



# ***“PILAS DE GRAVA COMPACTADA, UN CASO PRÁCTICO”***

por Héctor Valverde Reyes

Director de Tesis: M. en I. Gabriel Moreno Pecero

# Tabla de Contenido

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>5</b>
<b>CAPÍTULO I. “Sistema de mejoramiento de suelos mediante pilas de grava compactada”</b> .....	<b>7</b>
1.1. ¿Qué es y cómo surge la idea de una pila de grava compactada?	7
1.2. Probando el concepto básico de pilas de grava compactada	9
1.3. Precedentes del sistema de refuerzo de suelo de pilas de grava compactada	11
1.4. Teoría y aplicaciones	12
1.4.1 Teoría general	12
1.4.1.1 Sustentabilidad de las pilas de grava compactada	19
1.4.2 Análisis de asentamientos	19
1.4.2.1 Zona Superior	20
1.4.2.2 Interfaz entre la Zona Superior y la Zona Inferior	21
1.4.2.3 Zona Inferior	22
1.4.2.4 Estimación de Asentamientos Totales	22
1.4.3 Aplicaciones para control de asentamientos con pilas de agregado compactado	23
1.4.3.1 Uso de pilas de agregado compactado en suelos de relleno	24
1.4.3.2 Cimentaciones intermedias basadas en pilas de grava compactada como un reemplazo del uso de cimentaciones profundas y métodos de mejoramiento de suelos	25
<b>CAPÍTULO II. “Características del proyecto”</b> .....	<b>28</b>
2.1. Localización y descripción del área de estudio	28
2.1.1. Macrolocalización	28
2.1.2. Microlocalización	28

<b>CAPÍTULO III. “Condiciones del subsuelo” .....</b>	<b>32</b>
3.1. Geología de la zona	32
3.2. Trabajos de exploración	33
3.2.1 Criterios usados para definir los trabajos de exploración.	35
3.3. Ensayes de Laboratorio	35
3.4. Descripción estratigráfica	36
3.5. Clasificación Sísmica	40
<b>CAPÍTULO IV. “Análisis de Cimentación” .....</b>	<b>42</b>
4.1. Solución de cimentación mediante el uso de pilas	42
4.1.1. Capacidad de Carga	42
4.1.1.1. <i>Capacidad de carga por punta</i>	42
4.1.1.2. <i>Capacidad de carga por fricción</i>	43
4.1.1.3. <i>Capacidad de Carga en Compresión</i>	44
4.1.1.4. <i>Capacidad de Carga en Tensión</i>	44
4.1.2. Análisis de Asentamientos	44
4.2. Solución de cimentación mediante el uso de una losa	47
4.2.1. Análisis de asentamientos	47
4.2.3.1. <i>Asentamientos considerando elemento de cimentación flexible</i>	47
<b>CAPÍTULO V. “Solución de cimentación mediante pilas de grava compactada” .....</b>	<b>51</b>
5.1. Análisis de la cimentación del centro de almacenamiento mediante el sistema de pilas de grava compactada	51
5.1.1. Control de Asentamientos	51
5.1.1.1. <i>Zona Superior</i>	51
5.1.1.2. <i>Zona Inferior</i>	54
5.1.1.3. <i>Asentamientos totales</i>	55
5.1.2. Longitud del elemento de grava compactada	55

**CAPÍTULO VI “Proceso de construcción” .....60**

**CAPÍTULO VII. “Comportamiento del Centro de Almacenamiento a largo plazo” .....62**

**CONCLUSIONES.....64**

# INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, la naturaleza nos ha demostrado que en la ingeniería civil y en específico en la rama de geotecnia, los retos son vastos.

Dichos retos han sido en gran parte abordados por la ingeniería en cimentaciones moderna, valiéndose de las teorías clásicas de la mecánica de suelos; sin embargo, la ingeniería y las necesidades en un mundo en evolución nos exigen crear sistemas cada vez mas económicos, funcionales, seguros, sustentables y armónicos con el medio ambiente.

Dicho lo anterior, se presenta en esta tesis un método desarrollado en 1984 por el Dr. Nathaniel Fox aplicado a un caso práctico en territorio mexicano.

La idea de este método se basa en una inclusión de grava que mediante los golpes de un martillo de impacto que compacte la grava dentro del mismo, produzca un elemento mucho más rígido que el subsuelo circundante, provocando a su vez una matriz de suelo mas resistente y por lo tanto menos deformable.

Es bien sabido que las inclusiones no son nada nuevo, como ejemplo de esto tenemos el sistema conocido como *Stone Column* (pilas de grava) que consiste en la inserción de grava en el subsuelo y que sometida a una fuerza de vibración, logra mejorar, en cierta forma, la rigidez del mismo.

Así pues, el sistema que este trabajo presenta lleva por nombre "*Pilas de grava compactada*", y se ha estado utilizando exitosamente durante poco mas de dos décadas en los Estados Unidos de América. Es importante aclarar que este sistema fue patentado bajo el nombre oficial de Geopier, dicho nombre coincide con el nombre que lleva la empresa creadora del sistema, por lo que para evitar confusiones, ya que este trabajo es esencialmente didáctico, se hará mención al sistema como pilas de grava compactada (con excepción de las imágenes, pero se hace notar al lector, una vez más, que cuando se mencione al elemento Geopier se hace referencia a la pila de grava compactada, más no a la empresa que lleva el mismo nombre).

La incursión de este sistema en México fue hace 6 años aproximadamente y a la fecha ya se han realizado algunos proyectos y sus correspondientes construcciones que involucran edificios de departamentos, naves industriales, terraplenes y viviendas de interés medio.

El caso práctico en el cual se sustenta esta tesis es el proyecto de construcción de un "Centro de Distribución Automatizado" que se ubica en el municipio de Zumpango, Edo. de México. Actualmente dicha construcción ya está terminada en su totalidad ya que el proyecto se inició desde el 2007, sin embargo el que suscribe, estuvo al tanto de algunas de las etapas de construcción de los elementos de cimentación, así como de sus pruebas de carga y una de las nivelaciones de la estructura meses después de que se terminó el proyecto.

Este trabajo se divide primeramente (Capítulo I) en la descripción y funcionamiento del sistema de mejoramiento de suelos mediante pilas de grava compactada.

En los capítulos posteriores (Capítulo II a V) se hace referencia al caso práctico describiendo así su localización, geología, trabajos de exploración, características que presentó la estratigrafía, análisis de una cimentación alternativa y el análisis de la solución mediante pilas de grava compactada.

Finalmente en los capítulos VI y VII se hace referencia al proceso constructivo de estos elementos de mejoramiento de suelos y al comportamiento que ha tenido la estructura hasta la fecha.

En la actualidad se han realizado en territorio mexicano diez proyectos con este sistema, sin embargo es en Estados Unidos en donde se tiene una vasta experiencia con más de 3000 proyectos llevados a cabo exitosamente, además de investigaciones con respecto a su comportamiento y mejoras continuas al sistema.

Este sistema, desde luego tiene sus limitantes, como por ejemplo la profundidad del elemento, que está sujeta al largo de la extensión y del martillo que llegan a un máximo de 8 m. o bien que los elementos tengan que soportar tensiones muy altas, en fin, el sistema tiene restricciones, sin embargo la experiencia que se tiene ha demostrado que es muy competitivo frente a otros mejoramientos de suelo, o bien, a otros sistemas de cimentación.

Este nuevo sistema, así como muchos otros que han estado surgiendo en estos años demuestran que las soluciones que se pueden dar a problemas geotécnicos son muy variadas y que aún falta mucho por investigar, por analizar, por lo que es importante que México y sus especialistas en geotecnia, creen un país vanguardista en tecnologías de cimentación, realizando proyectos más funcionales, amigables con el medio ambiente, seguros, sustentables y económicos.

# **CAPÍTULO I. “Sistema de mejoramiento de suelos mediante pilas de grava compactada”**

Como bien se ha comentado en la Introducción, este caso práctico contempla la construcción de un “Centro de Distribución Automatizado”, ubicado dentro del Parque Industrial México, a un costado de la Carretera Federal México-Zumpango, en el municipio de Zumpango, Edo. de México mediante un sistema de mejoramiento de suelos: “Pilas de grava compactada”; así pues, surgen algunas preguntas, como: ¿Qué es una pila de grava compactada?, ¿Cómo trabaja?, ¿Qué aplicaciones tiene? y hasta ¿Cómo se calcula?; todas estas preguntas surgen de la necesidad de comprender el marco teórico del cual se desprende el adecuado entendimiento de los capítulos posteriores, es decir, el esclarecimiento de porque en este caso práctico la solución más adecuada fue el de las “Pilas de grava compactada”; una justificación necesaria.

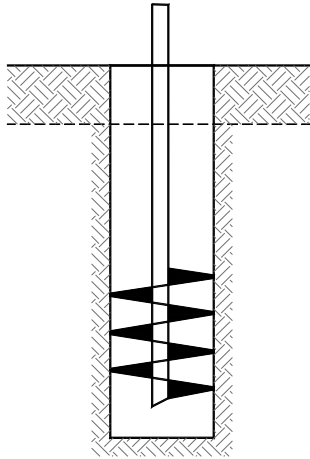
## **1.1. ¿Qué es y cómo surge la idea de una pila de grava compactada?**

En la primavera de 1984, el Dr. Nathaniel Fox comenzó a desarrollar un método de refuerzo vertical de suelo por medio de pilas de agregado compactado. Su objetivo fue refinar el antiguo método de mejoramiento de suelos de mala calidad, que consistía en la remoción de un volumen de suelo y su reemplazo con material selecto de mejor calidad, comúnmente llamado método de “Sobre-excavación y reemplazo”, que típicamente requiere 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. Sin embargo éste método tiene como limitaciones típicas la inestabilidad de estructuras adyacentes, problemas de drenaje asociados con aguas freáticas poco profundas, el volumen de los materiales de reemplazo requeridos y el alto costo que la ejecución representa.

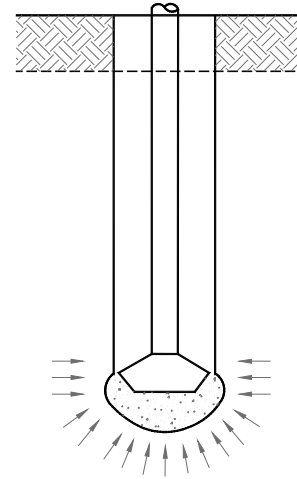
De esta manera, el propósito inicial de las pilas de grava compactada, fue el diseñar un proceso que fuese más práctico y eficiente para reemplazar los suelos blandos compresibles, por materiales más rígidos (que en este caso hace referencia al agregado compactado), mejorando a su vez la matriz de suelo circundante, con relativamente poco equipo de construcción. Este proceso además proporciona una excelente disminución en los asentamientos, reduciendo al mismo tiempo el volumen de materiales de reemplazo requeridos.

El desarrollo de las pilas de agregado compactado comenzó el 21 de Marzo de 1984, cuando el Dr. Fox reunió a dos educadores geotécnicos eminentes, con quien él se había involucrado significativamente en años previos, el Dr. Richard L. Handy, distinguido Profesor Emérito de la Universidad de Iowa y el Dr. Richard D. Barksdale, profesor en el Instituto de Tecnología de Georgia, ambos profesores le dieron ánimos y sugerencias. Los conceptos que llevaron al desarrollo de las pilas de agregado compactado fueron subsecuentemente afinados y extendidos con la ayuda del Dr. Evert C. Lawton, quien era profesor asociado en la Universidad de Utah, E.U.

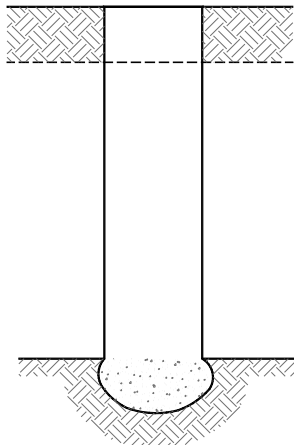
El concepto básico (**Figura 1.1**) consiste en hacer una perforación, después se coloca agregado de alta resistencia y se compacta con alta energía, formando lo que se conoce como bulbo inferior. Después se construye el fuste, el cual es un elemento muy rígido, utilizando agregado bien graduado y compactándolo en capas.



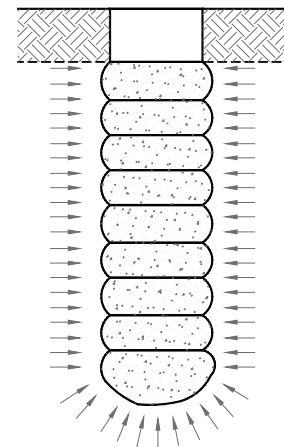
**1. Perforación**



**2. Colocar el agregado en el fondo**



**3. Hacer el bulbo inferior. (Densifica y pre-esfuerza la matriz de suelo bajo el bulbo inferior)**



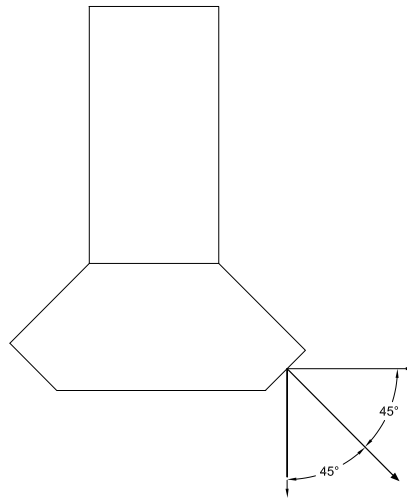
**4. Se forma el fuste con capas onduladas de 30 cm o menos de espesor. Se logran presiones laterales en la matriz de suelo durante la construcción.**

**Figura 1.1.** Proceso de construcción típico de una pila de grava.

Anteriormente, en la figura 1.1 (paso 3), se ha utilizado la palabra “pre-esforzado”, deberemos entender ahora y en adelante, esta expresión, como el esfuerzo que recibe la matriz de suelo circundante a los elementos de grava compactada y no ha transcurrido el tiempo para eliminarlo.



La matriz de suelo adyacente es mejorada, no principalmente por densificación, sino por el pre-esfuerzo lateral en dicha matriz de suelo. La acumulación de estos esfuerzos laterales en los suelos circundantes desarrolla un suelo sobre-consolidado alrededor de cada pila de grava compactada, resultando en una masa de suelo rígida. Este pre-esfuerzo lateral es maximizado por el uso de un pisón compactador biselado a 45 grados y un apisonamiento por impacto vertical. **(Figura 1.2)**



**Figura 1.2.** Biselado a 45°.

Así mismo, se hace énfasis en el biselado a 45° ya que dicha inclinación crea dos componentes de intensidades iguales, la horizontal y la vertical, creando a su vez una resultante que actúa perpendicularmente a la superficie biselada.

## **1.2. Probando el concepto básico de pilas de grava compactada**

En sus inicios, se probó el concepto básico de las pilas de grava compactada usando la caída de pesos en las perforaciones, con equipo de compactación manual, y pisonos biselados redondos ligados a un martillo hidráulico. Ellos encontraron que el método más práctico para densificar la grava y pre-esforzar la matriz de suelo en la parte inferior de la perforación y a lo largo del fuste de la pila de grava fue con el uso del pisón biselado ligado a un martillo hidráulico. La energía vibratoria fue probada y se encontró que era menos efectiva que la energía de impacto de un martillo hidráulico modificado. También se encontró que funcionó mejor un martillo con una amplitud limitada, fuerza de alta magnitud, y una frecuencia relativamente alta de 300 a 600 ciclos por minuto. La energía nominal de las diferentes fuentes estuvo en un rango de 35,000 kg-m por minuto a 236,000 kg-m por minuto.

Fueron realizadas pruebas de módulo en pilas de grava para determinar los valores del módulo de rigidez del elemento de prueba. Los aspectos de ambas pruebas de carga (ASTM D1194) y pruebas rápidas de carga de pilas (ASTM D1143) fueron incorporadas dentro de los procedimientos de prueba de carga de las pilas de grava. La pruebas de módulo de rigidez fueron realizadas para medir las mejoras en rigidez, las cuales fueron alcanzadas por el

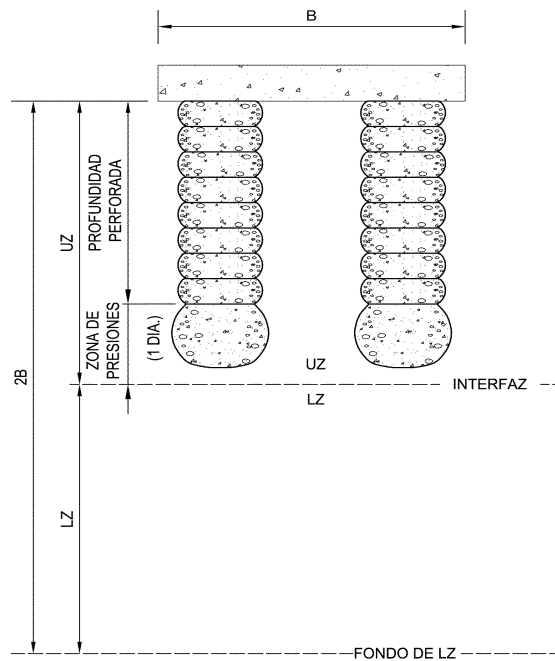
incremento de longitudes de grava más allá de una relación de longitud-ancho de 2.0, y determinar las magnitudes de los valores de módulo de rigidez de la pila de grava que fueron alcanzables dentro de diversos suelos y de diversas condiciones del subsuelo. Fueron instalados "testigos" en una serie de pruebas de módulo de rigidez para determinar la reducción aproximada de los esfuerzos verticales en la parte inferior de las pilas de grava. Los testigos ayudaron a determinar el porcentaje total de las deflexiones ocurridas como resultado de la compresión del agregado dentro de la pila de grava, y el porcentaje de deflexiones que ocurrieron de la compresión de sub-suelos bajo el bulbo inferior del elemento. Entendiéndose por deflexión como todo aquel movimiento susceptible de presentarse en las partículas sólidas del suelo matriz y en la pila de grava compactada, así pues, podría definirse claramente como una deformación ya que ésta es el cambio en volumen y/o forma de la materia, en este caso del conjunto de las partículas sólidas antes mencionadas.

Se realizaron modelos de las pilas de grava en laboratorio para determinar que mejoras podrían alcanzarse con una selección diferente de materiales de reemplazo, diferentes espaciamientos y varias relaciones longitud-ancho.

El objetivo del primer programa de pruebas de las pilas de grava fue el definir el procedimiento adecuado para realizar pruebas de carga en el sitio, y para estimar las capacidades de carga en diferentes tipos de suelo. Recordando que estas pruebas se realizan esencialmente para determinar el módulo de rigidez de los elementos de agregado compactado.

Posteriormente se describirá más a detalle de lo que es la Zona Inferior y Zona Superior dentro del análisis de asentamientos y capacidad de carga de estos elementos, sin embargo, con el fin de llevar una congruencia en el texto explicaré de manera gráfica a que me refiero con las zonas anteriormente mencionadas. **Figura 1.3.**

Los procedimientos de prueba de carga han sido gradualmente mejorados a lo largo de los diez años de pruebas en las pilas de grava, realizadas desde 1988. Como ya se dijo antes, las pruebas de carga son diseñadas para dar una medida conservadora de la rigidez de las pilas de grava probadas, no son planificadas para ser pruebas a largo plazo y determinar el comportamiento a largo plazo del subsuelo debajo de la "Zona Superior" reforzada por la pila de grava, solo tienen el propósito de medir el módulo de rigidez de dichas pilas de grava. Esto se debe a que no se está creando una disipación de poro, las deformaciones dependerán de otros factores como el número de elementos, su disposición, el largo de los mismos, etc. El asentamiento debajo del elemento de agregado compactado está determinado por un análisis convencional de mecánica de suelos. La prueba de módulo de rigidez del sistema es relativamente rápida, ya que la deflexión de la pila de grava granular dentro de la "Zona Superior" ocurre rápidamente. Los movimientos a largo plazo del terreno que puedan resultar de pruebas más largas, representan la influencia de los suelos de la "Zona Inferior".



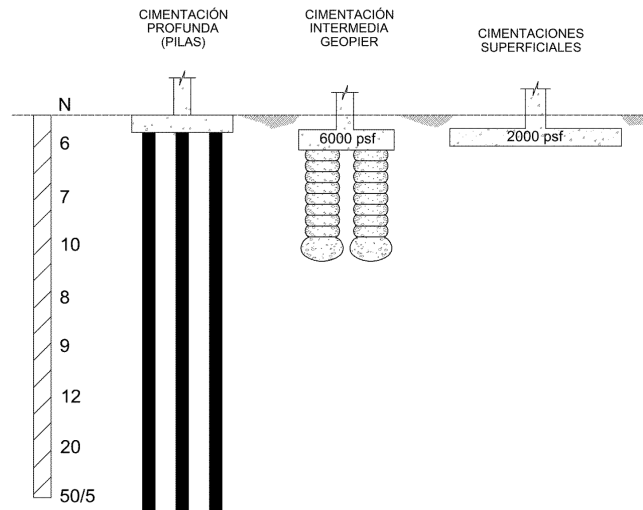
**Figura 1.3, Zona superior y zona inferior**

- UZ; Upper Zone [Zona superior]
- LZ; Lower Zone [Zona inferior]
- B; Ancho de la cimentación

### 1.3. Precedentes del sistema de refuerzo de suelo de pilas de grava compactada

Como ya se anotó, la tecnología de pilas de agregado compactado ha sido utilizada exitosamente por más de 10 años para la disminución de asentamientos de edificios, desde un solo piso hasta edificios de estructuras comerciales e industriales de hasta 16 pisos.

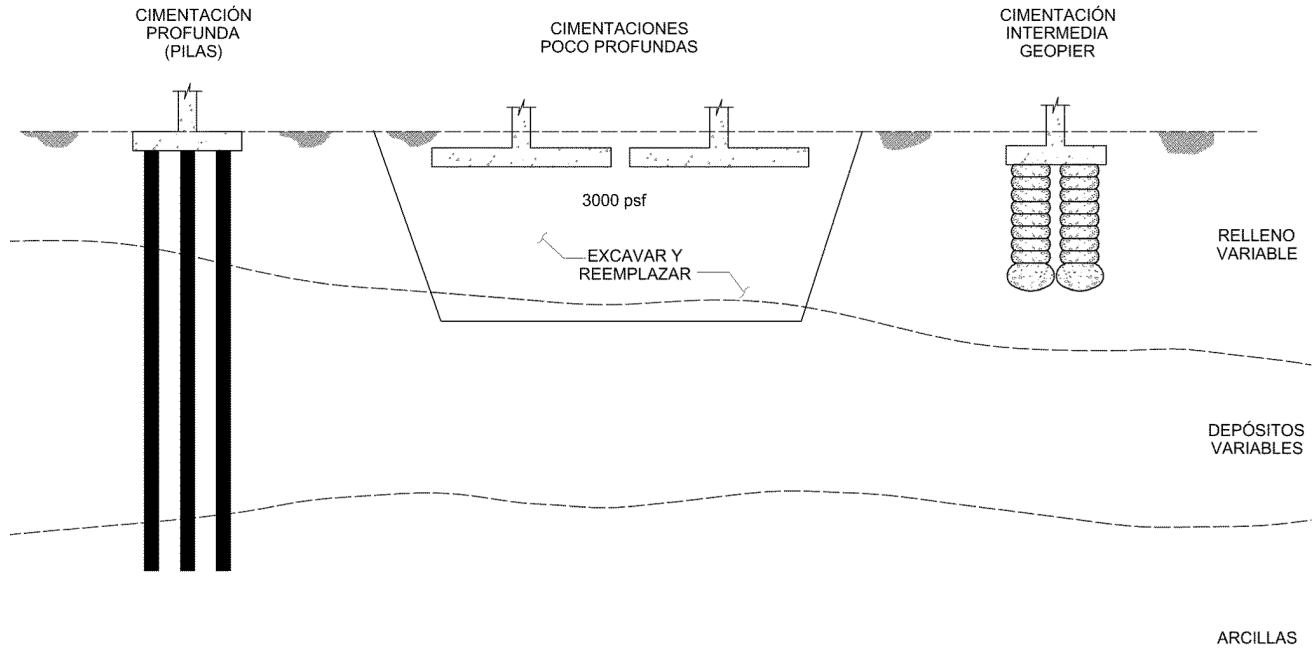
**Figura 1.4.**



- psf; Pound square foot (libra entre pie al cuadrado)  $\left[ \frac{lb}{ft^2} \right]$

**Figura 1.4, Alternativas de cimentación en suelos deformables y poco resistentes.**

Además de la disminución de asentamientos, las pilas de grava compactada se han utilizado para apoyar muros de contención usados como método de estabilización de taludes en obras como carreteras, y/o centros comerciales, para resistir cargas laterales en zapatas y en losas de cimentación, y además muestran resistencia a la tensión en muros de contención para edificios y estructuras.



psf; Pound square foot (libra entre pie al cuadrado)  $\left[ \frac{lb}{ft^2} \right]$

**Figura 1.5,** Alternativas de cimentación en rellenos variables.

El mecanismo para resistir tensiones consiste en el uso de una placa de acero, ubicada hasta el fondo del elemento (entre el bulbo inferior y la primer capa) y cuatro varillas que salen de los cuatro vértices e dicha placa, hasta la cabeza del elemento, por supuesto todo esto unido a la cimentación que se esté empleando.

## 1.4. Teoría y aplicaciones

### 1.4.1 Teoría general

Los elementos de pilas de grava compactada son un sistema de refuerzo de suelo en dirección vertical. Las propiedades únicas de estos elementos son desarrolladas por el método de construcción especializado, que se emplea.

El proceso de construcción esencialmente consiste:

- a) **Hacer una perforación** en la matriz de suelo.

- b) Generar una **pre-deformación y pre-esfuerzo de la matriz de suelo** en el fondo de la perforación mientras se compacta el bulbo inferior mediante la utilización de grava seleccionada.
- c) **Crear un fuste denso y ondulado** en la parte superior del bulbo, compactando capas angostas de grava bien graduada utilizando energía por impacto de manera de lograr un apisonamiento vertical y lateral.
- d) Además **se produce pre-deformación y pre-esfuerzo lateral grande en la matriz de suelo** que rodea a la pila de grava compactada.

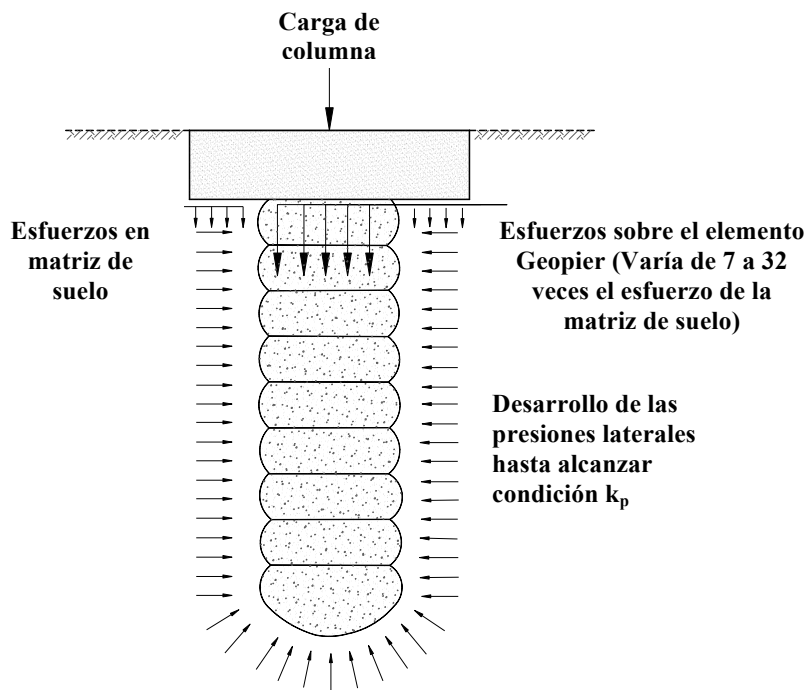
\*Nota: La pre-deformación de la matriz de suelo se refiere a la deformación que recibe dicha matriz de suelo, previo a la deformación causada por las descargas de la estructura.

La acción de apisonamiento a través de generar un incremento del diámetro de la sección recta de la pila, para ello se emplea una fuente de energía de alto impacto y de alta frecuencia, ello, no solo sirve para densificar la grava, sino también simultáneamente pre-esfuerza y pre-deforma la matriz de suelo lateralmente. “El suelo reacciona similarmente empujando de regreso” creando un incremento de esfuerzo lateral en la matriz del suelo, (**Figura 1.6**).

Las pilas de grava compactada son muy rígidas como resultado del tipo e intensidad de la energía utilizada en la densificación, además el uso de la grava bien graduada, y el efecto resultante de confinamiento en las paredes de la perforación. El pre-deformado y pre-esforzado efectivo de la matriz de suelo ocurre como resultado de este proceso de apisonamiento de alta frecuencia, alta energía, y baja amplitud de impacto. El resultado es una matriz de suelo mejorada que tiene una presión de pre-consolidación significativamente más alta que una matriz de suelo no mejorada. Esta presión de pre-consolidación o esfuerzo lateral dentro de la matriz de suelo lo hace capaz de proporcionar un apoyo lateral a la pila de grava cuando es sometida a carga.

El fuste del elemento es una columna ondulada a los lados, con abombados dispares debido a una mayor energía colocada en la parte superior de cada capa.

La profundidad del bulbo inferior y el volumen de los suelos en cada capa abombada es una función de resistencia/rigidez de la matriz de suelo (**Figura 1.7**). Entre más resistencia y rigidez tenga la matriz de suelo, el bulbo será más pequeño, entre más débil y compresible sea la matriz de suelo, el bulbo será más grande. La longitud del bulbo inferior construido en suelos muy deformables ha llegado a ser hasta 1.5 m y en suelos firmes ha llegado a ser menor de 0.15 m de espesor.



$k_p$  ; Coeficiente de empuje pasivo

**Figura 1.6,** Pila de grava compactada bajo una carga.

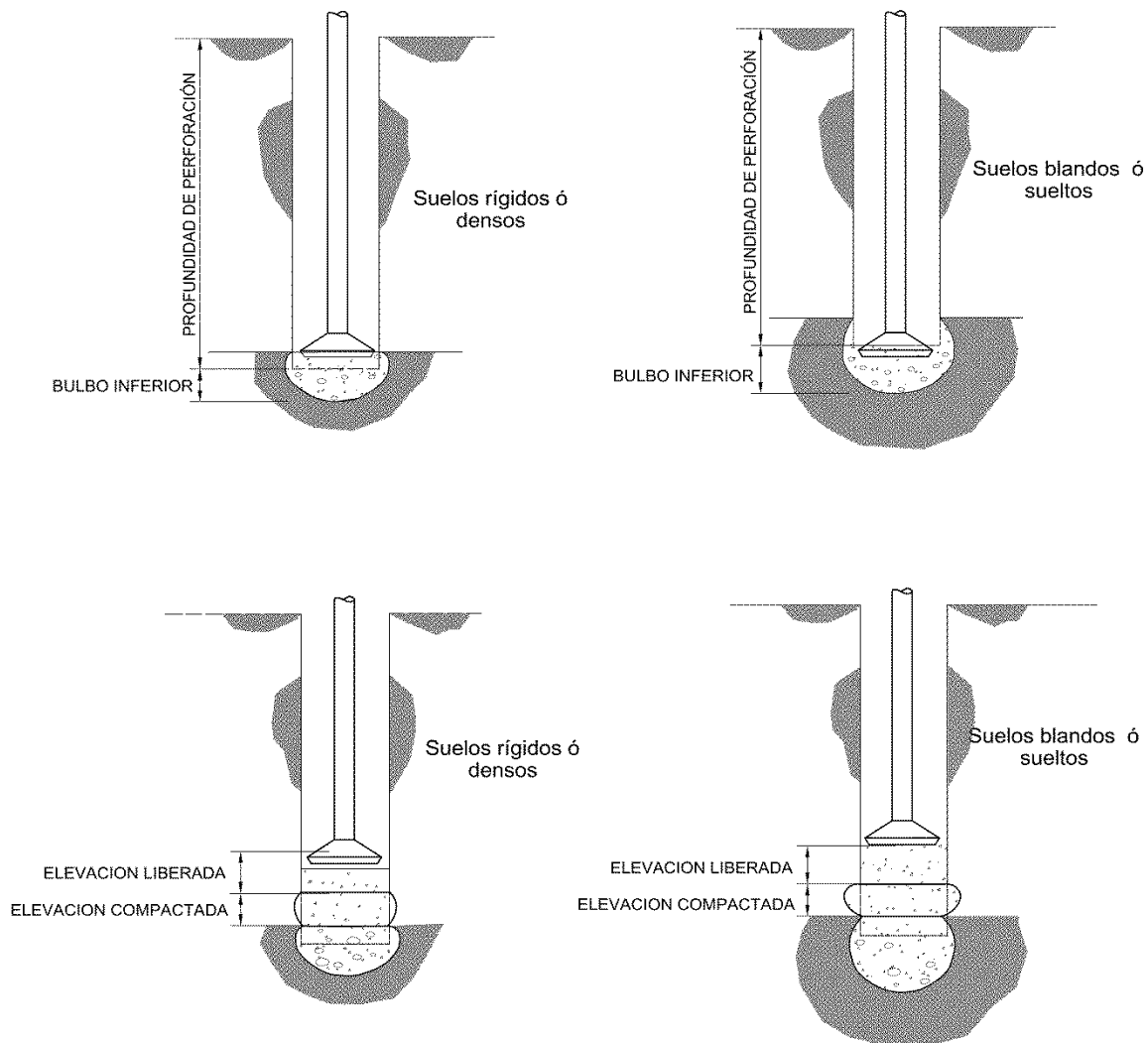
La rigidez típica en las pilas de grava compactada ha sido de 8 a 32 veces más rígidas que la rigidez de la matriz de suelo circundante. Un punto de comienzo para estimar el comportamiento de la pila de grava es asumir una relación de rigidez de 10 veces la rigidez de la matriz de suelo. Las pilas de grava, siendo granulares y muy rígidas, pueden ser modeladas como un resorte rígido (**Figura 1.8**). 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.

Anteriormente se mencionó acerca de la investigación que se ha hecho por parte del desarrollador de las pilas de grava compactada en conjunto con algunas universidades para definir la rigidez de estos elementos, así como sus deflexiones mediante pruebas de módulo de rigidez, en el sitio. De esta manera, se puede afirmar 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 a 1 pulgada por hora dentro de 30 minutos de carga, excepto para cargas muy grandes o en arcillas muy blandas. Los valores más altos de deflexión son influenciados por consolidación de los suelos subyacentes debajo del bulbo inferior y bajo la "zona de influencia" de la pila de grava.

La deflexión de las pilas de grava es causada primordialmente por tres mecanismos: 1) Compresión y reacomodo de la grava dentro de la misma pila; 2) Desplazamiento vertical hacia abajo cuando en la matriz de suelo supera el límite de resistencia al corte a lo largo del fuste de la pila; y 3) Compresión por la deformación de los suelos subyacentes dentro de la "Zona Inferior" bajo la pila de grava compactada. El largo de las pilas de grava se diseña para

que el esfuerzo que soportan se disipe a lo largo de su fuste, sin considerar la contribución del bulbo del elemento, por lo que esto es conservador, de tal manera que en la prueba de carga se reproducen estas condiciones, monitoreando con un testigo que el fondo de la pila no reciba esfuerzo.

La compresión dentro de la pila 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 de las pilas de grava.



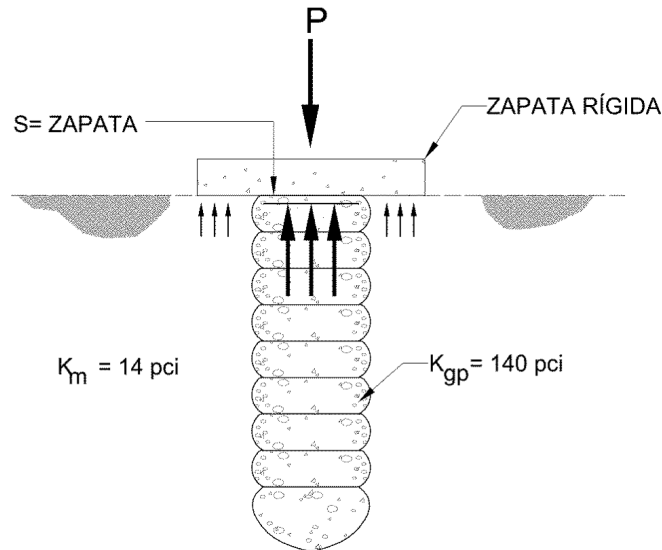
**Figura 1.7,** Efecto de la rigidez de la matriz de suelo en el tamaño del bulbo inferior y el espesor de las capas de una pila de grava compactada

\*Nota: Entiéndase por elevación liberada como el espesor inicial a compactar, de tal manera que en la elevación compactada se nota el espesor que disminuyó en la misma capa de grava.

Los testigos instalados en el fondo de las pilas de grava y en la interface entre el fondo y la parte superior del bulbo inferior, han indicado que la punta del elemento no recibe un esfuerzo significativo. Para las relaciones longitud-ancho tan bajos como 2.0 y variando hasta 5.0, los esfuerzos verticales en la parte inferior de las pilas de grava siempre han sido

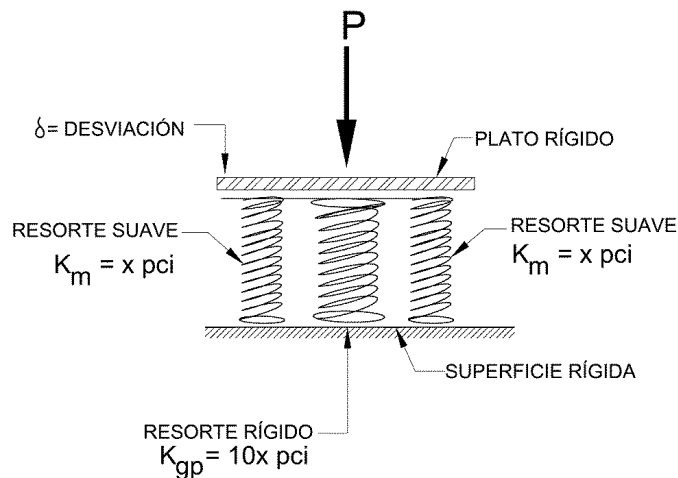
menores a 18% y típicamente menos del 10% de los esfuerzos en la parte superior del elemento. Pruebas de carga recientes, de zapatas apoyadas con pilas de grava compactada usando celdas de carga, han mostrado esfuerzos en el orden del 2.5% del esfuerzo de la pila de grava a profundidades de cuatro diámetros (**Figura 1.9**). La distribución de los esfuerzos dentro de los elementos variará dependiendo de las características de la matriz de suelo y de las propiedades de la pila de grava incluyendo su rigidez.

Las pilas de grava pueden ser modeladas como resortes rígidos y la matriz de suelo dentro de la zona de influencia de éstas pueden ser considerados resortes más suaves, los análisis de comportamiento de la zona superior pueden ser aproximados usando la teoría de la elasticidad lineal.



pci;  
 $1 \frac{lb}{in^3} = 0.027 \frac{kg}{cm^3}$

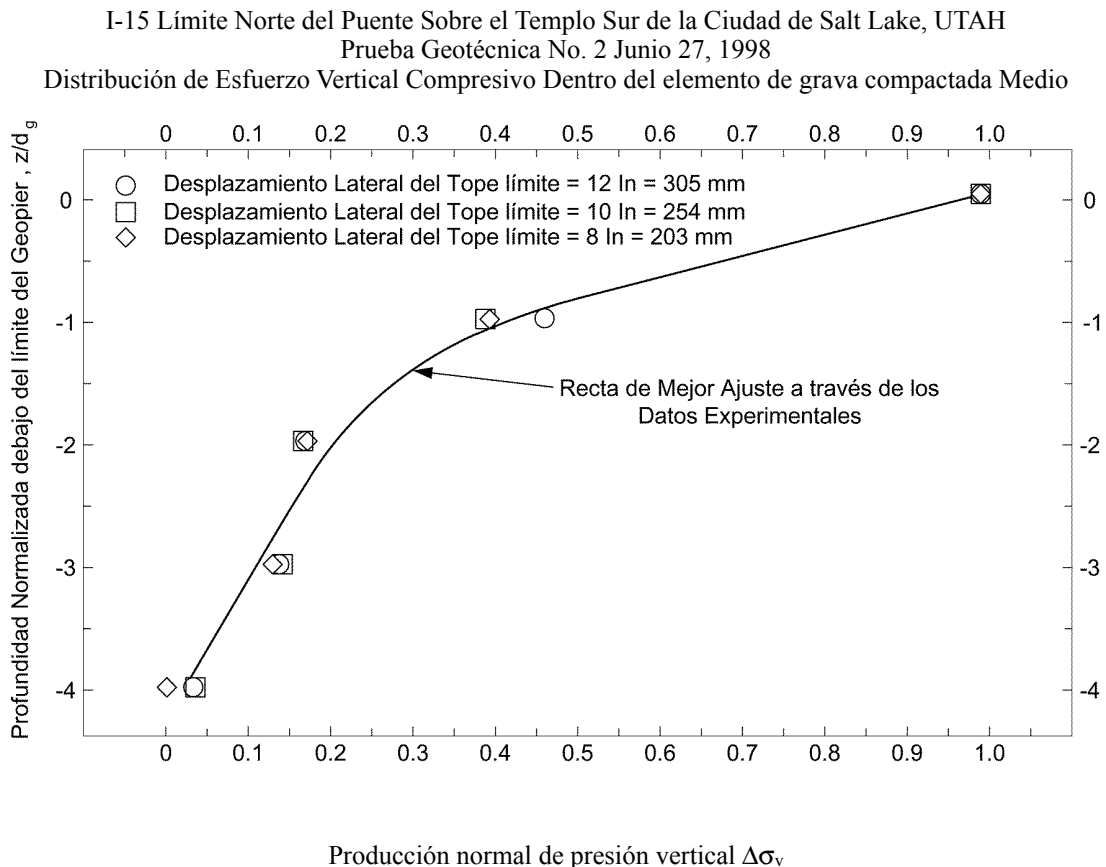
*Pound cubic inch*  $\frac{lb}{in^3}$



**Figura 1.8** Teoría básica de las pilas de grava compactada (analogía del resorte rígido)



Es importante entender el comportamiento de las pilas de grava usadas para el apoyo de zapatas y losas, ya que existe un equilibrio estático de los resortes rígidos con los resortes menos rígidos (**Figura 1.8**). 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” (Rigidez del elemento dividido por la rigidez del suelo).



**Figura 1.9, Distribución de esfuerzos dentro del elemento de grava compactada.**

La instrumentación de las pilas de grava compactada a escala real, incluyendo colocación de celdas de carga dentro de los elementos y dentro de las porciones superiores de la matriz de suelo, inmediatamente en contacto con la parte inferior o el fondo rígido (120 cm de espesor) de la zapata, mostró la efectividad con que cuentan estos elementos, tomando los esfuerzos. La relación de los esfuerzos verticales de la pila de grava y la matriz de suelo, fue medida en tres ubicaciones diferentes de prueba, donde las mediciones fueron 16:1, 20:1 y 32:1.

Las pilas de grava compactada están diseñadas y construidas como un elemento eficiente de resistencia al esfuerzo. Cuando son sometidas a un esfuerzo, tienden a abombarse o abultarse ligeramente. El abultamiento causa más empujes laterales contra la matriz de suelo confinante, lo cual causa más concentración de presiones laterales dentro de la matriz de suelo y un esfuerzo normal más alto perpendicular al esfuerzo cortante vertical del perímetro. Como resultado, se incrementa la resistencia al corte en el perímetro proporcionado por la pila de grava compactada.

Como en cualquier sistema de cimentación, la capacidad de carga permisible de una pila de grava compactada es determinada con base a dos consideraciones: la capacidad de carga última y los asentamientos permisibles. Como la mayoría de las zapatas, la capacidad de carga admisible de una zapata soportada por estos elementos es gobernada en la mayoría de los casos por asentamientos permisibles. Esto es más evidente cuando se comparan zapatas soportadas con pilas de grava con zapatas que están apoyadas en el suelo sin refuerzo alguno. Esto se debe primeramente al significativo efecto de fortalecimiento de la pila de grava dentro de la zona de influencia del elemento, o la “Zona Superior”. Si ocurriera una falla de soporte, tendría que ser causada ya sea por un abultamiento extremo de la pila, u ocurriría en un nivel bajo la Zona Superior, con una excepción, si un subsuelo muy denso y muy duro existiera dentro del suelo de la “Zona inferior”. Un suelo excepcionalmente débil, tal como una turba, podría fallar por pandeo o abultamiento lateral antes que un asentamiento excesivo fuera alcanzado, pero ésta posibilidad es remota.

Así que, como ya se ha mencionado, un aspecto único del sistema de pilas de grava compactada es que a través del esfuerzo lateral en la interfaz de la pila de grava y la matriz de suelos adyacente, se inducen esfuerzos laterales significativos previos a la aplicación de cargas estructurales. Estas altas presiones laterales en la matriz de suelo “confinan” a las pilas de grava, incrementando la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la interfaz de la pila con la matriz de suelo. Al mismo tiempo, la matriz de suelo más compresible es pre-esforzada por la aplicación de esfuerzos durante la instalación, el resultado final es una matriz de suelo más rígida.

El bulbo inferior creado durante la instalación de las pilas de grava proporciona una capacidad de carga final que permite una alta densificación de los materiales del fuste del elemento. La acción de apisonamiento y la alta intensidad de esfuerzos de impacto durante la construcción del bulbo son maximizados mediante el uso de un agregado de tamaño uniforme con angulosidad y una relación de vacíos alta, la cual proporciona una transferencia de esfuerzo más eficiente por el contacto grano a grano de las partículas sólidas más grandes. Esto es intuitivo, y ha sido observado, que en subsuelos más débiles, el bulbo del elemento resulta de mayor tamaño.

El método de instalación de estas pilas, nos puede dar una idea del tipo de suelo en cada estrato a lo largo del elemento de pila de grava compactada. Claro está que esto nunca reemplazará, de forma alguna, un estudio de mecánica de suelos. Entre más blando el suelo, el diámetro del elemento será mayor y la influencia del mismo será más profunda. Por lo tanto, la acción del apisonamiento de la instalación automáticamente compensa, al menos en parte, para cambios no previstos en las condiciones del suelo en cada ubicación de la pila. En lugares donde se requiera una superficie de carga de grandes dimensiones debido a suelos débiles, se crea un bulbo más grande.

Las pilas de grava compactada desarrollan su máxima capacidad de carga como una combinación de resistencia al corte a lo largo de la interfaz y con la capacidad de carga en el bulbo inferior de cada elemento. Puede ocurrir un incremento menor del diámetro de la parte superior de las pilas (abultamiento), ello incrementa el área del fuste del elemento y de hecho incrementa la capacidad de carga de la pila.

Como se mencionó previamente, los asentamientos permisibles, más que la capacidad de carga máxima, controla típicamente la capacidad de carga admisible del sistema de pilas de grava compactada.

#### 1.4.1.1 Sustentabilidad de las pilas de grava compactada

Al igual que otros sistemas de mejoramiento de suelos, las pilas de grava compactada también pueden ser una solución amigable con el medio ambiente. A diferencia de otros métodos tradicionales, estos elementos ofrecen beneficios clave para el medio ambiente, por ejemplo:

- ✓ Reemplaza el acero o concreto de cimentaciones profundas con agregados naturales de la zona.
- ✓ Reduce significativamente el consumo de combustibles fósiles en un 90% comparado con la sobre-excavación y reemplazo.
- ✓ Evita el desperdicio de material de construcción al usar agregados “regenerados” como lo son el vidrio y el concreto reciclado.
- ✓ Elimina la posibilidad de escurrimiento del agua perjudicial, la sedimentación y la alteración del medio ambiente ya que el proceso de construcción es en seco.
- ✓ Reduce la perturbación de la construcción en zonas no urbanizadas con pequeños equipos de instalación de estos elementos, siendo además, una ventaja el hecho de que el área de maniobras y reservas es bastante pequeña.
- ✓ Reduce los niveles de ruido en el medio ambiente.

Los que diseñaron las pilas de grava compactada en Estados Unidos se han preocupado por darle una validez formal a su sistema en términos de sustentabilidad, razón por la que este sistema fue sometido a algunas pruebas de manera que pudieran ser avalados por LEED (“*Leadership in Energy and Environmental Design*” por sus siglas en inglés).

El Sistema de Clasificación LEED existe para promover el diseño, construcción y operación de edificios que sean funcionales y rentables. El Sistema de Clasificación LEED puede ayudar a lograr estos objetivos mediante el uso responsable de los recursos.

#### 1.4.2 Análisis de asentamientos

El análisis de asentamientos de las pilas de grava compactada es un problema en donde intervienen los siguientes factores: pila-zapata, matriz de suelo-zapata y matriz de suelo-pila; sin embargo la práctica más común es separar la masa de suelo que se ve influenciada por la distribución de esfuerzo del elemento de cimentación, en zona superior y zona inferior, siendo la primera la que se encuentra desde el apoyo de la cimentación hasta la zona inferior de la pila de grava, incluyendo el bulbo inferior que se produce durante la cimentación (**Figuras 1.12 a y b**).

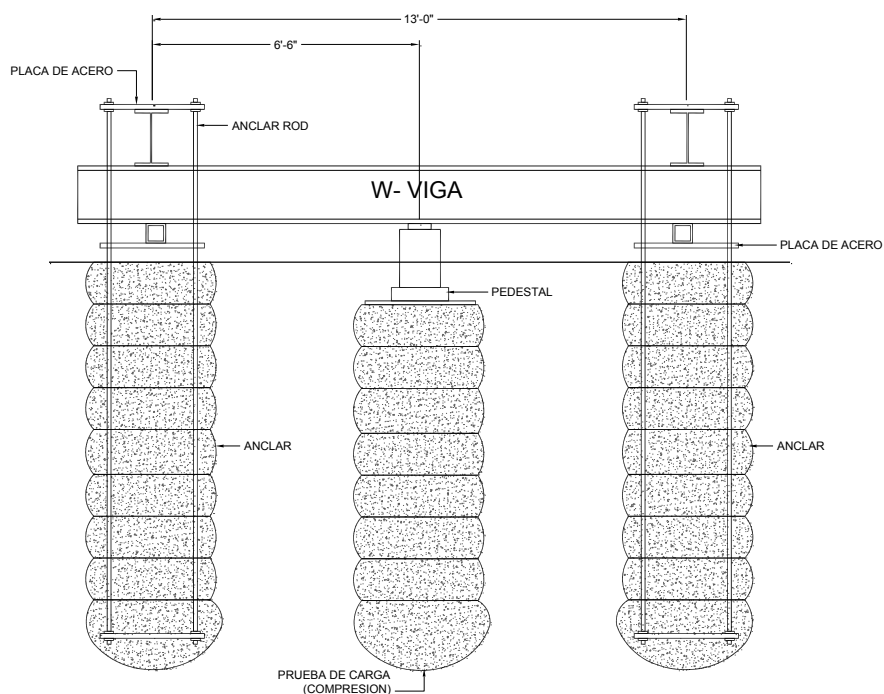
El método de análisis de asentamiento incluye dos pasos básicos. El primero es un análisis y determinación del asentamiento dentro de los materiales compuestos de la zona superior. El segundo es un análisis del asentamiento de la zona inferior. Los asentamientos de la zona superior y de la zona inferior son entonces sumados para obtener el asentamiento total.

#### 1.4.2.1 Zona Superior

Los asentamientos son determinados por una carga cualquiera utilizando un análisis lineal y un módulo de rigidez apropiado para las pilas de grava y la matriz de suelos. El valor del módulo de rigidez de la matriz de suelo se determina según indica la mecánica de suelos. Los valores del módulo de rigidez de las pilas de grava son, inicialmente, estimados con base en el conocimiento de resultados de cientos de pruebas de carga en campo, llevadas a la falla. Normalmente suelen usarse módulos conservadores en el diseño, para después ser verificados por una prueba de módulo de rigidez en el sitio.

##### 1.4.2.1.1 Prueba de módulo de Carga del elemento de agregado compactado

El módulo de rigidez de los elementos de grava compactada es determinado por la aplicación de presión hacia abajo en la parte superior del elemento de grava compactada mediante una serie de incrementos de carga. Cuando el suelo bajo una cimentación es reforzado por las pilas de grava compactada, es necesario determinar el esfuerzo sobre cada elemento, el cual puede entonces ser usado para prever los asentamientos de la zona superior. Los incrementos de carga usada en la prueba considera el máximo esfuerzo sobre la pila de grava calculada para el proyecto.



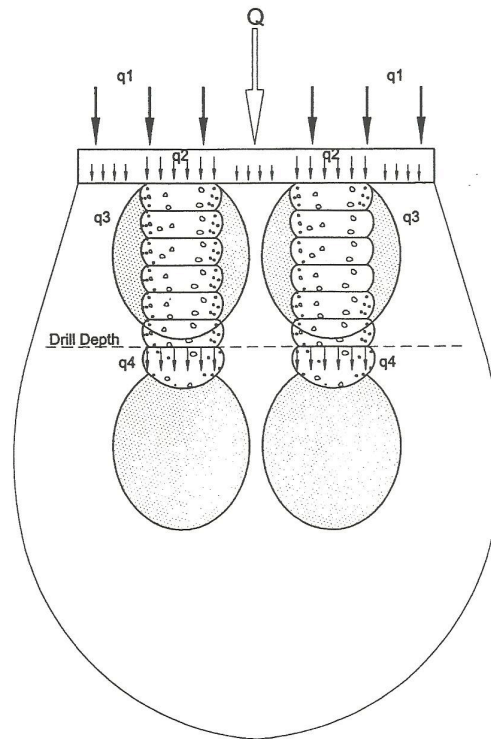
**Figura 1.10, Prueba de módulo de carga de las pilas de grava compactada.**

Las cargas se aplican en la cabeza de la pila de grava compactada usando un gato hidráulico y un marco de carga como se muestra en la **Figura 1.10**. En cada incremento de carga, la deformación es medida usando al menos dos manómetros con una precisión de 0.001 pulgadas. La carga es mantenida hasta que la deformación sea menor que 0.01 pulgadas por hora (0.0025 pulgadas por 15 minutos) o hasta que el tiempo máximo de duración sea alcanzado. La deflexión para cada incremento de carga es entonces trazada contra el esfuerzo para ese incremento. Los módulos usados para realizar el diseño son iguales al esfuerzo de diseño dividido entre la deformación correspondiente a ese esfuerzo. Finalmente, este módulo es usado para determinar el asentamiento en la zona superior.

#### *1.4.2.2 Interfaz entre la Zona Superior y la Zona Inferior*

La determinación de la magnitud de los esfuerzos normales verticales en la interfaz entre las zonas superior e inferior es compleja. Es de reconocerse que mediante el monitoreo del asentamiento de miles de zapatas soportadas por pilas de grava compactada, losas de piso y estructurales, se sabe que los esfuerzos verticales en la interfaz son menores que aquellos que se tendrían sin el refuerzo de las pilas de grava. Se cree que al menos tres condiciones contribuyen a la reducción de los esfuerzos verticales en la interfaz, estos son:

- a) Crear una capa superior rígida (Zona Superior), que cubre a una capa menos rígida (Zona Inferior) mediante la instalación de pilas de grava y la creación de una matriz de suelo más rígida por el aumento de esfuerzos laterales;
- b) La construcción del bulbo inferior, creando un pre-esforzado y pre-deformado del subsuelo soportando el bulbo; y
- c) Una disipación de esfuerzos verticales dentro de la pila, lo que conduce a una reducción de la profundidad de influencia, en la cual esfuerzos iguales se extenderían dentro de la matriz de suelo subyacente sin refuerzo.



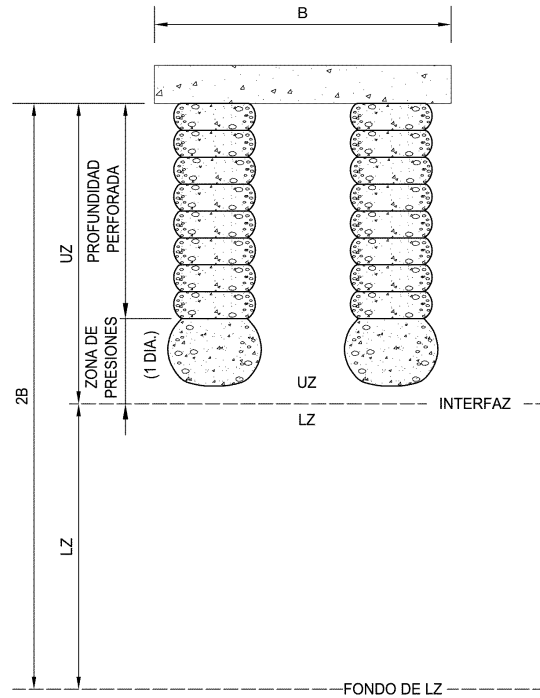
**Figura 1.11,** *Bulbos de influencia creados debajo de una zapata en un suelo reforzado por pilas de grava compactada.*

#### 1.4.2.3 Zona Inferior

Los asentamientos de la Zona Inferior pueden ser calculados utilizando cualquier enfoque convencional de la mecánica de suelos. Se emplean métodos para estimar el asentamiento en la Zona Inferior, entre ellos, la teoría de consolidación unidimensional (en el caso de arcillas saturadas) o bien utilizando la ecuación de la elasticidad. Posteriormente veremos que en este caso se calculó el asentamiento en la zona inferior considerando que el suelo es un semiespacio elástico, y se hace uso de la teoría de la elasticidad.

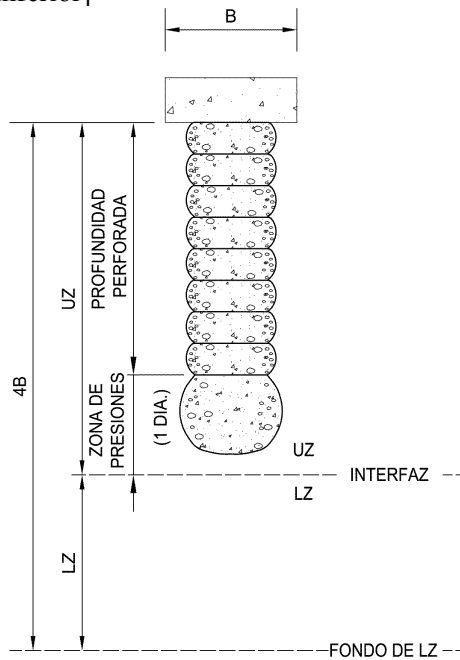
#### 1.4.2.4 Estimación de Asentamientos Totales

El asentamiento total en las pilas de grava compactada resulta ser la suma del asentamiento de la Zona Superior y de la Zona Inferior.



**Figura 1.12a, Zona superior y zona inferior para zapatas aisladas**

UZ; Upper Zone [Zona superior]  
 LZ; Lower Zone [Zona inferior]



**Figura 1.12b, Zona superior y zona inferior para zapatas continuas**

### 1.4.3 Aplicaciones para control de asentamientos con pilas de agregado compactado

Actualmente, el mayor uso de las cimentaciones intermedias con pilas de grava compactada ha sido para eliminar el realizar sobre-excavación y reemplazo, y el uso de cimentaciones

profundas en la cimentación de edificios. Las siguientes secciones describen los beneficios potenciales de utilizar este tipo de pilas en lugar de sobre-excavaciones en suelos de relleno y sistemas de cimentación profunda cuando se encuentran suelos blandos.

#### *1.4.3.1 Uso de pilas de agregado compactado en suelos de relleno*

Cuando se encuentran suelos de relleno heterogéneo, la propuesta de cimentación común es remover y reemplazarlos. La remoción del suelo de mala calidad e inapropiado y el reemplazo con materiales de mejor calidad, particularmente materiales granulares, es un remedio que se ha utilizado por siglos. Las pilas de grava compactada proporcionan un método alternativo para reemplazar la sobre-excavación, el cual puede proporcionar beneficios significativos en términos de producción y costo. Del conocimiento del empleo de pilas de grava en rellenos y en suelos de mala calidad se determina que:

*Profundidad de Excavación-* Cuando las profundidades de excavación exceden del orden de 1.5 m, el uso de pilas de grava compactada es generalmente más económico, seguro y menos dependiente del clima que una sobre-excavación.

*Densificación-* Aún la densificación bien controlada para un relleno compactado no produce la densidad y la rigidez que se produce con una pila de grava compactada. Esto es a causa del alto nivel de energía aplicada y el confinamiento obtenido dentro de la perforación. Los suelos de relleno reforzado con estos elementos proporcionarían comúnmente de 2 a 4 veces la capacidad de carga admisible disponible del suelo de rellenos bien compactados. El incremento de capacidad de carga puede determinar el emplear zapatas más pequeñas y con un menor asentamiento.

*Variabilidad del relleno o de suelos de mala calidad-* Cuando las condiciones del subsuelo o el nivel freático cambian durante la sobre-excavación, la capacidad para excavar y reemplazar puede disminuir, de modo que resulte en un incremento de costos. Además, la capacidad para compactar los suelos 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 se cuestiona la estabilidad de taludes en corte en suelos blandos. Las pilas de grava compactada pueden ajustarse a estas condiciones de cambio más rápido. Aunque los suelos lleguen a ser más blandos, los bulbos de estos elementos naturalmente incrementan su tamaño para estabilizar las áreas de suelo de mala calidad. Asimismo, en cuanto se encuentra agua, pueden ser ajustados a través del uso de gravas apropiadas y tubo de ademe cuando sea necesario.

*Edificios existentes adyacentes a una construcción nueva-* La sobre-excavación puede que no sea factible o su costo sea prohibitivo cuando se utilizan zapatas o losas adyacentes a las existentes en la inmediata vecindad. Para eliminar la afectación a zapatas existentes en la zona en construcción se pueden utilizar las pilas de grava compactada ya que las perforaciones para construir las pilas de grava compactada son de diámetro relativamente pequeño, tal que pueden construirse inmediatamente adyacentes a las estructuras existentes sin dañar a sus cimentaciones. La alta frecuencia de energía de impacto (300 a 600 ciclos por minuto) no causa acción resonante en los suelos, como lo hace el hincado de pilotes, ya que los suelos tienen, en general, una frecuencia natural baja.



*Habilidad para verificar capacidad-* Las instalaciones de pilas de grava compactada son rutinarias, además, en general, se realizan pruebas de carga en el sitio para verificar lo considerado en el diseño. resultado, el control de asentamientos es más predecible y confiable con un sistema de cimentación a base de pilas de grava compactada.

*Costo-* Si la profundidad de sobre-excavación es mayor a 1.5 m las pilas de grava compactada son más económicas y es menos probable que resulte un costo imprevisto. La sobre-excavación permite admitir costos adicionales asociados con el cambio de condiciones, en el tipo de material que pudiera encontrarse, y en el nivel de agua freática.

*Influencias 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 las pilas de grava compactada tienen un grado mucho menor. La lluvia afecta el contenido de agua de los suelos del banco para el reemplazo de los suelos excavados, dificultando el trabajo de movimiento de tierras. La instalación de las pilas de grava puede llevarse a cabo en tiempo de lluvia o climas helados, condiciones que prohibirían la construcción usando la sobre-excavación y reemplazo.

*Profundidades de excavación-* La mayoría de los proyectos con terraplén variable requieren de sobre-excavaciones de todos los rellenos heterogéneos. En el caso de zapatas, es de reconocer que los esfuerzos que transmiten al suelo, lo hacen a profundidades de 2 veces su lado, o de tres veces el ancho para zapatas corridas. Las pilas de grava compactada son más rígidas que la matriz de suelo circundante (del orden de 10 veces más rígidas), y ello las hacen capaces de disipar los esfuerzos en una menor profundidad.

*Capacidad-* Cuando la sobre-excavación y reemplazo, es realizada apropiadamente, se determinan zapatas que se apoyan en suelos que pueden admitir de 14 a 18 t/m<sup>2</sup> de capacidad de carga admisible. Con las pilas de grava compactada, la capacidad de carga admisible de zapatas típicamente varía de 22 a 34 t/m<sup>2</sup>.

#### *1.4.3.2 Cimentaciones intermedias basadas en pilas de grava compactada como un reemplazo del uso de cimentaciones profundas y métodos de mejoramiento de suelos*

Cuando un proyecto tiene cargas relativamente grandes o cuando se tienen cargas relativamente pequeñas y suelos altamente deformables, las cimentaciones profundas o los métodos de mejoramiento de suelo son recomendados tradicionalmente. Esta recomendación surge usualmente después de hacer el análisis de asentamientos para cimentaciones, lo que determinan asentamientos excesivos o zapatas muy grandes y caras. En consecuencia requiere considerar una alternativa que disminuya los factores antes anotados.

Para estructuras con carga pesada, una losa de cimentación puede ser considerada antes de recomendar una cimentación profunda o un sistema de mejoramiento de suelo, si los asentamientos de la losa pueden ser tolerados. Los análisis de asentamiento para cimentaciones con poca profundidad de apoyo, frecuentemente conducen a la reducción de la capacidad de carga, lo que determina una zapata con dimensiones más grandes. La zapata más grande, mientras reduce la magnitud del esfuerzo en los suelos superiores,

transmite esfuerzo sobre suelos a una profundidad mayor (típicamente los esfuerzos significativos son asumidos para extenderse a una profundidad igual a 2 veces el ancho de la zapata para zapatas cuadradas y de 3 veces el ancho de la zapata para zapatas corridas).

Cuando el espesor de los suelos deformables es muy grande y el esfuerzo transmitido al suelo por la cimentación es muy grande resulta evidente que una zapata poco profunda no funcionará adecuadamente, por lo que normalmente se introduce una cimentación profunda. Sin embargo, las pilas de grava compactada usadas para apoyar sistemas de zapatas poco profundas proporcionan un sistema de cimentación intermedia que puede resolver usualmente este problema con un menor costo.

Las pilas de grava compactada, pueden incrementar la capacidad de carga de 200 a 500% en suelos deformables.

El sistema de cimentaciones Intermedias basadas en pilas de grava compactada es económico comparado con la mayoría de los sistemas de cimentación profunda tales como pilas H, cajones de cimentación, pilas coladas en "situ" hechos con barrena helicoidal, pilotes ademados, cuando la longitud del pilote para un sistema equivalente es de 6 a 8 m o más.

Como ya se mencionó previamente, cuando las pilas de grava compactada se comparan con métodos de mejoramiento de suelos, estas son frecuentemente más económicas ya que generalmente proporcionan una mayor capacidad de carga, y un módulo más alto en comparación a otros métodos. Las cimentaciones basadas en pilas de grava compactada son frecuentemente confundidas con las columnas de piedra (vibro-sustitución) ya que ellas son usualmente columnares y ambas consisten en agregados colocados en el terreno para mejorar el suelo. Sin embargo, las dos tecnologías son muy diferentes en términos de metodología de construcción, los mecanismos de transferencia de carga y el grado alcanzable de mejoramiento del subsuelo.

# Referencias

1. “Manual de Diseño”, Geopier Foundation Company, 2002.
2. “Sustainable Foundations Brochure- Supporting Foundations, Supporting the Environment” Geopier Foundation Company, 2002.

## CAPÍTULO II. “Características del proyecto”

### 2.1. Localización y descripción del área de estudio

Como se mencionó en la Introducción, se considerará el caso práctico del “Centro de Distribución Automatizado” para ejemplificar el funcionamiento de las pilas de grava compactada. De tal manera que en este capítulo, se plasman las características con que cuenta el proyecto para conocer el panorama en el que se desarrolla este caso práctico.

#### 2.1.1. Macrolocalización

El proyecto se ejecutó en el municipio de Zumpango en el Estado de México, que tiene latitud norte de  $19^{\circ}43'10''$  y de latitud oeste  $98^{\circ}58'12''$ ; cuenta con una superficie aproximada de  $244 \text{ km}^2$  de área.

Limita al norte con los municipios de Tequixquiac y Hueyoxtlá; al sur, Teoloyucan, Cuautitlán, Nextlalpan, Jaltenco, y Tecámac; al oriente, Tizayuca y Tecámac y al poniente, Cuautitlán, Teoloyucan, Coyotepec y Huehuetoca. (**Figura 2.1**)

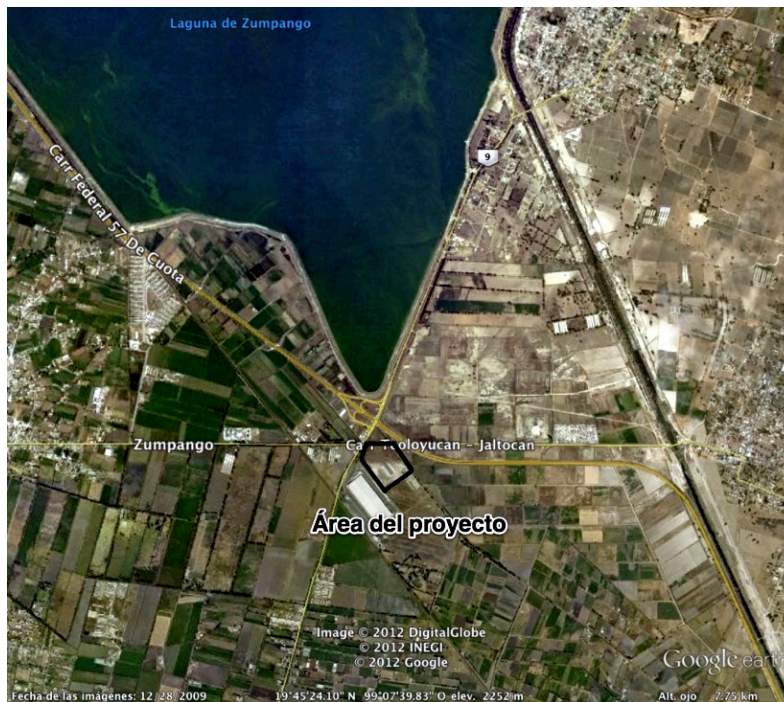


**Figura 2.1,** Ubicación geográfica de Zumpango.

#### 2.1.2. Microlocalización

El área correspondiente al “Centro de Distribución Automatizado” se ubica en la Manzana I, Fracción II, Lote. 3 del Parque Industrial México, localizado sobre la Carretera Federal México-Zumpango, en el cruce con la Av. Zumpango que conduce de Teoloyucan a Nextlalpan; así pues, al norte colinda con la Carretera Federal México Zumpango y la Av. Zumpango, al sur con el Lote No. 5, al poniente con los Lotes No. 1 y No. 2 del Parque Industrial y finalmente al oriente con terrenos pertenecientes al Ejido Santa Ana Nextelpan, ver **Figuras 2.2a y 2.2b**; ocupa una área de  $75,000 \text{ m}^2$ , con una forma en planta, trapecial; presenta una topografía sensiblemente plana, con un nivel promedio de  $0.80 \text{ m}$  bajo el nivel de rasante de la Carretera Federal México-Zumpango. Cabe señalar que en su colindancia norte corre un canal pluvial.

Las edificaciones y áreas de servicio del Centro de Distribución ocupan un área de 6,300 m<sup>2</sup> (35 m de ancho por 180 m de largo), en el resto del área, se tendrá un patio de maniobras para la carga y descarga de trailers, una zona de estacionamiento y vialidades interiores.

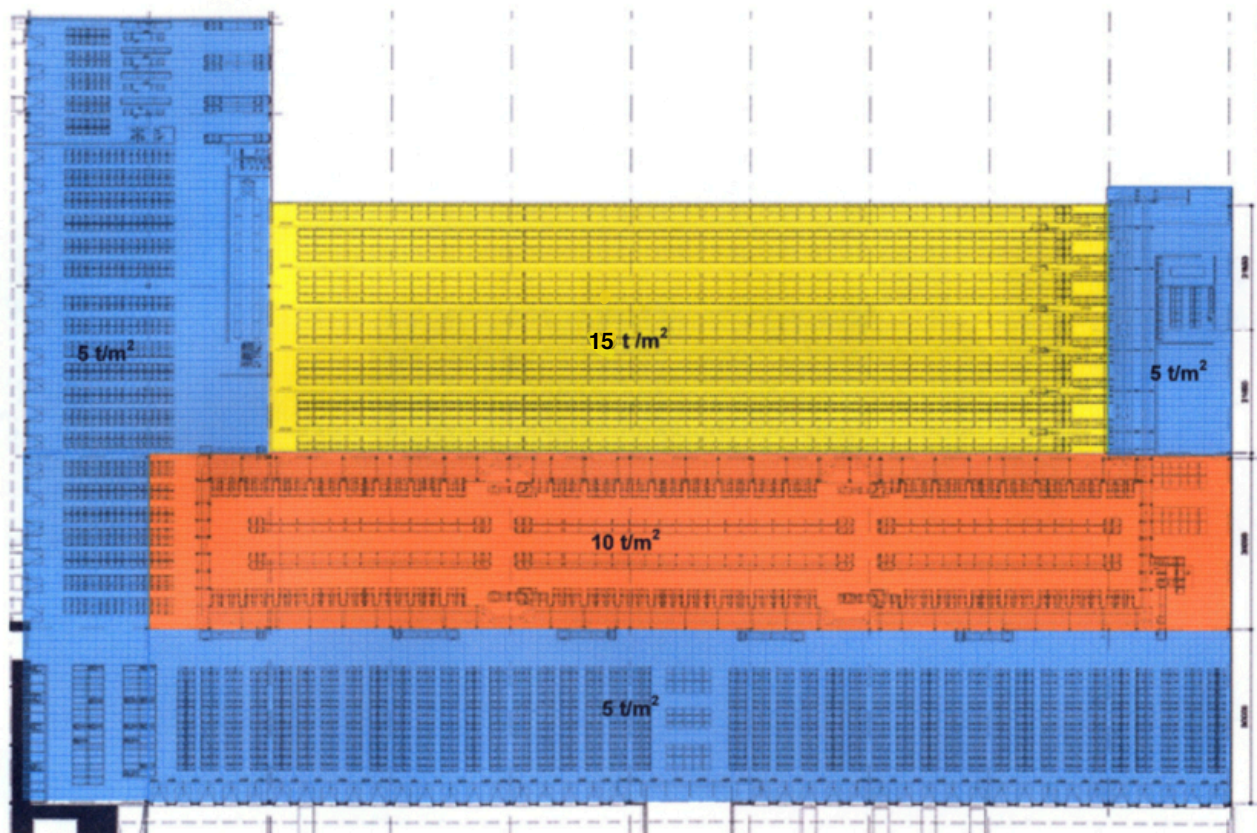


*Figura 2.2a, Ubicación geográfica del área del proyecto.*



*Figura 2.2b, Área del proyecto.*

El Centro de Distribución Automatizada consta de 3 concentraciones de carga, cuya localización se indica en la **Figura 2.3**; estas descargas varían drásticamente en el rango de 5 a 15  $Ton/m^2$ , correspondiendo el valor máximo a la zona de transelevadores, cuya altura es de hasta 35.0 m.



Únicamente incluye cargas estáticas (mercancía y estructura)  
No se consideran cargas dinámicas o temporales (sismo, viento y vehículos)

# Referencias

1. Imágenes de microlocalización; Google Earth Program; 2009.
2. Ingenieros Especialistas en Cimentaciones; “Estudio de mecánica de suelos .efectuado para el proyecto del Centro de Distribución Automatizado ubicado dentro del Parque Industrial México, localizado sobre la carretera Federal México-Zumpango, en el municipio de Zumpango, Edo. de México”; Octubre; 2007.

# CAPÍTULO III. “*Condiciones del subsuelo*”

## 3.1. Geología 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. 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, (**Figura 3.1**)



*Figura 3.1, Geología de la zona.*



• Suelos (Cuaternario)

*Aluvial.* Son el resultado del acarreo y depósito de materiales; generalmente se localiza en los cauces de arroyos naturales, ríos y cuerpos de agua; esos suelos presentan algunas limitaciones con relación a su capacidad de carga y vulnerabilidad sísmica.

*Lacustres.* Son suelos altamente inundables y fangosos. Se localiza principalmente en la margen de la Laguna de Zumpango; no se consideran aptos para el desarrollo urbano.

• Rocas

*Sedimentaria.* En la cabecera municipal de San Juan Zitlatepec 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 basalto localizado prácticamente en toda la parte noroeste del municipio, principalmente entre las cotas 2350 a 2550 m.s.n.m., al norte de San Juan Zitlatepec, que es la zona de mayor pendiente en todo el municipio.

### 3.2. Trabajos de exploración

Teniendo en cuenta las características del proyecto en cuestión, así como el conocimiento aproximado del subsuelo de la zona, para la exploración del subsuelo en el área del “Almacén Automatizado”, dentro del Parque Industrial México, ubicado en el Municipio de Zumpango, Edo. de México, la empresa a cargo del estudio de mecánica de suelos, programó la siguiente exploración geotécnica:

• Perforación de tres (3) sondeos profundos, del tipo mixto continuo (ASTM-D1586; Referencia 1), denominados SM-1 a SM-3, hasta una profundidad máxima de 35.00 m.

Sondeo No.	Profundidad Final (m)	Profundidad N.A.F. (m)
*SM-1	35.00	No detectado
SM-2	35.00	No detectado
SM-3	35.00	No detectado

*Tabla 3.1, Sondeos profundos del tipo mixto continuo.*

\*SM, Sondeo Mixto.

Los sondeos mixtos se llevaron a cabo 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, la primera mediante la técnica conocida como penetración estándar y las

segundas, mediante el hincado a presión de muestreadores de pared delgada tipo Shelby y/o barril Denison, con 4" de diámetro.

La técnica de penetración estándar consiste en el hincado a percusión de un muestreador de pared gruesa de 3.5 cm de diámetro interior y 60.00 cm de longitud utilizando un martillo 63.50 kg de peso y caída libre de 76.20 cm (de acuerdo con la norma ASTM-D1586). De esta manera, el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm intermedios del muestreador en el subsuelo se registraron en cada prueba y se tomaron en cuenta para determinar, mediante correlaciones empíricas, la consistencia o compacidad de los materiales explorados.(Ref. 5)

•Ejecución de cinco (5) sondeos superficiales, del tipo pozos a cielo abierto (PCA-1 a PCA-5), llevados a profundidades entre 4.00 y 4.30 m.

Sondeo No.	Profundidad Final (m)	Profundidad N.A.F. (m)
**PCA-1	4.00	No detectado
PCA-2	4.20	No detectado
PCA-3	4.00	No detectado
PCA-4	4.00	No detectado
PCA-5	4.30	No detectado

*Tabla 3.2, Sondeos superficiales del tipo pozo a cielo abierto.*

Los pozos a cielo abierto consistieron en una excavación superficial realizada manualmente, con una sección en planta de aproximadamente 0.80 x 1.50 m. De las paredes de los pozos y de cada estrato identificado, se obtuvieron muestras alteradas colocándolas en bolsas de polietileno para evitar la pérdida de humedad; asimismo, se labraron muestras cúbicas inalteradas, consistentes en bloques cúbicos de 0.25 m de lado, cubriéndolas con manta de cielo y una cubierta de cera, para evitar su alteración física y la pérdida de humedad. (Ref. 5)

\*\*PCA, Pozos a Cielo Abierto.

•Colocación de dos (2) pozos de observación del nivel freático, PO-1 y PO-2, hasta una profundidad de 15.00 m cada uno.

Los pozos de observación consisten en realizar perforaciones no mayores a 4" de diámetro en los que se introduce una tubería de PVC convencional hasta la profundidad del barreno, misma que está ranurada y envuelta en tela mosquitero con un tapón en el extremo inferior y mide 1 1/4" de diámetro. Entre las paredes de la perforación y la tubería envuelta se vierte una mezcla de material granular (grava con arena) que sirve como filtro de manera que el agua que se filtre dentro de la tubería sea la del manto freático y se puedan tomar lecturas con ayuda de una sonda eléctrica para determinar la profundidad a la que se encuentra.

Sondeo No.	Profundidad Final (m)	Profundidad N.A.F. (m)
***PO-1	15.00	No detectado
PO-2	15.00	No detectado

*Tabla 3.3, Pozos de observación.*

\*\*\*PO, Pozo de observación.

### 3.2.1 Criterios usados para definir los trabajos de exploración.

Aunque no existe una metodología como tal para definir los trabajos de exploración, en este caso los criterios empleados fueron los siguientes:

- ✓ Área del proyecto.
- ✓ Cargas que transmitirá la estructura a la cimentación.
- ✓ Experiencia del ingeniero acerca del tipo y espesor de materiales que se pueden encontrar en el subsuelo de la zona.
- ✓ La geología del sitio.

### 3.3. Ensayes de Laboratorio

Sobre las muestras de suelo extraídas de los sondeos realizados se practicaron ensayos para determinar propiedades índice y mecánicas, con el objeto de revisar la cimentación del almacén proyectado. Las propiedades sirvieron para realizar la correcta clasificación de los materiales del subsuelo.

Así se llevaron a cabo:

- Clasificación visual y manual, en húmedo y en seco, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Determinación del contenido natural de agua.
- Determinación de finos.
- Límites de plasticidad: líquido y plástico.
- Densidad de sólidos.

Por su parte, los ensayos mecánicos se orientaron a determinar los parámetros que definen la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad de los materiales del subsuelo; dichos ensayos se practicaron sobre las muestras inalteradas y comprendieron:

- Compresión simple
- Compresión triaxial rápida
- Consolidación unidimensional

### **3.4. Descripción estratigráfica**

De acuerdo con los sondeos realizados (SM-1 a SM-3), la secuencia estratigráfica del sitio hasta la máxima profundidad explorada de 35.00 m, consiste en 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 4.40 m de profundidad se detecta una lente de arcilla lacustre, de consistencia predominante blanda. A continuación se realiza una descripción, de la estratigrafía y propiedades del subsuelo que se detectaron en dicha exploración geotécnica (Ver figura 3.2).

#### *Estrato 1*

Este estrato tiene un espesor que varía de 0.20 a 0.60 m, se detecta una capa de suelo vegetal constituida por una arcilla arenosa (CL conforme al SUCS), de color café oscuro, de consistencia media (5 a 7 golpes en la prueba de penetración estándar), con raíces. Su contenido de agua del suelo natural varió entre 24.5 y 36.5%.

#### *Estrato 2*

Subyaciendo, 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 se determinó variable en el amplio rango de 8.6 a 48.5%, 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*

A una profundidad promedio de 1.80 m, con 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 de agua natural se obtuvo variable de 244.2 a 349.5%, 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, con un peso volumétrico natural entre 1.129 y 1.193 Ton/m<sup>3</sup>. Por lo que respecta a los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, en ensayos de compresión simple la resistencia última,  $q_u$ , se determinó de 1.5 a 9.3 Ton/m<sup>2</sup>, mientras que en ensayos de compresión triaxial rápida (UU) se obtuvieron valores de la cohesión aparente,  $c_u$ , de 1.0 a 4.0 Ton/m<sup>2</sup> con un ángulo de fricción interna,  $\phi$ , 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 deformación volumétrica,  $m_v$ , de 0.0750 a 0.3572 cm<sup>2</sup>/kg, con una presión entre 0.5 y 1.1 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Estrato 4

Este estrato cuenta con un espesor de 7.70 a 10.20 m, clasificándolo como un limo arcillo arenoso, de color gris verdoso, de baja plasticidad (ML-CL de acuerdo al SUCS) y consistencia dura (40 a más de 50 golpes), altamente cementada. El contenido de agua se determinó variable de 19.4 a 49.8%, con un porcentaje de finos entre 58 a 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 de media a muy firme (4 a 25 golpes). En ensayos mecánicos se determinaron los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y de compresibilidad: en un ensayo compresión simple se determinó una  $q_u$  de 5.3 Ton/m<sup>2</sup>, mientras que en ensayos de compresión triaxial rápida se obtuvieron valores de  $c_u$ , de 2.0 a 3.0 Ton/m<sup>2</sup> con valores de  $\phi$  entre 11 y 31.0°; finalmente, en ensayos de consolidación unidimensional se determinó, para el esfuerzo efectivo medio de las muestras ensayadas, un  $m_v$  de 0.0090 a 0.0139 cm<sup>2</sup>/kg, con una presión entre 0.9 y 1.1 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Estrato 5

Entre 12.20 y 14.70 m de profundidad, con 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 se determinó variable de 39.2 a 70.9%, 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 el sitio del sondeo SM-5, aisladamente se detectaron pequeñas lentes de arena fina a media, poco limosa (SM conforme al SUCS), de color gris claro, de compacidad muy densa (más de 50 golpes).

#### Estrato 6

Continúa, extendiéndose hasta una profundidad que varía de 19.70 a 23.10 m, un estrato 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 suelo natural se obtuvo entre 25.7 y 48.8%, 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%. Así mismo es importante señalar que a una profundidad entre 16.30 m y 18.20 m, con un espesor de 1.00 m a 2.10 m, se detectó

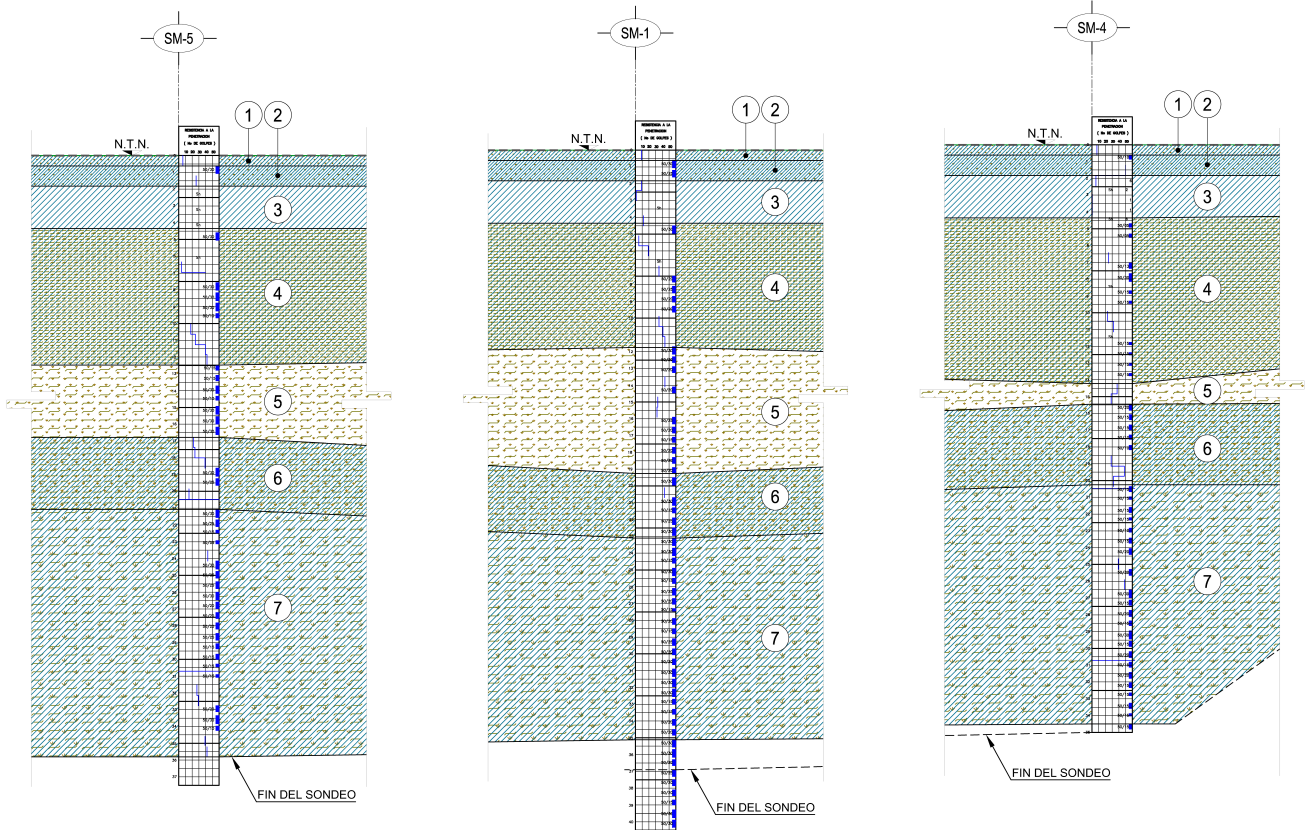
una lente de arena fina a media, poco limosa (SM de acuerdo al SUCS), de color gris verdoso, de compactación muy densa (más de 50 golpes).

### Estrato 7

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), con intercalaciones aisladas de pequeñas lentes de arena fina limosa (SM conforme al SUCS), de compactación media a muy densa (22 a más de 50 golpes). El contenido de agua de este material se determinó entre 23.9 y 48.9%, con un porcentaje de finos variable de 75 a 91%; el límite líquido resultó entre 34 y 49%, con un índice de plasticidad de 8 a 17%.

El nivel de aguas freáticas no se detectó dentro de la máxima profundidad explorada durante la ejecución de los trabajos de campo. Así mismo, en los pozos de observación instalados hasta una profundidad de 15.0 m no se registró la presencia del nivel freático.

← AV. ZUMPANGO



**NOMENCLATURA :**  
 SM = SONDEO MIXTO  
 N.T.N. = NIVEL DE TERRENO NATURAL  
 Sh = MUESTREO CON TUBO SHELBY  
 \* = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA  
 N = NÚMERO DE GOLPES

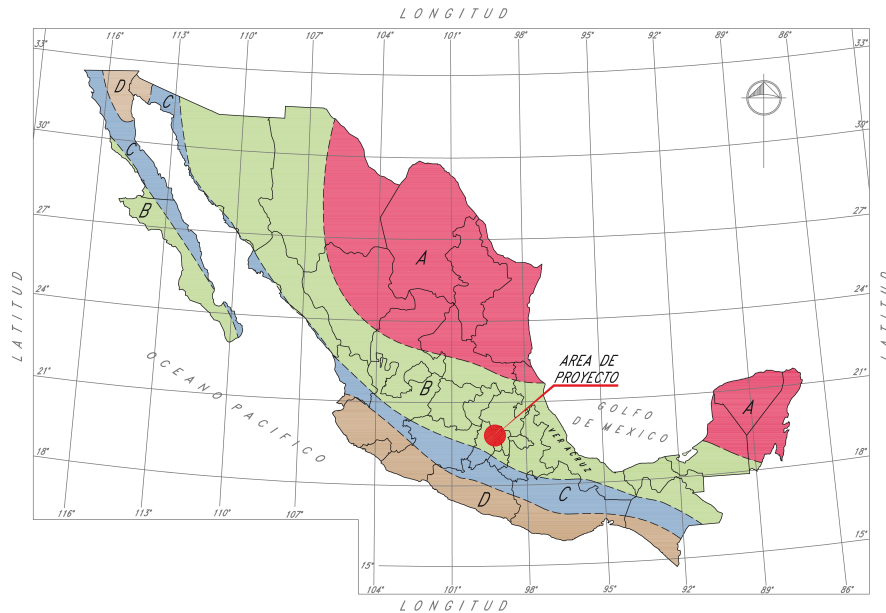
S I M B O L O G I A						
GRAVA	ARENA	LIMO	ARCILLA	MAT.ORGANICA	RELLENO	ROCA

- ESTRATIGRAFIA :**
- ① CAPA VEGETAL. ARCILLA ARENOSA CAFÉ OSCURO
  - ② ARCILLA ARENOSA O ARENA ARCILLOSA CAFÉ CLARO, CEMENTADA
  - ③ ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA PREDOMINANTE BLANDA
  - ④ LIMO ARCILLO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA DURA. CON LENTES DE LIMO DE ALTA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA MEDIA A MUY FIRME
  - ⑤ LIMO ARENOSO O ARCILLA ARENOSA DE ALTA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA MUY FIRME A DURA
  - ⑥ LIMO ARENOSO O ARCILLA ARENOSA DE ALTA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA MUY FIRME A DURA
  - ⑦ ARCILLA O LIMO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD Y CONSISTENCIA DURA

*Figura 3.2, Corte Estratigráfico.*

### 3.5. Clasificación Sísmica

Con base en la carta de Regionalización Sísmica de la República Mexicana (Referencia 2), el sitio de proyecto se ubica dentro de la Zona B (ver figura 3.3), así pues, y después de determinar la velocidad efectiva del sitio (mediante el conocimiento de las velocidades de propagación de ondas de cortante de cada uno de los estratos que constituyen la secuencia estratigráfica de la zona), con expresiones de tipo semi-empíricas (Referencia 4), el terreno del sitio de proyecto se clasifica como Tipo II (terreno de mediana rigidez).



*Figura 3.3, Carta de Regionalización Sísmica.*



# Referencias

1. ASTM. American Society for Testing and Materials.
2. Esteva, L., “Regionalización Sísmica de la República Mexicana Para Fines de Ingeniería” Informe 246, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1970.
3. Comisión Federal de Electricidad (CFE), “Manual de Diseño de Obras Civiles”, Diseño por Sismo, México, 1993.
4. Bowles, J.E., “Foundation Analysis and Design”, Fourth Edition, Editorial Mc Graw Hill Book Co., 1985.
5. Ingenieros Especialistas en Cimentaciones, “Estudio de mecánica de suelos efectuado para el proyecto del Centro de Distribución Automatizado ubicado dentro del Parque Industrial México, localizado sobre la carretera Federal México-Zumpango, en el municipio de Zumpango, Edo. de México; Octubre; 2007.

## CAPÍTULO IV. “Análisis de Cimentación”

De acuerdo a los resultados obtenidos de la exploración, los de laboratorio y tomando en consideración las estructuras por construir, se analizan las alternativas de cimentación mediante una losa y una cimentación profunda.

### 4.1. Solución de cimentación mediante el uso de pilas

Debido a la variación en las cargas y al estrato de arcilla lacustre que se encuentra hasta una profundidad promedio de 4.50 m, de consistencia blanda (de 1 a 2 golpes), la primera premisa fue pensar en una cimentación del tipo profunda, que en este caso quedaría constituida por pilas de concreto reforzado, coladas “in situ”, de sección circular y fuste recto. Tomando en cuenta también, que el proyecto consideraba 2 pulgadas admisibles de deformación, debido a las especificaciones de los rieles robóticos.

#### 4.1.1. Capacidad de Carga

La capacidad de carga de las pilas se calculó considerando que estarán trabajando por punta y por fricción.

##### 4.1.1.1. Capacidad de carga por punta

La capacidad de carga última de los elementos de cimentación trabajando por punta se determinó acudiendo al criterio del Dr. Leonardo Zeevaert (Ref. 6), de acuerdo con el cual la expresión que permite determinar dicha capacidad de carga es la siguiente:

$$Q_p = \alpha_1 (c_u N_c + \sigma_o N_q) (D_r + 0.1) A_p$$

donde;

$\alpha_1$ ; Factor de forma de la pila, en este caso considerado igual a 1.3 de acuerdo a lo que se recomienda en la Ref. 6 (adimensional).

$c_u$ ; Cohesión del material de apoyo, en  $\text{Ton}/m^2$ .

$N_c$  y  $N_q$ ; Factores de capacidad de carga, que dependen únicamente del valor del ángulo de fricción interna asignado al material de apoyo y que pueden obtenerse en las gráficas que se presentan en la Ref. 6.

$\sigma_o$ ; Esfuerzo vertical efectivo a nivel de desplante, en  $\text{Ton}/m^2$ .

$D_r$ ; Densidad relativa del material de apoyo (adimensional).

$A_p$ ; Área de la sección transversal de la pila, en  $m^2$ .

El ejercicio se hizo, por facilidad y de manera meramente demostrativa, pensando en el área correspondiente a las  $10 \left[ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$ . La capacidad de carga última por punta para las diferentes profundidades y diámetros propuestos de pila analizados se presentan en la figura No. 4.1.

#### 4.1.1.2. Capacidad de carga por fricción

La capacidad de carga para las pilas trabajando por fricción se determinó acudiendo a un criterio simplista derivado de la mecánica de suelos teórica, de acuerdo con el cual la fricción unitaria que puede desarrollarse en la interfase pila-suelo se determina de acuerdo con las expresiones siguientes:

Para el caso de suelos cohesivos:  $f_c = k_i c_u$   
 Para el caso de suelos friccionantes:  $f_s = k_o c_u \sigma_o \tan \delta$

Donde:

- $f_c$  y  $f_s$ ; Fricción unitaria desarrollada en el fuste de la pila.
- $k_i$ ; Factor de reducción; 0.8 para  $c_u < 6.0 \text{ Ton} / \text{m}^2$  y 0.6 para  $c_u > 6.0 \text{ Ton} / \text{m}^2$ .
- $c_u$ ; Cohesión del estrato analizado, en  $\text{Ton} / \text{m}^2$ .
- $k_o$ ; Coeficiente de empuje horizontal de suelos en reposo, considerado de 0.50.
- $\sigma_o$ ; Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de interés, en  $\text{Ton} / \text{m}^2$
- $\delta$ ; Ángulo de fricción en la interfase cimentación-suelo, para el presente caso considerado igual a 2/3 del ángulo de fricción interna,  $\phi$

La capacidad de carga última por fricción,  $Q_{fu}$  se obtuvo como:

$$Q_{fu} = f_u A_p$$

en donde:

- $f_u$ ; Fricción unitaria desarrollada en el fuste de la pila, en  $\text{Ton} / \text{m}^2$ .
- $A_p$ ; Área perimetral de la pila, en  $\text{m}^2$ .

Los resultados obtenidos en estos análisis se resumen nuevamente en la figura No. 4.1.

#### 4.1.1.3. Capacidad de Carga en Compresión

La capacidad de carga admisible en compresión de las pilas se obtuvo de la suma de las capacidades de carga última por punta y por fricción, ambas divididas primeramente por su respectivo factor de seguridad, el cual se consideró de 3 para ambos casos; la capacidad de carga efectiva se obtuvo restando a la capacidad de carga admisible el peso propio de la pila.

En la figura No. 4.1. se resumen los resultados de la capacidad de carga efectiva en compresión obtenida para las pilas analizadas, la cual varió en el amplio rango de 141.2 a 724.2 Ton para las diferentes profundidades de desplante y diámetros considerados.

#### 4.1.1.4. Capacidad de Carga en Tensión

Debido a que los elementos profundos de cimentación tendrán como condición extraordinaria de trabajo la de resistir exclusivamente por fricción acciones accidentales originadas por viento o sismo, fue necesario determinar la capacidad de carga en tensión para los elementos de cimentación analizados

El procedimiento para obtener la capacidad de carga efectiva de las pilas en su trabajo a tensión resulta ligeramente distinto al comentado para los elementos de cimentación trabajando por fricción en compresión, ya que se requiere agregar a la capacidad de carga admisible, por fricción, el peso propio del elemento de cimentación, en la condición en que se encuentre, ya sea sumergido o en su condición parcialmente saturada.

En la figura No. 4.1. se presentan los valores de la capacidad de carga efectiva en tensión determinada para las pilas propuestas, en donde se aprecia que se obtuvieron de 33.4 a 163.6 Ton, para condición estática.

#### 4.1.2. Análisis de Asentamientos

Teniendo en cuenta las características del material bajo el desplante de las pilas, se ha considerado que las deformaciones de la masa de suelo serán de tipo inmediatas, es decir, elásticas lineales. Las deformaciones inmediatas para las pilas individuales se determinaron aplicando el criterio de comportamiento elástico lineal definido por I. Alpan (Ref. 7), el cual establece que:

$$\delta = \frac{mC_s F_p Q_u (1 - \nu^2)}{E_s \sqrt{A_b}}$$

en donde:

$\delta$  ; Asentamiento inmediato, en cm.

$m$ ; Factor de forma, igual a 0.95 para cimiento circular.

- $C_s$ ; Factor de rigidez, igual a 1.0 para cimentación rígida.
- $F_p$ ; Factor de profundidad, igual a 0.5 para  $D_f/B > 5.0$ .
- $Q_a$ ; Carga actuante, en kg.
- $\nu$ ; Relación de Poisson, adimensional.
- $E_s$ ; Módulo de elasticidad del estrato de apoyo, en  $kg/cm^2$ .
- $A_b$ ; Área de la sección transversal de la pila, en  $cm^2$ .

Además de los asentamientos originados en el suelo se hizo una estimación del acortamiento que sufrirán los elementos de cimentación por la carga que se encontrará actuando sobre los mismos; este acortamiento se calculó de tipo puramente elástico lineal, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\delta = PL / AE$$

en donde:

- $\delta$ ; Magnitud del acortamiento sufrido por el material del elemento de cimentación debido a las cargas externas aplicadas, en cm.
- $P$ ; Carga actuante en la cabeza de la pila, en kg.
- $L$ ; Longitud total de la pila, en cm.
- $A$ ; Área de la sección transversal de la pila, en  $m^2$ .
- $E$ ; Módulo elástico del material de que se encuentra fabricada la pila

La magnitud de los asentamientos totales estimados para cada uno de los elementos de cimentación propuestos se consigna en la figura No. 4.1. Con estos resultados se calculó el módulo de reacción vertical de la pila (MRV), cuyos valores se consignan en la última columna de la misma figura No. 4.1, y que se recomiendan emplear para el diseño de los elementos de liga.

PROF. APOYO DE LA PUNTA (1)	DIAMETRO DE LA PILA	CAPACIDAD DE CARGA EN COMPRESION							CAPACIDAD DE CARGA EN TENSION					ASENTAMIENTOS PROBABLES (5)			MODULO DE REACCION VERTICAL DE LA PILA
		ULTIMA			ADMISIBLE (2)	PESO PROPIO DE LA PILA	EFECTIVA		ULTIMA	ADMISIBLE (3)	PESO DE LA PILA (4)	EFECTIVA		EN EL SUBSUELO (6)	EN EL MATERIAL DE LA PILA (7)	TOTAL ESTATICO	
		POR PUNTA	POR FRICCION	TOTAL			ESTATICA	ACCION. EVENT.				ESTATICA	ACCION. EVENT.				
m	m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	cm	cm	cm	Ton/m	
15.0	0.80	527.2	68.6	595.8	198.6	18.1	180.5	234.7	68.6	22.9	18.1	41.0	53.3	2.34	0.26	2.60	7652
	1.00	823.7	85.8	909.5	303.2	28.3	274.9	357.3	85.8	28.6	28.3	56.9	74.0	2.85	0.25	3.11	9761
	1.20	1186.2	102.9	1289.1	429.7	40.7	389.0	505.7	102.9	34.3	40.7	75.0	97.5	3.37	0.25	3.62	11875
20.0	0.80	626.3	141.3	767.6	255.9	24.1	231.8	301.3	141.3	47.1	24.1	71.2	92.6	2.74	0.45	3.18	8041
	1.00	978.6	176.7	1155.3	385.1	37.7	347.4	451.6	176.7	58.9	37.7	96.6	125.6	3.29	0.43	3.72	10342
	1.20	1409.2	212.0	1621.2	540.4	54.3	486.1	631.9	212.0	70.7	54.3	125.0	162.5	3.85	0.42	4.27	12654
25.0	0.80	928.5	191.5	1120.0	373.3	30.2	343.1	446.1	191.5	63.8	30.2	94.0	122.2	2.93	0.82	3.74	9977
	1.00	1450.8	239.3	1690.2	563.4	47.1	516.3	671.2	239.3	79.8	47.1	126.9	164.9	3.53	0.79	4.32	13040
	1.20	2089.2	287.2	2376.4	792.1	67.9	724.2	941.5	287.2	95.7	67.9	163.6	212.7	4.14	0.77	4.91	16138

**Figura 4.1,** Resumen de resultados de los análisis geotécnicos efectuados para elementos de cimentación profunda, constituidos por pilas coladas “in situ”, de sección circular y de fuste recto.

Notas:

- (1) Respecto al nivel del terreno.
- (2) En compresión, para el trabajo por punta y fricción se consideró un factor de seguridad de 3.
- (3) En tensión, para el trabajo por fricción se consideró un factor de seguridad de 3.
- (4) Considera la condición parcialmente sumergida de la pila.
- (5) Calculados considerando que las pilas trabajan a su capacidad de carga admisible.
- (6) Se estima de tipo inmediato, es decir, elástico.
- (7) Supone a las pilas fabricadas de concreto con un  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ .

Sin embargo, con carácter preliminar y puramente ilustrativo, se hizo el ejercicio para establecer un costo aproximado de la cimentación requerida en el caso de  $10 \text{ Ton/m}^2$ , en la siguiente tabla se presenta un número tentativo de pilas requeridas para la zona mencionada, en función del diámetro:

Profundidad (m)	Diámetro (m)	Descarga	Qefectiva pila(Ton)	Número de pilas
15.0	0.80	10 Ton/m <sup>2</sup>	180.5	1040
	1.00		274.9	692
	1.20		389.0	494

**Tabla 4.2,** Número de pilas en función del diámetro para una descarga de  $10 \text{ Ton/m}^2$ .

## 4.2. Solución de cimentación mediante el uso de una losa

### 4.2.1. Análisis de asentamientos

#### 4.2.3.1. Asentamientos considerando elemento de cimentación flexible

Para calcular estos asentamientos se acudió al criterio de asentamientos por consolidación unidimensional, utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta H = (m_v \Delta p H) I$$

$\Delta H$  ; Asentamiento total de la losa; [cm].

I; Influencia a la que es sometida la losa en sus diferentes profundidades.

H; Espesor deformable del estrato analizado; [m].

$\Delta p$  ; Presión ejercida en la losa;  $\left[ \frac{cm^2}{kg} \right]$ .

$m_v$  ; Módulo de deformación volumétrica;  $\left[ \frac{cm^2}{kg} \right]$ .

Así mismo, analizamos  $\Delta p$  ya que hay que tomar en cuenta que serán retirados 0.40 m de materia vegetal y al mismo tiempo se colocará un terraplén cuyo espesor es de 0.60 m.

$$\Delta p = 15 \left[ \frac{ton}{m^2} \right] + W_{terrapién} - W_{exc}$$

Siendo que;

$$W_{exc} = 0.4 * \gamma_1$$

$$W_{terrapién} = 1 * \gamma_2$$

$W_{exc}$  ; Esfuerzo de la materia orgánica excavada;  $\left[ \frac{ton}{m^2} \right]$ .

$\gamma_1$  ; Peso volumétrico de la materia orgánica;  $\left[ \frac{ton}{m^3} \right]$ .

$W_{terrapién}$  ; Esfuerzo del terraplén;  $\left[ \frac{ton}{m^2} \right]$ .

$\gamma_2$  ; Peso volumétrico del terraplén;  $\left[ \frac{ton}{m^3} \right]$ .

Por lo tanto:

$$\Delta p = 15 + (1 * 1.7) - (0.4 * 1.4)$$

$$\Delta p = 16.1 \left[ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Tomando en cuenta los resultados que las pruebas de consolidación unidimensional arrojaron en los distintos estratos, obtenemos que:

- De 0.60 a 1.50 m de profundidad

$$\Delta H_1 = (0.025 * 1.61 * 90)0.95 = 3.43 \text{ cm}$$

- De 1.50 a 5.00 m de profundidad

$$\Delta H_2 = (0.10 * 1.61 * 350)0.90 = 50.71 \text{ cm}$$

- De 5.00 a 7.00 m de profundidad

$$\Delta H_3 = (0.021 * 1.61 * 200)0.75 = 5.07 \text{ cm}$$

De tal modo que tenemos un  $\Delta H$  total de:

$$\Delta H_{TOTAL} = 59.21 \text{ cm}$$

Se tomó en cuenta hasta una profundidad de 7.00 m

Como se puede ver, los asentamientos son totalmente inaceptables, razón por la cual la opción de cimentación mediante una losa queda descartada definitivamente.

#### **4.2.3.1.1. Análisis de asentamientos con el tiempo**

Anteriormente se calculó el asentamiento, ahora es necesario definir en que tiempo se están dando los asentamientos mencionados.

Para este fin será necesario definir el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ):



$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

$C_v$ ; Coeficiente de consolidación.

$k$ ; Permeabilidad, que en este caso es de  $1 \times 10^{-7} \left[ \frac{cm}{seg} \right]$

por lo tanto;

$$C_v = \frac{1 \times 10^{-7}}{0.1 * .001} = .001 \left[ \frac{cm^2}{seg} \right]$$

Posteriormente, partiendo de la expresión que define al Factor Tiempo [ $T$ ] como:

$$T = \frac{C_v t}{H^2}$$

$T$ ; Factor tiempo (Para el 50%, le corresponde un valor de 0.197).

$t$ ; Tiempo en el cual se está analizando [seg].

$H$ ; Espesor del estrato deformable, dicho valor dependerá de que exista o no, un doble drenaje. En nuestro caso no es así y por lo tanto se toma en cuenta el espesor total del estrato.

Se define el tiempo “ $t$ ” en segundos que transcurrirá hasta que se obtenga el 100% de la consolidación, por lo que se hace uso de la **Relación teórica U%-T** (Ref. 12)

U%	t [tiempo]
50%	9.3 meses
95%	4.4 años

U%; Porcentaje de consolidación del suelo a una profundidad “ $z$ ” y en un instante “ $t$ ”.

# Referencias

1. ASTM. American Society for Testing and Materials.
2. Esteva, L., “Regionalización Sísmica de la República Mexicana Para Fines de Ingeniería” Informe 246, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1970.
3. Comisión Federal de Electricidad (CFE), “Manual de Diseño de Obras Civiles”, Diseño por Sismo, México, 1993.
4. Bowles, J.E., “Foundation Analysis and Design”, Fourth Edition, Editorial Mc Graw Hill Book Co., 1985.
5. Ingenieros Especialistas en Cimentaciones, “Estudio de mecánica de suelos efectuado para el proyecto del Centro de Distribución Automatizado ubicado dentro del Parque Industrial México, localizado sobre la carretera Federal México-Zumpango, en el municipio de Zumpango, Edo. de México; Octubre; 2007.
6. Zeevaert L., “Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions”, Editorial Van Nostrand Reinhold, 2nd. Edition, New York, 1982.
7. Alpan, I., “Estimating the Settlements of Foundations and Sands”, Civil Engineering and Publics Works Review, 1964.
8. Terzaghi K., y Peck, R., “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica”, 1955.
9. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, México, D.F., 2004.
10. Bowles, J.E., “SMSLOPE-Slope Stability Analysis Program”, User´s Manual, Engineering Computer Software, Peoria, Illinois, 1991.
11. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), “Manual de Diseño Geotécnico”, COVITUR, Vol. I, México, 1987.
12. Juarez Badillo E., Rico Rodríguez A.; “Mecánica de Suelos ,Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos”; pag 276.; Ed. Limusa; México D.F.; 2001.

# CAPÍTULO V. “Solución de cimentación mediante pilas de grava compactada”

## 5.1. Análisis de la cimentación del centro de almacenamiento mediante el sistema de pilas de grava compactada

Debido al estrato de arcillas muy plásticas que va de 1.80 m a 4.60 m de profundidad aproximadamente (Estrato III principalmente), con un número de golpes de 1 a 3 a la penetración estándar, se tendrán deformaciones inadmisibles en, sobretodo en la estructura que descarga 15 t/m<sup>2</sup>. Por esta razón será necesario el empleo de Pilas de Agregado Compactado, para mejorar la capacidad de carga y reducir los asentamientos.

### 5.1.1. Control de Asentamientos

Para el análisis de control de asentamientos dividimos en dos zonas la matriz de suelo, la zona superior y la zona inferior.

#### 5.1.1.1. Zona Superior

En el diseño de las pilas de agregado compactado se emplearon elementos de 76 cm de diámetro y de acuerdo con las características del subsuelo del sitio, se asignaron los siguientes parámetros que se presentan en la Tabla 5.1.

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Presión de la estructura	P	16.1	t/m <sup>2</sup>
Diámetro del elemento	d	0.76	m
Peso volumétrico del suelo	$\gamma$	1.2	t/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna	$\phi$	0.00	°
Capacidad de celda del elemento	Q <sub>cell</sub>	22.6	t
Capacidad de carga de zapata	q <sub>all</sub>	21.9	t/m <sup>2</sup>
Módulo de rigidez del elemento	K <sub>g</sub> *	3460	t/m <sup>3</sup>
Módulo de rigidez del suelo	K <sub>m</sub>	288	t/m <sup>3</sup>

\* El módulo depende del tipo y rigidez del suelo

**Tabla 5.1, Parámetros de diseño .**

Se supuso una separación de elementos de 2.00 m por 2.00 m de centro a centro, de manera que se puedan estimar el número de elementos a utilizar.

$$\text{No. de elementos} = \frac{A_T}{A_{\text{matriz de suelo}}} = \frac{6300}{4} = 1575$$

donde;

$A_T$ ; Área que ocupará la losa (corresponde al área debajo de la nave), [ $m^2$ ].

$A_{\text{matriz de suelo}}$ ; Área de matriz de suelo mejorada que existe entre 4 elementos.

Así pues y de acuerdo a los parámetros mostrados en la tabla 5.1, se calculó la Relación de áreas de la siguiente forma:

$$R_a = \frac{A_g N}{A} = \frac{0.453 * 1575}{6300} = 0.113$$

$R_a$ ; Relación de áreas de reemplazo.

Recordemos que:

$$A_g = \frac{\pi * (0.76)^2}{4} = 0.453m^2$$

ya que

$A_g$ ; Área del elemento debajo de la zapata o losa.

La relación de rigidez entre el elemento de grava compactada y el suelo está dada por la siguiente expresión:

$$R_s = \frac{k_g}{k_m} = \frac{3460}{288} = 12.01 \approx 12$$

donde:

$R_s$  Relación de rigideces.

Con las relaciones de área de reemplazo y rigideces, podemos calcular el esfuerzo que está aplicado directamente a la cabeza del elemento  $[q_g]$ , no sin antes recordar que:

$$Q = qA = Q_g + Q_s = q_g A_g + q_s A_s$$

donde;

$q_g$ ;            Esfuerzo vertical en la cabeza del elemento  $\left[ \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$ .

$Q_s$ ;            Esfuerzo vertical aplicado a la matriz de suelo debajo de la zapata.

$A_s$ ;            Área de la matriz de suelo en contacto con la zapata.

A partir de la expresión anterior y trabajando algebraicamente con ella, sabiendo que las relaciones de rigideces y de área son las indicadas arriba, se tiene el cálculo de  $q_g$  ;:

$$q_g = q \left[ \frac{R_s}{R_s R_a - R_a + 1} \right]$$

$q$ ;            Presión promedio.

Dando como resultado;

$$q_g = 16.1 \left[ \frac{12.01}{(12.01 * 0.113) + 1 - 0.113} \right]$$

$$q_g = 86.32 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Como ya conocemos el esfuerzo en la cabeza del elemento, podemos calcular la carga que soporta:

$$Q_g = q_g * A_g$$

$$Q_g = 86.32 * 0.45 \Rightarrow Q_g = 39.15 \text{ ton}$$

donde;

$Q_g$  Carga que soporta el elemento de grava compactada [t].

Debido a que se conoce el módulo de rigidez del elemento, es posible calcular el asentamiento en la zona reforzada, es decir, en el espesor de estrato donde se colocarán las pilas de grava compactada como sigue:

$$S_{UZ} = \frac{q_g}{k_g} = \frac{86.32}{3460} = 0.0249 \text{ m}$$

donde:

$S_{UZ}$  Asentamiento en la zona superior (reforzada por los elementos de grava compactada), [m].

Por lo tanto, el asentamiento que se dará en la zona reforzada será:

$$S_{UZ} = 2.49 \text{ cm}$$

#### 5.1.1.2. Zona Inferior

Para calcular el asentamiento en la zona inferior se considera que el suelo es un semiespacio elástico, y se hace uso de la teoría de la elasticidad [Timoshenko y Goodier (1951)].

$$S = q_o B \frac{1 - \mu^2}{E_s}$$

B; Ancho de la cimentación [cm].

$E_s$  Módulo elástico del suelo [ $\frac{kg}{cm^2}$ ].

$q_o$  Presión promedio [ $\frac{kg}{cm^2}$ ].

$\mu$  Módulo de Poisson.

Así pues se hicieron las siguientes consideraciones:

$$S = 1.61 * 3500 \frac{1 - 0.35^2}{2400}$$

$$S_{LZ} = 2.05 \text{ cm}$$

$S_{LZ}$  ; Asentamiento en la Zona Inferior.

### 5.1.1.3. Asentamientos totales

Sumando los asentamientos producidos en la zona superior y en la zona inferior se tiene que:

$$S_{LZ} + S_{LZ} = 2.49 + 2.05$$

por lo tanto;

$$S = 4.54 \text{ cm}$$

$S$  ; Asentamiento total [cm].

### 5.1.2. Longitud del elemento de grava compactada

Para que el elemento soporte la carga, necesita cumplir con una longitud mínima, para ello se proponen los datos de la Tabla 5.2.

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Profundidad de desplante	Df	0.6	m
Longitud de fuste	Hs	5.9	m

**Tabla 5.2, Parámetros propuestos .**

Por lo que la profundidad de perforación será:

$$H_{perf} = D_f + H_s = 0.6 + 5.9$$

$H_{perf}$  ; Profundidad de perforación, [m].

Por lo tanto:

$$H_{perf} = 6.5 \text{ m}$$

Como no hay NAF el esfuerzo efectivo será igual al esfuerzo total.

Los empujes pasivos se calcularon de la siguiente manera:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} H$$

$E_p$ ; Empuje pasivo,  $\left[ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$ .

donde;

$$N_\phi = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

de manera que si;

$$\phi = 20^\circ \Rightarrow N_\phi = 2.03$$

$$\phi = 10^\circ \Rightarrow N_\phi = 1.41$$

$$\phi = 0^\circ \Rightarrow N_\phi = 1.00$$

Así pues, analizando por estratos (hasta la longitud del elemento)

- De 0.60 a 1.50 m de profundidad

$$E_p = 0.5 * 1.5 * 0.90^2 * 2.03 + 2 * 3 * \sqrt{2.03} * 0.90$$

$$E_p = 1.23 + 7.69$$

$$E_p = 8.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

De 1.50 a 5.00 m de profundidad

$$E_p = 0.5 * 1.2 * 3.5^2 * 1.00 + 2 * 1.5 * \sqrt{1.00} * 3.5$$

$$E_p = 7.35 + 10.5$$

$$E_p = 17.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- De 5.00 a 6.50 m de profundidad



$$E_p = 0.5 * 1.5 * 1.5^2 * 1.41 + 2 * 2 * \sqrt{1.41} * 1.5$$

$$E_p = 2.37 + 7.12$$

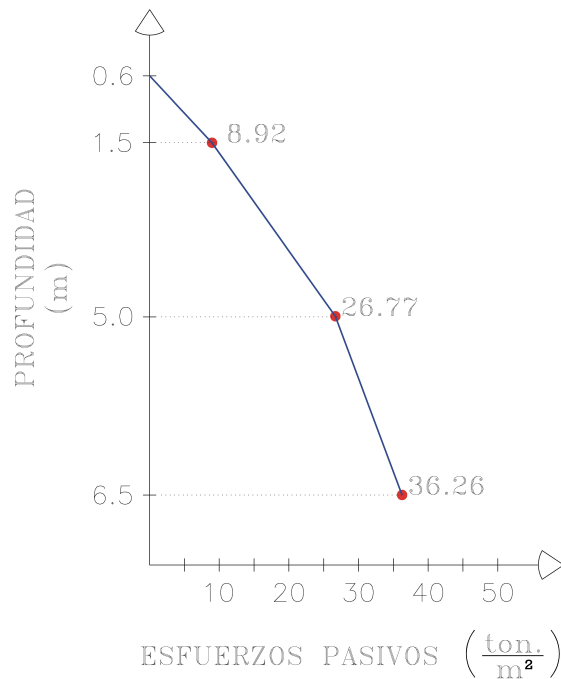
$$E_p = 9.49 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

de esta manera y como se observa en la figura 5.1, obtenemos;

$$E_{p1} = 8.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$E_{p2} = 8.92 + 17.85 = 26.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$E_{p3} = 26.77 + 9.49 = 36.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



**Figura 5.1, Esfuerzos Pasivos.**

A continuación se calcula el promedio pesado del esfuerzo lateral con la siguiente expresión:

$$P_{AVG} = \frac{(8.92)0.9}{2} + \frac{(26.77 + 8.92)3.5}{2} + \frac{(36.26 + 26.7)1.5}{2} = 113.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_{AVG} = \frac{113.21 \frac{ton}{m}}{5.9m}$$

$$P_{AVG} = 19.18 \frac{ton}{m^2}$$

donde:

$P_{AVG}$  Promedio pesado del esfuerzo lateral,  $\left[ \frac{ton}{m^2} \right]$ .

La resistencia a la fricción del elemento es:

$$Q_s = P_{AVG} * \pi * d * H_s = 19.18 * 3.1416 * 0.76 * 5.9$$

$$Q_s = 270.31 ton$$

donde:

$Q_s$  ; Capacidad a la fricción del elemento, [t].

Para que la longitud del elemento de grava compactada sea adecuada, se debe de cumplir con lo siguiente:

$$Q_s > Q_g$$

Sustituyendo:

$$270.31 ton > 39.15 ton$$

Por lo que la longitud es adecuada para soportar la carga de diseño.

# Referencias

1. "Manual de Diseño", Geopier Foundation Company
2. Bowles, J.E., "Foundation Analysis and Design", Fourth Edition, Editorial Mc Graw Hill Book Co., 1985.

## CAPÍTULO VI “Proceso de construcción”

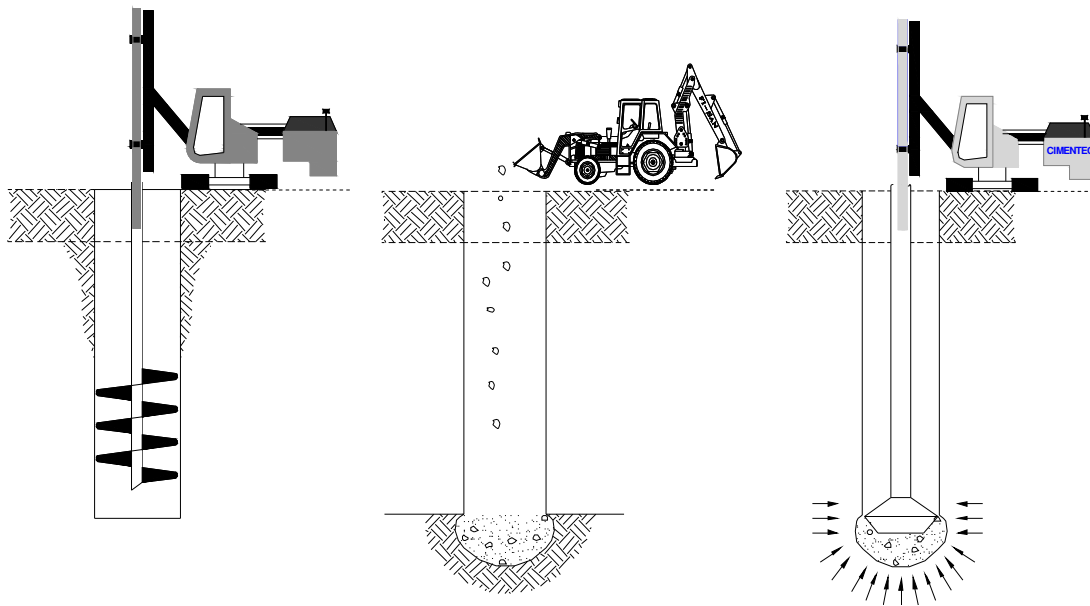
Anteriormente, en el Capítulo I “Sistema de mejoramiento de suelos mediante pilas de grava compactada”, se dieron los pasos para llevar a cabo el proceso constructivo de una pila de grava compactada convencional.

En este caso particular y debido a la estratigrafía no fue necesario el uso de ademe, por lo que el proceso constructivo fue el convencional y se realizó como se ilustra en la figura 6.1.

El proceso consiste en estos tres pasos:

1. Hacer una perforación de 30” de diámetro (0.76 m), hasta la profundidad de 6.4 m.
2. Colocar capas de grava de 0.3 m de espesor (calidad de base) en el interior de la perforación.
3. La primera capa de grava del fondo de la perforación generalmente consiste en grava limpia y se apisona lo suficiente para formar un bulbo bajo en nivel del fondo de la perforación.

Compactar la primera y las capas consecutivas de grava, mediante el uso de pisón biselado a 45°, el cual se adapta un martillo hidráulico de alta energía.



*Figura 6.1, Proceso Constructivo de las pilas de grava compactada.*

# Referencias

1. "Manual de Diseño", Geopier Foundation Company; 2002.

## CAPÍTULO VII. “Comportamiento del Centro de Almacenamiento a largo plazo”

Dentro del Centro de Distribución Automatizado se encontró unos estantes con alturas de hasta 35.00 m y una serie de rieles a nivel de piso. Dichos rieles fueron instalados de manera que los “robots”, encargados de cargar y descargar los estantes, puedan moverse libremente a través de los pasillos.

Esto implica que las deformaciones que tenga la losa de la estructura afectará de manera significativa a dichos rieles, lo cual causaría que los robots no trabajaran eficientemente y dado que todo está automatizado, alguna falla paralizaría el mecanismo de trabajo del Centro de Distribución por completo.

Ahora bien, la manera como se ha monitoreado el movimiento de la estructura ha sido mediante nivelaciones periódicas. La información de dichas nivelaciones se ha presentado midiendo los movimientos que han sufrido los 4 pasillos con que cuenta el complejo. Cada pasillo cuenta con un riel en el centro del mismo y a su vez, dicho pasillo tiene dos ejes, uno de cada lado, que corresponden a los distintos estantes existentes.



*Figura 7.1, Apariencia de los robots dentro del complejo.*

Así pues, los pasillos y ejes se dividen como se muestra en la tabla siguiente:

Pasillo 1			Pasillo 2			Pasillo 3			Pasillo 4		
Eje A	*R 1	Eje B	Eje C	R 2	Eje D	Eje E	R 3	Eje F	Eje G	R 4	Eje H

*Tabla 7.1, Pasillos y sus ejes correspondientes.*

\*R, hace referencia al Riel de cada Pasillo.

Según los estándares de este tipo de instalaciones robóticas, solamente se permite una deformación diferencial de 0.30 de mm por cada metro.

De tal manera, se ha monitoreado desde el 2011 el comportamiento de los rieles y pasillos. A lo largo de este tiempo, se obtuvo que el asentamiento máximo medido se da del Eje C al Eje F, sobretodo en su parte centro(en el sentido longitudinal).

Esto debido a que la forma en que se han cargado los estantes no ha sido uniforme y la carga se ha concentrado en el centro. Es importante mencionar que los asentamientos más fuertes se dieron de 6 a 8 meses después de haber terminado con la instalación de los elementos de grava compactada, estos asentamientos fueron del orden de 3.12 cm.

Los otros 1.42 cm restantes se han dado a lo largo de 2 años aproximadamente ya que en los dos últimos monitoreos ejecutados (noviembre de 2011 y marzo de 2012) no se registró algún movimiento significativo.

A manera de comparación, el asentamiento final obtenido fue de 4.54 cm y el permisible según los estándares del “Centro de distribución Automatizado” es de 5.4 cm.



Figura 7.2, Planta de los pasillos en el complejo de almacenamiento.

# CONCLUSIONES

Las características que nuestro país posee en términos de suelo existente son muy peculiares; muchas veces estas características suelen ser desfavorables para las construcciones, lo que ha obligado a los ingenieros civiles a desarrollar y/o aplicar nuevas formas de solucionar estos retos que la naturaleza presenta.

En este caso, las pilas de grava compactada son una adecuada solución ya que al mejorar la masa de suelo evitan tener deformaciones en ella a corto y largo plazo.

Cabe mencionar que la construcción de las pilas de grava compactada es rápida y por ende esto puede traducirse en una disminución de costos. Así mismo son muy útiles cuando tenemos problemas como la licuación de arenas ya que la compactación induce el reacomodo de las partículas sólidos de la arena y al mismo tiempo las columnas de grava compactada sirven como drenes para darle salida al agua evitando así un incremento en la presión de poro en el caso de un sismo.

En general las personas suelen tender a no querer probar lo nuevo y en particular muchos ingenieros siguen este pensamiento, sin embargo, la razón principal de que las nuevas tecnologías no sean aprobadas por muchos ingenieros y/o arquitectos se debe al desconocimiento de cómo es que funcionan y de qué ventajas y qué limitaciones tienen.

Hoy en día existen muchas técnicas nuevas, técnicas creadas tanto en México como en otros países, con un amplio respaldo en investigación y en proyectos ya realizados con gran éxito, mismas que nos permiten realizar construcciones donde antes no era posible. *“De la necesidad nace la creatividad”* y dado el constante crecimiento de las ciudades, los ingenieros civiles se han visto en la necesidad de construir en direcciones que antes no se podían ni imaginar, ya sea por las limitaciones constructivas, de costo y técnicas.

Es importante mencionar que la tendencia que marca la forma de construir hoy en día apunta a que cada vez, será más frecuente la exigencia de un método que sea amigable con el medio ambiente.

Los elementos de pilas de grava compactada así como otras tantas técnicas suponen una oportunidad para que la ingeniería mexicana siga creciendo e incluso como un enriquecimiento a nivel no solo profesional si no también a nivel licenciatura.

Finalmente, es necesario recalcar que este método tiene sus ventajas y desventajas. No es fácil hacer una comparación de manera literal de los elementos de pila de grava compactada, con respecto a unas pilas coladas in situ, sin embargo y de manera general podemos rescatar lo siguiente:



Alternativa	Ventajas	Desventajas
Pilas de Grava Compactada	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓Mejora significativamente las propiedades del suelo.</li> <li>✓Construcción mucho más rápida que una pila.</li> <li>✓Se reduce el tiempo de la consolidación.</li> <li>✓Evita el uso de elementos estructurales robustos.</li> <li>✓Bajo costo de ejecución.</li> <li>✓Es un elemento sustentable con el medio ambiente.</li> <li>✓Permite implementar soluciones de tipo superficial.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓Se necesita equipo y personal especializado.</li> <li>✓Supervisión especializada para su ejecución.</li> </ul>
Pilas coladas “in-situ”	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓Proporcionan una capacidad de carga muy alta.</li> <li>✓No requieren de equipo, ni personal “especializado”.</li> <li>✓Pueden ser elementos muy largos.</li> <li>✓En espesores muy grandes de suelo muy blando tienen mejor competitividad.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓Altos costos para su ejecución.</li> <li>✓No son soluciones amigables con el medio ambiente.</li> </ul>