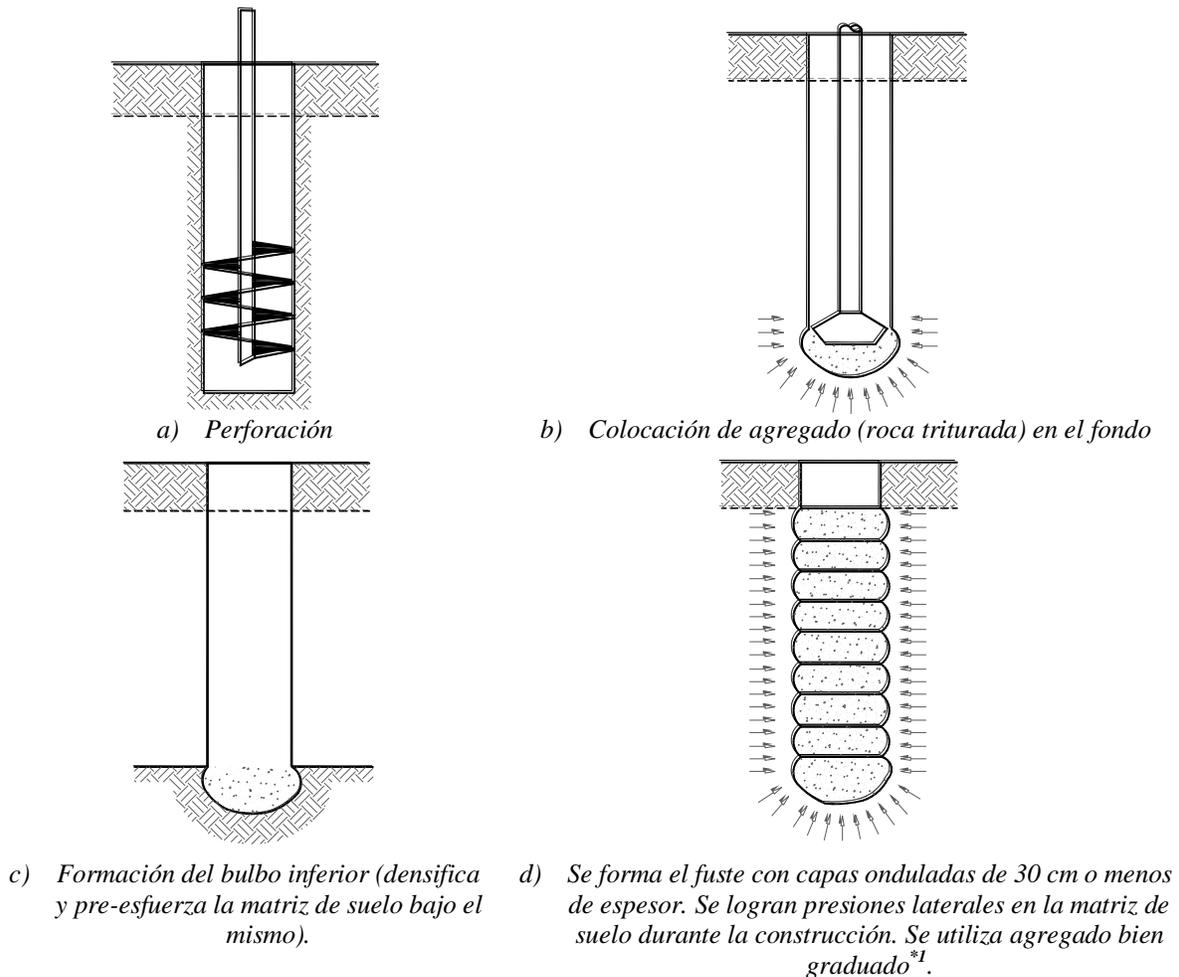


Figura 4.1. Proceso de construcción típico de una inclusión de grava compactada.

*1 Se considera el uso de roca triturada (Basalto o Caliza) como agregado con el menor contenido de finos posible, de preferencia grava limpia, de diámetro $\varnothing = 2$ a 4 pulgadas en el bulbo inferior y $\varnothing = 1.5$ a 2 pulgadas en el fuste del elemento.

Dada la naturaleza de una pila de grava compactada, se considera que se adquiere una rigidez aceptable a través del desarrollo de presiones laterales y verticales en el suelo, (Fig. 4.2). La energía del martillo hidráulico de instalación varía desde 35,000 kg-m a 236,000 kg-m por minuto, mientras que el impacto o frecuencia de la compactación generalmente varía entre 300 y 600 ciclos por minuto. Esta presión de pre-consolidación o esfuerzo lateral alto dentro de la matriz de suelo, proporciona apoyo lateral a la inclusión cuando ésta es sometida a carga.

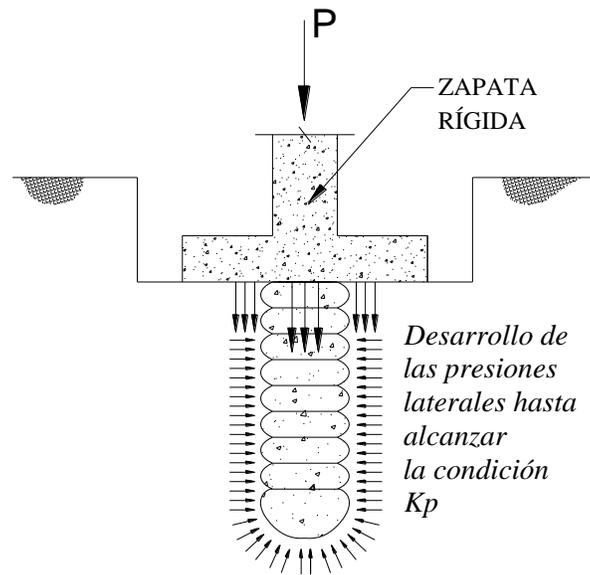


Figura 4.2. Pila de grava compactada bajo una carga.

La firma dueña de la patente de este sistema, indica que la rigidez típica en las inclusiones de grava compactada ha resultado ser de 8 a 32 veces más que la rigidez de la matriz de suelo circundante. Asimismo, indica que un punto de comienzo para estimar el comportamiento de la inclusión es asumir una relación de rigidez de 10 veces la rigidez de la matriz de suelo. Las inclusiones de grava, siendo elementos granulares rígidos, pueden ser modeladas como un resorte rígido (Fig. 4.3). Su comportamiento en compresión no es elástico, sin embargo, su deflexión o compresión bajo carga ocurre rápidamente excepto por posibles movimientos de consolidación en la influencia de la zona inferior.

Dicha firma indica también que bajo la mayoría de condiciones de carga observadas en registros de cientos de pruebas de carga de escala completa, los valores de deflexión bajo carga llegan a ser menores de 0.01 pulgada por hora dentro de 30 minutos de carga, excepto

para cargas relativamente altas o en suelos conformados por arcilla muy blanda. Los valores más altos de deflexión son influenciados por la consolidación de los suelos subyacentes debajo del bulbo inferior y bajo la “zona de influencia” de la inclusión.

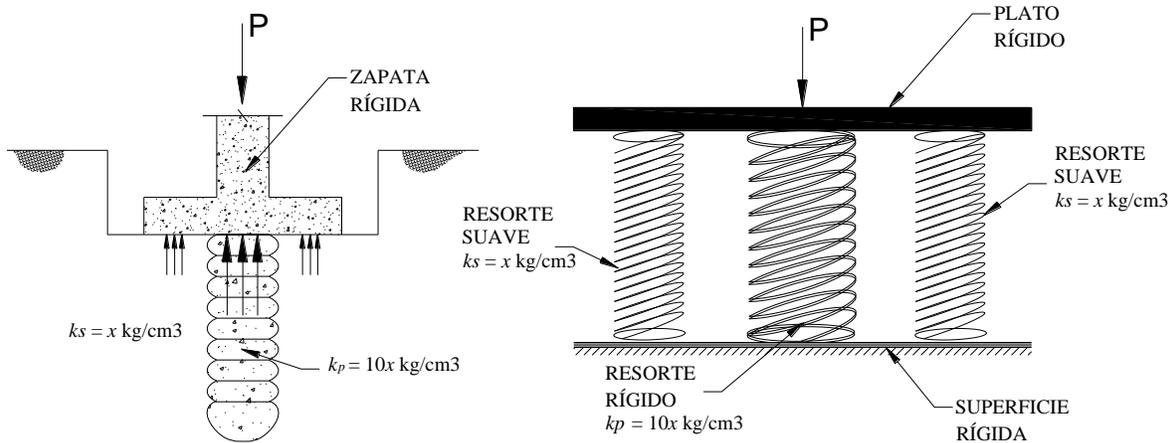


Figura 4.3. Teoría básica de las inclusiones de grava compactada (analogía del resorte rígido).

La deflexión de las inclusiones de grava es causada primordialmente por tres mecanismos:

1. Compresión de grava dentro del mismo elemento;
2. Desplazamiento vertical hacia abajo cuando la matriz de suelo supera el límite de resistencia al corte a lo largo del fuste de la inclusión;
3. Compresión y consolidación de los suelos subyacentes dentro de la “Zona Inferior” (ver subcapítulo 4.4) bajo la inclusión.

La compresión dentro de la inclusión de grava y la movilización de resistencia al esfuerzo cortante de la matriz de suelo para proporcionar la resistencia al corte vertical, ocurre rápidamente y es la razón para la rápida reducción en las mediciones de deflexión durante las pruebas de módulo.

Es importante entender el comportamiento de las inclusiones de grava usadas para el apoyo de zapatas o losas, ya que existe un equilibrio estático de los resortes rígidos con los resortes menos rígidos (Fig. 4.3). Asumiendo que una zapata reforzada de concreto es perfectamente rígida, y que los resortes y la matriz de suelo tienen una relación de rigidez “N” (La rigidez del elemento dividido por la rigidez del suelo), entonces, para satisfacer el equilibrio estático, la intensidad del esfuerzo vertical en la parte superior de la inclusión

debe ser “N” veces la intensidad del esfuerzo vertical sobre la matriz de suelo. Los esfuerzos se deben redistribuir dentro de las zapatas para que los esfuerzos se concentren en las inclusiones, y los esfuerzos sobre la matriz de suelo sean reducidos.

Las inclusiones de grava compactada, por tanto, actúan esencialmente como “imanes de esfuerzo”, atrayendo esfuerzos y causando una reducción de estos sobre la matriz de suelo. La mayor parte de los esfuerzos serán tomados por la inclusión, mientras que el resto de ellos (la menor parte) los tomará la matriz de suelo (Ver capítulo 5.6).

4.3. Análisis de capacidad de carga.

El comportamiento de las inclusiones de grava compactada, tanto de manera individual como de grupos de ellas, se considera complejo debido a:

- I. Los cambios en el estado de esfuerzos de la matriz de suelo que se generan con la acción de la compactación durante las instalaciones; y
- II. Los complicados mecanismos de transferencia de carga que se producen entre la zapata cargada, los relativamente rígidos elementos reforzados y la matriz de suelo relativamente blando.

Las cargas últimas se calculan utilizando las teorías de equilibrio límite de la mecánica de suelos clásica, como las que se describen en el Capítulo 3 de este trabajo, en conjunto con las geometrías de falla idealizadas necesarias para que los sistemas tengan solución.

4.3.1. Modos de falla por capacidad de carga en equilibrio límite.

Se asume que típicamente las superficies de corte clásicas se extienden a lo largo de superficies circulares y superficies log-espaciales por debajo de las zapatas no apoyadas en inclusiones de grava compactada (Fig. 4.4).

Los potenciales modos de falla en equilibrio límite para las zapatas apoyadas en inclusiones de grava compactada consisten en:

- a) Falla por abultamiento de elementos individuales;
- b) Falla por corte bajo las puntas inferiores de las inclusiones de grava compactada;
- c) Falla por corte en una matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada;

- d) Falla por corte bajo la parte inferior de la matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada.

A continuación se presentan aproximaciones de diseño utilizadas para estimar la capacidad de carga asociada a cada uno de los modos de falla descritos anteriormente. Las ecuaciones desarrolladas se pueden utilizar para estimar la capacidad de carga de zapatas apoyadas sobre inclusiones de grava compactada para cada caso. Los resultados de los análisis presentados en este documento para condiciones típicas de diseño, indican que la falla por corte debajo de las partes inferiores de elementos individuales (Fig. 4.6) y dentro de la matriz del suelo reforzada con inclusiones de grava compactada, (Fig. 4.7) con frecuencia controlan la capacidad de carga de diseño.

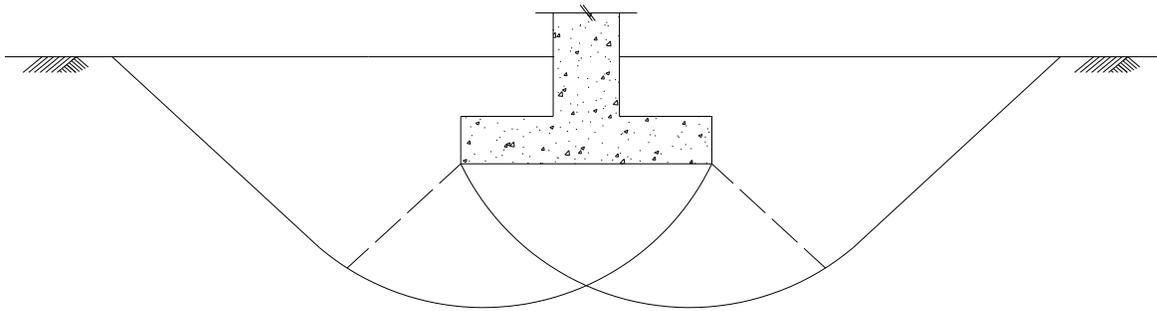


Figura 4.4. Capacidad de carga en estado límite de equilibrio de zapatas convencionales.

a) Falla por abultamiento de elementos individuales.

El potencial de falla por abultamiento de cada uno de los elementos granulares columnares en arcillas saturadas, es descrito por Mitchell (1981) y se muestra en la Fig. 4.5. Si se aplica suficiente presión a las partes superiores de las inclusiones, la resistencia al corte podría estar actuando completamente dentro de los elementos y a lo largo de las superficies que se extienden a través de la matriz del suelo circundante. El desarrollo de superficies de corte dentro de los elementos provoca que se presente abultamiento. La presión lateral de tierra de la matriz de suelo alrededor de los elementos resiste dicho abultamiento. Debido a que las presiones laterales de tierra son más bajas cerca de la superficie del suelo, donde los esfuerzos generados por la sobrecarga son bajos, la mayor cantidad de abultamiento se produce en las partes superiores de los elementos.

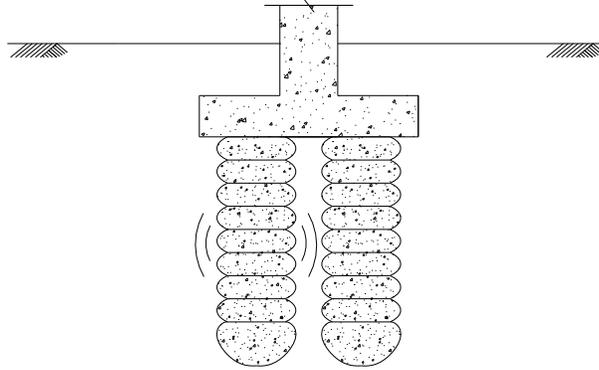


Figura 4.5. Abultamiento de elementos individuales.

Hughes y Withers (1974), utilizaron la teoría de la cavidad de expansión para formular una expresión de cálculo de capacidad de carga de elementos granulares columnares sujetos a deformaciones por abultamiento. Para inclusiones de grava compactada instaladas en suelos cohesivos, la carga última que puede aplicarse a la cabeza del elemento ($q_{ult, p}$) puede ser estimada por el producto del límite del esfuerzo radial y el coeficiente de empujes de tierras pasivo de Rankine del agregado de la inclusión de grava compactada:

$$q_{ult, p} = \sigma_{r, \text{lim}} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_p}{2} \right) \quad \text{ec. 4.1}$$

donde:

ϕ_p es el ángulo de fricción interna del agregado de la inclusión.

El límite del esfuerzo radial se puede estimar utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_{r, \text{lim}} = \sigma_{r,0} + c \left\{ 1 + \ln \left[\frac{E}{2c(1+\nu)} \right] \right\} \quad \text{ec. 4.2}$$

donde:

$\sigma_{r,0}$ es el esfuerzo radial total después de la instalación de la inclusión y antes de la aplicación de la carga en la zapata,

c es la resistencia al corte no drenada de la matriz de suelo (cohesión),

E es el módulo de elasticidad en condiciones no drenadas de la matriz del suelo, y

ν es la Relación de Poisson de dicha matriz.

El esfuerzo radial total después de la instalación de inclusión es la suma del esfuerzo efectivo radial y la presión de poro. La presión efectiva horizontal en la matriz de suelo después de dicha instalación, puede estimarse como el producto del esfuerzo vertical efectivo y el coeficiente de empujes de tierras pasivo de Rankine ($k_{p,s}$) de la matriz de suelo.

El esfuerzo vertical efectivo debe ser estimado como el esfuerzo promedio de la sobrecarga a la profundidad donde corresponda el abultamiento dentro de la matriz de suelo. La parte de la inclusión que es más probable que falle por abultamiento se extiende desde la parte inferior de la zapata a una profundidad igual al producto $[d \tan(45 + \phi_p/2)]$ por debajo de la parte inferior de la zapata, donde d es el diámetro de la inclusión.

b) Falla por corte bajo las puntas inferiores de las inclusiones de grava compactada.

El potencial de falla por corte debajo de las puntas inferiores de elementos individuales se representa en la Fig. 4.6. Despreciando el peso del material de la inclusión; asimismo, tal y como se indica en la Ec. 3.4 del Capítulo 3 de este trabajo, la carga total aplicada a las partes superiores de los elementos (Q_S) es resistida tanto por la fricción en el fuste (Q_f) y la punta (Q_P):

$$Q_S = Q_f + Q_P$$

que puede ser re-escrita en términos de esfuerzo como:

$$q_{ult,S} A = f_f A_f + q_P A \quad \text{ec. 4.3}$$

donde:

$q_{ult,S}$ es el esfuerzo máximo aplicado en la punta superior del elemento,

A es el área de la sección transversal del elemento,

f_f es la fricción unitaria promedio a lo largo del fuste del elemento,

A_f es el área del fuste del elemento, y

q_P es el esfuerzo resistido en la punta inferior del elemento.

Reordenando la ec. 4.3, el esfuerzo último en la parte superior del elemento puede expresarse como:

$$q_{ult,s} = \frac{f_f A_f}{A} + q_p = \frac{4f_f d_f H_f}{d^2} + q_p \quad \text{ec. 4.4}$$

donde:

d_f es el diámetro del fuste del elemento,

d es el diámetro nominal del elemento, y

H_f es la longitud del fuste.

Los parámetros d_f y d se describen por separado debido a que el radio efectivo del fuste se estima de aproximadamente 3 pulgadas mayor que el radio nominal del fuste, como resultado de la compactación del agregado lateralmente durante la densificación con el compactador.

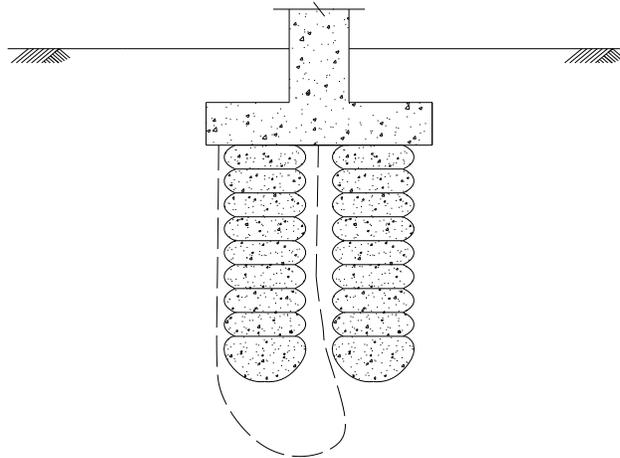


Figura 4.6. Falla por corte bajo las puntas inferiores de los elementos.

La capacidad de carga de la punta inferior del elemento se puede estimar aplicando las ecuaciones correspondientes definidas en el Capítulo 3 de este trabajo, o bien haciendo uso de la ecuación clásica de Terzaghi y Buisman, misma en la cual se fundamenta el sistema de inclusiones de grava compactada:

$$q_p = q_{ult} = cN_c + 0.5 d_f \gamma N_\gamma + \sigma_v N_q \quad \text{ec. 4.5}$$

donde:

N_c , N_γ y N_q son factores de capacidad de carga adimensionales,

γ es el peso volumétrico de la matriz de suelo, y

σ_v es el esfuerzo por sobrecarga a la elevación de la punta del elemento.

- *Condiciones no drenadas (suelos cohesivos).*

Para condiciones no drenadas, la fricción unitaria promedio a lo largo del fuste del elemento (f_f) es el promedio de la resistencia no drenada (c) de la matriz del suelo en las proximidades al fuste. La expresión de la capacidad de carga de la punta (ec. 4.5) en los suelos arcillosos puede simplificarse a (Meyerhof, 1976):

$$q_p = c N_c \quad \text{ec. 4.6}$$

Misma que en términos de esfuerzo, puede ser expresada como la ec. 3.8 del Capítulo 3 de este trabajo:

$$Q_p = q_p A = c N_c A \quad \text{ec. 4.7}$$

Las literales ya fueron definidas.

- *Condiciones drenadas (suelos friccionantes).*

Para condiciones drenadas, la capacidad friccionante de una pila de agregado compacto puede estimarse haciendo uso de la ec. 3.9 del Capítulo 3 de este trabajo; o bien, en términos de esfuerzo y haciendo referencia a la literatura que sustenta este sistema, la fricción unitaria promedio a lo largo del fuste (f_f) puede considerarse como el producto del promedio de la presión horizontal efectiva (σ_h') y la tangente del ángulo de fricción interna de la matriz del suelo ($\tan \phi_s$). El promedio de presión horizontal efectiva, puede ser conservadoramente estimada como el producto del esfuerzo vertical efectivo que actúa en el punto medio de la longitud del fuste ($\sigma_v'_{prom}$) y el coeficiente de empuje de tierras pasivo de Rankine ($K_{p,s}$) de la matriz de suelo. La fricción unitaria media, por lo tanto, se puede expresar como:

$$f_f = \sigma_v' \tan(\phi_s) K_{p,s} = \left(D_f + \frac{H_{fuste}}{2} \right) \gamma \tan(\phi_s) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_s}{2} \right) \quad \text{ec. 4.8}$$

donde:

D_f es la profundidad de desplante de la zapata por debajo del nivel adyacente,

H_{fuste} es la longitud del fuste del elemento por debajo de la parte inferior de la zapata,

γ es el peso volumétrico sumergido de la matriz de suelo, y

ϕ_s es el ángulo de fricción interna de dicha matriz de suelo.

La capacidad de carga de la punta del elemento puede estimarse con la ec. 4.5, donde el primer término se omite porque c se toma como cero, y donde el segundo término es despreciable para elementos poco profundos. El factor de capacidad de carga N_q depende del ángulo de fricción del suelo. Ángulos de fricción del suelo de 20, 25, 27, 30 y 35 grados están asociados con valores de N_q de 10, 20, 30, 40 y 90, respectivamente (Meyerhof 1976).

c) Falla por corte en una matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada.

El potencial de falla por corte dentro una matriz del suelo reforzada con inclusiones de grava compactada se representa en la Fig. 4.7. Para este modo de falla, se supone que los planos de falla pasan a través de los elementos y de la matriz de suelo y luego hacia arriba a través del suelo circundante. La resistencia al esfuerzo cortante de los materiales a lo largo del plano de falla supuesto, depende de la resistencia friccional al corte dentro de la matriz del suelo (t_s) y de la resistencia friccional al corte proporcionada por las inclusiones de grava compactada (t_p). Mitchell (1981) resume los enfoques formulados por Priebe (1978) y Aboshi et. al. (1979), que utilizan parámetros de resistencia al esfuerzo cortante compuestos para proporcionar soluciones para esta condición. Una vez que se desarrollan los parámetros de resistencia al corte compuestos, la capacidad de carga de la matriz compuesta de suelo se puede estimar utilizando la ecuación convencional de capacidad de carga de Terzaghi-Buisman (ec. 4.5). Priebe (1978) recomienda que el ángulo de fricción compuesto del suelo reforzado (ϕ_{comp}) y la cohesión compuesta (c_{comp}) se calculen con las expresiones:

$$\phi_{comp} = \tan^{-1} [R_a n \tan(\phi_p) + (1 - R_a n) \tan(\phi_s)] \quad \text{ec. 4.9}$$

y

$$c_{comp} = (1 - R_a n) c \quad \text{ec. 4.10}$$

donde:

R_a es la relación entre el área de cobertura de las inclusiones de grava compactada y el área bruta de la matriz del suelo en la zona de corte,

n es la relación entre el esfuerzo aplicado a las inclusiones de grava y el esfuerzo aplicado a la matriz de suelo,

ϕ_p es el ángulo de fricción de las inclusiones,

ϕ_s es el ángulo de fricción de la matriz de suelo, y

c es la cohesión de la matriz de suelo.

Aboshi et. al. (1979) proporciona una solución similar pero recomienda que la resistencia al corte de un elemento columnar sea modificada por el coseno del ángulo del plano de corte con respecto a la horizontal. Esto es para considerar las diferencias entre el esfuerzo vertical que actúa sobre los planos verticales dentro de un elemento columnar y el esfuerzo normal que actúa sobre el plano de corte.

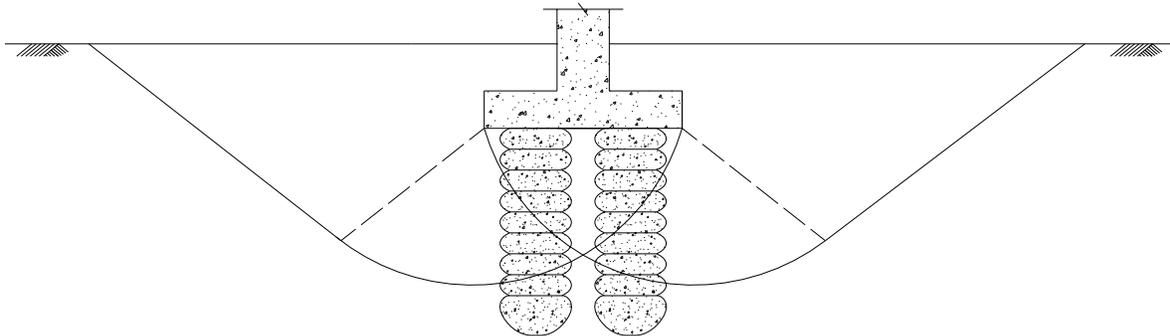


Figura 4.7. Falla por corte en la matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada.

Los enfoques de Priebe y Aboshi se pueden implementar mediante el uso de las ecs. 4.9 y 4.10 anteriormente definidas, siempre que se consideren los efectos de la geometría del elemento y el plano de falla, así como los efectos de la reducción de esfuerzos con la profundidad en dichos elementos. Para tomar en cuenta los planos de corte que se extienden más allá de la base de una cimentación rígida somera, se recomienda que R_a se calcule mediante una modificación de la relación del área de cobertura “inclusión/zapata” (típicamente alrededor de 0.33) por un factor de reducción de 0.4. Este factor de reducción da como resultado un valor efectivo de R_a de aproximadamente 0.13 para condiciones típicas de diseño.

El valor de la relación de esfuerzos (n) debe ser seleccionado para reflejar la distribución de esfuerzos en la ubicación del plano de corte. En las puntas superiores de los elementos, el factor de concentración de esfuerzos es normalmente de 12. Los esfuerzos verticales en los elementos disminuyen con la profundidad y las cargas se transfieren a la matriz de suelo circundante. Aboshi et al. (1979) recomienda que las reducciones de esfuerzos normales con la profundidad dentro de los elementos granulares columnares, se estimen con el uso de soluciones elásticas. Por ello, se recomienda que el factor de concentración de esfuerzos se calcule mediante la reducción de dicha concentración de esfuerzos en la parte inferior de la zapata, por medio de un factor que represente una razón de 2:1 (vertical-horizontal) de la carga que se extiende por debajo de la misma.

La resistencia al corte del suelo compuesto cambia con la profundidad porque depende de los efectos de la disipación de la carga y de la orientación del plano de falla. Pueden obtenerse resultados conservadores, al considerar una resistencia al corte compuesta a una profundidad de tres cuartas partes el ancho de la zapata, por debajo de la base de la misma y en un plano inclinado de falla a 45 grados respecto a la horizontal. La implementación de estas condiciones da como resultado un factor de concentración de esfuerzos de la matriz de suelo igual a 2.8, tomando en cuenta tanto la profundidad como las consideraciones de la orientación del plano de corte.

d) Falla por corte bajo la parte inferior de la matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada.

El potencial de falla por corte debajo de la parte inferior de una matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada se representa en la Fig. 4.8.

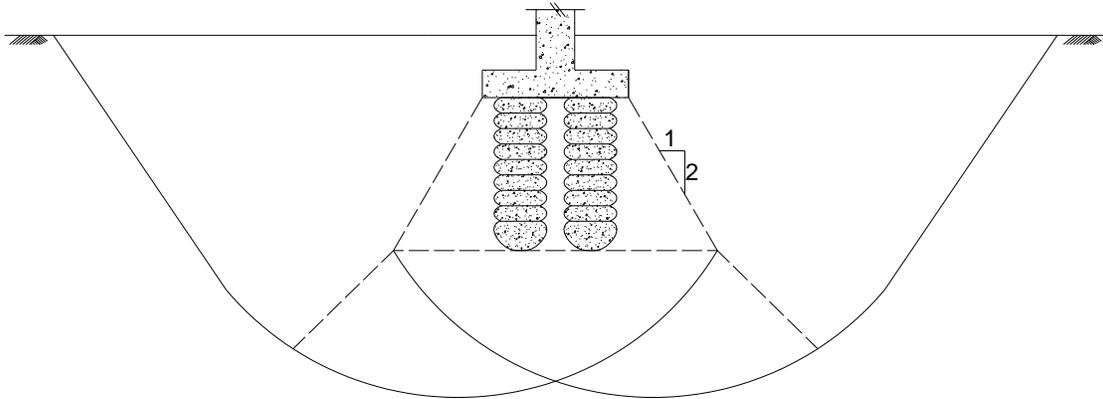


Figura 4.8. Falla por corte debajo de la parte inferior de una matriz de suelo reforzada con inclusiones de grava compactada.

Se puede lograr una solución conservadora para este problema, mediante la comparación de los esfuerzos inducidos en la parte inferior de la capa de suelo mejorada, contra la carga admisible calculada con la ec. 4.5, definida anteriormente (NAVFAC 1983). El esfuerzo inducido en la zona inferior de la capa de suelo mejorada (q_{zi}), puede ser estimado suponiendo que la disipación de la carga aumenta a una razón de 2:1 (vertical-horizontal) por debajo de la base de la zapata:

$$q_{zi} = q \left\{ \frac{BL}{[(B+H)(L+H)]} \right\} \quad \text{ec. 4.11}$$

donde:

q es la capacidad de carga última de la zapata,

B es el ancho de la zapata,

L es la longitud de la zapata,

H es el espesor de la capa de suelo mejorada con las inclusiones de grava compactada.

La capacidad de carga última de la zapata puede ser estimada mediante el cálculo de la capacidad de carga última en la parte inferior de la matriz de suelo reforzada multiplicada por la inversa de la relación que se muestra entre paréntesis en la ec. 4.11.

4.4. Análisis de asentamientos.

El análisis de asentamientos de inclusiones de grava compactada es un problema complejo de interacción suelo-estructura. Consiste en analizar las interacciones entre la zapata y la inclusión, la zapata y la matriz de suelo, así como de la inclusión con la matriz de suelo. Se han utilizado varios métodos para estimar los asentamientos de las inclusiones de grava; el método más claro y práctico que ha sido utilizado en todos los proyectos con este tipo de elementos desde 1992, consiste en separar el volumen del subsuelo afectado por zapatas compuestas sometidas a un esfuerzo en dos zonas, una es la “Zona Superior” y la otra es la “Zona Inferior”. La Zona Superior o “Zona de influencia de la inclusión” es considerada para incluir la distancia vertical desde el fondo de la zapata a una elevación igual a la profundidad perforada, más una longitud igual a un diámetro de inclusión, el cual es sumado para considerar el bulbo inferior y la pre-deformación vertical, así como el pre-esfuerzo significativo, el cual ocurre bajo el fuste del elemento durante la construcción de los elementos (Figs. 4.9a y 4.9b).

El método para el análisis de asentamientos en inclusiones de grava compactada incluye dos pasos básicos. El primero es un análisis de contribución de asentamientos dentro de los materiales compuestos de la zona superior. El segundo es un análisis de contribución de asentamiento de la zona inferior. Las contribuciones de asentamientos de la zona superior y la zona inferior son entonces sumadas para obtener estimaciones de asentamientos totales. Asimismo, un tercer paso puede ser realizado entre los dos métodos de análisis descritos. El esfuerzo vertical en la interfaz de la Zona Superior y la Zona Inferior puede estimarse e incluirse para estimar de manera más exacta la contribución de asentamiento de la Zona Inferior.

- *Zona Superior*

El asentamiento de la zona reforzada con inclusiones de grava compactada, o zona superior, es estimado calculando, en primera instancia, el esfuerzo en la parte superior de la pila (q_s) utilizando la siguiente expresión:

$$q_s = q \left\{ \frac{R_s}{R_s R_a - R_a + 1} \right\} \quad \text{ec. 4.12}$$

donde:

q es la carga promedio aplicada,

R_a es la relación de área de cobertura transversal de inclusiones de grava en la matriz de suelo, igual a:

$$R_a = \frac{A_i N}{A_T} \quad \text{ec. 4.13}$$

A_i es el área de la sección transversal de la inclusión,

N es el número de elementos a utilizar,

A_T es el área total de aplicación de la carga.

R_s es la relación de concentración de esfuerzos entre las inclusiones de grava y la matriz de suelo, igual a:

$$R_s = \frac{k_p}{k_s} \quad \text{ec. 4.14}$$

k_p es el módulo de rigidez de la inclusión,

k_s es el módulo de rigidez de la matriz de suelo.

La firma dueña del sistema indica que la relación de concentración de esfuerzos ha sido medida en un rango entre 4 y 45 para el caso de apoyo de cimentaciones rígidas; en caso de tratarse de un terraplén o muros mecánicamente estabilizados, dado que este tipo de estructuras no son estructuras rígidas, la relación de concentración de esfuerzos puede ser más baja que los valores medidos en cimentaciones rígidas y debe ser seleccionado con mucho cuidado.

El asentamiento de la zona reforzada con inclusiones de grava compactada, es estimado entonces, dividiendo el esfuerzo en la parte superior de la inclusión (q_s) entre el módulo de rigidez de inclusiones de grava compactada (k_p):

$$\delta_{zs} = \frac{q_s}{k_p} \quad \text{ec. 4.15}$$

La firma dueña de la patente de este sistema, indica que los valores del módulo de rigidez de las inclusiones de grava, k_p , son inicialmente estimados basándose en la experiencia de los resultados de diversas pruebas de carga a escala completa. Se utilizan módulos conservadores en el diseño y después son verificados por una prueba de módulo en el sitio. Los valores del módulo de rigidez de la matriz de suelo son calculados en un estudio de mecánica de suelos (Ver Capítulo 5).

- **Zona inferior**

La contribución de asentamientos de la Zona Inferior, δ_{zi} , puede ser evaluada utilizando cualquier enfoque convencional aceptable de mecánica de suelos, como el que se sugiere en la parte correspondiente al cálculo de asentamientos del capítulo 3 de este trabajo.

Los métodos usados para cálculo de asentamientos en inclusiones de grava compactada, tanto elásticos como por consolidación, en la Zona Inferior son los que se indican en las Ecs. 4.16 y 4.17 descritas a continuación:

$$\delta_{zi} = \frac{\Delta q H}{E} \quad \text{ec. 4.16}$$

y

$$\delta_{zi} = C_c \left(\frac{1}{1+e_0} \right) H \log \left(\frac{p_0 + \Delta q}{p_0} \right) \quad \text{ec. 4.17}$$

donde:

H es el espesor de la zona inferior,

E es el módulo de elasticidad de la matriz de suelo dentro de la zona inferior,

C_c es el coeficiente de compresibilidad de la matriz de suelo,

e_0 es la relación de vacíos,

p_0 es el esfuerzo vertical efectivo a la mitad del estrato compresible, y

Δq es la carga unitaria promedio aplicada en la superficie.

La carga unitaria promedio aplicada es el producto de la presión aplicada por el factor de influencia, I_σ . En el caso de losas de cimentación, muros mecánicamente estabilizados y terraplenes, el factor de influencia dentro de la zona inferior es considerado igual a 1, debido a la gran extensión lateral de estas estructuras.

En adición a los métodos mencionados anteriormente, se utilizan otros métodos para estimar el asentamiento en la Zona Inferior, incluyendo cualquier expresión aceptable que considere la teoría general de elasticidad y la de consolidación.

- ***Estimación de asentamientos totales***

El estimado de asentamientos totales para inclusiones de grava compactada es la suma de la contribución de asentamientos de la Zona Superior (δ_{zs}) con la de la Zona Inferior (δ_{zi}):

$$\delta_{TOTAL} = \delta_{zs} + \delta_{zi} \quad \text{ec. 4.18}$$

Interfaz entre la Zona Superior y la Zona Inferior

Con base en los resultados de las pruebas mencionadas anteriormente, la firma dueña del sistema ha encontrado que los esfuerzos verticales en la interfaz se ven significativamente reducidos en comparación con lo que serían sin el refuerzo de las inclusiones de grava. Se cree que al menos tres condiciones contribuyen a la reducción de dichos esfuerzos verticales en la interfaz, estos son:

- a) La creación de una capa superior rígida (Zona Superior), que cubre a una capa menos rígida (Zona Inferior) mediante la instalación de inclusiones de grava muy rígidas, así como la creación de una matriz de suelo más rígida debido al aumento de esfuerzos laterales;
- b) La construcción del bulbo inferior, creando un pre-esfuerzo y una pre-deformación en el subsuelo; y
- c) Una disipación de esfuerzos verticales dentro del elemento, lo cual se traduce en una reducción de la profundidad, donde esfuerzos iguales se extenderían dentro de la matriz de suelo subyacente sin refuerzo.

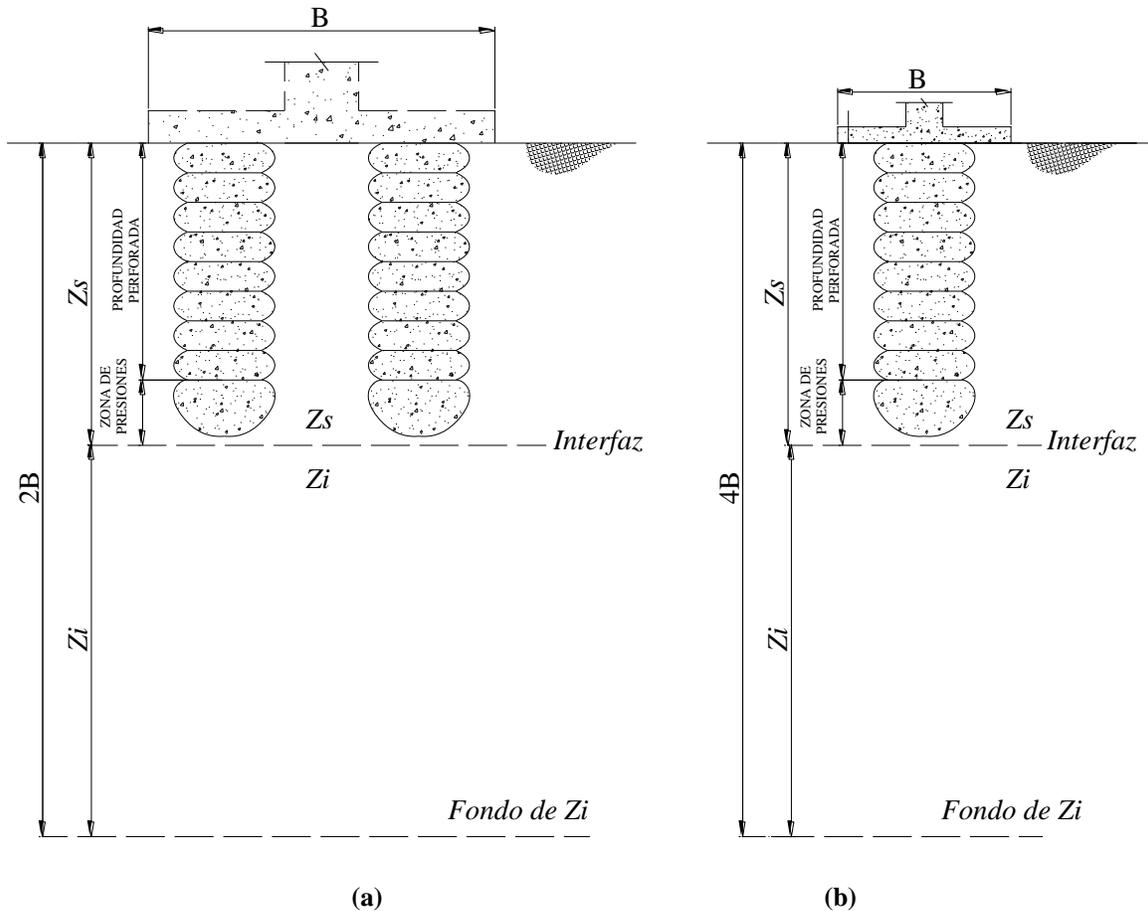


Figura 4.9. Zona superior y zona inferior, (a) para zapatas aisladas, (b) para zapatas corridas.

4.5. Algunas aplicaciones de las inclusiones de grava compactada.

Uso alternativo de inclusiones de grava compactada en suelos de relleno

Cuando se encuentran suelos de rellenos variables en un sitio de construcción, la propuesta más común es remover y reemplazar los suelos de “origen desconocido”. La remoción del suelo pobre e inapropiado y el reemplazo con materiales de mejor calidad, particularmente materiales granulares, es un remedio que se ha utilizado por siglos. Este sigue siendo práctico hoy en día para situaciones donde exista un estrato de suelo pobre relativamente pequeño bajo una zapata o bajo losas de cimentación, así como para situaciones donde los edificios adyacentes apoyados sobre cimentaciones de poca profundidad no pueden ser socavados. En muchos casos, las inclusiones de grava compactada proporcionan un método

alternativo para reemplazar la sobre-excavación. Los factores a ser considerados cuando se usan las inclusiones de grava en rellenos y otros suelos pobres, incluyen:

- a) *Profundidad de excavación.* Cuando las profundidades de excavación exceden aproximadamente 1.5 m, el uso de elementos columnares granulares, en este caso inclusiones de grava compactada, es generalmente más factible y menos dependiente del clima que una sobre-excavación.
- b) *Variabilidad del relleno o de suelos pobres.* Cuando las condiciones del subsuelo o el nivel freático cambian durante la sobre-excavación, la capacidad para excavar y reemplazar puede verse afectada. Asimismo, la capacidad para compactar los suelos de manera efectiva, en muchos casos llega a ser limitada con la profundidad. Esta limitación llega a ser aún más crítica cuando se encuentra el nivel de agua freática y cuando está en juego la estabilidad de taludes en corte en suelos blandos. Los sistemas mediante instalación de elementos columnares granulares, generalmente pueden ajustarse a estas condiciones de cambio de una manera más rápida. Aunque los suelos lleguen a ser más blandos, los bulbos de estos elementos naturalmente incrementan su tamaño para estabilizar las áreas de suelo pobre. Asimismo, en caso de existencia de agua freática, pueden ser ajustados a través del uso de gravas apropiadas y tubo de ademe cuando sea necesario.
- c) *Edificios existentes adyacentes a una construcción nueva.* En muchos casos, el potencial para socavar las zapatas existentes de alguna estructura adyacente durante algún proceso de excavación y reemplazo es muy elevado, lo que conlleva a aplicar métodos complejos y/o sistemas de apuntalamiento para evitar daños. Puesto que las perforaciones para construir elementos columnares granulares son de diámetro relativamente pequeño, estas pueden construirse inmediatamente adyacentes a las estructuras existentes sin dañar a las cimentaciones. La frecuencia de energía de impacto (300 a 600 ciclos por minuto) no causa acción resonante en los suelos.
- d) *Factibilidad para verificar condiciones de diseño.* Dado que el proceso de construcción de inclusiones de grava compactada es un proceso rutinario, éste es acompañado por pruebas de carga en escala completa para verificar las supuestas en el diseño. Con ello se puede lograr un comportamiento así como un control de asentamientos más predecible.

- e) *Influencia del clima durante la construcción.* El clima tiene un impacto significativo sobre el método de sobre-excavación y reemplazo, mientras el impacto en la instalación de elementos columnares granulares tiene un grado considerablemente menor. La lluvia afecta el contenido de humedad de los suelos de banco para el reemplazo de los suelos excavados, dificultando el trabajo de movimiento de tierras. Hasta el momento no se han reportado problemas considerables en la instalación de inclusiones de grava compactada bajo condiciones de lluvia moderadas.
- f) *Profundidades de excavación.* La mayoría de los proyectos que consideren la construcción de terraplenes requieren de la sobre-excavación de los rellenos heterogéneos; esto se debe a que la profundidad de influencia de zapatas colocadas en suelos pobres o rellenos es mayor, ya que éstos tienen una capacidad de carga deficiente. En el caso de elementos columnares granulares, la disipación de esfuerzos se puede dar a una profundidad menor. De ese modo la capacidad de carga de mayor demanda puede satisfacerse con una zapata más pequeña generando profundidades de influencia menores. La combinación de la disipación de esfuerzos y zapatas más pequeñas asociada a una capacidad de carga más alta, normalmente resulta en elementos relativamente cortos, incluso en suelos de relleno con espesores considerables.

Cimentaciones intermedias a base de inclusiones de grava compactada como una opción de reemplazo de cimentaciones profundas y método de refuerzo de suelo

Cuando en un proyecto se consideran cargas relativamente altas y los suelos son altamente compresibles, las cimentaciones profundas o los métodos de mejoramiento de suelo son recomendados tradicionalmente. Estas recomendaciones se hacen usualmente después de llevar a cabo los análisis de asentamientos, los cuales en muchos de los casos son excesivos o bien resultan en zapatas de dimensiones considerables.

Para estructuras con cargas elevadas, una de las soluciones que pueden ser consideradas, es el uso de una losa de cimentación antes de recomendar una cimentación profunda o un sistema de mejoramiento de suelo, siempre y cuando los asentamientos de la losa sean

permisibles. Al profundizar en los análisis de asentamientos para cimentaciones de poca profundidad, frecuentemente el ingeniero geotécnico se enfrenta a un problema, la reducción de la capacidad de carga da como resultado una cimentación con dimensiones más grandes. Por ejemplo, una zapata más grande, mientras reduce la magnitud de los esfuerzos en los suelos superiores, transmite esfuerzos a una profundidad mayor (típicamente los esfuerzos significativos se disipan a una profundidad igual a 2 veces el ancho para zapatas cuadradas y 4 a 5 veces el ancho para zapatas corridas).

Puede darse el caso donde el espesor de los suelos compresibles es muy grande y los esfuerzos en el subsuelo son muy altos, en el cual una zapata poco profunda no funcionaría adecuadamente. Este es el tipo de casos en que normalmente se propone otro tipo de cimentación más complejo, como una cimentación profunda. Sin embargo, sistemas de cimentación y/o refuerzo de suelo por medio de elementos columnares granulares usados para apoyar sistemas de zapatas poco profundas, proporcionan un sistema de cimentación intermedia que puede resolver usualmente este problema y, en muchos casos, con mejores resultados.

La firma dueña de la patente de las inclusiones de grava compactada, indica que estos elementos pueden incrementar la capacidad de carga de 200 a 500% en suelos compresibles o sueltos. El aumento en la capacidad de carga da como resultado un área de zapata más pequeña y por lo tanto una profundidad de influencia menor para los esfuerzos impuestos. Del mismo modo, la incorporación de inclusiones de grava compactada dentro de una profundidad típicamente igual al ancho de la zapata o menor para zapatas aisladas y corridas, controla los asentamientos dentro de esa zona y reduce las dimensiones de zapatas apoyadas sobre un suelo mejorado que cumplirá los requerimientos de desempeño de asentamientos.

5. EJEMPLO DE UNA CIMENTACIÓN REFORZADA CON INCLUSIONES DE GRAVA COMPACTADA.

5.1. Planteamiento.

En el Capítulo 4 de este trabajo, se definió que el objetivo principal en el empleo de inclusiones de grava compactada, como método de refuerzo y/o mejoramiento de suelos, es producir una masa de suelo compuesta con una rigidez aceptable, proporcionando una variante de los métodos más utilizados para controlar los asentamientos de cimentaciones poco profundas, soportadas por elementos cortos de grava compactada. En este capítulo, se desarrollará detalladamente un ejemplo de una cimentación reforzada con este sistema para un proyecto real en particular; asimismo, se revisarán los resultados que genera el empleo de este sistema; para ello, se llevó a cabo una campaña de exploración geotécnica en dos etapas, una etapa antes de la construcción de estos elementos y otra etapa después de la misma, cuyo objetivo es comparar las condiciones iniciales de los materiales del subsuelo, contra las condiciones finales de dichos materiales ya mejorados con este sistema.

La exploración geotécnica de campo en su segunda etapa, consistió en la ejecución de Pruebas de Penetración Estándar, SPT, a diferentes distancias de inclusiones ya construidas, así como en monitorear, durante un lapso de ocho meses, el comportamiento de estos elementos instalados en el suelo de apoyo de un edificio de tipo industrial construido en el Estado de México. Adicionalmente, se realizó una prueba de módulo a escala completa, donde se estudió el comportamiento “*esfuerzo vs deformación*” en las inclusiones (cabeza y punta) para determinar su módulo de rigidez y confirmar su desempeño cuando éstas son sometidas a cargas estructurales. La combinación de los resultados de pruebas de módulo y los resultados de las pruebas SPT puede ser utilizada para describir las interacciones entre los elementos de grava y la matriz de suelo, y más importante, con estos resultados se puede llevar a cabo una comparación entre los módulos de rigidez de diseño y los módulos de rigidez medidos de las curvas “*esfuerzo vs deformación*”.

Adicional a lo anterior, se presenta una simulación del sistema de cimentación del proyecto mediante el Método de Elementos Finitos, como un método de comparación cualitativa de los resultados calculados analíticamente y medidos en campo, lo que finalmente nos permitirá definir las conclusiones sobre la manera en que trabajan las inclusiones de grava

compactada, como un sistema alternativo de refuerzo y mejoramiento de las características mecánicas de los suelos.

5.2. Información recopilada.

5.2.1. Descripción general de las características del proyecto.

Debido a la necesidad de crecimiento de una compañía mexicana de producción de alimentos del sector privado, se requirió la construcción de un Centro de Distribución Automatizado (en adelante CDA) dentro de un Parque Industrial localizado sobre la carretera federal México-Zumpango, en el cruce con la Av. Zumpango que va de Teoloyucan a Nextlalpan, en el Municipio de Zumpango, Estado de México.

El proyecto general se desarrolló en un predio con área aproximada de 75,000 m², con una geometría en planta de forma trapecial y una superficie topográfica sensiblemente plana, cubierta por una pequeña capa de pasto y hierbas aisladas (IEC, SC; 2007).

El CDA está conformado por un almacén automatizado y naves convencionales, proyecto que fue desarrollado en una superficie de sección rectangular, de 136.0 m de ancho por 200.0 m de longitud, aproximadamente. Las cargas que transmiten estas naves a la cimentación son de 5, 10 y 15 t/m², las dos primeras corresponden a las naves convencionales y la última al almacén automatizado cuya altura es de hasta 35 m.

5.2.2. Marco geológico de la zona.

El Municipio de Zumpango se sitúa dentro de la Provincia Fisiográfica del Eje Neovolcánico, la cual se caracteriza por conformar una extensa altiplanicie rodeada por sierras volcánicas, con innumerables abanicos y llanuras aluviales (Fig. 5.1). En particular, el área de estudio se ubica dentro de la subprovincia fisiográfica denominada “Lagos y Volcanes de Anáhuac”, y la estructura geológica del Municipio de Zumpango está conformada por 2 tipos de roca y 2 tipos de suelo, cuya edad geológica varía del Cretácico Inferior al Cuaternario, los cuales son:

Suelos (Cuaternario)

Aluviales (Qhoal). Son el resultado del acarreo y depósito de materiales; generalmente se localizan en los cauces de arroyos naturales, ríos y cuerpos de agua. Presentan algunas limitaciones con relación a la capacidad de carga y vulnerabilidad sísmica, de tal manera

que la zona presenta baja capacidad de carga y resulta ser altamente susceptible a los fenómenos sísmicos.

Lacustres (T_{pl}Q_{ptla1}). Son suelos altamente inundables y fangosos. Se localizan principalmente en todo el margen de la Laguna de Zumpango y no se consideran aptos para el desarrollo urbano.

Rocas

Sedimentaria. En la cabecera municipal de San Juan Zitlaltepec y en pequeña porción en las localidades de San Sebastián y Buenavista, así como al norte y este del municipio se encuentra un basamento de roca de origen sedimentario, del Cretácico Inferior, constituida por una arenisca.

Ígnea Extrusiva. Se trata de una roca del Terciario Medio, constituida por basalto, la cual se localiza prácticamente en toda la parte noroeste del municipio, principalmente entre las cotas 2350 a 2550 m.s.n.m., al norte de San Juan Zitlaltepec, que es la zona de mayor pendiente en todo el municipio.

Finalmente, como parte de la geología estructural detectada en el Municipio de Zumpango se puede señalar que se presentan fallas de tipo normal y fracturas localizadas al noroeste, en la zona montañosa. Se presentan 4 fallas normales y 5 fracturas, todas en la misma zona.

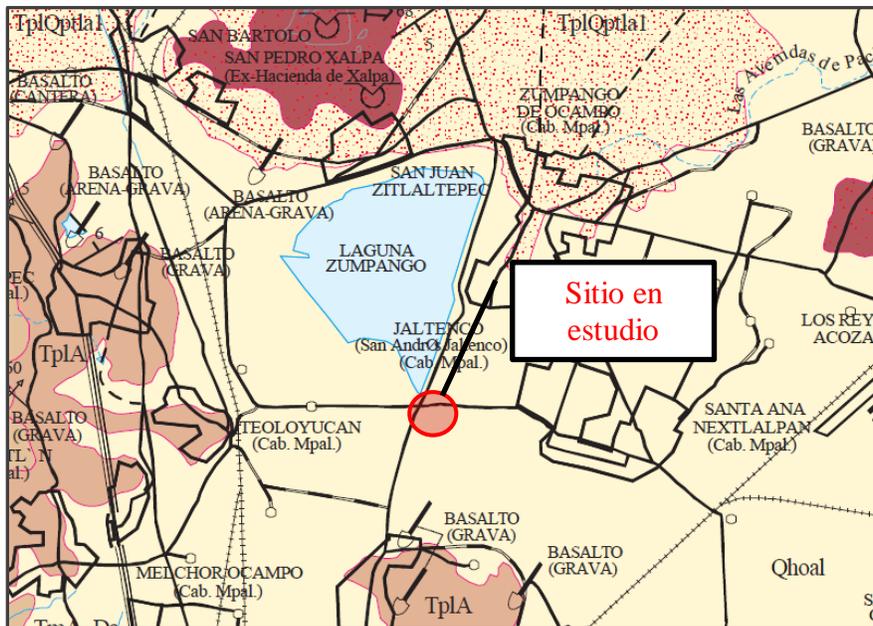


Figura 5.1. Marco geológico de la zona.

5.3. Primera etapa de exploración geotécnica.

5.3.1. Campaña de exploración de campo.

Con el objetivo de conocer las condiciones estratigráficas originales del subsuelo del predio antes de la construcción del CDA, como parte de los requerimientos imprescindibles del proyecto, se llevó a cabo una campaña de exploración geotécnica que consistió en la perforación de tres sondeos profundos de tipo mixto (SM), los cuales se realizaron de manera continua haciendo uso de un equipo de perforación tipo “Long Year 38”, alternando la obtención de muestras del tipo alterado con las de tipo inalterado, las primeras mediante la técnica conocida como penetración estándar (de acuerdo con la norma ASTM-D1586) y las segundas, mediante el hincado a presión de muestreadores de pared delgada tipo Shelby. Dichos sondeos fueron llevados hasta una profundidad de 35.0 m.

Asimismo, con el objetivo de observar físicamente los materiales, se realizaron cinco sondeos superficiales de tipo a cielo abierto hasta 4.0 m de profundidad (IEC, SC; 2007).

5.3.2. Ensayes de laboratorio

En las muestras recuperadas de los trabajos de exploración se realizaron ensayos de laboratorio para determinar las propiedades tipo índice de los materiales, como son:

- Clasificación según S. U. C. S.
- Contenido natural de agua.
- Límites de consistencia, líquido y plástico.
- Porcentaje de finos por lavado.
- Granulometrías.
- Densidad de sólidos.

En las muestras inalteradas, con la finalidad de obtener los parámetros mecánicos de resistencia y deformación, se realizaron las siguientes pruebas:

- Resistencia a la compresión no confinada o compresión simple.
- Resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada (UU).
- Parámetros de compresibilidad mediante la prueba de consolidación unidimensional.

5.3.3. Descripción estratigráfica del subsuelo del predio

De acuerdo con los sondeos realizados (SM-1 a SM-3), la secuencia estratigráfica del sitio hasta la máxima profundidad explorada, de 35.0 m, está conformada principalmente por depósitos de origen aluvial constituidos por arcillas arenosas y limos arenosos, de alta y baja plasticidad, de consistencia firme a dura; solamente entre 1.80 y 4.60 m de profundidad se detecta una lente de arcilla lacustre, de consistencia predominante blanda (IEC, SC; 2007).

A continuación se describe la estratigrafía y propiedades del subsuelo detectado en dicha exploración geotécnica; los perfiles estratigráficos de los sondeos profundos se presentan en las Figs. 5.2 a 5.4.

Estrato 1. Capa Vegetal

Superficialmente, con un espesor variable de 0.20 a 0.60 m, se detecta una capa de suelo vegetal constituida por una arcilla arenosa, de color café oscuro y de consistencia media (5 a 7 golpes en la prueba de penetración estándar), con raíces. El contenido natural de agua del suelo natural se obtuvo entre 25 y 37%.

Estrato 2. Arcilla arenosa

Subyaciendo al estrato anterior, hasta una profundidad entre 1.10 y 2.40 m, se encuentra una arcilla arenosa de baja plasticidad (CL conforme al SUCS) y de consistencia firme a dura (26 a más de 50 golpes), ligera a altamente cementada. El contenido de agua de este estrato varía ampliamente en un rango de 9 a 49%, con un porcentaje de finos entre 34 y 76%; el límite líquido resultó en el rango de 30 a 49%, con un índice de plasticidad entre 8 y 15%.

Estrato 3. Arcilla lacustre

A una profundidad promedio de 1.80 m y con un espesor de 2.00 a 2.80 m, se encuentra un depósito conformado por una arcilla lacustre de alta plasticidad (CH de acuerdo al SUCS) y consistencia predominantemente blanda (1 a 2 golpes), de color café claro, con grumos aislados gris claro y café rojizo; ocasionalmente se presentan fracciones de consistencia media (6 golpes). El contenido natural de agua del material varía entre 244 y 350%, con un

porcentaje de finos promedio entre 89 y 100%; el límite líquido resultó variable de 267 a 375%, con un índice de plasticidad entre 202 y 316%.

En otras determinaciones de laboratorio se obtuvo una densidad de sólidos de 2.117 a 2.272 y un peso volumétrico natural entre 1.129 y 1.193 t/m³. Por lo que respecta a los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, en ensayos de compresión simple, la resistencia última, qu , se determinó de 1.5 a 9.3 t/m², mientras que en ensayos de compresión triaxial no consolidada no drenada (UU) se obtuvieron valores de la cohesión aparente, c_u , de 1.0 a 4.0 t/m² con un ángulo de fricción interna, ϕ , entre 0 y 4.0°; finalmente, en ensayos de consolidación unidimensional se determinó, para el esfuerzo efectivo medio de las muestras ensayadas, un módulo de compresibilidad volumétrica, mv , de 0.075 cm²/kg, con una presión de consolidación, P_c , de 0.5 kg/cm².

Estrato 4. Arcilla arenosa

Con un espesor de 7.70 a 10.20 m, se encuentra un estrato arcilloarenoso de color gris verdoso, de baja plasticidad (CL de acuerdo al SUCS) y consistencia dura (40 a más de 50 golpes), altamente cementada. El contenido de agua varía de 19 a 50% y presenta un porcentaje de finos entre 58 y 83%; el límite líquido resultó en el rango de 30 a 37%, con un índice de plasticidad entre 11 y 18%.

Cabe resaltar que dentro de este estrato se detectaron aisladamente lentes de limo arenoso, de alta plasticidad (MH según el SUCS) y consistencia muy firme a dura (18 a 38 golpes). En ensayos mecánicos se determinaron los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante: en un ensayo de compresión simple se determinó una resistencia última, qu , de 5.3 t/m², mientras que en ensayos de compresión triaxial no consolidada no drenada (UU) se obtuvieron valores de la cohesión aparente, c_u , de 3.0 t/m² y un ángulo de fricción interna, ϕ , de 31.0°.

Estrato 5. Limo arenoso

Entre 12.20 y 14.70 m de profundidad, con un espesor variable de 1.20 a 4.20 m, se encuentra un limo arenoso de alta plasticidad (MH según el SUCS) y consistencia muy firme a dura (27 a más de 50 golpes). El contenido de agua varía entre 39 y 71%, con un porcentaje de finos entre 56 y 91%; el límite líquido se obtuvo de 55 a 58%, con un índice

de plasticidad entre 19 y 24%. Adicionalmente, es importante mencionar que en uno de los sondeos se detectaron de manera aislada pequeñas lentes de arena fina a media, con poco limo (SM conforme al SUCS), de color gris claro y compacidad muy densa (más de 50 golpes).

Estrato 6. Limo arenoso

Subyaciendo al estrato anterior y extendiéndose hasta una profundidad que va de 19.70 a 23.10 m, se haya un estrato de limo arenoso de alta plasticidad (MH de acuerdo al SUCS) y consistencia muy firme a dura (22 a más de 50 golpes). El contenido de agua del material se obtuvo entre 26 y 49%, con un porcentaje de finos variable de 53 a 73%; el límite líquido se determinó entre 30.3 y 54%, con un índice de plasticidad de 31 a 35%. Cabe señalar que a una profundidad entre 16.30 y 18.10 m, con un espesor de 1.00 a 2.10 m, se detectó una lente de arena fina a media, poco limosa (SM de acuerdo al SUCS), de color gris verdoso y de compacidad muy densa (más de 50 golpes).

Estrato 7. Limo arenoso

Por último y hasta la máxima profundidad explorada de 35.00 m, se encuentra un depósito limo arenoso de baja plasticidad (ML según el SUCS), altamente cementado, de consistencia dura (45 a más de 50 golpes) y con pequeñas intercalaciones aisladas de arena fina limosa (SM conforme al SUCS), de compacidad media a muy densa (22 a más de 50 golpes). El contenido de agua de este material se determinó entre 24 y 49%, con un porcentaje de finos variable entre 75 y 91%; el límite líquido resultó entre 34 y 49% y el índice de plasticidad entre 8 y 17%.

5.3.4. Condiciones hidráulicas

Durante los trabajos de exploración geotécnica y hasta la máxima profundidad explorada de 35.0 m, no se detectó el Nivel de Aguas Freáticas en el subsuelo del sitio en estudio; sin embargo, cabe mencionar que se apreció un importante grado de saturación en los suelos atravesados hasta una profundidad de 8.0 m.

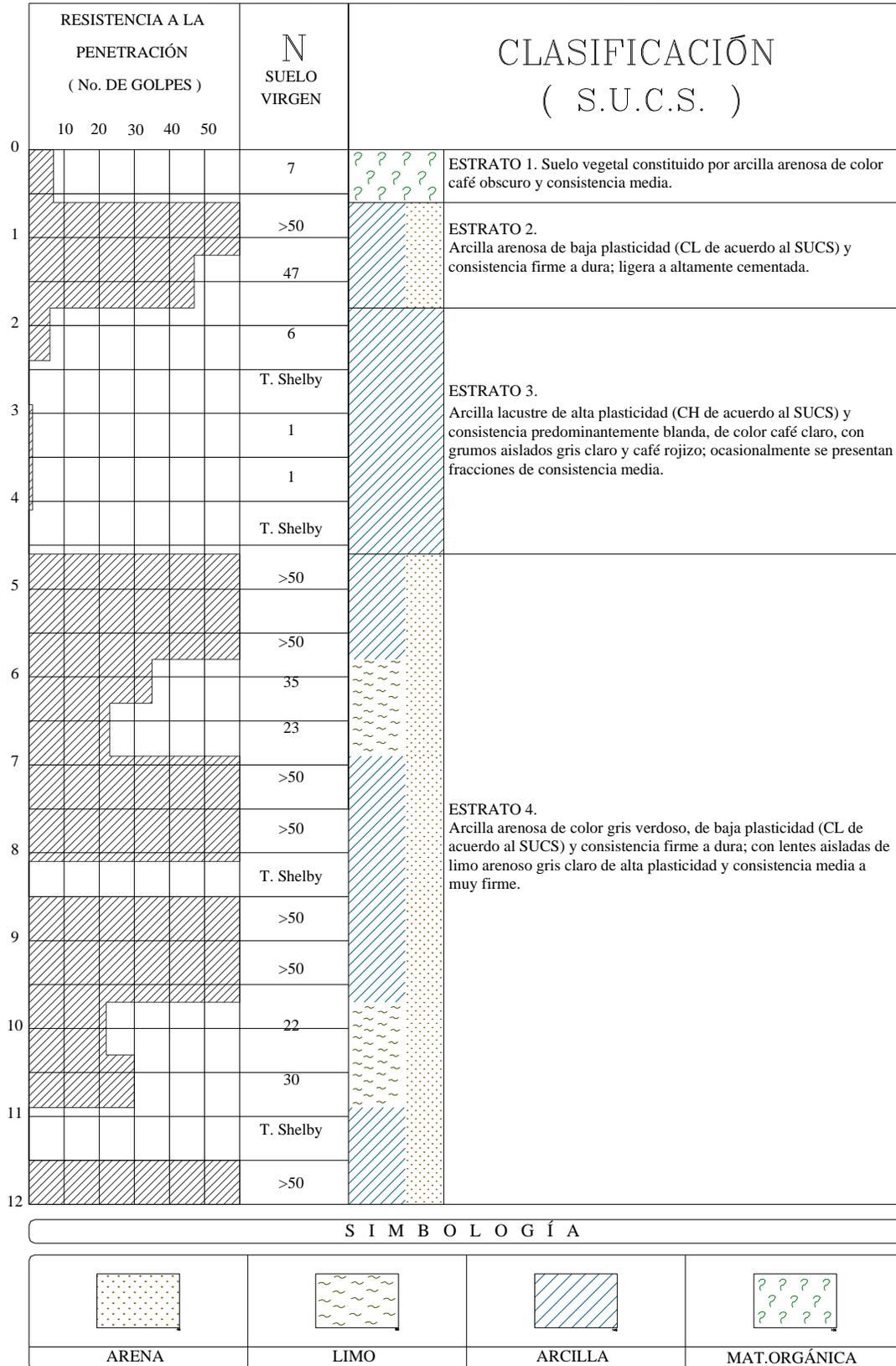


Figura 5.2 a. Perfil estratigráfico del sondeo SM-1, de 0.00 a 12.0 m de profundidad.

Ejemplo de una cimentación reforzada con inclusiones de grava compactada.

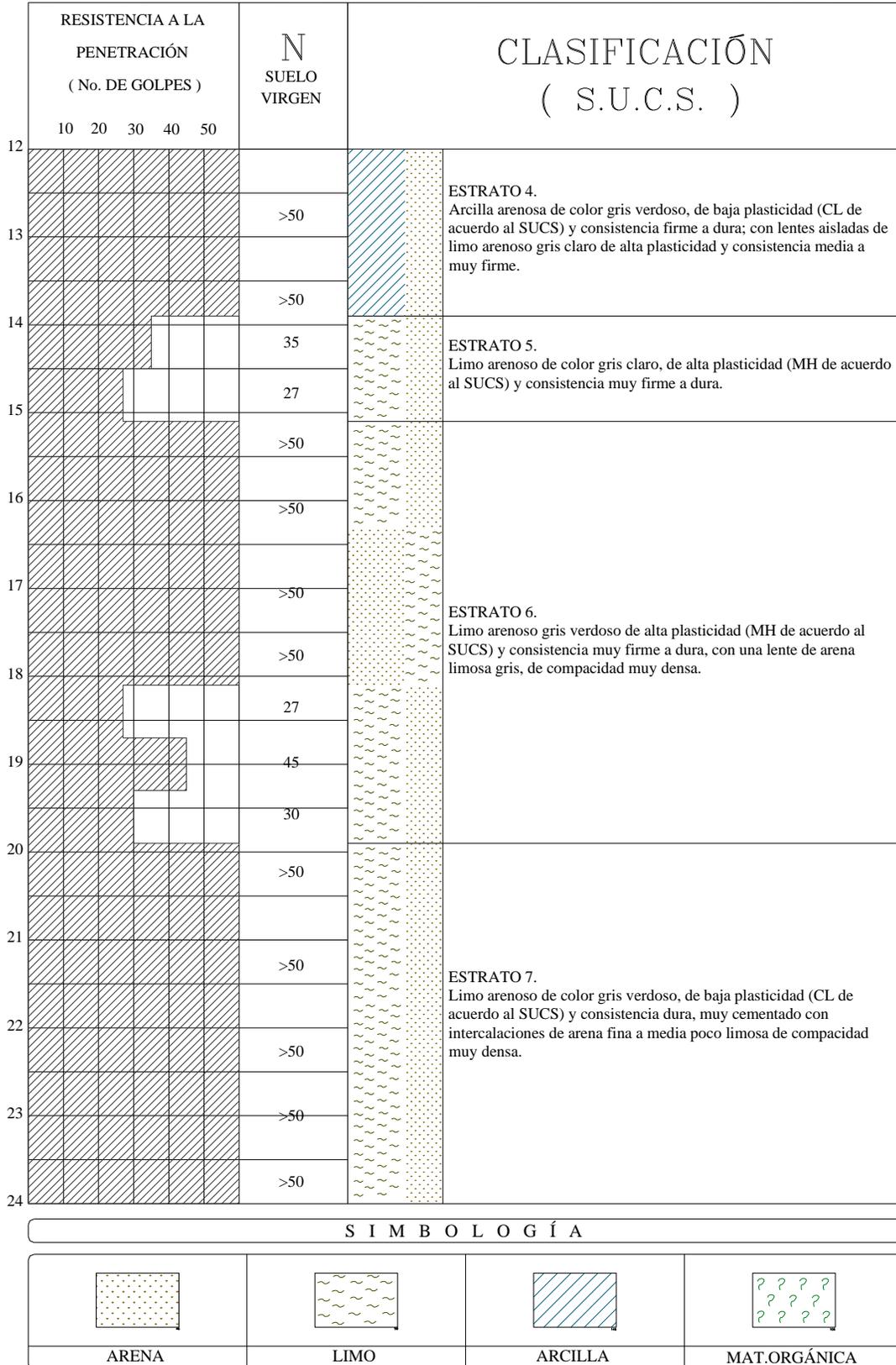


Figura 5.2 b. Perfil estratigráfico del sondeo SM-1, de 12.00 a 24.0 m de profundidad.

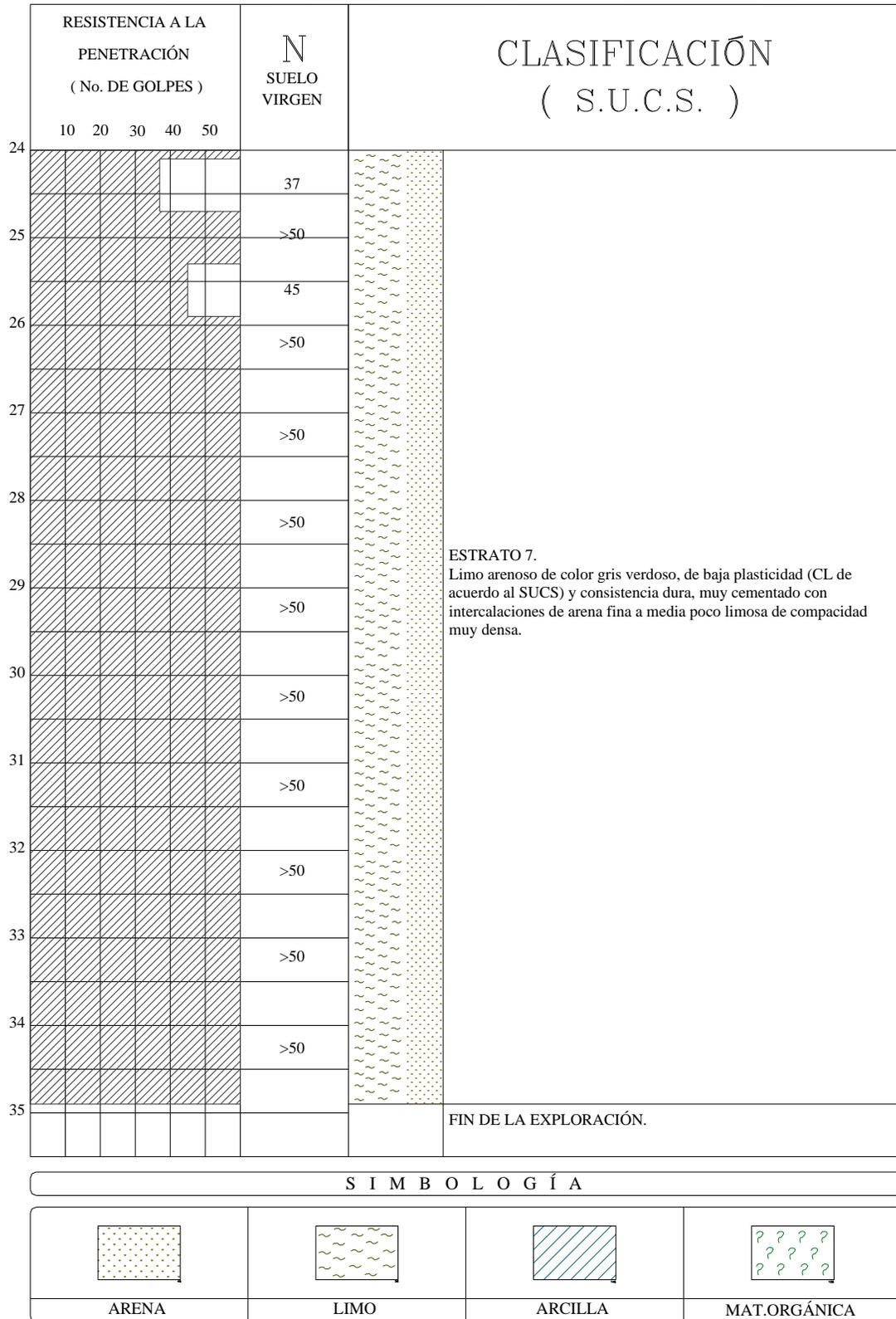


Figura 5.2 c. Perfil estratigráfico del sondeo SM-1, de 24.00 a 34.90 m de profundidad.

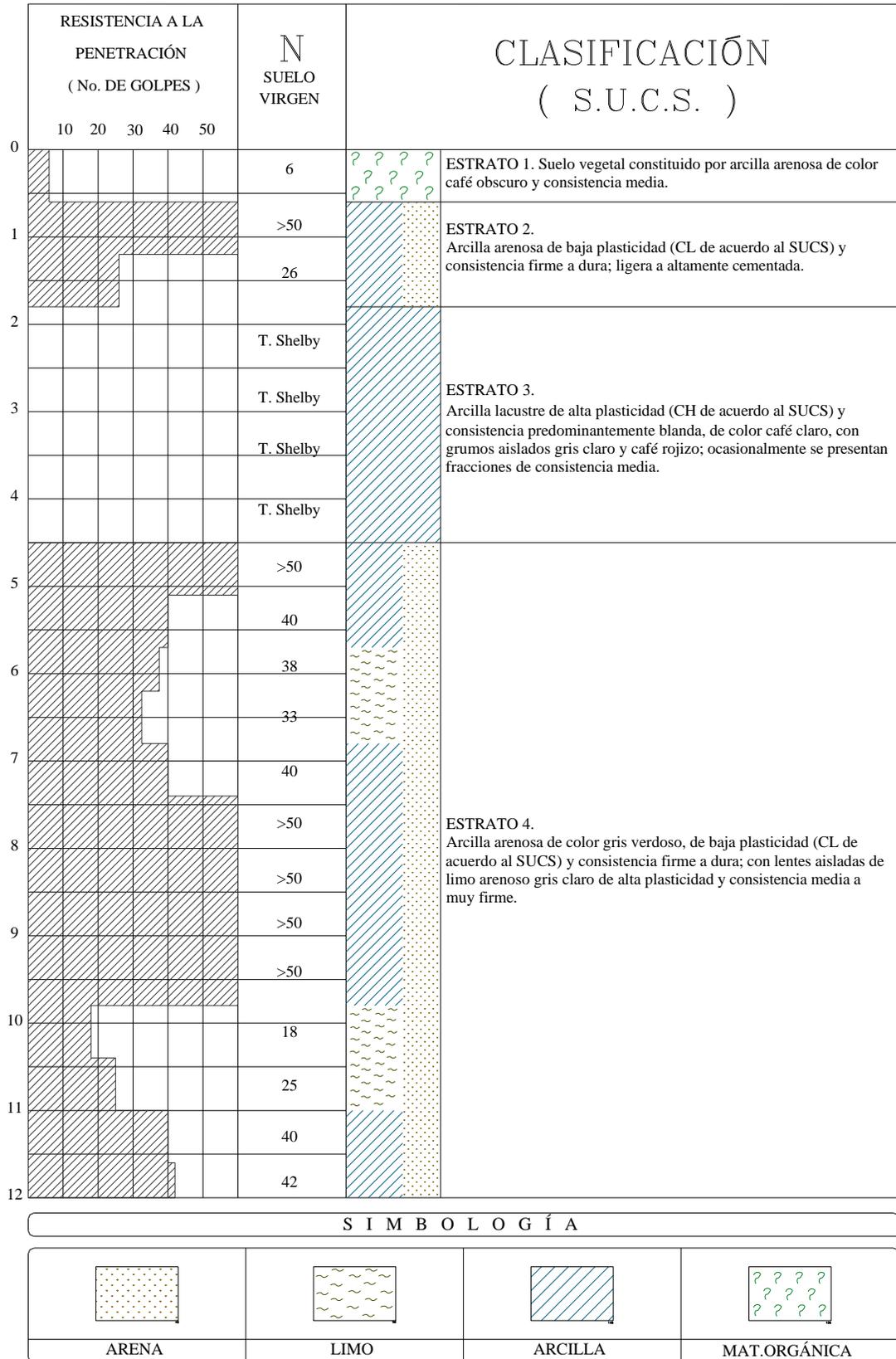


Figura 5.3 a. Perfil estratigráfico del sondeo SM-2, de 0.00 a 12.0 m de profundidad.

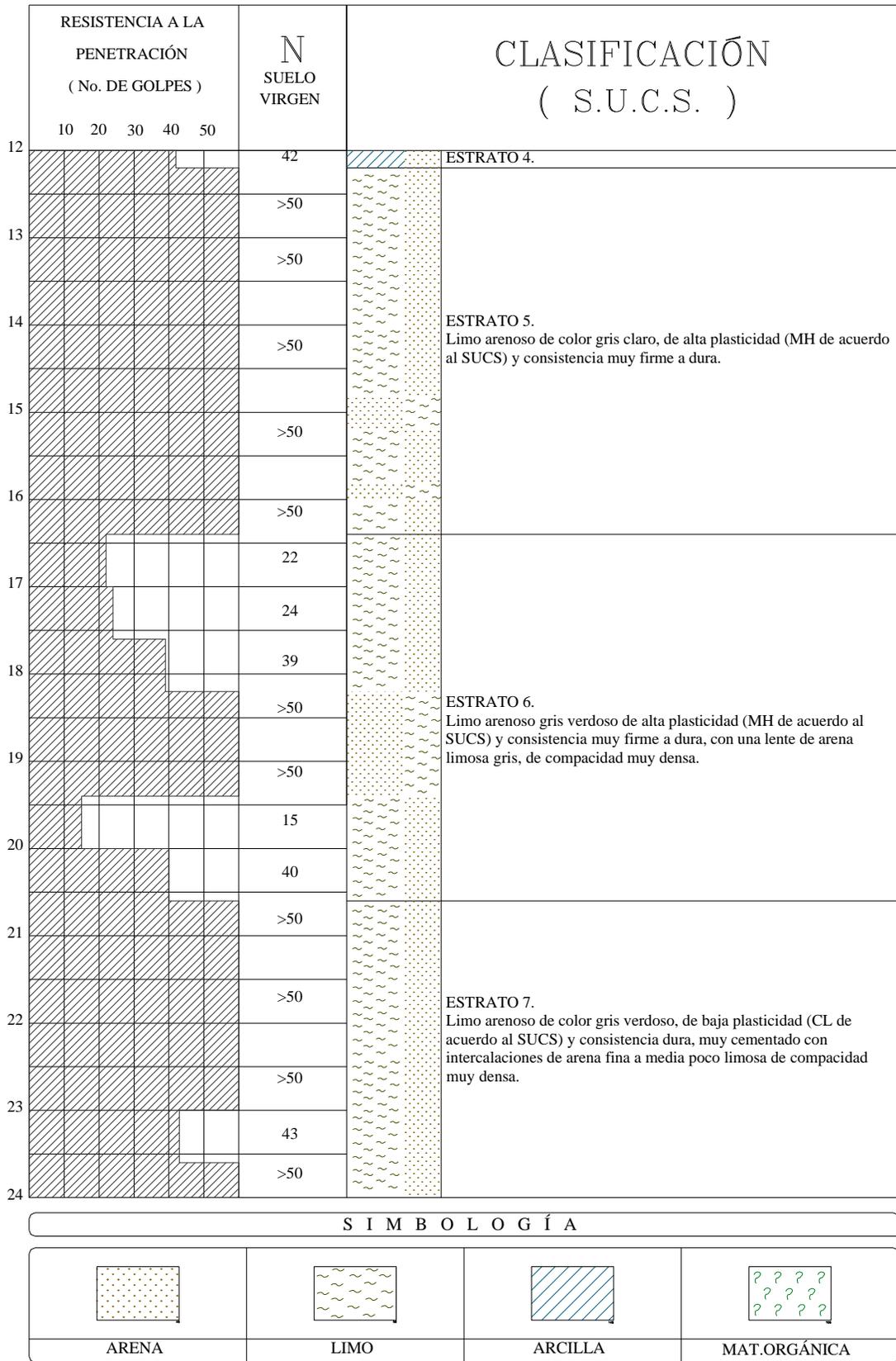


Figura 5.3 b. Perfil estratigráfico del sondeo SM-2, de 12.00 a 24.0 m de profundidad.

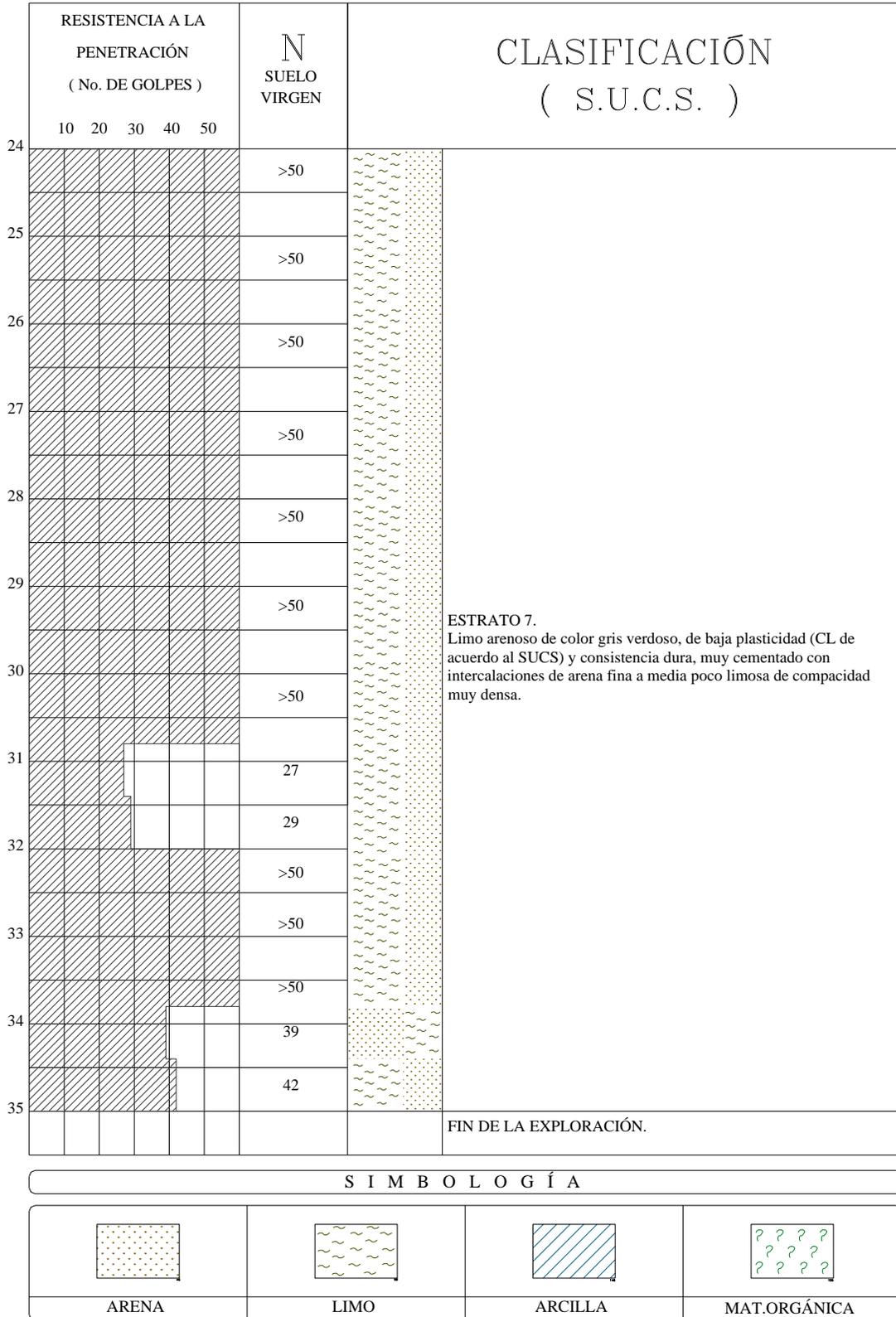


Figura 5.3 c. Perfil estratigráfico del sondeo SM-2, de 24.00 a 35.00 m de profundidad.

Ejemplo de una cimentación reforzada con inclusiones de grava compactada.

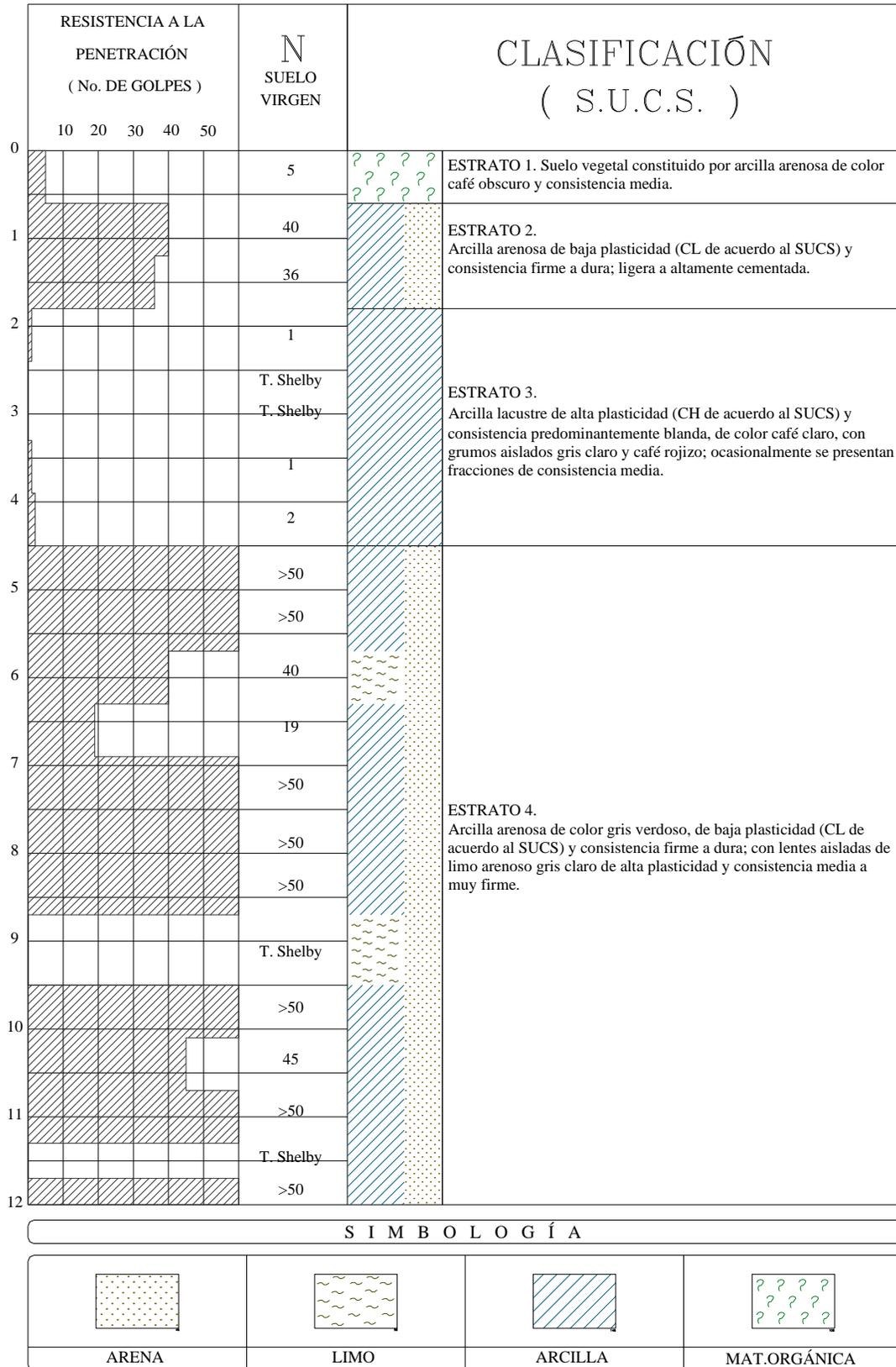


Figura 5.4 a. Perfil estratigráfico del sondeo SM-3, de 0.00 a 12.0 m de profundidad.

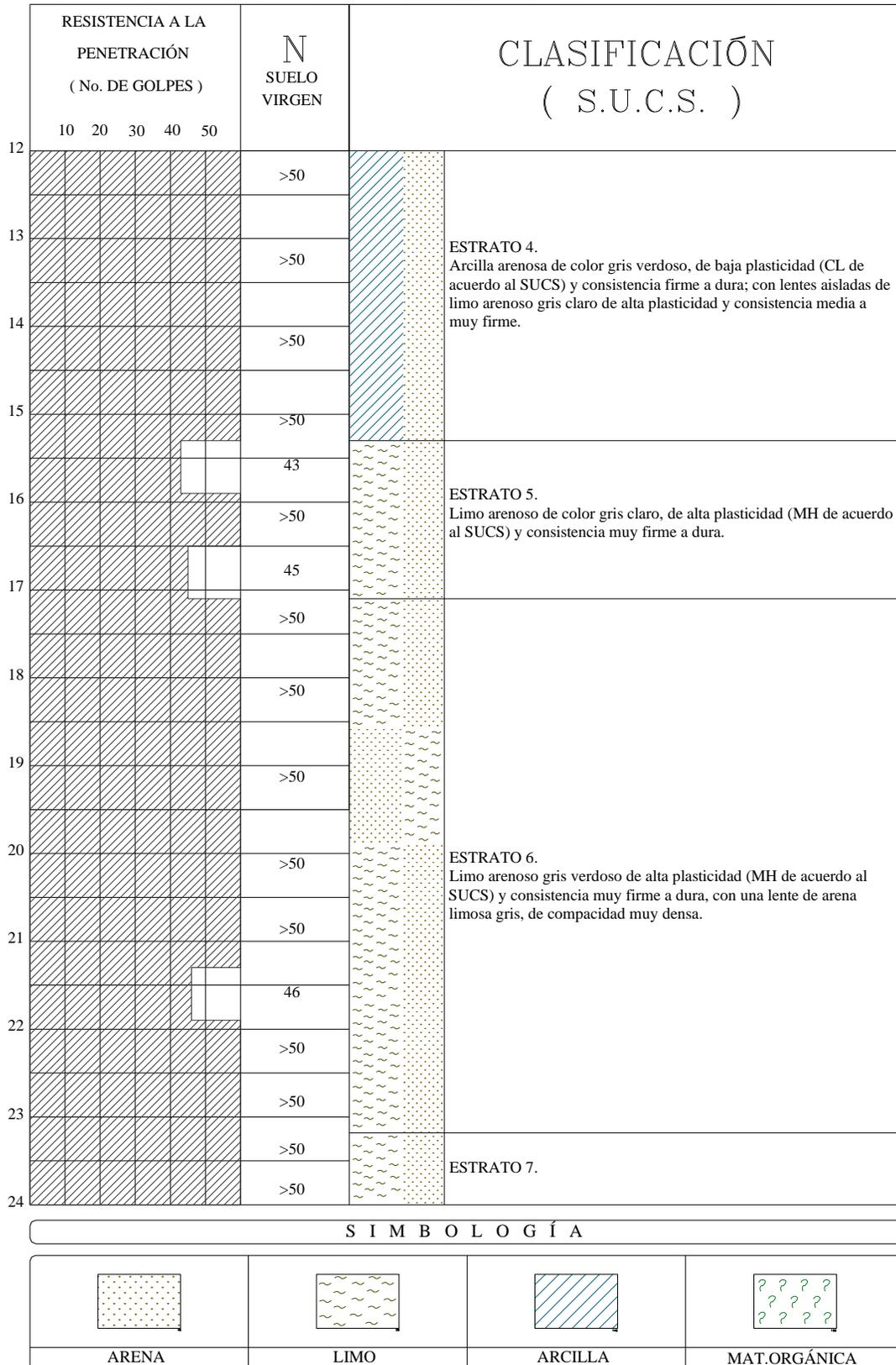


Figura 5.4 b. Perfil estratigráfico del sondeo SM-3, de 12.00 a 24.0 m de profundidad.

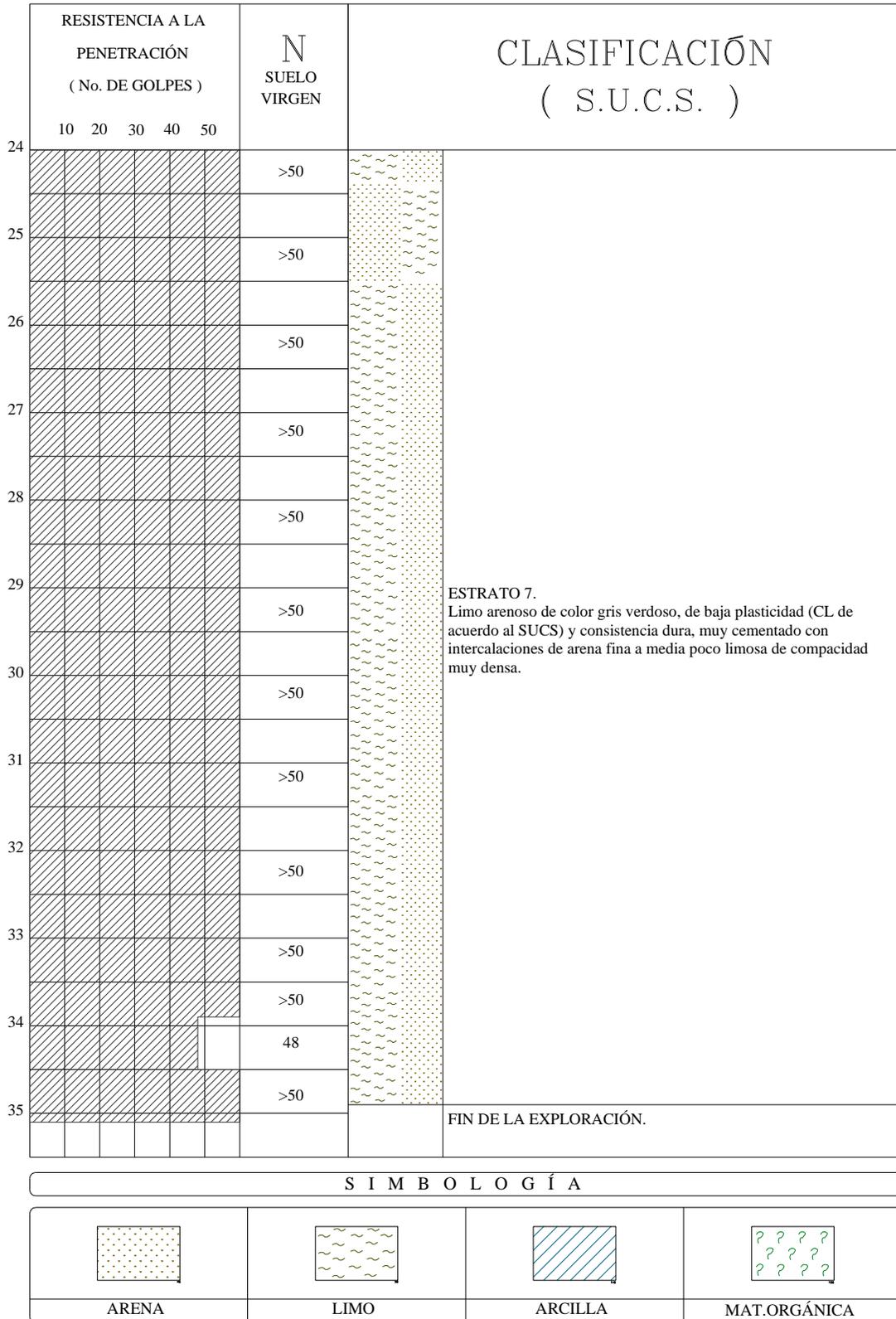


Figura 5.4 c. Perfil estratigráfico del sondeo SM-3, de 24.00 a 35.10 m de profundidad.

5.4. Solución de cimentación.

Partiendo de la información obtenida en la “*primera etapa de exploración geotécnica*”, donde se definió la presencia de un depósito de arcilla lacustre, de consistencia predominantemente blanda (1 a 3 golpes en la prueba de penetración estándar, con una cohesión aparente de 1.0 a 4.0 t/m²), detectado a una profundidad promedio de 1.80 m, con espesor promedio de 2.80 m, por ningún motivo se recomendó resolver la cimentación del “CDA” mediante una losa de piso directamente apoyada sobre el terreno natural, ya que la magnitud de las descargas varía de 5.0 a 15.0 t/m², sin considerar factor de carga alguno, lo que evidentemente provocaría asentamientos muy grandes y por consiguiente inaceptables. Cabe mencionar que para el caso del proyecto en cuestión, los asentamientos permisibles estaban limitados a **8.0 cm** como máximo, para poder preservar la integridad de la estructura y de los equipos que se instalaría dentro de ella.

Si bien es cierto que a una profundidad media de 0.60 m aparece una toba arcillo arenosa, de consistencia dura (predominantemente con más de 50 golpes en la prueba de penetración estándar), en la que la capacidad de carga del terreno se estima de hasta 64.9 t/m², suficiente para los fines del proyecto, esta se debe reducir drásticamente para evitar la falla por extrusión (flujo plástico) del depósito arcilloso antes citado, a un valor de solo 6.5 t/m², la cual es superada por las descargas estimadas en dos zonas del almacén (10 y 15 t/m²). Aún en el caso de las áreas que transmitirán una carga de 5.0 t/m² se generaría un asentamiento bajo la losa de más de 20.0 cm (*Ver Paso 2, Capítulo 5.4.1.1*), por la consolidación inducida sobre la arcilla lacustre, el cual se considera inaceptable; además de presentar hundimientos diferenciales de más de 10 cm respecto a las áreas restantes del almacén que fueran cimentadas con otra alternativa (pilas, cajón u otro sistema aceptable) (IEC, SC; 2007).

Considerando lo descrito en los párrafos anteriores, en la Fig. 5.5 se presenta una comparativa de los costos de las diferentes opciones que se analizaron como alternativas viables de cimentación del CDA, con lo cual se seleccionó como alternativa más viable el empleo de inclusiones de grava compactada como sistema de cimentación del proyecto.

Cabe mencionar que los análisis de ingeniería geotécnica llevados a cabo por la compañía consultora, indican que todos los sistemas analizados cumplían técnicamente con los

requerimientos del proyecto; sin embargo, tal y como puede observarse en la Fig. 5.5, el costo de dichas soluciones jugó un papel muy importante en la decisión final.

Una vez definido el empleo de inclusiones de grava compactada como solución de cimentación del proyecto, se decidió retirar la capa de suelo vegetal de 0.60 m de espesor y sustituirla por un material de relleno controlado (capa de repartición) de 1.20 m de espesor.

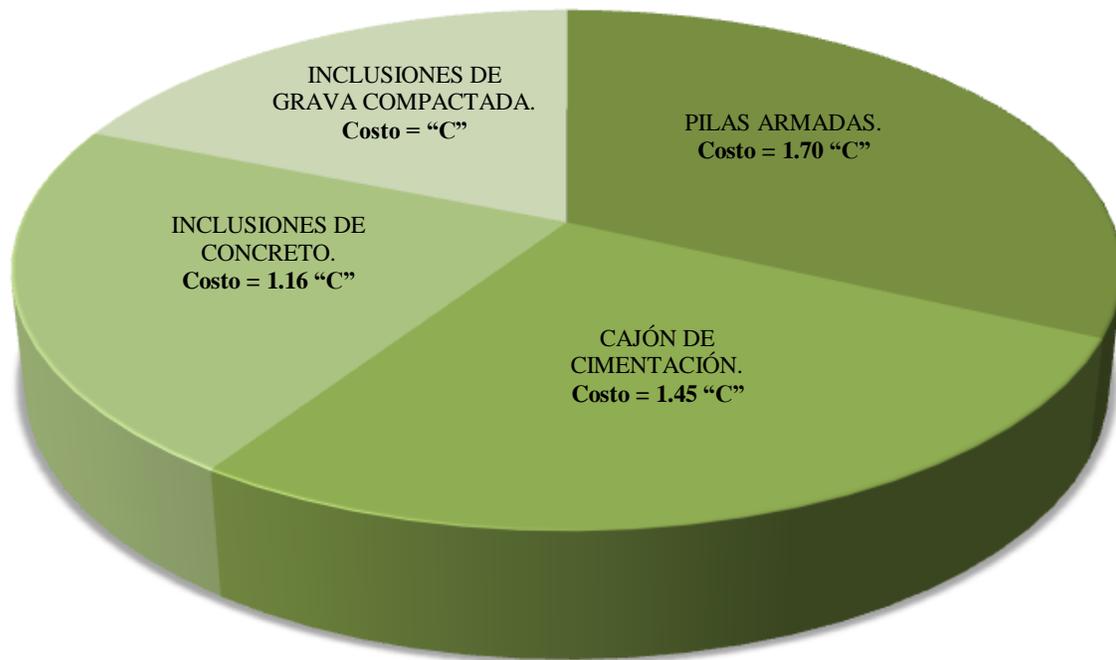


Figura 5.5. Comparativa de costos de diferentes soluciones de cimentación.

5.4.1. Diseño geotécnico de las Inclusiones de Grava Compactada.

Como con cualquier sistema de cimentación, el diseño geotécnico de una inclusión de grava compactada es determinado con base en dos consideraciones: la capacidad de carga última y los asentamientos permisibles. Como en la mayoría de las cimentaciones superficiales, la capacidad de carga admisible de una zapata o una losa apoyada sobre estos elementos es gobernada en la mayoría de los casos por los asentamientos permisibles, preponderantemente que la misma capacidad de carga.

En el caso en estudio, como se describió anteriormente, la principal problemática a resolver es la consolidación inducida en la “arcilla lacustre” presente a una profundidad promedio de 1.80 m, lo que generará grandes asentamientos una vez aplicadas las cargas de proyecto.

En este capítulo se desarrollarán los análisis de ingeniería geotécnica requeridos para el diseño de las inclusiones de grava compactada en la zona más desfavorable del proyecto, la cual corresponde al Almacén Automatizado, cuya altura es de hasta 35 m y tiene una descarga a la cimentación de 15 t/m² en un área total de 6,300 m².

En casos donde existiese probabilidad de falla por capacidad de carga, se deben llevar a cabo los análisis correspondientes mediante el empleo de las expresiones definidas en el capítulo 4.3 de este trabajo.

5.4.1.1 Cálculo de asentamientos.

Paso No. 1. Determinación de los parámetros preliminares de diseño.

En la Tabla 5.1 se muestran los parámetros preliminares de diseño, con los cuales se llevará a cabo un pre-diseño de la cimentación que posteriormente se corroborará por medio de una prueba de carga en sitio (ver capítulo 5.5.1.1).

Tabla 5.1. Parámetros preliminares de diseño de inclusiones de grava compactada.

Parámetro	Valor
Carga unitaria total aplicada, (P) ¹	16.2 ton/m ²
Diámetro nominal de la inclusión de grava compactada, (d)	0.76 m
Módulo de rigidez de la inclusión de grava compactada (k _p) ²	3,460 t/m ³

1. $P = W_{estructura} - W_{material\ excavado} + W_{material\ de\ relleno\ (capa\ de\ repartición)}$

$$P = 15 \frac{t}{m^2} - \left[1.4 \frac{t}{m^3} \times 0.60 m \right] + \left[1.7 \frac{t}{m^3} \times 1.20 m \right] \rightarrow P = 16.2 \frac{t}{m^2}$$

2. Valor obtenido de la Tabla 4.2 del Manual de Diseño de la firma dueña del sistema, misma que indica que los valores del módulo de rigidez de las pilas de grava, *k_p*, son inicialmente estimados basándose en la experiencia de los resultados de diversas pruebas de carga a escala completa. Se utilizan módulos conservadores en el diseño, los cuales están en función al número de golpes en la Prueba de Penetración Estándar y el tipo de material del sitio de proyecto. El valor seleccionado debe ser verificado por una prueba de módulo realizada en el sitio (ver capítulo 5.5.1.1).

Paso No. 2. Estimación de la rigidez de la matriz de suelo.

El módulo de rigidez de la matriz de suelo reforzado, k_s , también conocido como módulo de reacción, puede ser evaluado estimando la cantidad de asentamiento que ocurrirá como resultado de la presión inducida por la estructura, tal y como se expresa en la ec. 5.1:

$$k_s = \frac{\text{Carga unitaria (P)}}{\text{Asentamiento } (\delta)} \quad \text{ec. 5.1}$$

El asentamiento generado por la estructura se calcula considerando el asentamiento que se generaría sin el empleo de algún sistema de refuerzo o mejoramiento, ya considerando una losa de piso como parte de la estructura. Dicho asentamiento se calculará para el estrato de arcilla compresible considerando que dicho estrato es homogéneo, conforme a la ecuación general de consolidación, como sigue:

$$\delta = m_v \Delta p H \quad \text{ec. 5.2}$$

donde:

δ es el asentamiento total generado por la estructura,

m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica,

Δp es la presión ejercida en la base de la losa,

H es el espesor del sustrato analizado.

Considerando los parámetros de deformación obtenidos en el estudio de mecánica de suelos para el estrato de arcilla compresible, $m_v = 0.075 \text{ cm}^2/\text{kg}$, y el máximo espesor encontrado de dicho estrato igual a 2.80 m, se tiene que:

$$\delta = (0.075 \text{ cm}^2 / \text{kg})(1.62 \text{ kg} / \text{cm}^2)(280 \text{ cm}) = 34.02 \text{ cm}$$

Dicho lo anterior y aplicando la ec. 5.1 se obtiene el módulo de rigidez de la matriz de suelo:

$$k_s = \frac{\text{Carga unitaria (P)}}{\text{Asentamiento } (\delta)} = \frac{1.62 \text{ kg} / \text{cm}^2}{34.02 \text{ cm}} = 0.04762 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 47.62 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

Paso No. 3. Cálculo del asentamiento en la zona superior, δ_{zs} , de la matriz de suelo reforzada.

a) Determinación del número de elementos:

Para determinar el número de elementos a utilizar, se propone inicialmente una separación de **1.80 m** entre centro y centro de cada elemento, con el objetivo de llevar a cabo los cálculos del diseño preliminar de las inclusiones.

$$\text{No. de elementos} = \frac{\text{Área que ocupará la losa}}{\text{Área de matriz de suelo mejorada existente entre 4 elementos}} = \frac{6,300 \text{ m}^2}{3.24 \text{ m}^2} = 1,945 \text{ elementos}$$

b) Cálculo del asentamiento en la zona superior, δ_{zs} :

Aplicando las ecs. 4.12 a 4.15 del capítulo 4 de este trabajo, se calcula el asentamiento en la zona superior; los resultados de indican en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Cálculo del asentamiento en la zona superior.

$A_{\text{inclusión}}$	Relación de área de reemplazo, Ra	Relación de rigideces, Rs	Esfuerzo vertical en la cabeza, q_s	Asentamiento en zona superior, δ_{zs}
m^2	--	--	t/m^2	cm
0.454	0.1400	72.66	106.68	3.08

Paso No. 4. Cálculo del asentamiento en la zona inferior, Z_i .

Como se mencionó anteriormente, el objetivo del empleo de inclusiones de grava compactada como sistema de refuerzo de suelo en este proyecto, es mejorar las características mecánicas del estrato de “arcilla lacustre” descrito a detalle en el capítulo de condiciones estratigráficas, el cual tiene un espesor de hasta 2.80 m. Dicho esto y dadas las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, se busca desplantar las inclusiones en un estrato de suelo de alta resistencia; es decir, en el estrato de arcilla arenosa de consistencia dura que subyace al estrato de arcilla lacustre, por lo cual los asentamientos esperados en la zona inferior, Z_i , serán de tipo elástico y se presentarán prácticamente durante la etapa constructiva. Para evaluarlos se hizo uso de la teoría de la elasticidad de acuerdo con la ec. 4.16 definida en Capítulo 4 de este trabajo:

$$\delta_{zi} = \frac{\Delta q H}{E}$$

donde:

H es el espesor de la zona inferior,

E es el módulo de elasticidad de la matriz de suelo dentro de la zona inferior, y

Δq es la carga unitaria promedio aplicada en la superficie.

El módulo de elasticidad, E , de la matriz de suelo dentro de la zona inferior se calculará haciendo uso de la fórmula de Denver (Deméneghi, 2012), la cual se describe en la ec. 5.3:

$$E = C\sqrt{N} \quad \text{ec. 5.3}$$

donde:

N es el número de golpes en la prueba de penetración estándar, y

C es una constante igual a 7 MPa.

Por tanto, el módulo de elasticidad de la matriz de suelo dentro de la zona inferior, considerando un número de golpes promedio igual a 45, es:

$$E = C\sqrt{N} = 7 \text{ MPa} \sqrt{45} = 46.96 \text{ MPa} = 4,695.74 \text{ t/m}^2$$

Aplicando la ec. 4.16 y considerando un espesor, H , de 14.0 m correspondiente a la suma de los espesores de los estratos 4, 5 y 6, desde la punta de las inclusiones (ver subcapítulo 5.4.1.2) hasta la frontera con el estrato 7, se obtiene el asentamiento inmediato expresado a continuación:

$$\delta_{zi} = \frac{\Delta q H}{E} = \frac{(16.2 \text{ t/m}^2)(14.0 \text{ m})}{4,695.74 \text{ t/m}^2} \rightarrow \delta_{zi} = 0.0483 \text{ m} = 4.83 \text{ cm}$$

Paso No. 5. Cálculo del asentamiento total, δ_{TOTAL} .

Para poder obtener el asentamiento total se aplicará la ec. 4.16 del capítulo 4 de este trabajo, con lo cual se obtiene lo siguiente:

$$\delta_{TOTAL} = \delta_{zs} + \delta_{zi} = (3.08 + 4.83) \text{ cm} = 7.91 \text{ cm}$$

Se ha obtenido un asentamiento menor al permisible de 8.0 cm; por tanto, podemos decir que la separación de 1.80 m propuesta entre centro y centro de los elementos así como el diámetro de los mismos es el correcto hasta el momento; sin embargo, el diseño continúa ahora para determinar la longitud de las inclusiones. A continuación se definirá el procedimiento empleado para llevar a cabo la actividad mencionada.

5.4.1.2 Cálculo de la longitud de la inclusión de grava compactada.

Paso No. 1. Determinación de parámetros adicionales preliminares de diseño.

Partiendo de los parámetros preliminares de diseño indicados en la tabla 5.1, mismos que han arrojado resultados satisfactorios hasta el momento, a continuación se presenta un parámetro adicional preliminar, que es la longitud propuesta de elementos cuyo valor se indica en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Parámetros adicionales preliminares de diseño.

Parámetro	Valor
Longitud del fuste elemento, (H_f)	6.50 m

Para que la longitud del elemento sea la adecuada, se debe de cumplir que la capacidad de carga por fricción del elemento, Q_f , sea mayor que la carga aplicada en la cabeza del mismo, Q_s ; ya que se asume que la carga total aplicada en la cabeza del elemento se disipe a lo largo del fuste del mismo, sin considerar la contribución de la resistencia por punta:

$$Q_f > Q_s$$

Para revisar la desigualdad anterior, es necesario hacer referencia a la ec. 4.3 del capítulo 4 de este trabajo:

$$Q_s = Q_f + Q_p$$

recordando que las literales ya fueron definidas y que dicha expresión puede ser re-escrita en términos de esfuerzo como:

$$q_{ult,S} A = f_f A_f + q_p A$$

Se calculará a continuación la capacidad de carga por fricción.

Paso No. 2. Cálculo de la capacidad de carga por fricción, Q_f .

Para el caso de la capacidad de carga por fricción de inclusiones de grava compactada, Q_f , tratándose de condiciones no drenadas, la fricción unitaria promedio a lo largo del fuste del elemento, f_f , es el promedio de la resistencia no drenada, c , de la matriz del suelo en las proximidades al fuste. Se hace la consideración anterior debido a que toda la longitud de las inclusiones atravesarán estratos predominantemente cohesivos, tal y como puede observarse en la tabla 5.4, correspondiente a la estratigrafía de diseño, donde también se calcula la capacidad de carga por fricción de cada uno de los estratos que intervienen.

Asimismo, debido a que en algunos de los estratos que atravesarán las inclusiones no se logró obtener parámetros mecánicos de resistencia, en este caso la resistencia no drenada, c , con el objetivo de poder realizar los cálculos necesarios para obtener la capacidad de carga por fricción de las inclusiones, se recurrirá a la literatura técnica para correlacionar empíricamente el número de golpes a la penetración estándar, N , de aquellos estratos de los que no se tiene la información mencionada.

Con base en resultados de pruebas triaxiales no drenadas realizadas en arcillas no sensitivas, se sugiere que (Das, 1999):

$$c = KN \quad \text{ec. 5.4}$$

donde:

K es una constante = $3.5 - 6.5 \text{ kN} / \text{m}^2$

N es el número de golpes a la penetración estándar obtenido en campo

Tabla No. 5.4. Estratigrafía de diseño para el cálculo de la capacidad de carga por fricción, Q_f

ESTRATO	DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD m		H m	K t/m ²	N -	c t/m ²	A_f^3 m ²	Q_f t
		DE	A						
Estrato 1	Capa vegetal	0.00	0.60	0.6	--	--	--	--	--
Estrato 2	Arcilla arenosa	0.60	1.80	1.2	0.357 ²	26	9.3	2.9	26.58
Estrato 3	Arcilla lacustre	1.80	4.60	2.8	--	--	1.0	6.7	6.69
Estrato 4 ¹	Arcilla arenosa	4.60	7.10	2.5	--	--	3.0	6.0	17.91
$\Sigma = 51.17$									

1. Se considera solamente el espesor correspondiente al inicio del estrato y a la profundidad de desplante de las inclusiones, no todo el espesor del estrato.
2. Haciendo referencia a la Ec. 5.4, se consideró el valor de la constante, K , más conservador igual a 3.5 kN/m².
3. El área del fuste está en función del diámetro propuesto en la tabla 5.1.

Finalmente se obtiene una capacidad de carga total por fricción, Q_f , igual a 51.17 t. Cabe mencionar que el valor de la contribución del estrato No. 4 es muy conservador, ya que el valor de la resistencia no drenada, c , utilizada es el correspondiente a los lentes de limo arenoso detectados en dicho estrato, mismos que tienen una resistencia menor con respecto a los demás materiales que prevalecen en el estrato analizado.

Paso No. 3. Cálculo de la carga máxima aplicada en la cabeza, Q_s .

El valor de la carga total aplicada en la cabeza del elemento, Q_s , se puede determinar tomando el valor del esfuerzo vertical en la cabeza del elemento, q_s , calculado y definido en la tabla 5.2 y multiplicándolo por el área de la sección transversal del elemento:

$$Q_s = q_s A = (106.68 \text{ t/m}^2)(0.454 \text{ m}^2) = 48.43 \text{ t}$$

Revisando finalmente la desigualdad mencionada con antelación:

$$Q_f > Q_s$$

$$51.17 \text{ t} > 48.43 \text{ t}$$

desigualdad con la cual puede concluirse que la longitud propuesta inicialmente de 6.0 m es aceptable. Si bien la resistencia por fricción, Q_f , es ligeramente mayor a la carga aplicada en la cabeza del elemento, Q_s , hay que recordar lo indicado al final del *Paso No. 2*, con lo cual la resistencia por fricción podría ser más elevada; concluyendo que tanto el diámetro

propuesto, como la separación entre elementos y la longitud de los mimos es la correcta para cumplir con la magnitud de asentamientos permisibles para el proyecto en cuestión.

Cabe mencionar que el proceso de diseño de inclusiones de grava compactada es un proceso iterativo, tal y como regularmente se hace en el diseño de cualquier tipo de cimentación; en este caso se realizó un análisis previo para poder obtener los parámetros de diseño más precisos, obteniendo los resultados mostrados anteriormente.

Como un ejemplo, si aumentamos la separación entre elementos a 2.50 m nos resulta un número de elementos menor (1,008 elementos), pero el esfuerzo máximo vertical aplicado en la cabeza del elemento, q_s , aumenta a un valor de 189.81 t/m², lo que provoca un aumento considerable en el asentamiento en la zona superior, δz_s , llevándolo a un valor de 5.49 cm, obteniendo un asentamiento total mayor al del asentamiento permisible de 8.0 cm.

5.4.2. Configuración final de la solución de cimentación

Como se mencionó al inicio del Capítulo 5.4, debajo de la losa de piso y por encima de las inclusiones de grava se conformó una capa de repartición integrada por materiales granulares de banco, con un espesor de 1.20 m y compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo, conforme la norma ASTM D-1557; la cual proporciona un mecanismo de transferencia de las presiones aplicadas en la base de la estructura, hacia los elementos de refuerzo rígidos como resultado de la acción del arqueado que se produce dentro de la capa de repartición, tal y como se muestra en la Fig. 5.6 (Ver capítulo 5.6).

Se requiere un espesor específico de la capa de repartición para transferir la mayor parte de las cargas aplicadas en la superficie hacia las inclusiones. El espesor mínimo requerido de la capa de repartición, t , es estimado con la siguiente ecuación:

$$t = \frac{\tan \beta (s - d)}{2} \quad \text{ec. 5.5}$$

donde:

s es la separación centro a centro entre elementos,

d es el diámetro de los elementos,

β es el ángulo de arqueado en la capa de repartición con un rango típico entre 45 y 60 grados.

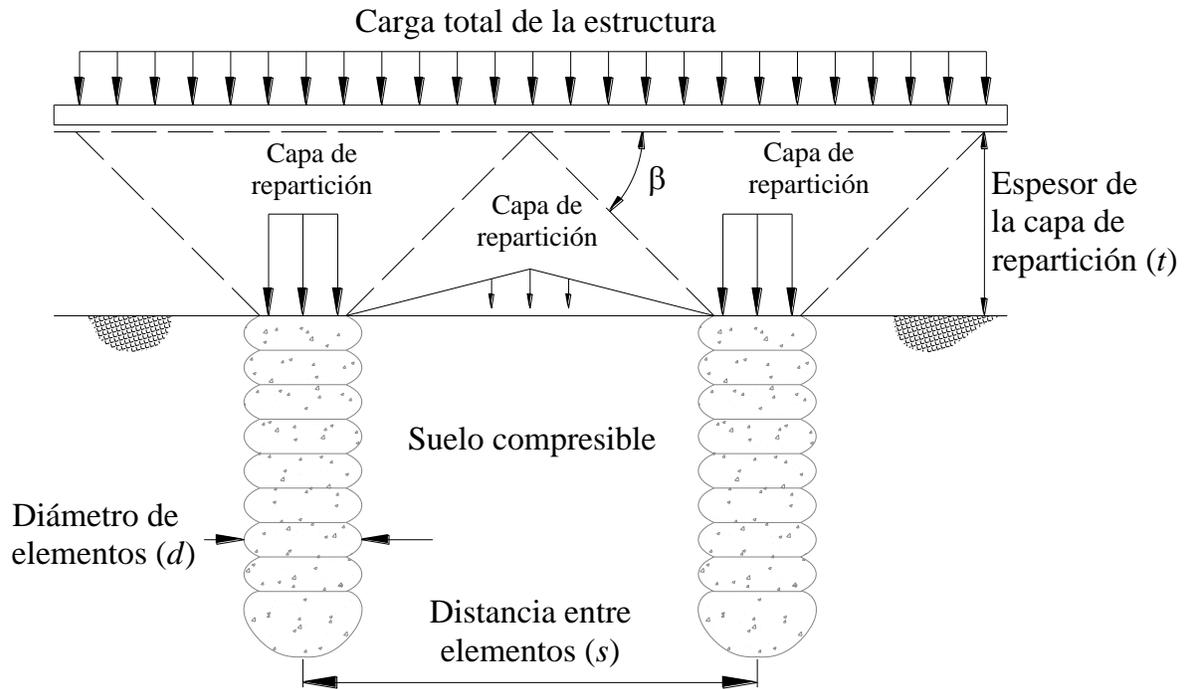


Figura 5.6. Configuración esquemática del diseño de la capa de repartición para desarrollar la acción de arqueado.

Aplicando la ec. 5.5 se obtiene un espesor de la capa de repartición, t , como sigue:

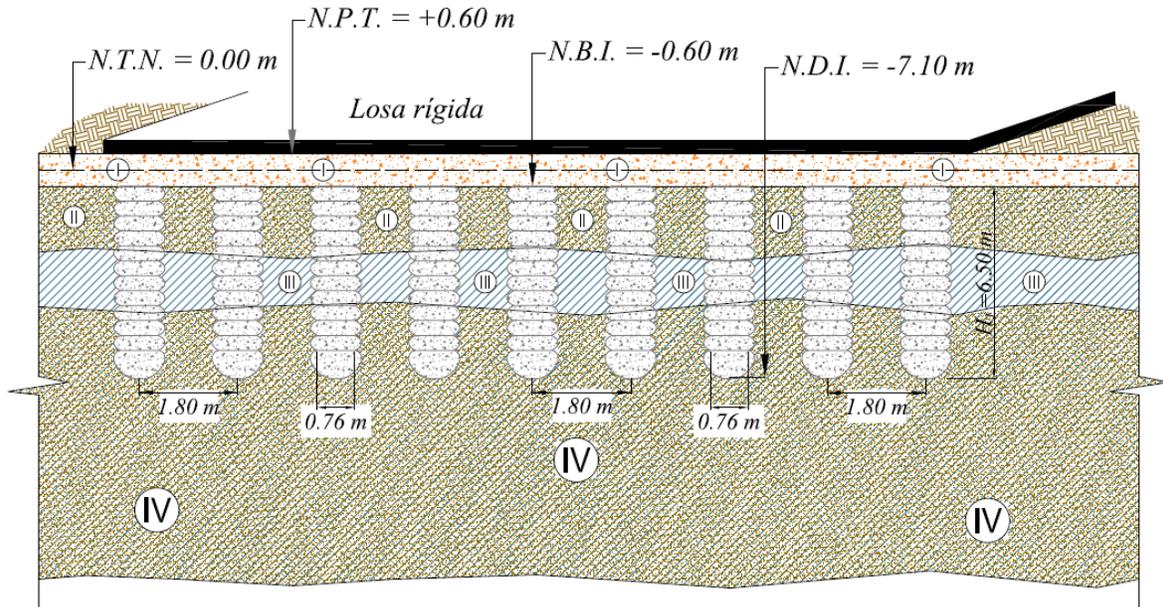
$$t = \frac{\tan \beta (s - d)}{2} = \frac{\tan 60^\circ (1.80 \text{ m} - 0.76 \text{ m})}{2} = 0.90 \text{ m}$$

Dicho lo anterior, podemos decir que el espesor propuesto de 1.20 m es suficiente para presentar la acción de arqueado y lograr transferir la mayor parte de las cargas a las inclusiones.

Finalmente, en la Tabla 5.5 se muestra un resumen del diseño de las inclusiones de grava compactada; asimismo, la Fig. 5.7 muestra de manera esquemática la solución de cimentación considerando los parámetros de diseño calculados.

Tabla No. 5.5. Resumen de parámetros de diseño calculados.

Parámetro	Valor
Longitud del fuste elemento, (H_f).	6.50 m
Diámetro nominal de la inclusión de grava compactada, (d).	0.76 m
Separación de los elementos de centro a centro (s).	1.80 m



ESTRATIGRAFÍA

NOMENCLATURA

- Ⓘ Capa de repartición con espesor de 1.20 m. Material de relleno controlado colocado después del retiro de la capa vegetal.
- Ⓜ Arcilla arenosa de baja plasticidad y consistencia firme a dura.
- ⓂⓂ Arcilla lacustre, de alta plasticidad y consistencia blanda.
- ⓂⓂⓂ Arcilla arenosa de baja plasticidad y consistencia dura.

- ⓧ Número de estrato.
- N.T.N. = Nivel de Terreno Natural
- N.P.T. = Nivel de Piso Terminado
- N.B.T. = Nivel de Brocal de las inclusiones
- N.D.I. = Nivel de Desplante de la Inclusiones
- Hf = Longitud del fuste de las inclusiones

Capa de repartición	Arcilla	Arena	Grava compactada

Figura 5.7. Corte esquemático de configuración final de la cimentación por medio de inclusiones de grava compactada.

5.5. Segunda etapa de exploración geotécnica.

La determinación de las deformaciones de los estratos de suelo propensos a sufrir asentamientos así como el grado de mejoramiento que provee el empleo de algún sistema de refuerzo, es un tanto complicada si no se recurre a métodos de campo especializados que brinden dicha información. En este capítulo se describirán las pruebas llevadas a cabo en campo después de la construcción de las inclusiones de grava compactada para el proyecto en cuestión, con base en las especificaciones de diseño determinadas en el capítulo anterior; lo cual permitió llevar a cabo un monitoreo del comportamiento de la cimentación del “CDA” y con ello verificar la calidad y/o desempeño de la misma.

5.5.1. Pruebas “in-situ” de verificación de calidad.

5.5.1.1 Prueba de módulo.

La verificación tradicional “in-situ” del diseño de inclusiones de grava compactada es desarrollada por medio de una prueba de módulo a escala completa.

El sistema de reacción para la prueba de módulo realizada para el proyecto en estudio, consistió en un arreglo conformado por una inclusión de 6.0 m de longitud, un gato hidráulico y una viga de reacción principal, tal y como se esquematiza en la Fig. 5.8. La unión de las barras helicoidales a la viga principal se realizó por medio de barras roscadas de alta resistencia, reaccionando contra las barras helicoidales.

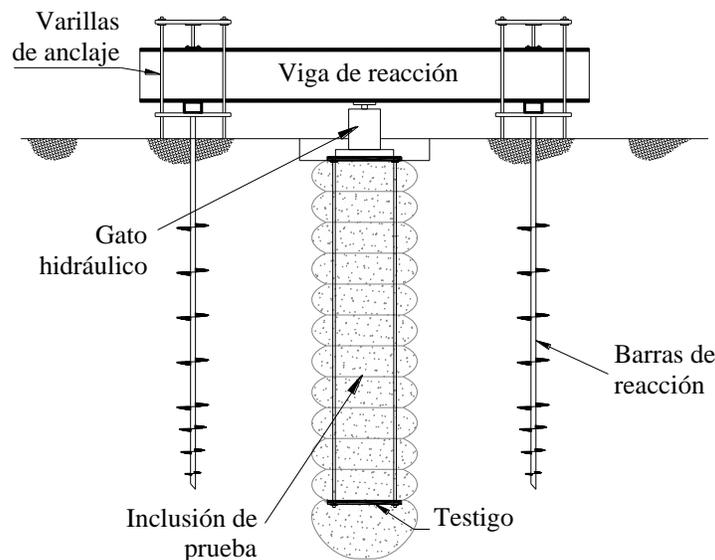


Figura 5.8. Esquema del sistema de reacción para prueba de módulo.

Procedimiento para la prueba de módulo.

El procedimiento para la realización de una prueba de módulo es similar al procedimiento llevado a cabo en una prueba de carga de una pila, y es desarrollado de acuerdo a las especificaciones indicadas en la norma *ASTM D-1143*.

Durante la construcción de la inclusión de prueba se instala un testigo encima de la primera capa que forma el bulbo de fondo. Este testigo consiste en una placa de ½” de espesor, a la cual se adaptan dos varillas de 0.5” de diámetro, aisladas del agregado circundante por un tubo de PVC de ¾”, que se extiende desde el fondo de la inclusión hasta la superficie del terreno. En la cabeza de la inclusión se construye una base de concreto de 0.76 m de diámetro.

Se miden los desplazamientos verticales por medio de dos micrómetros colocados sobre la cabeza de la inclusión y dos micrómetros más colocados superficialmente sobre la armadura de los testigos, cuya función es medir la deformación en el fondo del elemento. Los micrómetros son de una resolución de 0.01 milímetros con una carrera del vástago máxima de 50 milímetros. Cada micrómetro se fija al sistema de referencia por medio de bases magnéticas, cuidando la verticalidad del vástago de medición; éstos se apoyan sobre superficies lisas para evitar la fricción con la cabeza de la inclusión durante los eventuales movimientos normales del vástago del micrómetro.

La carga se aplica utilizando un gato hidráulico y una bomba manual. Cabe mencionar que tanto el gato hidráulico como la bomba y los micrómetros, se calibraron en conjunto para lograr una mayor precisión en las lecturas.

Interpretación y discusión de la prueba de módulo.

La relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación que se presenta en una inclusión de grava compactada, medidas durante una prueba de módulo, se caracteriza por presentar regularmente un comportamiento bilineal. El nivel de esfuerzo en la intersección de dos puntos de la curva bilineal esfuerzo-deformación, es comúnmente denominado esfuerzo de inflexión. A niveles de esfuerzo en el elemento menores que el esfuerzo de inflexión, el comportamiento de la inclusión de grava compactada se caracteriza por presentar deformaciones elásticas. A niveles de esfuerzo mayores que el esfuerzo de inflexión, la inclusión experimenta deformaciones plásticas no recuperables.

Los resultados de la prueba de módulo conforme la configuración descrita anteriormente se resumen en la Tabla 5.6; asimismo, en la Fig. 5.9 se presenta la curva esfuerzo-deformación resultante de dicha prueba.

Tabla No. 5.6. Resultados de la prueba de módulo.

Carga del Martinete	Esfuerzo aplicado	Porcentaje de Esfuerzo Previsto	Deformación Total	Dispositivo de Deformación	Módulo de rigidez de la inclusión
t	t/m ²	%	mm	mm	t/m ³
2.3	5.07	5%	-0.9	-0.002	0
24.3	53.57	50%	-5.3	-0.586	10,123
48.4	106.69	100%	-12.8	-1.208	8,335
60.5	133.36	125%	-24.5	-1.411	5,439
72.5	159.82	149%	-46.4	-2.000	3,448

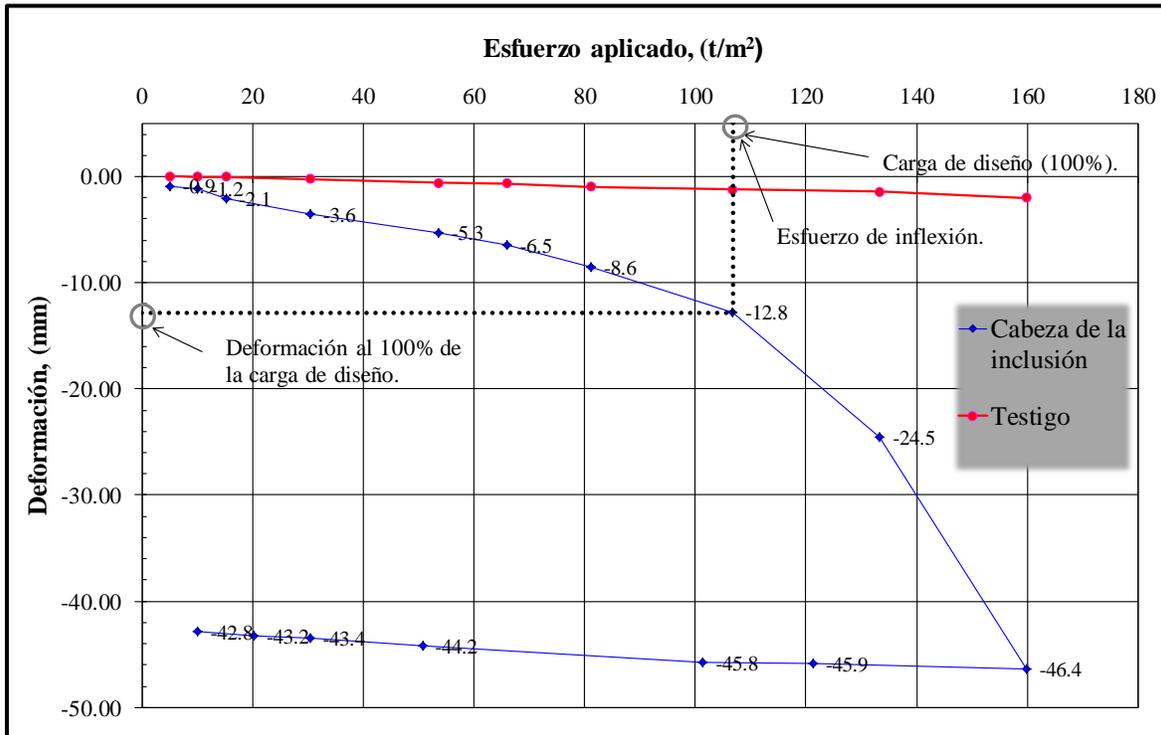


Figura 5.9. Gráfica esfuerzo-deformación de la prueba de módulo.

Los movimientos relativos de la cabeza y la punta de una inclusión de grava compactada comparados con la deformación en el esfuerzo de inflexión, pueden proporcionar información importante sobre el mecanismo de deformación. Elementos sometidos a deformaciones plásticas con un pequeño movimiento del testigo, indican un

comportamiento de deformación de abultamiento radial dentro de la matriz de suelo. Elementos sometidos principalmente a deformaciones elásticas con un pequeño movimiento del testigo, indican una suficiente movilización de la fricción sobre el fuste del elemento, sin abultamiento, para resistir el esfuerzo aplicado.

La prueba de módulo realizada en el sitio indica resultados aceptables con menos de 1.5 cm de deformación para un esfuerzo de diseño vertical máximo en la cabeza del elemento, q_s , calculado igual a 106.68 t/m^2 . Asimismo, en la Tabla 5.6 podemos observar que para el esfuerzo de diseño aplicado, el módulo de rigidez de la inclusión, k_p , resultó ser casi 2.5 veces el valor estimado inicialmente de $3,460 \text{ t/m}^3$, con el cual se llevó a cabo el diseño de las inclusiones, lo que refuerza el hecho de que los parámetros propuestos inicialmente fueron los correctos para cumplir con los requerimientos del proyecto.

5.5.1.2 Pruebas de Penetración Estándar, SPT.

Se han utilizado muchos instrumentos de exploración directa para investigar el mejoramiento que provoca el empleo de inclusiones de grava compactada en una matriz de suelo, como presiómetros y grandes pruebas de placa; pero las Pruebas de Penetración Estándar, SPT, y las Pruebas de Cono Eléctrico, CPT, son las más comúnmente utilizadas. Las pruebas CPT proporcionan perfiles continuos y detallados de la resistencia de la punta, la fricción local en el fuste y, en algunos casos, la presión de poro; las pruebas SPT proporcionan una medida de la resistencia de los suelos a la penetración o el incremento del número de golpes con la profundidad. Estas pruebas pueden ser empíricamente relacionadas con parámetros de ingeniería para estimar las características de una matriz de suelo antes y después de la instalación de inclusiones de grava compactada.

Como se describió anteriormente, la combinación de los resultados de una prueba de módulo, como la detallada en el capítulo anterior, y los resultados de pruebas CPT y SPT, puede ser utilizada para describir las interacciones entre los elementos de grava y la matriz de suelo, y más importante, la eficiencia general de las inclusiones de grava compactada como sistema de mejoramiento de suelos.

En el caso del proyecto en estudio y con el objetivo de obtener un método adicional para lograr conocer el grado de mejoramiento que proporcionó el empleo de inclusiones de grava compactada, se recurrió a la realización de pruebas SPT, de acuerdo con la norma

ASTM D-1586. Dichas pruebas se realizaron a separaciones, S , de 0.9, 1.4 y 1.9 m partiendo del centro de la inclusión.

Cabe mencionar que las pruebas SPT se realizaron en dos zonas del predio de proyecto, una correspondiente al área donde las cargas a la cimentación son de 5.0 t/m^2 (*Zona A*), y la otra correspondiente al área donde dichas cargas son de 10.0 t/m^2 (*Zona B*). Los resultados de las pruebas SPT del suelo sin mejorar y mejorado se muestran en las Figs. 5.10 y 5.11 para las zonas *A* y *B*, respectivamente.

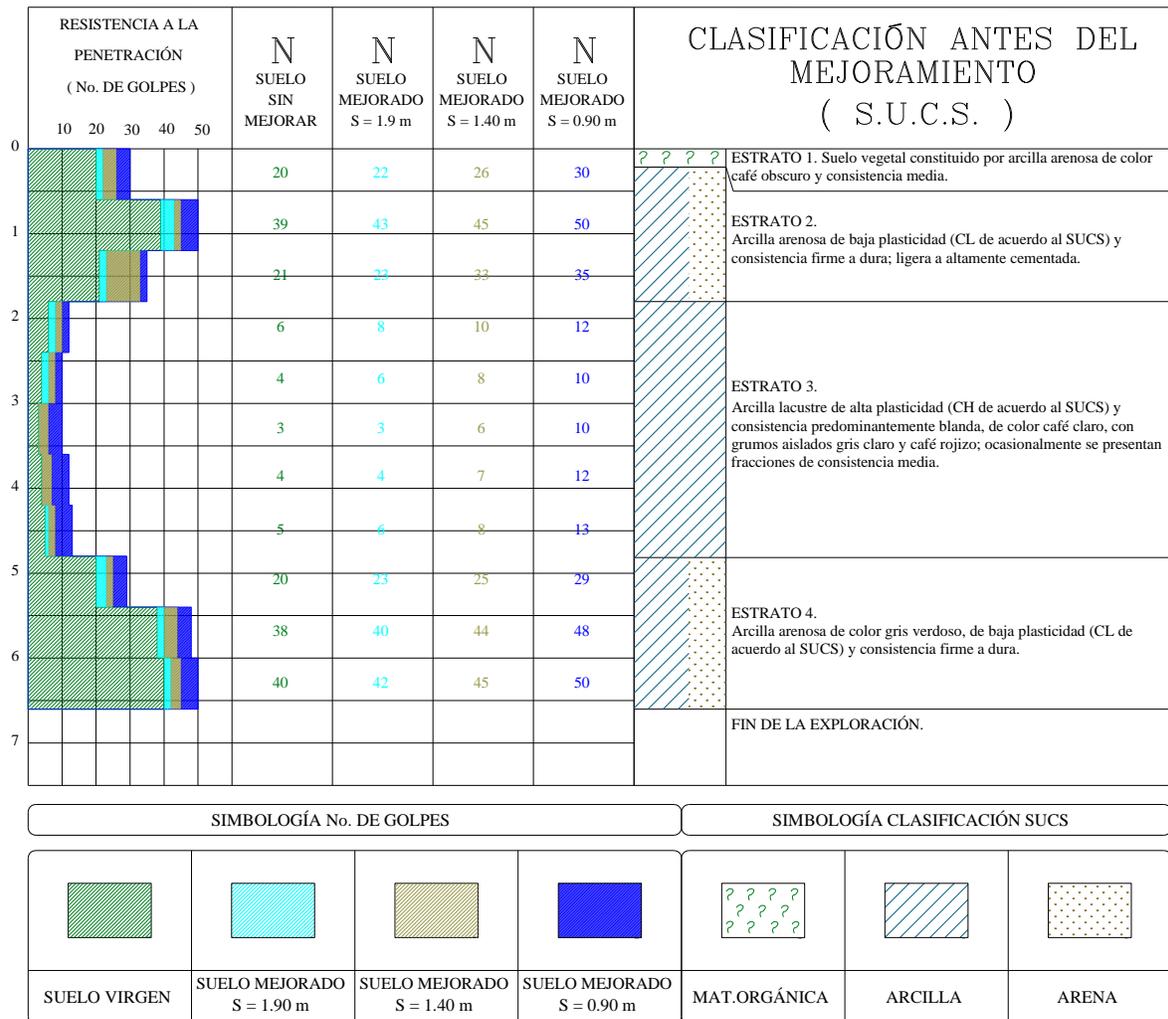


Figura 5.10. Perfil estratigráfico de suelo sin mejorar vs suelo mejorado del Área A.

En la Fig. 5.10 se muestra el perfil estratigráfico de las pruebas realizadas en la “Zona A”, donde hasta una profundidad entre 0.20 y 1.80 m (*Estrato 2*), el número de golpes a una separación de 0.9 m del centro de la inclusión se incrementó entre 10 y 14 golpes a la

penetración estándar; es decir, de 20 golpes que se registraron originalmente, el número se incrementó a 30 y de 21 aumentó hasta 35 golpes antes y después del mejoramiento, respectivamente. Por otro lado, a la separación más alejada de 1.90 m del centro de la inclusión, la resistencia a la penetración estándar sólo se incrementó de 2 a 4 golpes.

En el *Estrato 3*, correspondiente a la arcilla lacustre, el número de golpes a una distancia de 0.9 m del centro de la inclusión se incrementó entre 6 y 8 golpes a la penetración estándar; a la distancia intermedia de 1.40 m, el número de golpes a la penetración estándar aumentó entre 3 y 4 golpes, mientras que a la separación más alejada de 1.90 m del centro de la inclusión, la resistencia a la penetración estándar fue casi nula, incrementándose en las partes más favorables de 1 a 2 golpes.

Por último, en el *Estrato 4*, el cual corresponde al estrato donde se desplantaron las inclusiones conforme a las especificaciones de diseño, a una separación de 0.9 m del centro de la inclusión, el número de golpes a la penetración estándar se incrementó entre 9 y 10 golpes; es decir, de 20 golpes que se registraron originalmente, el número se incrementó a 29 y de 40 aumentó a 50 golpes. A la distancia intermedia de 1.40 m, el número de golpes a la penetración estándar aumentó entre 5 y 6 golpes, mientras que a la separación más alejada de 1.90 m del centro de la inclusión, la resistencia a la penetración estándar sólo se incrementó de 2 a 3 golpes.

La Fig. 5.11 muestra el perfil estratigráfico de las pruebas realizadas en la zona correspondiente al área donde las cargas de proyecto son de 10.0 t/m^2 , o “Zona B”. Cabe mencionar que en este caso, debido al escaso mejoramiento que se registró en las pruebas SPT realizadas a una separación de 1.90 m del centro de las inclusiones en la “Zona A”, se omitieron las pruebas a esa separación, enfocándose solamente en las separaciones de 0.90 m y 1.40 m del centro de la inclusión.

En el *Estrato 2*, el número de golpes a una distancia de 0.9 m del centro de la inclusión se incrementó entre 8 y 10 golpes a la penetración estándar; es decir, de 35 golpes que se registraron antes del mejoramiento, el número se incrementó a 45 y de 39 aumentó hasta 47 golpes después de dicho mejoramiento. Por otro lado, a la separación más alejada de 1.40 m del centro de la inclusión, la resistencia a la penetración estándar sólo se incrementó de 3 a 5 golpes.

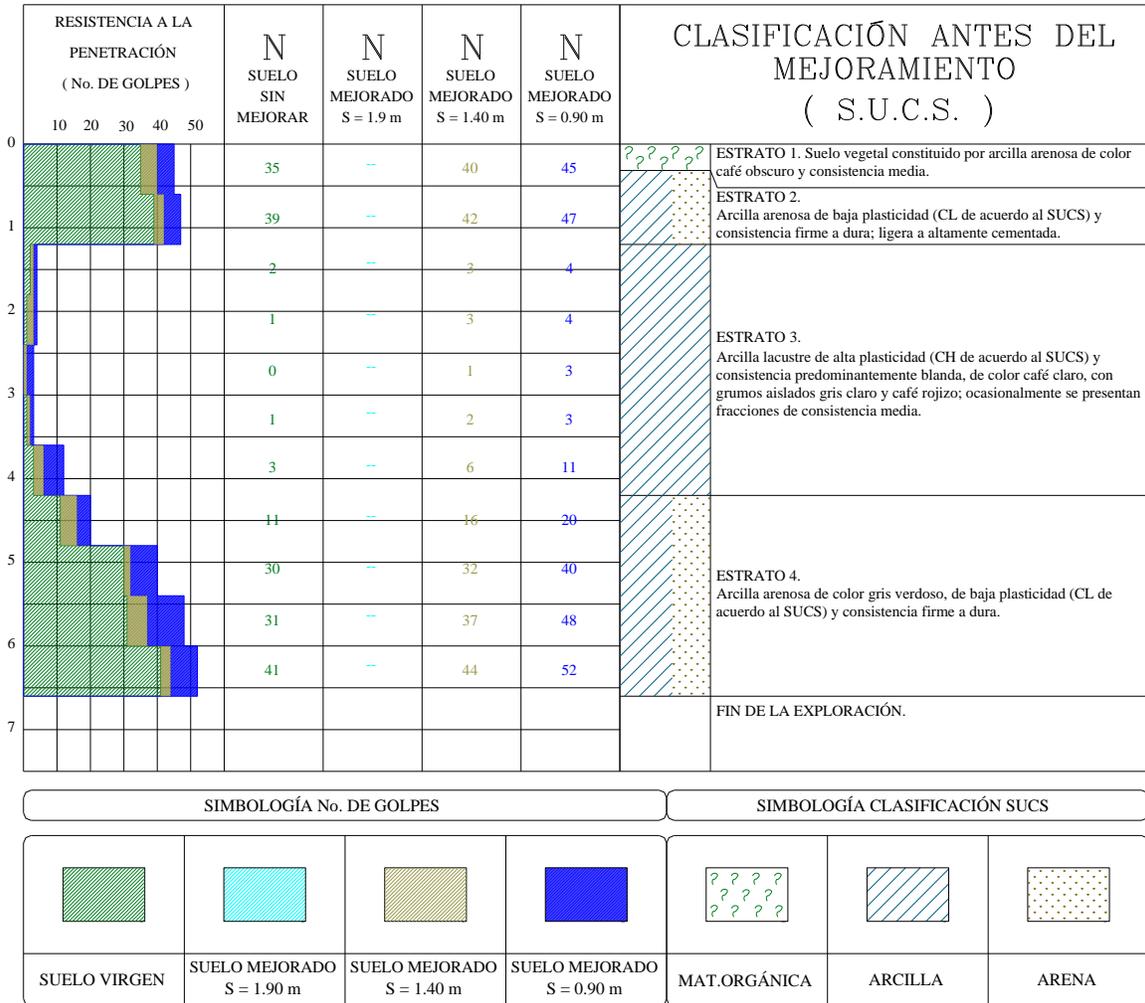


Figura 5.11. Perfil estratigráfico de suelo sin mejorar vs suelo mejorado del Área B.

En el *Estrato 3*, el número de golpes a una distancia de 0.9 m del centro de la inclusión se incrementó entre 1 y 3 golpes a la penetración estándar, a reserva de la parte correspondiente a la frontera inferior de dicho estrato, donde se registró un incremento de 8 golpes a la penetración estándar. A una separación de 1.40 m, el número de golpes a la penetración estándar aumentó entre 1 y 3 golpes.

Finalmente, en el *Estrato 4*, a una separación de 0.9 m del centro de la inclusión, el número de golpes a la penetración estándar se incrementó entre 9 y 17 golpes; es decir, de 11 golpes que se registraron antes del mejoramiento, el número se incrementó a 20 y de 31 aumentó a 48 golpes. A una separación de 1.40 m, el número de golpes a la penetración estándar aumentó entre 2 y 6 golpes.

5.5.1.3 Programa de monitoreo mediante bancos de nivel superficiales.

Como se mencionó anteriormente, con el fin de medir los desplazamientos que ocurren en la superficie del terreno que circunda al Centro de Distribución Automatizado, “CDA”, una vez construida la nave automatizada, se instalaron bancos de nivel superficial, que consistieron en puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en algunos muros y losas de la nave. Los resultados de las mediciones recopiladas durante un lapso de 8 meses se muestran en la Fig. 5.12, donde la deformación registrada en el tiempo indicado, no ha sobrepasado los 2.50 cm.

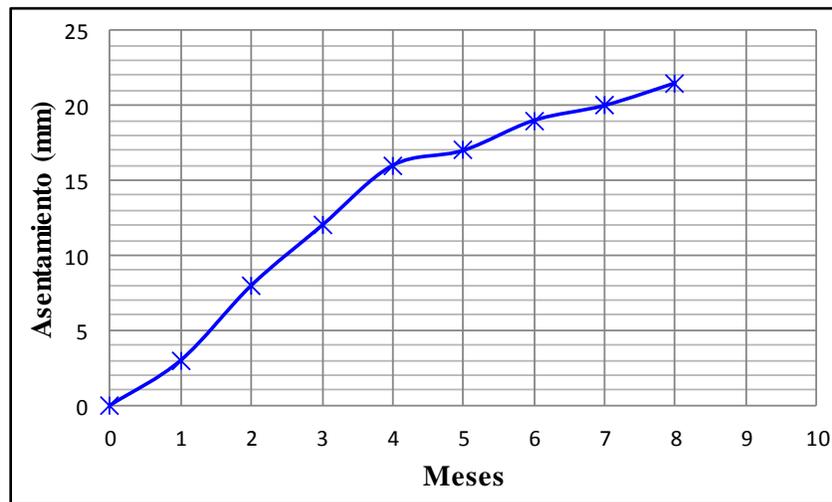


Figura 5.12. Curva tiempo vs deformación.

5.6. Simulación de la cimentación del Centro de Distribución Automatizado mediante inclusiones de grava compactada, por medio del MEF.

Partiendo de lo descrito en el Capítulo 3.4 de este trabajo, con el objetivo de observar el comportamiento y manera de trabajo de las inclusiones de grava compactada, como sistema de cimentación y refuerzo de suelo para el proyecto del CDA, se realizó un análisis por medio del método de elementos finitos, MEF, recurriendo al software denominado SAP 2000 en su versión 15. Si bien este software es principalmente utilizado para la ejecución de análisis de diseño estructural, éste permite modelar placas (shells) con las propiedades de los diferentes suelos o materiales que se desee modelar. Particularmente, dichas placas se modelan ingresando principalmente los parámetros de peso volumétrico, γ , módulo de elasticidad, E , y relación de Poisson, ν , de los materiales.

Es importante mencionar que el objetivo principal del análisis cualitativo (ya que el caso en estudio es realmente un problema tridimensional) realizado en este capítulo por medio del MEF, es observar el mecanismo de trabajo de las inclusiones de grava compactada dada una carga aplicada en la superficie, ya que como bien se mencionó en el Capítulo 4 de este trabajo, dichos elementos atraen esfuerzos causando una reducción de éstos sobre la matriz de suelo.

Asimismo, sabiendo que en este trabajo se desarrolló con mayor detalle la solución analítica, o bien el análisis cuantitativo de la cimentación del CDA, el modelado mediante el MEF empleando el software referido se hizo considerando un estado de deformación en dos direcciones; por lo cual, los resultados obtenidos, mismos que permitieron conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en el interior de las inclusiones y en el medio que las contiene, se han utilizado única y exclusivamente como parámetro de comparación con los resultados calculados analíticamente.

Dicho lo anterior, en la Fig. 5.13 se muestra un fragmento de la malla utilizada para el análisis, la cual está conformada por 9,444 elementos de sección cuadrada y triangular, así como de 9,254 nodos. Cabe mencionar que la longitud total modelada de la losa de cimentación es de 35.0 m (igual al ancho B de la misma); asimismo, una vez considerada la separación calculada entre centro y centro de cada elemento igual a 1.80 m, se tiene un total de 20 inclusiones repartidas en ese sentido. En la Tabla 5.7 se muestra la secuencia estratigráfica así como un resumen de los parámetros y propiedades utilizadas para cada capa y material modelado. La profundidad total modelada fue de 30.0 m.

Inicialmente, se ha realizado un análisis de la magnitud de los asentamientos que se generarían sin el empleo de algún sistema de mejoramiento, en este caso, sin el empleo de inclusiones de grava compactada, con el objetivo de observar el comportamiento del suelo una vez simuladas las cargas propias de la estructura que conforma el CDA, las cuales son, considerando ya el peso de la losa de cimentación, de 15.0 t/m^2 . Asimismo, considerando también que se retiró la capa de suelo vegetal de 0.60 m de espesor y que sobre los materiales del terreno natural se desplantó la losa de cimentación de la estructura, la carga unitaria final, P_{modelo} , a simular en el modelo sería la que se indica a continuación:

$$P_{\text{modelo}} = W_{\text{estructura}} - W_{\text{material excavado}} = 15 \frac{t}{m^2} - \left[1.4 \frac{t}{m^3} \times 0.60 m \right] \rightarrow P_{\text{modelo}} = 14.16 \frac{t}{m^2}$$

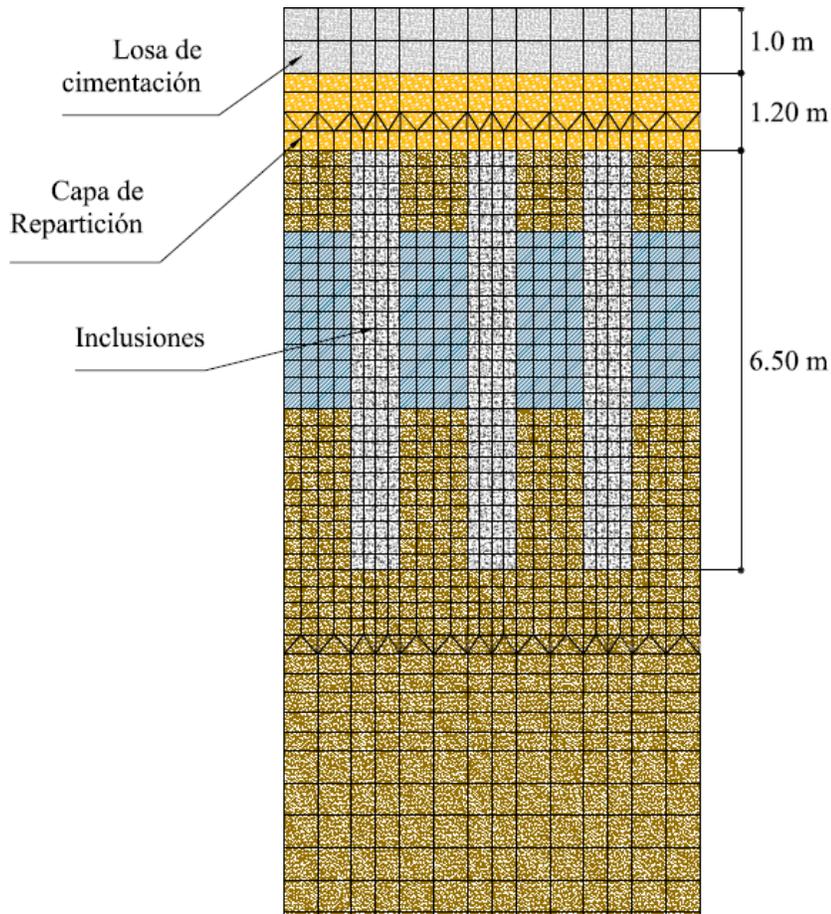


Figura 5.13. Configuración representativa de la malla.

Tabla 5.7. Propiedades de los materiales para el modelo.

Capa	Profundidad (m)		γ (t/m ³)	E (t/m ²) ¹	ν
	de	a			
Capa de repartición (CR)	+0.60	-0.60	1.70	6,000	0.25
Estrato 2	-0.60	-1.80	1.40	4,315.09	0.3
Estrato 3	-1.80	-4.60	1.15	700.00	0.4
Estrato 4	-4.60	-13.60	1.40	4,427.19	0.3
Estrato 5	-13.60	-16.30	1.30	4,141.26	0.3
Estrato 6	-16.30	-21.30	1.30	3,834.06	0.3
Estrato 7	-21.30	-30.00	1.40	4949.75	0.3

1. El módulo de elasticidad de los materiales donde no se logró obtener muestras inalteradas se obtuvo mediante la Ec. 5.3, considerando el número de golpes promedio en la prueba SPT de cada estrato.

En la Fig. 5.14 se muestra la configuración deformada de la matriz de suelo modelada, la cual representa el estado de deformaciones y desplazamientos que pudieran ocurrir en la matriz de suelo sin el empleo de algún sistema de refuerzo. En dicha figura se muestra el asentamiento total al centro de la losa generado por el programa, igual a 24.95 cm, magnitud que resulta inadmisibles para el CDA.

Asimismo, la Fig. 5.15 muestra el estado de esfuerzos generado bajo las mismas circunstancias, donde el esfuerzo máximo en el contacto losa-suelo al centro de la losa es de aproximadamente 13.90 t/m², y el esfuerzo mínimo en la parte más profunda de la matriz de suelo modelada es de 9.80 t/m².

Como punto de comparación para lo definido anteriormente, en la Tabla 5.8 se muestra el cálculo de la distribución de esfuerzos con las expresiones definidas por Boussinesq, Westergaard y Fröhlich ($\chi=2$), y en la Fig 5.16 la gráfica derivada de dichos cálculos.

Es importante señalar que en el análisis mencionado en el párrafo anterior, se calculó la distribución de esfuerzos hasta una profundidad de 150.0 m, que es donde el esfuerzo comienza a volverse asintótico; sin embargo, en la Fig. 5.16 se indica la profundidad modelada mediante el MEF, donde se pueden leer los valores de los esfuerzos a dicha profundidad que respaldan la comparación.

Cabe mencionar que el asentamiento calculado por el programa, está basado únicamente en el estado de deformaciones que se presenta en los materiales considerando únicamente las propiedades indicadas en la Tabla 5.7; es decir, en este análisis no se ha considerado un asentamiento por consolidación del *Estrato 2*, donde influye un parámetro muy importante denominado coeficiente de compresibilidad volumétrica, mv , por lo cual el asentamiento calculado analíticamente en el *Paso 2* del Capítulo 5.4.1.1 de este trabajo, es considerablemente mayor al obtenido en el programa; sin embargo, este asentamiento obtenido numéricamente, es un buen parámetro de comparación para saber que, para el caso en estudio, debe hacerse uso de un sistema de cimentación alternativo, o bien un sistema de mejoramiento o refuerzo de suelo que aminore en gran medida los asentamientos provocados por las cargas de la estructura.

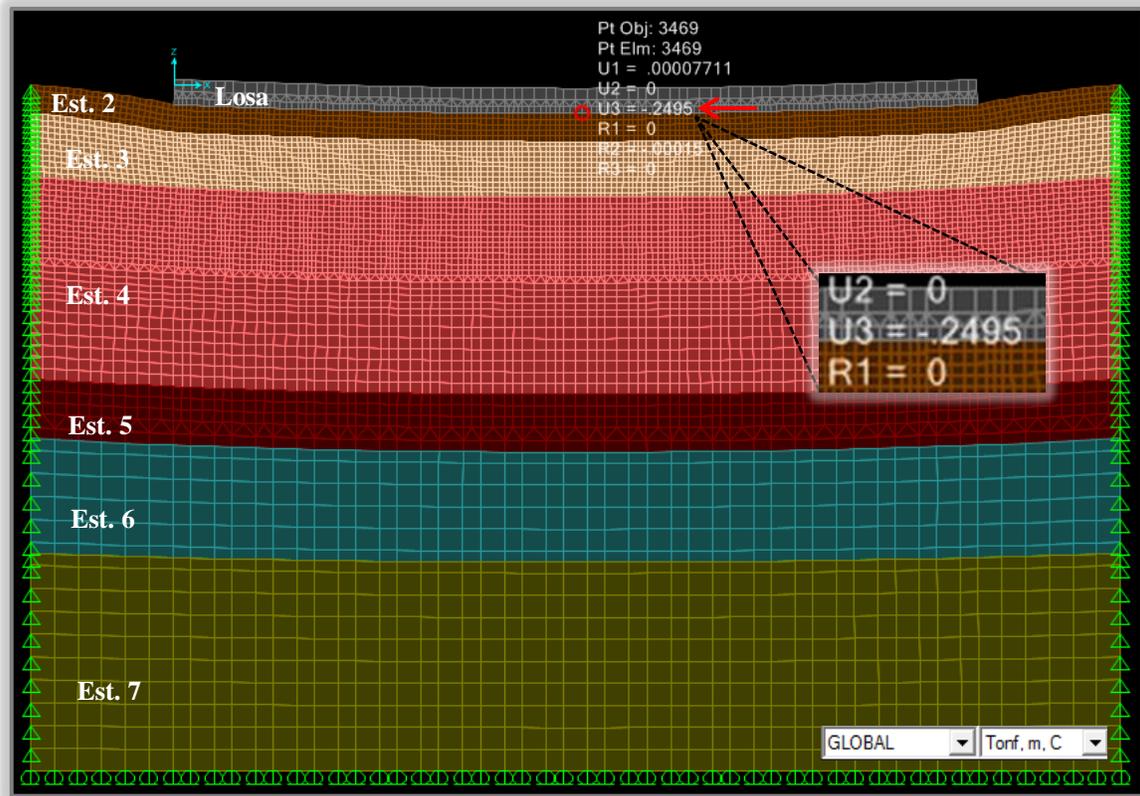


Figura 5.14. Estado de deformaciones y desplazamientos sin inclusiones.

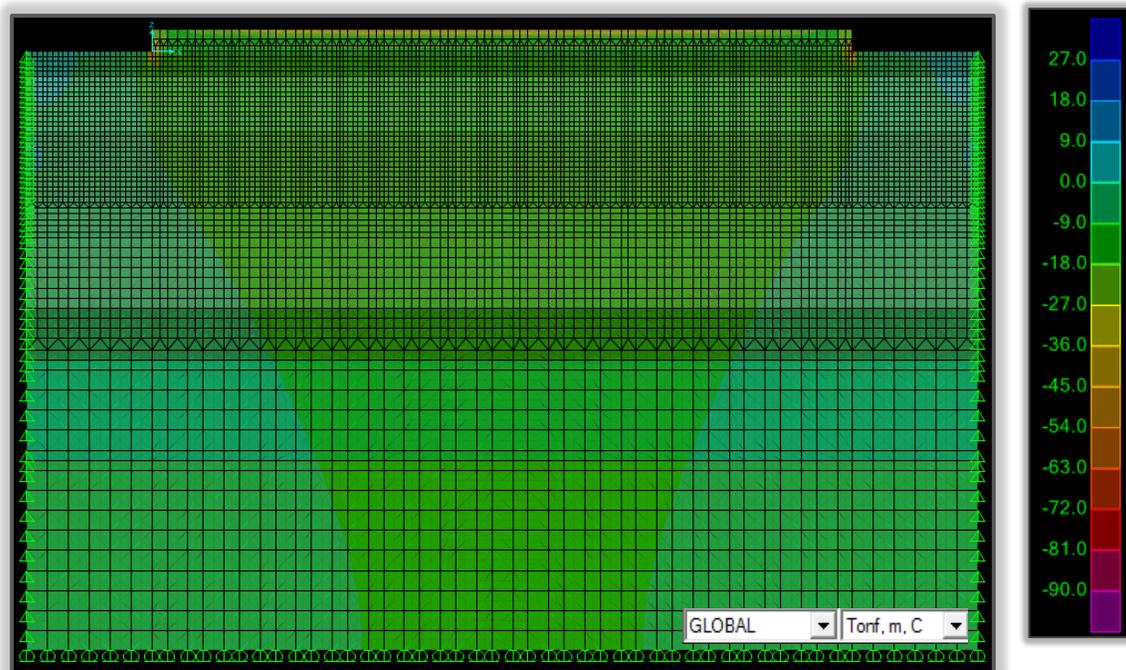


Figura 5.15. Estado de esfuerzos sin inclusiones.

Tabla 5.8. Distribución de esfuerzos por Boussinesq, Westergaard y Fröhlich.

Z [m]	Esfuerzo [t/m ²]		
	Boussinesq	Westergaard	Fröhlich
-1.00	14.16	13.91	14.14
-2.00	14.15	13.66	14.07
-5.00	14.03	12.91	13.61
-10.00	13.36	11.70	12.28
-20.00	10.93	9.54	9.27
-30.00	8.64	7.81	7.02
-40.00	6.94	6.48	5.49
-50.00	5.70	5.46	4.42
-75.00	3.75	3.76	2.79
-100.00	2.64	2.77	1.91
-125.00	1.93	2.12	1.37
-150.00	1.46	1.67	1.02

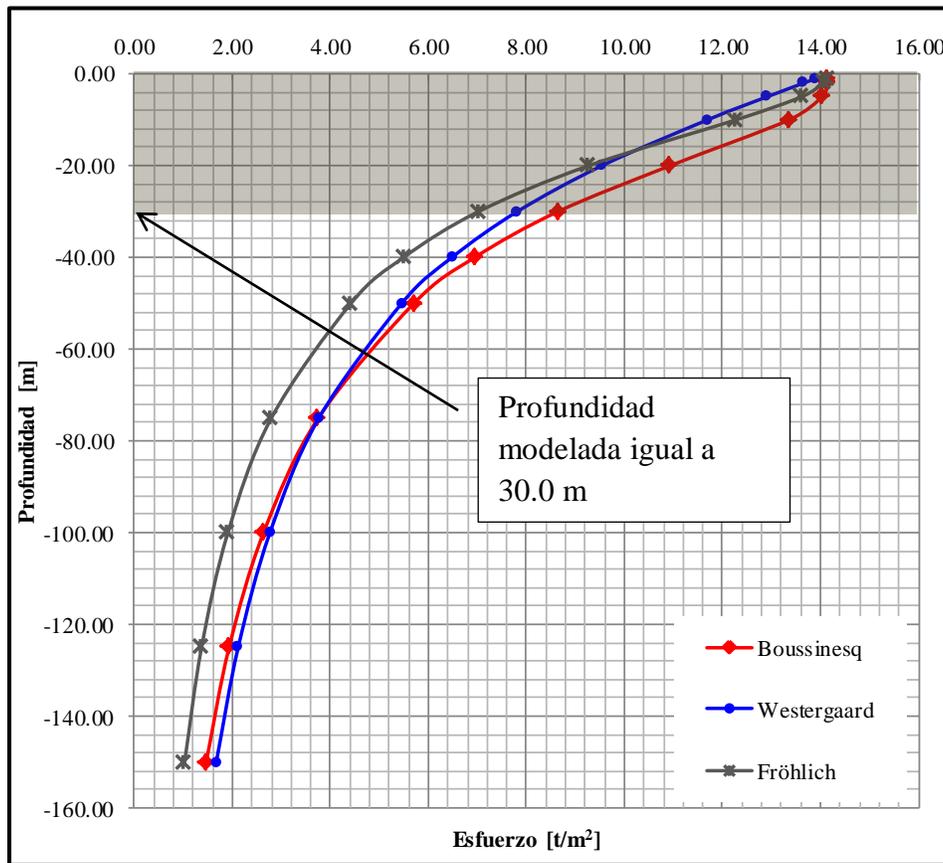


Figura 5.16. Distribución de esfuerzos.

Para continuar con el análisis mediante el MEF, la siguiente corrida se realizó considerando la solución propuesta en este trabajo: una capa de repartición de 1.20 m de espesor apoyada sobre las inclusiones de grava compactada de 0.76 m de diámetro, 6.50 m de longitud y una separación entre centro y centro de cada elemento de 1.80 m.

La relación de Poisson considerada para las inclusiones fue de 0.20. El módulo de elasticidad se calculó como el producto del módulo de rigidez, k_p , por la longitud de los elementos, H_f , (Wissmann, et. al., 2002). Sabiendo que el módulo de rigidez de las inclusiones medido en campo mediante la prueba de módulo descrita en el subcapítulo anterior, fue de $8,335 \text{ t/m}^3$ para el 100% de la carga de diseño, el módulo de elasticidad de las inclusiones queda de la siguiente manera:

$$E_{inclusiones} = k_p \cdot H_f \rightarrow E_{inclusiones} = (8,335 \text{ t/m}^3)(6.50 \text{ m})$$
$$E_{inclusiones} = 54,177.50 \text{ t/m}^2$$

Con los parámetros descritos anteriormente y los indicados en la Tabla 5.7, se modeló la cimentación propuesta, obteniendo los resultados que se muestran en la Fig. 5.17.

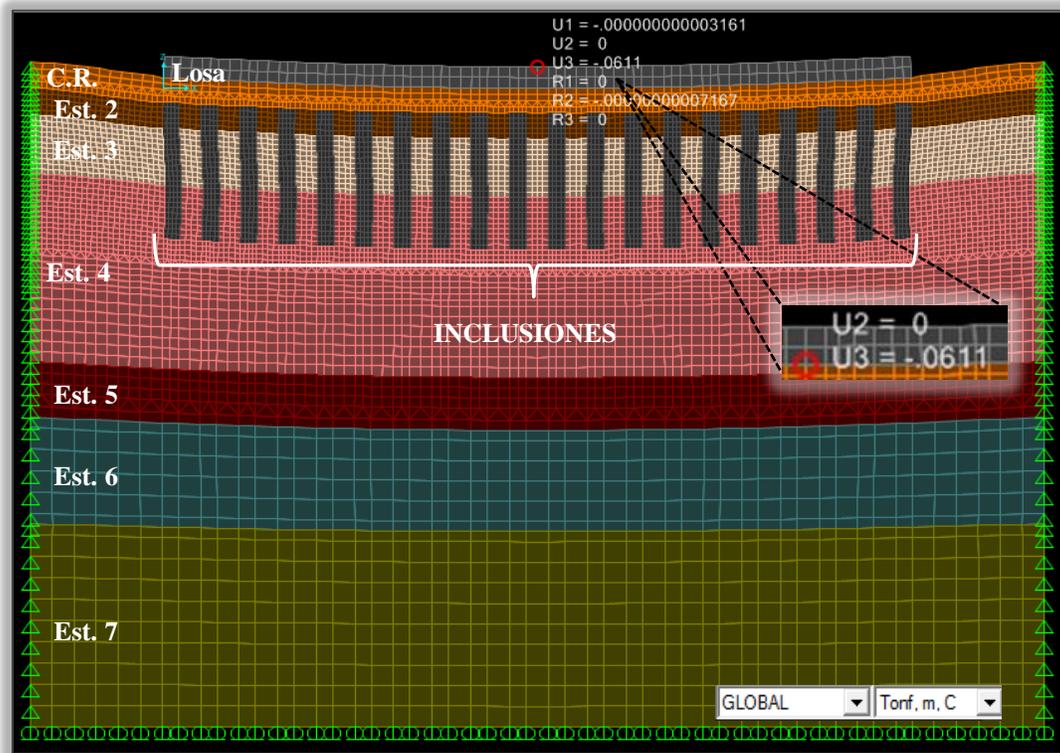


Figura 5.17. Estado de deformaciones y desplazamientos con inclusiones.

Como se puede apreciar en la Fig. 5.17, el asentamiento obtenido al centro de la losa es de 6.11 cm, contra el asentamiento de 24.95 cm obtenido sin las inclusiones. Este asentamiento calculado por medio del programa es muy cercano al calculado analíticamente, el cual resultó de 7.91 cm.

A continuación se presenta el diagrama general del estado de esfuerzos obtenido para este caso (Fig. 5.18). La Fig. 5.19 es un acercamiento de la frontera entre la losa de cimentación, la capa de repartición y las inclusiones dentro de la matriz de suelo reforzada, donde puede observarse claramente la acción del arqueado provocado por la capa de repartición, direccionando la mayor parte de las cargas hacia las inclusiones más rígidas que el suelo que las contiene.

Como un ejemplo, el esfuerzo en la interfaz “capa de repartición – suelo entre inclusiones” es de 7.73 t/m^2 , y el esfuerzo en la interfaz “capa de repartición – inclusión” es de 18.06 t/m^2 , indicando que aproximadamente el 60% de las cargas son direccionadas a las inclusiones como efecto del trabajo de la capa de repartición.

Asimismo, a una profundidad de 0.50 m por debajo de la capa de repartición, el esfuerzo en la matriz de suelo reforzada por debajo de la capa de repartición, es de 4.87 t/m^2 y el esfuerzo en la inclusión a la misma profundidad es de 24.79 t/m^2 , lo cual indica que a esa profundidad, aproximadamente un 80% de la carga es tomada por las inclusiones y el resto es tomado por la matriz de suelo entre dichos elementos.

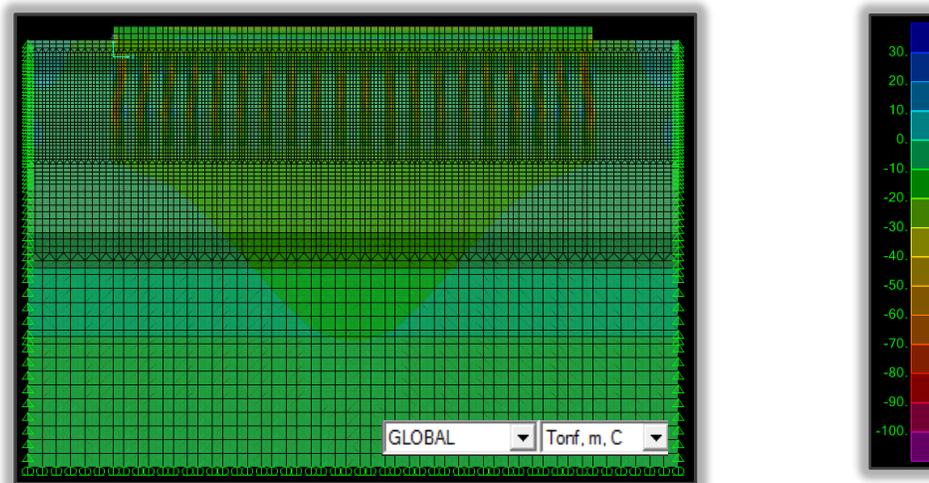


Figura 5.18. Estado de esfuerzos en la matriz de suelo reforzada.

Por otro lado, en la Fig. 5.20 se muestra la acción de las inclusiones en la porción del Estrato 3, correspondiente a la arcilla lacustre de alta compresibilidad, donde el esfuerzo en el suelo a la mitad del estrato es de 0.49 t/m^2 y el esfuerzo en la inclusión a la mitad del estrato es de 30.61 t/m^2 , lo cual es muy favorable ya que en el estrato problemático las inclusiones están tomando el 98% de las cargas, no permitiendo que dicho estrato presente deformaciones considerables que pongan en riesgo la integridad de la estructura. Asimismo, la Fig. 5.21 muestra el trabajo de las inclusiones en la punta de las mismas.

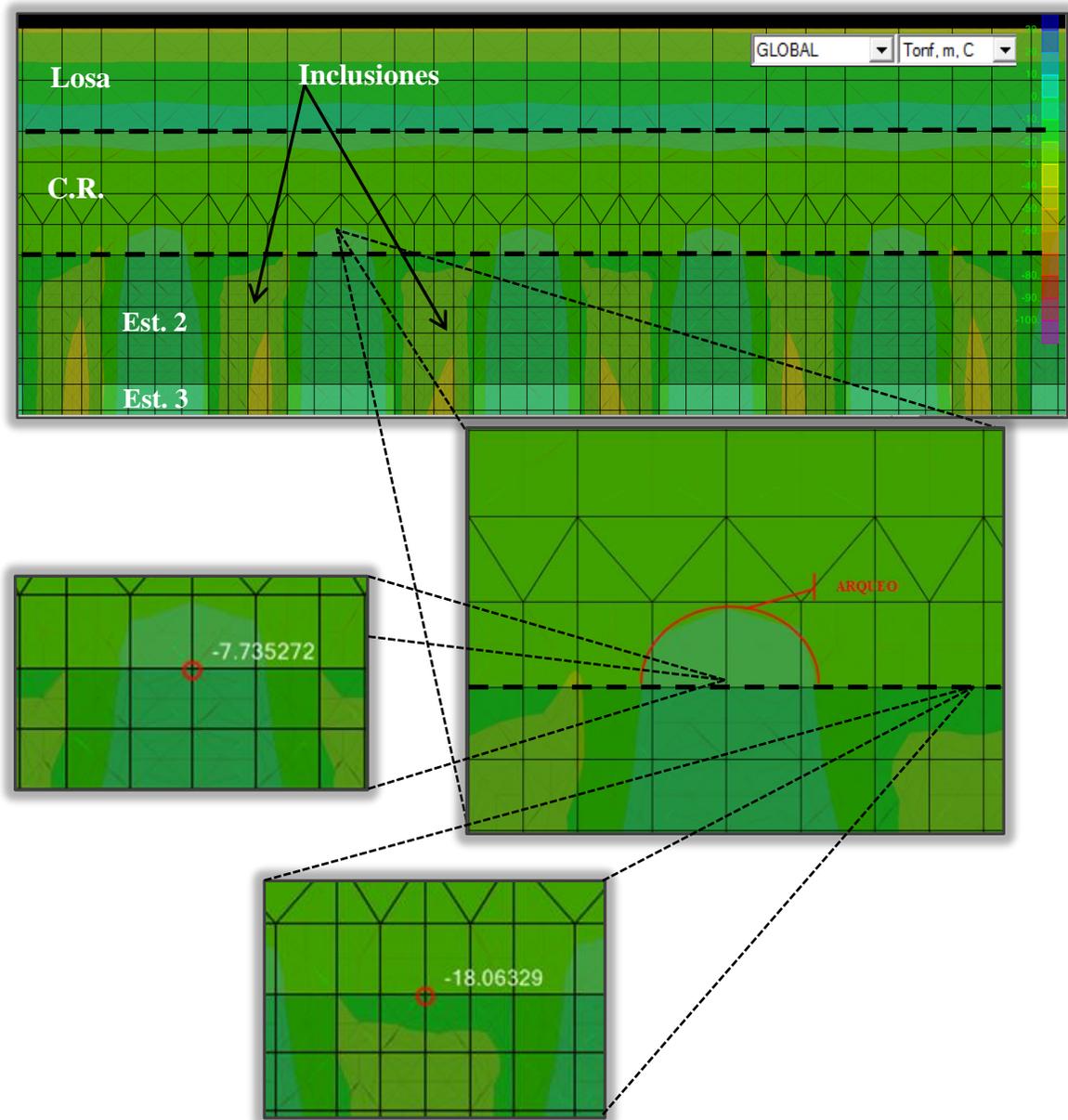


Figura 5.19. Acción del arqueo en la capa de repartición.

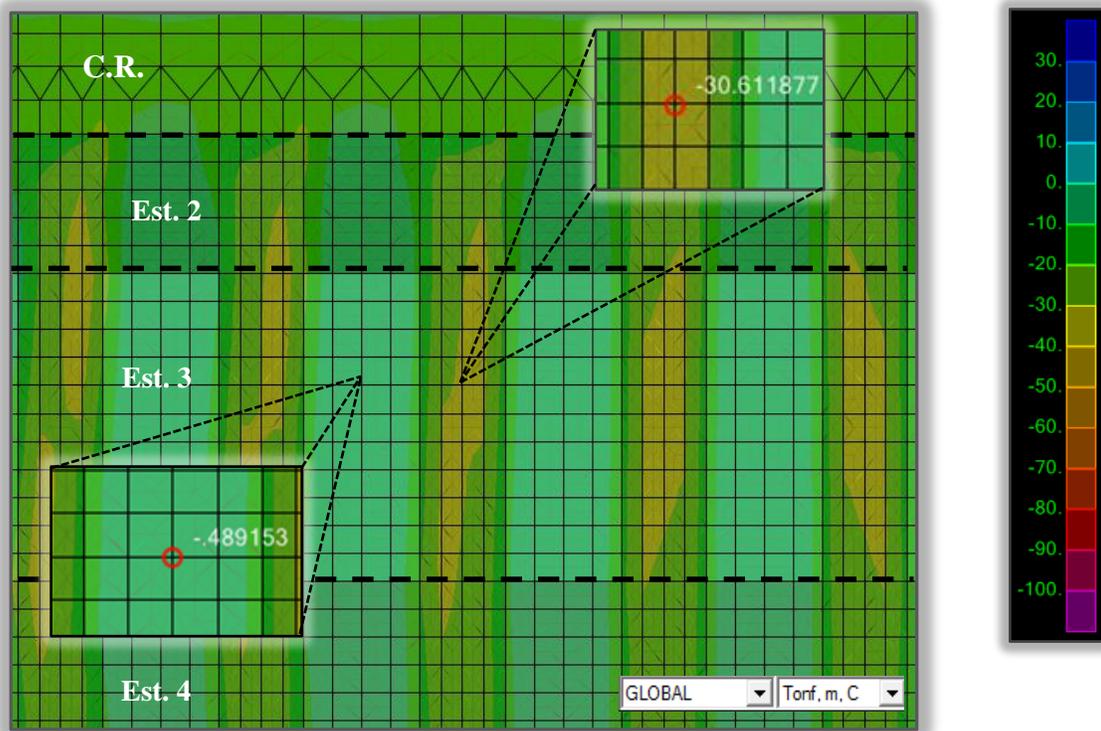


Figura 5.20. Estado de esfuerzos entre Estrato 3 e inclusiones.

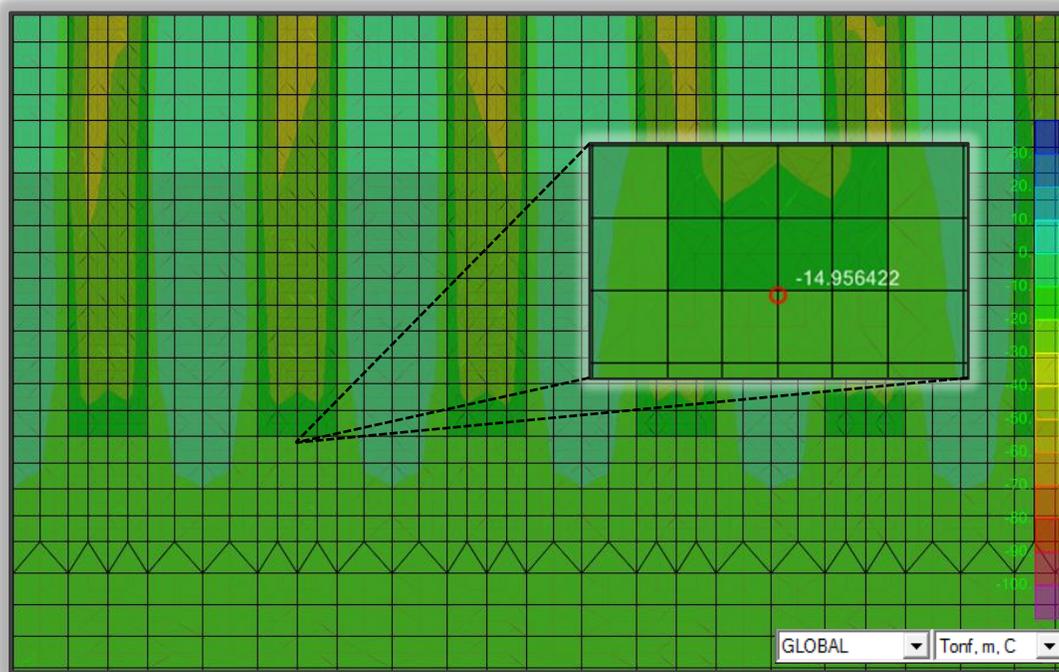


Figura 5.21. Estado de esfuerzos en la punta de las inclusiones.

6. CONCLUSIONES.

Entre las técnicas que se han propuesto en la actualidad como sistemas intermedios de cimentación, utilizados también como sistemas de refuerzo de suelos, se encuentra la inserción de inclusiones de diferentes tipos en los estratos que más contribuyen a las deformaciones. Una función secundaria, y en ocasiones primaria, de las inclusiones puede ser también mejorar la capacidad de carga del suelo.

Las inclusiones son elementos de forma cilíndrica, conectados o no con la estructura, que pueden incluirse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas, como la perforación previa con relleno y compactación de materiales granulares dentro de ella (columnas de agregado), o la mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas superpuestas mezcladas “in situ”); o bien, la inyección a baja presión (Inyección de compactación) y/o el Jet Grouting.

Las cimentaciones intermedias utilizadas como sistemas de refuerzo de suelos son similares, en propósito u objetivo, a las cimentaciones profundas, pero son lo suficientemente diferentes que pueden escribirse documentos completos con particularidades de cada una de ellas. Las cimentaciones intermedias son generalmente intermedias en profundidad, capacidad de carga y evidentemente en costo.

El objetivo de estos sistemas es lograr que los suelos que son débiles como para proporcionar un apoyo adecuado a las cimentaciones superficiales, no sean tan débiles como para requerir una cimentación profunda. Como en el caso de pilas armadas y pilotes, las cimentaciones intermedias pueden reducir considerablemente los asentamientos, pero los mecanismos por los cuales esto es logrado, pueden ser muy diferentes.

En el caso de las inclusiones de grava compactada, el objetivo principal es darle mayor practicidad al proceso de reemplazar suelos blandos y compresibles con materiales más fuertes y rígidos (agregado graduado o materiales granulares), produciendo una masa de suelo compuesta con una mayor rigidez; proporcionando una variante de los métodos más utilizados para controlar los asentamientos de las cimentaciones poco profundas soportadas por elementos cortos de grava compactada; y en muchos casos, reduciendo el volumen de materiales de reemplazo requeridos.

Asimismo, las inclusiones de grava compactada, al ser elementos más rígidos que el suelo que las circunda, actúan esencialmente como “imanes de esfuerzo”, atrayendo esfuerzos y causando una reducción de estos sobre la matriz de suelo. La mayor parte de los esfuerzos serán tomados por la inclusión, mientras que el resto de ellos (la menor parte) los tomará la matriz de suelo.

El sistema de inclusiones de grava compactada se empleó, como sistema de refuerzo de la cimentación de un proyecto que consistió en la construcción de un Centro de Distribución Automatizado (CDA) del sector alimentario, donde se logró revisar, desde un enfoque práctico, los resultados que generó el empleo de dicho sistema; para ello, se llevó a cabo una campaña de exploración geotécnica en dos etapas, una etapa antes de la construcción de estos elementos y otra etapa después de la misma, cuyo objetivo es comparar las condiciones iniciales de los materiales del subsuelo, contra las condiciones finales de dichos materiales ya mejorados con este sistema.

En la primer etapa de exploración geotécnica, se definió la presencia de un depósito de arcilla lacustre, de consistencia predominantemente blanda (1 a 3 golpes en la prueba de penetración estándar, con una cohesión aparente de 1.0 a 4.0 t/m²), detectado a una profundidad promedio de 1.80 m, con espesor promedio de 2.80 m; el cual una vez consideradas las cargas de proyecto, generaría un asentamiento por consolidación inducida de más de 20.0 cm, lo cual resultaría inadmisibile para la estructura, la cual limitaba los asentamientos a no más de 8.0 cm.

Con la solución definida como mejor sistema de refuerzo de la cimentación del proyecto y una vez llevado a cabo el diseño geotécnico de la misma, se calculó de manera analítica un total de 1,945 elementos repartidos en un área de proyecto igual a 6,300 m², con una separación de 1.80 m entre centro y centro de cada elemento y una longitud de 6.50 m, obteniendo de manera analítica, un asentamiento total de 7.91 cm. Las inclusiones se instalaron debajo de una capa de repartición de 1.20 m de espesor, sobre la cual se apoyó la losa de cimentación de la estructura.

La campaña de exploración geotécnica en su segunda etapa, permitió determinar, mediante una prueba de módulo realizada después de la instalación de un elemento de prueba, resultados aceptables con menos de 1.5 cm de deformación para un esfuerzo de diseño

vertical máximo en la cabeza del elemento, q_s , calculado igual a 106.68 t/m^2 , así como un módulo de rigidez de la inclusión casi 2.5 veces el valor estimado inicialmente, con el cual se llevó a cabo el diseño.

Las pruebas de penetración estándar, SPT, realizadas después de la instalación de los elementos, permitieron registrar un grado de mejoramiento desde 2 golpes, en la zona más desfavorable correspondiente al estrato de arcilla lacustre, hasta 17 golpes en los estratos más competentes.

Los resultados de las mediciones recopiladas mediante el programa de monitoreo con bancos de nivel superficiales, realizado durante un lapso de 8 meses, no sobrepasaron los 2.50 cm de deformación en ese tiempo de monitoreo.

Finalmente, el modelado mediante el método de elementos finitos que se realizó para llevar a cabo la comparación cualitativa de los resultados calculados analíticamente, permitió determinar un asentamiento al centro de la losa igual a 6.11 cm, contra los 7.91 cm calculados analíticamente. Asimismo, permitió observar el comportamiento de la capa de repartición, indicando que aproximadamente el 60% de las cargas son direccionadas a las inclusiones como efecto del trabajo de dicha capa.

Se logró corroborar, mediante el análisis cualitativo mencionado en el párrafo anterior, que las inclusiones de grava compactada absorben la mayor parte de las cargas y esfuerzos generados por la estructura, obteniendo que a una profundidad de 0.50 m por debajo de la capa de repartición, aproximadamente un 80% de la carga es tomada por las inclusiones y el resto es tomado por la matriz de suelo entre dichos elementos; asimismo, a una profundidad promedio de 3.0 m, correspondiente a la mitad del estrato de arcilla lacustre, es decir, el estrato problemático, las inclusiones están tomando aproximadamente el 98% de las cargas, no permitiendo que dicho estrato presente deformaciones considerables que pongan en riesgo la integridad de la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aboshi H., E. Ichimoto, K. Harada, M. Emoki, (1979). The Compozer: A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns, Simposio Internacional sobre Refuerzo de Suelos, ENPC-LCPC, Paris.

Auvinet, G. y Díaz-Mora, C., (1981). Programa de computadora para predecir movimientos verticales de cimentaciones. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 438.

Berezantzev, V. G., Khristoforov, V. S. y Golubkov, V. V., (1961). Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations. Memorias del Congreso Internacional de Mecánica de suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. París.

Buisman, A. S. K., (1940). Ground Mechanics, Waltman, Delft, Holanda.

Das, B. M. (1999). Principles of Foundation Engineering, 4th Ed., PWS.

Deméneghi A., (2012). Apuntes de mecánica del medio continuo. Volumen 2. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Denver, H, (1985). Settlement calculation for footings on sand, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundattions, Eng, Vol 4, San Francisco.

Díaz Rodríguez A., (2012). Apuntes de mecánica de suelos teórica. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Geddes, J. D., (1966). Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading. Géotechnique.

Geopier Foundation Cmpany, (1998). Manual de diseño, Geopier Foundation Company, Inc, Blacksburg. VA.

Handy R. L. y Spangler M. G., (2007). Geotechnical Engineering: Soil and Foundation Principles and Practice, Quinta Edición, McGraw-Hill Professional.

Hughes, J.M.O. y N.J. Withers, (1974). Reinforcing Soft Cohesive Soil with Stone Columns, Ground Engineering.

Ingenieros Especialistas en Cimentaciones, S.C., (2007). Estudio de mecánica de suelos complementario efectuado para el proyecto del Centro de Distribución Automatizado, Municipio de Zumpango, Estado de México.

Kishida, H. y Meyerhof , G. G., (1965). Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand. Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. Montreal.

Meyerhof, G.G., (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 102, GT3.

Mindlin, R., (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid J. Appl. Physics.

Mitchell, J.K., (1981). Soil Improvement: State-of-the-Art Report,” Session 12, Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Estocolmo, Suiza.

Naval Facilities Design Command (NAVFAC), (1983). Design Manual DM 7.2.

Poulos, H. G. y Davis, E. H., (1974). Elastic solutions for Soil and Rock Mechanics, Series in Soil Engineering, John Wiley & Sons.

Priebe, H., (1978). “Abschaetzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes,” Die Bautechnik.

Rodríguez J. F., (2001). Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Tamez E., (2001). Ingeniería de Cimentaciones: Conceptos Básicos de la Práctica. TGC Geotecnia, SA de CV.

Terzaghi, K., (1943). Theoretical Soil Mechanics, Wiley, Nueva York.

Wissman K. J., (1999). Technical Boletin No. 2 – Bearing Capacity of Geopier, Supported Foundation Systems, Geopier Foundation Company, Inc, Blacksburg. VA.

Wissmann, K. J., FitzPatrick, B. T., White, D. J. and Lien, B. H., (2002). Improving Global Stability and Controlling Settlement with Geopier Soil Reinforcing Elements. Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement Techniques. Kuala Lumpur, Malasia.