



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**SISTEMA DE CIMENTACIÓN PARA EDIFICACIONES DE USO
HABITACIONAL DE 4 NIVELES, USANDO INCLUSIONES DE GRAVA
COMPACTADA (MÉTODO GEOPIER)**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. JUAN ALFREDO CARMONA RANGEL

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO**

Ciudad Universitaria, Cd. Mx.

OCTUBRE 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

“No tengas miedo de renunciar a lo bueno para ir por lo grandioso”

(John D. Rockefeller)

A mis padres, Lizaurith Rangel y Epifanio Carmona; a mi hermano Helí Ricardo, les agradezco por todo el apoyo, amor y consejos que me han dado, ustedes han sido la base de mis logros. Sé que siempre contaré con ustedes.

A mis queridos amigos Marcos Bernabe, Juan Orato, Lizbeth Moreno, Edwin Cortez, Angel Moreno, Hugo Barrios, Álvaro Valverde.

A mis colegas y buenos amigos Dorian, Luis, Mónica, Toño y Rodrigo fue una grata experiencia trabajar con ustedes, en especial a José Luis gracias amigo por tu apoyo en la realización de esta tesina.

A mis compañeros de la especialidad por compartir sus experiencias y conocimientos conmigo.

A mis compañeros del laboratorio de geotecnia del Instituto de Ingeniería.

A mis amigos de la CUR en especial a Monse, Barush y Abbey son grandes personas.

A todas las personas que he conocido, siempre me han aportado algo para seguir creciendo.

A mis profesores de la especialidad de geotecnia gracias por su contribución en mi formación como especialista.

A mi director de tesina el M.I. Juan Luis Umaña por sus opiniones y consejos durante el desarrollo de la tesina.

A mis sinodales por sus observaciones y recomendaciones en la realización de esta tesina.

A mi alma mater la UNAM gracias por todo lo que me brindó en estos seis años y medio, es un orgullo ser parte de ella.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	2
ALCANCES	2
1. FILOSOFÍA DE INCLUSIONES CON GRAVA COMPACTADA	2
1.1 HISTORIA.....	3
1.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO	3
1.2.1 ASENTAMIENTO EN ZONA SUPERIOR – ANALOGÍA DE RESORTES	4
1.2.2 ASENTAMIENTO EN ZONA SUPERIOR – MÓDULO ELÁSTICO COMPUESTO	5
1.2.3 ASENTAMIENTO EN ZONA INFERIOR	6
1.2.4 TASA DE ASENTAMIENTO EN LA ZONA REFORZADA CON ELEMENTOS GEOPIER	6
1.2.5 TASA DE ASENTAMIENTO DEBAJO DE LA ZONA REFORZADA CON ELEMENTOS GEOPIER	8
1.2.6 INFLUENCIA DEL MÓDULO DE RIGIDEZ DEL GEOPIER EN EL SUELO	9
1.2.7 CAPACIDAD DE CARGA DE UN ELEMENTO INDIVIDUAL GEOPIER	9
1.2.8 CAPACIDAD DE CARGA DEBAJO DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES GEOPIER	10
1.2.8.1 CONDICIONES NO DRENADAS	11
1.2.8.2 CONDICIONES DRENADAS	12
1.2.9 CAPACIDAD DE CARGA DENTRO DE LA MATRIZ DE SUELO REFORZADA CON ELEMENTOS GEOPIER	12
1.2.10 CAPACIDAD DE CARGA DEBAJO DEL SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS GEOPIER	13
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	14
2.1 USO Y ESPECIFICACIONES	16
2.2 MAGNITUD DE CARGAS Y UBICACIÓN DE ELEMENTOS GEOPIER	19
3. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN	20
3.1 GEOLOGÍA	20
3.1.1 FISIOGRAFÍA DEL ESTADO DE MÉXICO	20
3.1.2 LITOLOGÍA DEL ESTADO DE MÉXICO	21
3.1.3 GEOLOGÍA PARTICULAR DE LA ZONA EN ESTUDIO	22
3.2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO	24
3.3 ENSAYES DE LABORATORIO	25
3.4 MODELO GEOTÉCNICO	26
3.5 ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO	28
4. SISTEMA DE CIMENTACIÓN CON INCLUSIONES DE GRAVA COMPACTADA	29
4.1 PRUEBA DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ	29
4.1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PRUEBA	29
4.1.2 ESPECIFICACIONES DE LA PRUEBA DE MÓDULO	29
4.1.3 RESULTADOS DE LA PRUEBA DE MODULO	31

4.2 REVISIÓN DE ESTADOS DE FALLA Y SERVICIO	32
4.2.1 ESTADO LÍMITE DE FALLA	32
4.2.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	35
4.3 PROCESO CONSTRUCTIVO	38
4.4 COMPARATIVA DE ASENTAMIENTOS TEÓRICOS Y MEDIDOS EN CAMPO	40
5. CONCLUSIONES	44
REFERENCIAS	45

INTRODUCCIÓN

En la actualidad la Zona metropolitana del valle de México que comprende la Ciudad de México, 59 municipios del Estado de México y un municipio del Estado de Hidalgo, es una de las aglomeraciones urbanas más pobladas del mundo.

La urbanización sigue creciendo en una manera exponencial, originando la necesidad de construir desarrollos habitacionales en áreas que antes se ocupaban principalmente para cultivo.

En consecuencia, la ingeniería civil y en particular la geotecnia, ha tenido que intervenir para implementar técnicas de construcción y cimentación que sean eficientes, seguras, económicas, y amigables con el medio ambiente.

Por lo antes dicho, se presenta en esta tesina un método de mejoramiento de suelo a partir de columnas de grava compactada con el método Geopier, para un desarrollo de uso habitacional con edificaciones de 4 niveles, cimentados en un suelo de alta compresibilidad.

Este método se ofrece como una alternativa a los métodos convencionales de mejoramiento de suelos como la sobre excavación y sustitución, e incluso a cimentaciones profundas como pilas y pilotes que representan un costo mayor al proyecto.

El presente trabajo contempla 5 capítulos. El capítulo I “Filosofía de inclusiones con grava compactada” habla de cómo se fue desarrollando la técnica de columnas de grava compactada a lo largo de la historia, las ventajas que presenta esta técnica, de igual manera se proporciona la metodología de diseño que se requiere para el cálculo de capacidad de carga y asentamientos una vez mejorado el suelo con los elementos Geopier.

El capítulo II “Descripción del proyecto” como su nombre lo indica se hace una breve descripción del uso que tendrán los edificios, la geometría, las cargas actuantes y la ubicación relativa de los elementos geopier.

El capítulo III “Caracterización del terreno de cimentación” da una descripción de la geología general y particular del sitio en estudio, también especifica la exploración, muestreo y ensayos de laboratorio que se realizaron y proporciona el modelo geotécnico que se generó con lo antes descrito.

El capítulo IV “Sistema de cimentación con inclusiones de grava compactada” explica y da los resultados de la prueba de campo para el cálculo del módulo de rigidez, se hacen los cálculos de la capacidad de carga y asentamientos de la matriz de suelo mejorada con elementos Geopier, también, se describe el procedimiento constructivo, se realiza una comparativa de los asentamientos teóricos contra los medidos en campo y se comentan las posibles causas de la disparidad de estas. Por último, en el capítulo V se generan las conclusiones finales de esta tesina.

OBJETIVOS

- Realizar una investigación bibliográfica sobre el método de inclusiones de columnas de grava compactada.
- Obtener las propiedades físicas, índice y mecánicas del terreno de cimentación para construir el modelo geotécnico.
- Analizar y diseñar el sistema de cimentación por medio de las inclusiones de grava compactada, método Geopier.
- Obtener el módulo de rigidez de las columnas de grava compactada por medio de pruebas de campo.
- Revisar los límites de falla y servicio del sistema de cimentación propuesto.
- Proponer el proceso constructivo de las columnas de grava compactadas.
- Hacer una comparativa de las magnitudes de asentamientos estimados teóricamente y los medidos en campo y comentar las causas de la disparidad en los resultados.

ALCANCES

- El análisis del terreno de cimentación corresponde a una zonificación geotécnica de transición.
- El cálculo se realizará para edificaciones de uso habitacional de 4 niveles.
- El análisis y diseño de las columnas de grava compactada se realizará por medio del método Geopier.
- Los procesos constructivos de las inclusiones de grava compactada son aplicables a un suelo blando.
- Los asentamientos teóricos estimados en cada edificio con el método propuesto por Geopier se obtuvieron como losas aisladas.
- Los asentamientos medidos en campo están dentro de un período de tiempo de 400 días.

1. FILOSOFÍA DE INCLUSIONES CON GRAVAS COMPACTADAS

Por siglos, la solución geotécnica a suelos de baja capacidad de carga y alta compresibilidad han sido cimentaciones profundas (pilas y pilotes) que llevan las cargas por debajo del suelo incompetente, otra alternativa era remover la capa de suelo de baja calidad y sustituirla por un suelo compactado de mejor calidad.

El hincado de pilotes era típicamente evitado por el alto costo, los métodos de instalación han ido evolucionando y con ello el costo ha disminuido ligeramente, las pilas de igual manera representan un costo mayor a las cimentaciones superficiales como zapatas y losas de cimentación.

El método de excavación y sustitución presenta una alternativa costosa cuando el espesor a sustituir es mayor a 3.0 m, principalmente por el gran volumen de material que tiene que ser removido y el que se tiene que compactar.

Las columnas de grava compactada Geopier proveen una alternativa económica y con un tiempo de construcción menor a las técnicas convencionales de mejoramientos de suelo que han sido extensamente usadas para mejorar la capacidad de carga y reducir asentamientos de suelos poco competentes debajo de las cimentaciones superficiales.

1.1 HISTORIA

Las columnas de grava compactada Geopier han sido utilizadas desde 1988 para soportar zapatas y losas de cimentación pudiendo controlar los asentamientos de estructuras de hasta 16 niveles.

El sistema Geopier puede ser descrito como un resorte rígido dentro de una matriz de suelo menos rígida, las columnas mejoran la matriz de suelo a través de la densificación del suelo circundante.

Las columnas de grava compactadas son perforaciones verticales que atraviesan el suelo de capacidad de carga baja y/o alta compresibilidad, alcanzando por lo regular un estrato de mayor resistencia, aunque también se pueden dejar flotantes, trabajando por fricción.

Esta perforación se rellena con grava en capas de espesor y granulometría definida introducida con un apisonador que emplea alta energía para compactarlo y así obtener una rigidez de los elementos para contrarrestar los asentamientos.

En 1984 el Dr. Nathaniel Fox empezó a desarrollar métodos mejorados que reforzaban el suelo para soportar cimentaciones superficiales. Años después el Dr. Fox empezó a colaborar con el Dr. Evert Lawton, un profesor de la Universidad de Miami, juntos desarrollaron una nueva tecnología denominada columnas de agregado apisonado (RAP por sus siglas en inglés), el sistema se conoce con el nombre de cimentación intermedia Geopier debido a la longitud de la columna de grava y es comercializada como una alternativa a las cimentaciones profundas y al método de sobre-excavación y remplazo.

El sistema Geopier tiene las siguientes ventajas en comparación con los métodos de mejoramiento de suelo convencionales y cimentaciones profundas.

- Densifica el suelo circundante al elemento Geopier. En otras palabras, hace al suelo alrededor del elemento Geopier más resistente por lo que soportar presiones laterales como verticales de mayor magnitud.
- Mejora la estabilidad en áreas con actividad sísmica
- Se reducen el costo y tiempo de ejecución en comparación con las cimentaciones profundas y con el método de sobre-excavación y sustitución.

El sistema de cimentación Geopier consiste en un arreglo de elementos, un elemento es construido a partir de una perforación en el suelo, la profundidad de un elemento Geopier es determinado en base a los requerimientos geotécnicos del proyecto. La mayoría de los elementos Geopier son de 3 a 8 metros.

1.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO

Los elementos Geopier son diseñados para controlar asentamientos y dar mayor resistencia a la matriz de suelo mejorado.

Los asentamientos de las cimentaciones son estimados como la suma de los asentamientos en la “zona superior” reforzada con elementos Geopier y el asentamiento estimado en la “zona inferior” bajo el fondo de los elementos Geopier de acuerdo a la metodología descrita por Lawton et al. (1994). Estas zonas están descritas en la Figura 1.

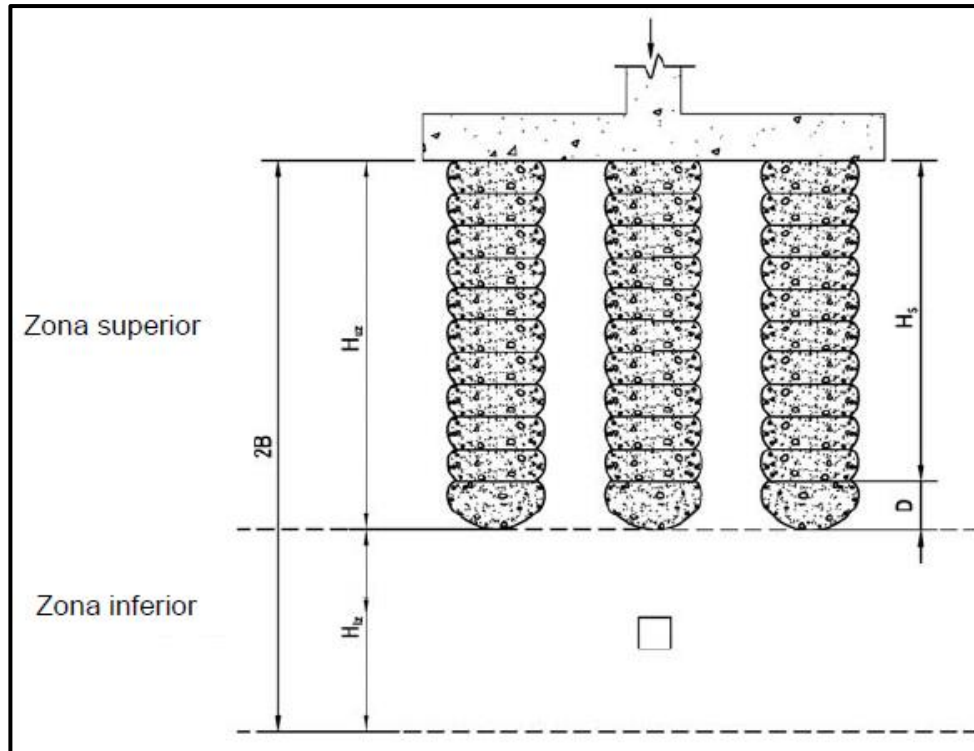


Figura 1.- Metodología de estimación de asentamiento para las dos capas, superior e inferior

1.2.1 ASENTAMIENTO EN ZONA SUPERIOR – ANALOGÍA DE RESORTES

Los asentamientos en la zona superior comúnmente implementan la analogía de resortes según se muestra en la Figura 2. Los elementos Geopier actúan como resortes rígidos, el suelo matriz entre los elementos actúa como resortes blandos. Los resortes rígidos Geopier atraen un mayor porcentaje de los esfuerzos aplicados por la cimentación en comparación a los resortes más blandos del suelo matriz. Asumiendo que la cimentación es perfectamente rígida, el esfuerzo en la parte superior de los elementos Geopier q_g puede calcularse según la Ecuación 1.

$$q_g = q \frac{R_s}{R_a R_s - R_a + 1} \quad \text{ecuación 1}$$

Donde q es la presión aplicada promedio bajo la cimentación, R_s es la razón de rigidez entre los elementos Geopier y el suelo matriz, y R_a es la razón de remplazo de área de los elementos Geopier, definida en la Ecuación 2.

$$R_a = \frac{A_g * N}{A_T} \quad \text{ecuación 2}$$

Donde A_T es el área total de la losa de cimentación, N es el número de elementos Geopier dentro de la losa de cimentación y A_g es el área del elemento Geopier.

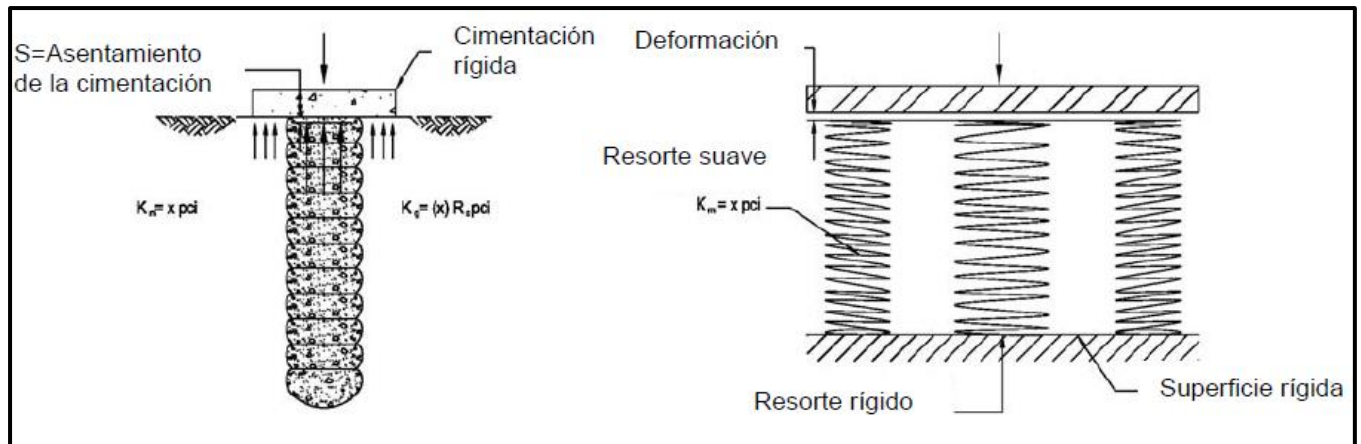


Figura 2.- Analogía de resortes para el diseño de pilas de agregado compactado

La razón de rigidez R_s se define como la razón entre el módulo de rigidez de las columnas de agregado Compactado k_g y el módulo de rigidez del suelo k_m , Ecuación 3.

$$R_s = \frac{k_g}{k_m} \quad \text{ecuación 3}$$

El módulo de rigidez k_g se define como la razón del esfuerzo aplicado en la parte superior del elemento Geopier q_g y la deformación vertical resultante. La constante de rigidez del Geopier se estima usando una base de datos establecida de pruebas de módulo anteriores, en condiciones geotecnicas similares al suelo donde se desplantará la cimentación superficial del proyecto en estudio, posteriormente este módulo se verifica con una o varias pruebas de módulo que se realizan en el proyecto.

El asentamiento en la zona superior s_{uz} , es la razón entre el esfuerzo aplicado en la parte superior de la columna de grava compactada q_g y el módulo de rigidez del Geopier, Ecuación 4.

$$s_{uz} = \frac{q_g}{k_g} \quad \text{ecuación 4}$$

1.2.2 ASENTAMIENTOS EN ZONA SUPERIOR – MÓDULO ELÁSTICO COMPUESTO

Los asentamientos para cimentaciones en materiales heterogéneos pueden ser evaluados usando una metodología de módulo elástico compuesto, donde el asentamiento en la zona superior reforzada (zona de suelo reforzado usando los elementos Geopier) es estimado usando cálculos convencionales de asentamiento como se muestra en la Ecuación 5 (Terzaghi, et.al, 1996).

$$s_{uz} = \frac{q I_\sigma H}{E_{comp}} \quad \text{ecuación 5}$$

donde q es la presión aplicada promedio, I_σ es el factor de influencia a profundidades del suelo compresible, H es el espesor del estrato compresible y E_{com} es el valor del módulo elástico compuesto dentro de la zona superior reforzada con elementos Geopier. El módulo elástico compuesto es calculado

utilizando un promedio ponderado de los valores del módulo elástico de los elementos Geopier y el suelo matriz usando la relación de la Ecuación 6.

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

Donde R_a definida anteriormente, E_g es el módulo elástico del elemento Geopier, y E_m es el módulo elástico del suelo matriz. El valor del módulo elástico del elemento Geopier es estimado en proporción al módulo de rigidez del elemento según verificado por una prueba de módulo. El módulo elástico del suelo matriz es comúnmente estimado usando correlaciones empíricas con la resistencia al esfuerzo corte no drenado, con el número de golpes de la Prueba de Penetración Estándar (SPT-N), también con la resistencia de la Prueba de Penetración de Cono (CPT) o determinado de ensayos triaxiales.

1.2.3 ASENTAMIENTO EN ZONA INFERIOR

Los asentamientos en la zona inferior bajo la zona reforzada con elementos Geopier se calculan usando métodos geotécnicos convencionales de cálculo que consiste en estimar la profundidad de influencia de los esfuerzos bajo la cimentación, estimar el esfuerzo inducido bajo la cimentación en la zona inferior (usando factores convencionales de influencia según teoría de elasticidad) y estimar la compresibilidad de los estratos de suelos de la zona inferior. Los asentamientos en la zona inferior s_{IZ} en los suelos granulares son estimados usando la metodología de asentamientos elásticos con la Ecuación 7.

$$s_{IZ} = \frac{q I_\sigma H_l}{E_s} \quad \text{ecuación 7}$$

Donde q es el esfuerzo de contacto en la base de la cimentación, I_σ es el factor de influencia de esfuerzos por debajo de los elementos Geopier, H_l es el espesor del estrato en la zona inferior, y E_s es el módulo de elasticidad del suelo en la zona inferior. Los asentamientos en la zona inferior de los suelos cohesivos se estiman típicamente usando la Ecuación 8.

$$s_{IZ} = H_l \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad \text{ecuación 8}$$

Donde Δe es la diferencia entre el valor del índice de vacío final después del incremento de esfuerzo debido al edificio y el índice de vacío inicial (in situ).

El asentamiento total de las cimentaciones o estructuras apoyadas en elementos Geopier se calcula con la siguiente ecuación.

$$s = s_{uz} + s_{IZ} \quad \text{ecuación 9}$$

1.2.4 TASA DE ASENTAMIENTO EN LA ZONA REFORZADA CON ELEMENTOS GEOPIER

La magnitud de asentamiento después de la construcción de la estructura es a menudo tan importante como el asentamiento total de las estructuras proyectadas. Después de la construcción el asentamiento puede reducirse drásticamente usando elementos de refuerzo Geopier que actúan como drenes verticales, permitiendo drenaje radial. Se pueden realizar cálculos para evaluar el porcentaje de disipación de exceso de presión de poro que ocurre dentro del periodo estimado de construcción y para determinar el asentamiento posterior a la construcción.

Se calcula el drenaje radial al elemento Geopier usando el enfoque de Barron para estimar la duración del asentamiento (t) desde el drenaje radial hasta los drenes de arena (1948). Este enfoque relaciona la duración del asentamiento a un factor tiempo (T), el coeficiente radial de consolidación c_r y el cuadrado de la longitud efectiva de drenaje d_e .

$$t = \frac{T_r d_e^2}{c_r} \quad \text{ecuación 10}$$

El factor tiempo es calculado primero evaluando la relación de diámetros n , que es la relación del diámetro de drenaje efectivo y el diámetro del drenaje instalado d_w . Los diámetros de drenaje efectivos son evaluados con base en a la geometría de elementos espaciados en redes triangulares y cuadradas.

$$\text{Red triangular } d_e = 1.05(S) \quad \text{ecuación 11}$$

$$\text{Red cuadrada } d_e = 1.13(S) \quad \text{ecuación 12}$$

Donde S es el espaciamiento de centro al centro de los elementos Geopier. El espaciamiento es elegido para proporcionar una rigidez suficiente en la zona superior de los elementos Geopier para alcanzar un asentamiento tolerable después de la construcción de la estructura. Considerando que un porcentaje importante de asentamiento ocurrirá durante el periodo de construcción como resultado del drenaje radial.

El valor del coeficiente de consolidación radial se supone que está entre dos a cuatro veces el coeficiente vertical el coeficiente de consolidación vertical c_v . Esta relación puede ser significativamente mayor en suelos estratificados horizontalmente. El valor del coeficiente de consolidación está relacionado a diferentes factores incluyendo la mineralogía del suelo y la historia geología del suelo (Terzaghi et al. 1996). Para suelos cohesivos, estos valores son estimados a partir de pruebas de consolidación.

Con base en la relación de diámetro n y el porcentaje de disipación de exceso de presión de poro μ , el factor tiempo T puede ser interpretado de la Figura 3.

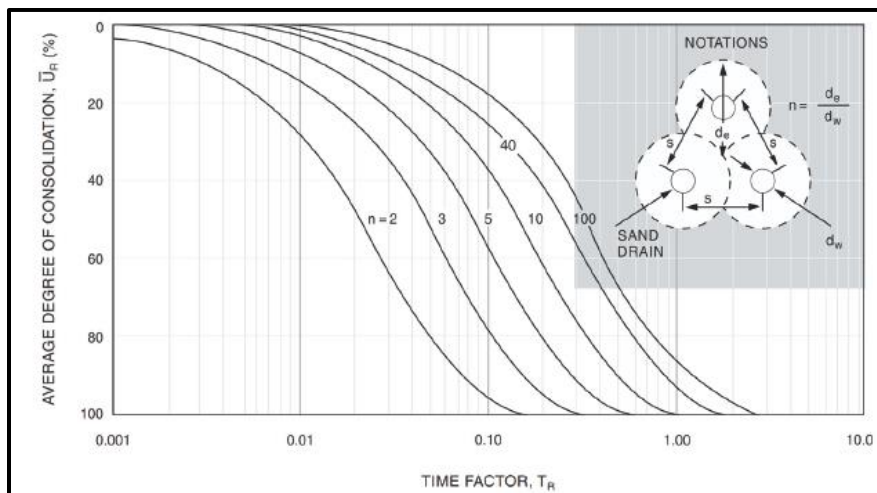


Figura 3.- Grado de consolidación por drenaje radial (NAVFAC 1982)

El factor tiempo T_R en conjunto con la longitud de drenaje d_e y el coeficiente de consolidación radial c_r son empleados para estimar el tiempo de drenado t de la ecuación 9.

Posteriores investigaciones desarrollados por Han y Ye (2001) describen un enfoque de drenaje radial modificado que explica la concentración de esfuerzo en las columnas de agregado compactado. La concentración de esfuerzos alrededor de los elementos Geopier reduce la cantidad de esfuerzo en la matriz de suelo, lo que causa que el asentamiento ocurra más rápido y produce un coeficiente radial de consolidación modificado (aumentado). Han y Ye sugieren que el coeficiente radial de consolidación modificado sea usado en el enfoque de Barron, ecuación 12.

$$c'_e = c_r \left[1 + n_s \left(\frac{1}{n^2 - 1} \right) \right] \quad \text{ecuación 13}$$

Donde n_s es la relación de concentración de esfuerzo. El coeficiente de consolidación radial es sustituido por el coeficiente de consolidación radial modificado en la Ecuación 10 para determinar el porcentaje de disipación de exceso de presión de poro para un periodo de tiempo dado.

1.2.5 TASA DE ASENTAMIENTO DEBAJO DE LA ZONA REFORZADA CON ELEMENTOS GEOPIER

La tasa de asentamiento debajo de los elementos Geopier es calculada empleando las expresiones tradicionales para la consolidación vertical, como se muestra en la siguiente ecuación y descrita en la literatura:

$$t = \frac{T_v(H_{dr})^2}{c_v} \quad \text{ecuación 14}$$

Donde t es el tiempo de drenado, c_v es el coeficiente de consolidación vertical, H_{dr} es la longitud de drenado, T_v es el factor tiempo vertical para un porcentaje particular de disipación de exceso de presión de poro de acuerdo a la Figura 4.

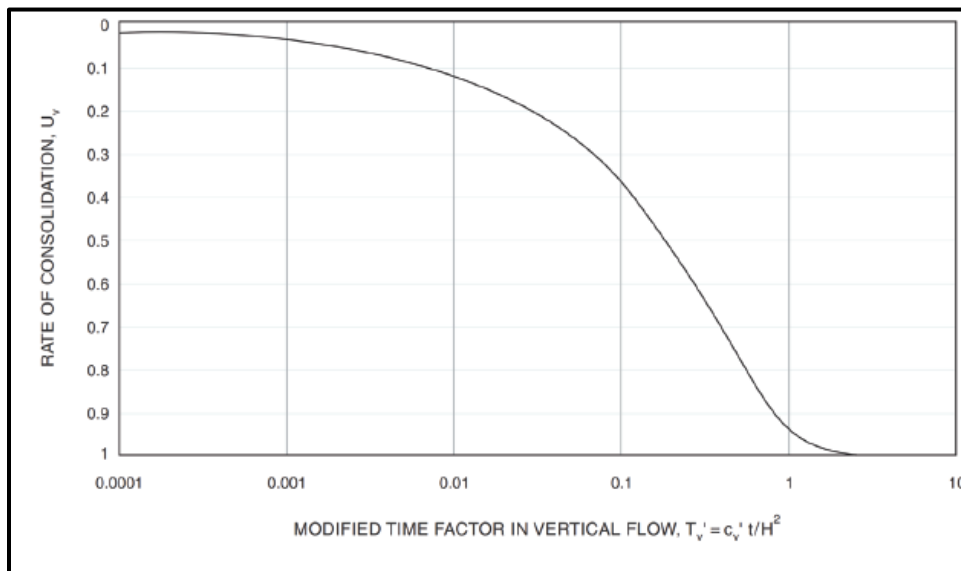


Figura 4.- Grado de consolidación por drenado vertical (Han & Ye 2001)

1.2.6 INFLUENCIA DEL MÓDULO DE RIGIDEZ DE GEOPIER EN EL SUELO

El Módulo de rigidez de los elementos Geopier tiene una influencia en el suelo circundante, ésta dependerá de la relación de rigideces entre el suelo k_m y la del elemento Geopier k_g . El elemento Geopier tiene una rigidez que se va degradando un tercio a razón de un pie de distancia, Figura 5.

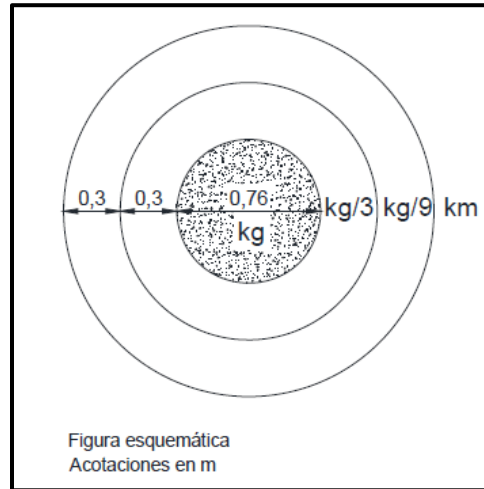


Figura 5.- Influencia del módulo de rigidez de Geopier en el suelo circundante

1.2.7 CAPACIDAD DE CARGA DE UN ELEMENTO INDIVIDUAL GEOPIER

El potencial para la falla de un elemento individual Geopier en arcilla saturada es descrito por Mitchell (1981) y representado en la Figura 6.

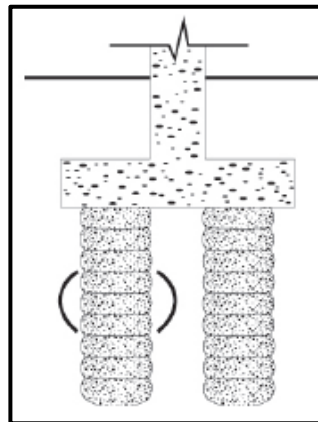


Figura 6.- Falla del elemento individual Geopier

Si se aplica suficiente presión a la parte superior del elemento Geopier, la resistencia al corte podría ser completamente movilizada dentro de los elementos y extendida a través de la matriz del suelo circundante. El desarrollo de la superficie de corte dentro del elemento Geopier causa que estos se abulten hacia afuera. La presión lateral de tierra en la matriz de suelo alrededor del elemento Geopier resiste el abarrilamiento. Debido a que la presión lateral de tierra es más baja cerca de la superficie del

suelo donde los esfuerzos por sobrecarga son bajos, la mayor cantidad de abultamiento ocurre en las porciones superiores al elemento Geopier.

Hughes y Withers (1974) usaron la teoría de expansión de cavidad para el cálculo de la capacidad de carga de un elemento granular individual, sujetos a abultamientos. Para un elemento Geopier instalado en suelos cohesivos, la capacidad de carga ultima puede ser estimada con la siguiente ecuación:

$$q_{ult,g} = \sigma_{r,lim} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi_g}{2}\right) \quad \text{ecuación 15}$$

Donde φ_g es el ángulo de fricción interna de los elementos Geopier, $\sigma_{r,lim}$ es el esfuerzo radial límite y puede ser estimado con la siguiente ecuación:

$$\sigma_{r,lim} = \sigma_{r,o} + c \left\{ 1 + \ln \left[\frac{E}{2c(1+\mu)} \right] \right\} \quad \text{ecuación 16}$$

Donde $\sigma_{r,o}$ es el esfuerzo radial total después de la instalación de los elementos Geopier y antes de aplicar la carga debido al edificio, c es la cohesión no drenada de la matriz del suelo, E es el modulo elástico no drenado de la matriz del suelo, y μ es el modulo de poisson de la matriz del suelo, el esfuerzo radial total después de la instalación de los elementos Geopier es la suma del esfuerzo radial efectivo y la presión de poro.

Los resultados de las pruebas de extracción y las mediciones hechas in situ tomados con el presiómetro de Menar después de la instalación de los elementos Geopier indica que el esfuerzo horizontal efectiva en la matriz de suelo después de la instalación de los elementos Geopier pueden ser estimados como el producto del esfuerzo vertical efectivo y el coeficiente de presión de tierra pasiva de Rankine $k_{p,s}$ de la matriz de suelo.

1.2.8 CAPACIDAD DE CARGA DEBAJO DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES GEOPIER

El potencial para la falla debajo de un elemento Geopier está representado en la Figura 7.

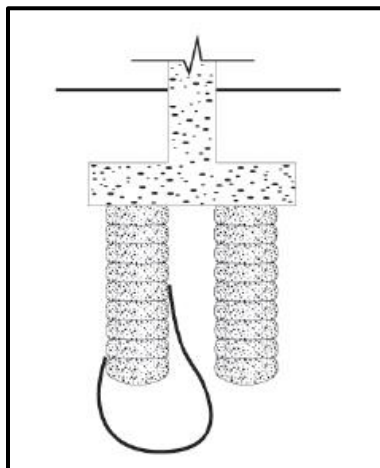


Figura 7.- Falla debajo del elemento individual Geopier

despreciando el peso del material granular, el peso total aplicado en la parte superior de los elementos Geopier $Q_{top,g}$, es resistido por la fricción del fuste Q_{shaft} y por la resistencia del suelo debajo de la punta de los elementos Geopier $Q_{tip,g}$.

$$Q_{top,g} = Q_{shaft} + Q_{tip,g} \quad \text{ecuación 17}$$

Que puede ser reescrito en términos de esfuerzo como:

$$q_{ult,g}A_g = f_s A_{shaft} + q_{tip,g}A_g \quad \text{ecuación 18}$$

Donde $q_{ult,g}$ es la capacidad de carga ultima aplicada en la parte superior del elemento Geopier, A_g es el área del elemento Geopier, f_s es la fricción promedio a lo largo del elemento Geopier, A_{shaft} es el área del elemento Geopier después del apisonamiento (el radio efectivo del fuste del elemento Geopier es aproximadamente 3 pulgadas más largo que el radio nominal como resultado del apisonamiento) y $q_{tip,g}$ es la capacidad de carga debajo del elemento Geopier. Organizando la ecuación 17, la capacidad ultima del elemento Geopier puede expresarse como:

$$q_{ult,g} = \frac{f_s A_{shaft}}{A_g} + q_{tip,g} \quad \text{ecuación 19}$$

La capacidad de carga debajo del elemento Geopier puede ser estimado con la ecuación clásica de Terzaghi-Buisman.

$$q_u = cN_c + 0.5d_{shaft}\gamma N_\gamma + \sigma'_v N_q \quad \text{ecuación 20}$$

Donde c y γ son la cohesión y peso volumétrico de la matriz de suelo respectivamente, d_{shaft} diámetro del geopier después del apisonamiento, σ'_v es el esfuerzo efectivo al nivel de desplante de los elementos geopier, N_c , N_γ y N_q son factores de capacidad de carga adimensionales.

1.2.8.1 CONDICIONES NO DRENADAS

Para condiciones no drenadas la fricción promedio a lo largo del fuste del elemento Geopier f_s es el promedio de la resistencia al corte no drenado del suelo c , en los alrededores del elemento Geopier. La expresión para la capacidad de carga debajo del elemento Geopier en arcillas puede ser simplificada como se muestra en la Ecuación 21 (Meyerhof 1976).

$$q_{tip,g} = cN_c \quad \text{ecuación 21}$$

La experiencia con pilotes hincados y pilas coladas in situ indican que N_c en arcillas no drenadas es aproximadamente 9, por lo tanto:

$$q_{ult,g} = \frac{f_s A_{shaft}}{A_g} + 9c \quad \text{ecuación 22}$$

Este método de cálculo de capacidad de carga se considera conservador porque no incluye los efectos de aumento de resistencia del suelo como resultado de la instalación del Geopier, y solo se consideran 3 pulgadas de expansión radial durante la instalación del elemento Geopier, estas suposiciones son particularmente conservadoras para elementos cortos instalados en suelos muy blandos.

1.2.8.2 CONDICIONES DRENADAS

Para condiciones drenadas el promedio de fricción a lo largo del fuste del Geopier f_s es producto del promedio de la presión horizontal efectiva σ'_h y la tangente del ángulo de fricción de la matriz de suelo $\tan \varphi_s$. El promedio de la presión horizontal efectiva puede ser estimada conservadoramente como producto de esfuerzo vertical efectivo actuando a la mitad del fuste del Geopier σ'_{avg} y el coeficiente de tierras pasivo de Rankine $k_{p,s}$ de la matriz de suelo. el promedio de fricción a lo largo del fuste del Geopier f_s entonces puede ser expresado como:

$$f_s = \sigma'_{avg} \tan \varphi_s k_{p,s} \quad \text{ecuación 23}$$

La capacidad de carga del suelo debajo del elemento Geopier puede ser estimado con la ecuación 20, donde el primer término es omitido porque la cohesión es tomada como nula debido a la naturaleza del suelo, por lo tanto, la capacidad de carga ultima en suelos friccionantes es:

$$q_{ult,g} = \frac{A_{shaft}}{A_g} (\sigma'_{avg} \tan \varphi_s k_{p,s}) + (0.5d_{shaft}\gamma N_\gamma + \sigma'_v N_q) \quad \text{ecuación 24}$$

1.2.9 CAPACIDAD DE CARGA DENTRO DE LA MATRIZ DE SUELO REFORZADA CON ELEMENTOS GEOPIER

La capacidad de carga ultima es calculada usando las teorías de equilibrio límite de la mecánica de suelos clásica en conjunto con las geometrías de fallas idealizadas necesarias para que los sistemas sean solucionables. El mecanismo de falla de la matriz de suelo reforzado con elementos Geopier se da como se muestra en la Figura 8.

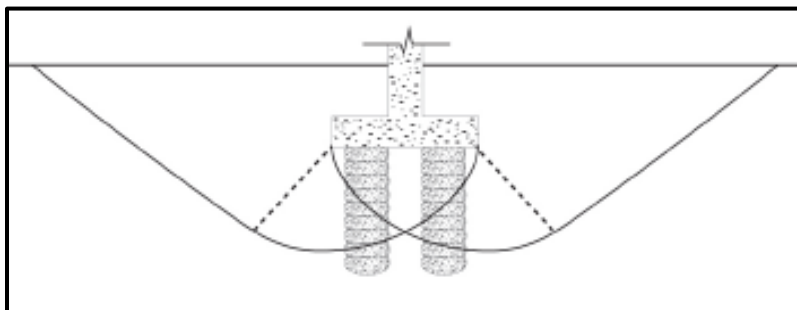


Figura 8.-Mecanismo de falla dentro de la matriz reforzada con elementos Geopier

Por este modo de falla, se asume que los planos de corte pasan a través de la matriz y los elementos Geopier y luego hacia arriba pasando por el suelo circundante. La resistencia al corte de los materiales a

lo largo del supuesto plano de falla depende de la resistencia al corte dentro de la matriz del suelo t_s y la resistencia al corte que ofrece el elemento Geopier t_g . Mitchell (1981) que resume el enfoque realizado por Prieb (1978) y Aboshi et al. (1979) emplean parámetros de resistencia al corte compuesto para proporcionar soluciones para esta condición.

Una vez desarrollados los parámetros de resistencia al corte compuestos, la capacidad de carga de la matriz de suelo compuesta puede ser estimado usando la ecuación para capacidad de carga de Terzaghu-Buisman. Priebe (1978) recomienda que el ángulo de fricción compuesta del suelo reforzado (φ_{comp}) y la cohesión compuesta (c_{comp}) sean estimados con las siguientes expresiones:

$$\varphi_{comp} = \tan^{-1}[R_a n \tan \varphi_g + (1 - R_a n) \tan \varphi_s] \quad \text{ecuación 25}$$

$$c_{comp} = (1 - R_a n)c \quad \text{ecuación 26}$$

Donde R_a es la relación de remplazo de área de los elementos Geopier, n es la relación del esfuerzo aplicada al elemento Geopier y la matriz del suelo, φ_g es el ángulo de fricción de los elementos Geopier, φ_s es el ángulo de fricción de la matriz del suelo y c es la cohesión de la matriz del suelo.

Aboshi et. al. (1979) proporciona una solución similar, pero recomienda que la resistencia al esfuerzo cortante del elemento Geopier debe ser modificado por el coseno del ángulo de fricción interno del elemento Geopier, esto es para tener en cuenta las diferencias entre el esfuerzo vertical actuando sobre los planos verticales dentro de los elementos y el esfuerzo normal actuando sobre el plano de corte, teniendo como resultado la siguiente expresión:

$$\varphi_{comp} = \tan^{-1}[R_a n \cos \varphi_g + (1 - R_a n) \tan \varphi_s] \quad \text{ecuación 27}$$

1.2.10 CAPACIDAD DE CARGA DEBAJO DEL SUELO REFORZADO CON ELEMENTOS GEOPIER

El mecanismo de falla debajo de la matriz de suelo reforzada con los elementos Geopier se muestra en la Figura 9.

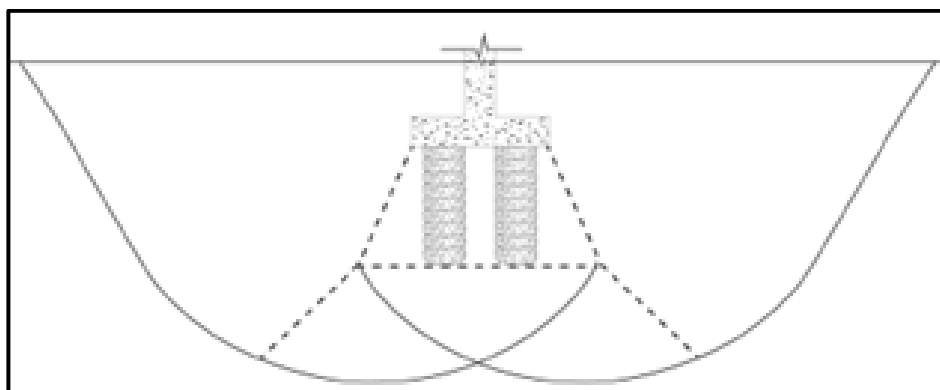


Figura 9.-Mecanismo de falla debajo de la matriz reforzada con elementos Geopier

Una solución conservadora para este problema puede ser lograda mediante la comparación de los esfuerzos inducidos en la parte inferior de la capa de suelo mejorada con elementos Geopier con el esfuerzo admisible calculada con la ecuación 20 (NAVFAC 1983).

El esfuerzo inducido en la parte inferior de la capa mejorada con los elementos Geopier q_{bottom} puede ser estimada asumiendo que la dispersión de la carga aumenta a una tasa de 2:1(vertical horizontal) debajo de la parte inferior de la cimentación.

$$q_{bottom} = q\{BL/[(B + H)(L + H)]\} \quad \text{ecuación 28}$$

Donde q es la presión de contacto sobre la losa de cimentación, B es el ancho de la cimentación, L es el largo de la cimentación y H es el espesor de la capa de suelo mejorada con los elementos geopier.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El predio en donde está el Desarrollo Habitacional Ex - Hacienda Santa Inés II, se encuentra ubicado a un costado del Gran Canal casi esquina con el Camino a Cajiga y Ferrocarril de Pachuca, en el Municipio de Nextlalpán, Estado de México, en la Figura 10 se presenta la ubicación general de sitio.

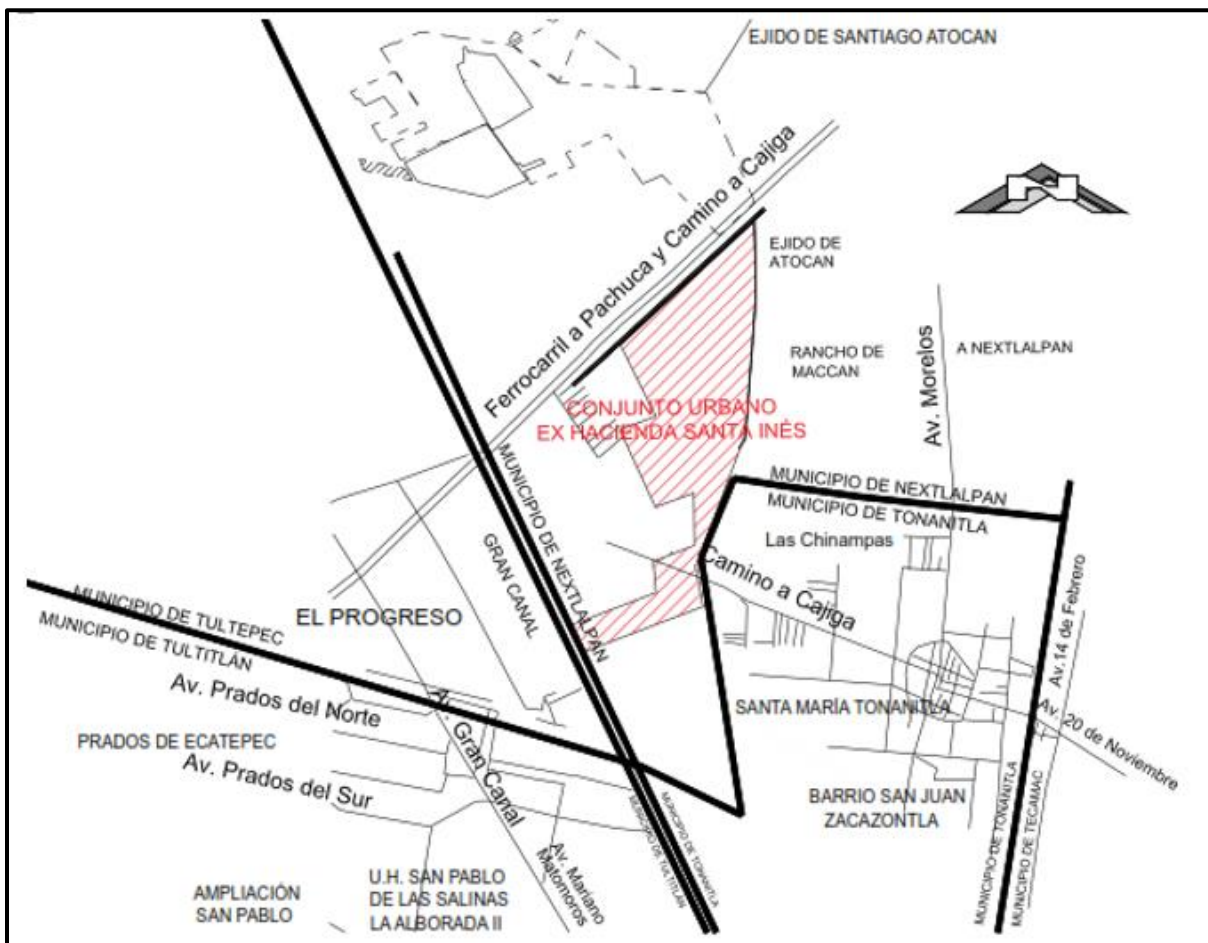


Figura 10.- Localización del conjunto Ex Hacienda Santa Inés II

La primera etapa del Conjunto Habitacional y a la que esta tesis compete corresponde al polígono 3, cuya ubicación particular se presenta en la Figura 11.



Figura 11.- Localización del polígono 3

El área que abarca el polígono 3 es de 109,415m², la topografía actual que presenta el predio es relativamente plana y sensiblemente horizontal, antiguamente se empleaba como terreno de labor, Figura 12.

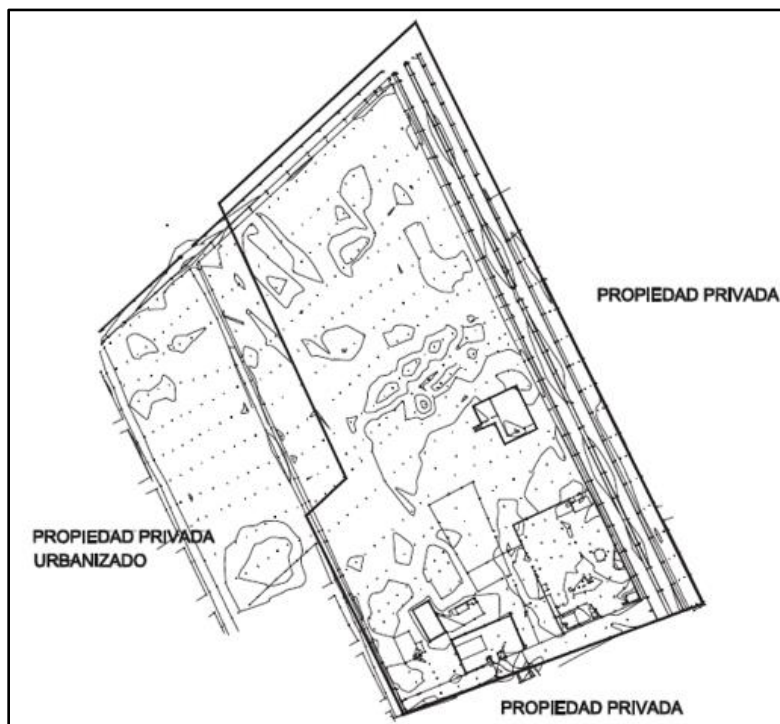


Figura 12.- Topografía del polígono 3

2.1 USO Y ESPECIFICACIONES

La primera etapa del Conjunto Habitacional estará constituida por edificios tipo de 3 y 4 niveles, que alojarán departamentos de interés social, los cuales estarán desplantados sobre una losa de cimentación, se colocará un terraplén de altura variable entre 60.0 cm y 80.0 cm. El área de la losa para ambos tipos de vivienda es de 222 m².

En total serán 780 departamentos de 50 m² de superficie, los cuales tendrán dos recamaras, estancia, comedor, baño, cocina, patio de servicio y área de circulación.

En la Figura 13 se presenta la distribución de los edificios dentro del polígono 3, en la Figura 14 se muestran la vista en planta, en donde se indica la distribución de los muros de carga y de los departamentos, además en las Figuras 15 y 16 se muestran los cortes verticales longitudinal y transversal, respectivamente, y la fachada principal de los edificios se presenta en la Figura 17.



Figura 13.-Distribucion de los edificios dentro del polígono 3

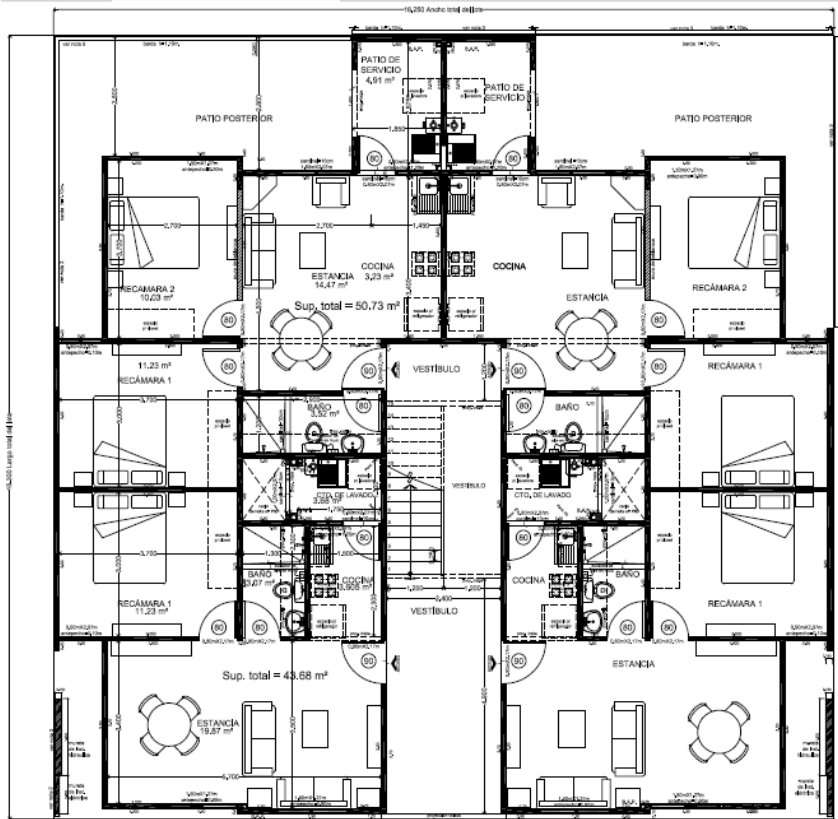


Figura 14.-Vista en planta del edificio

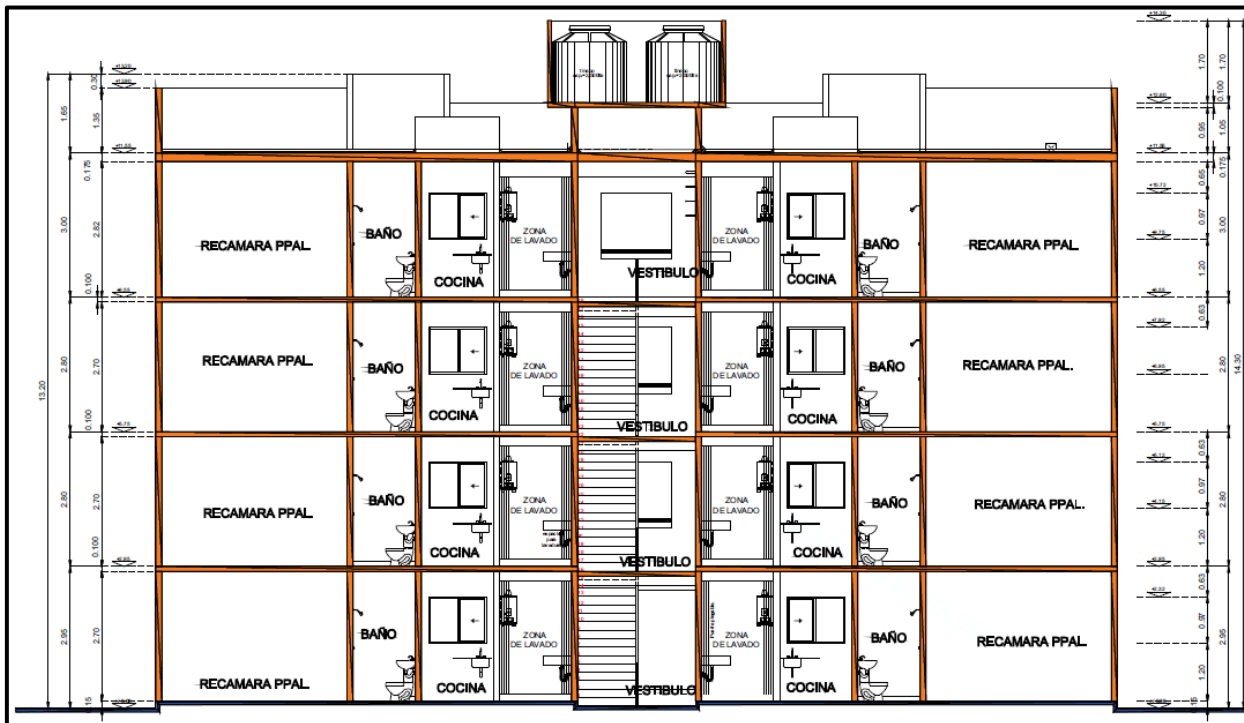


Figura 15.-Corte vertical longitudinal

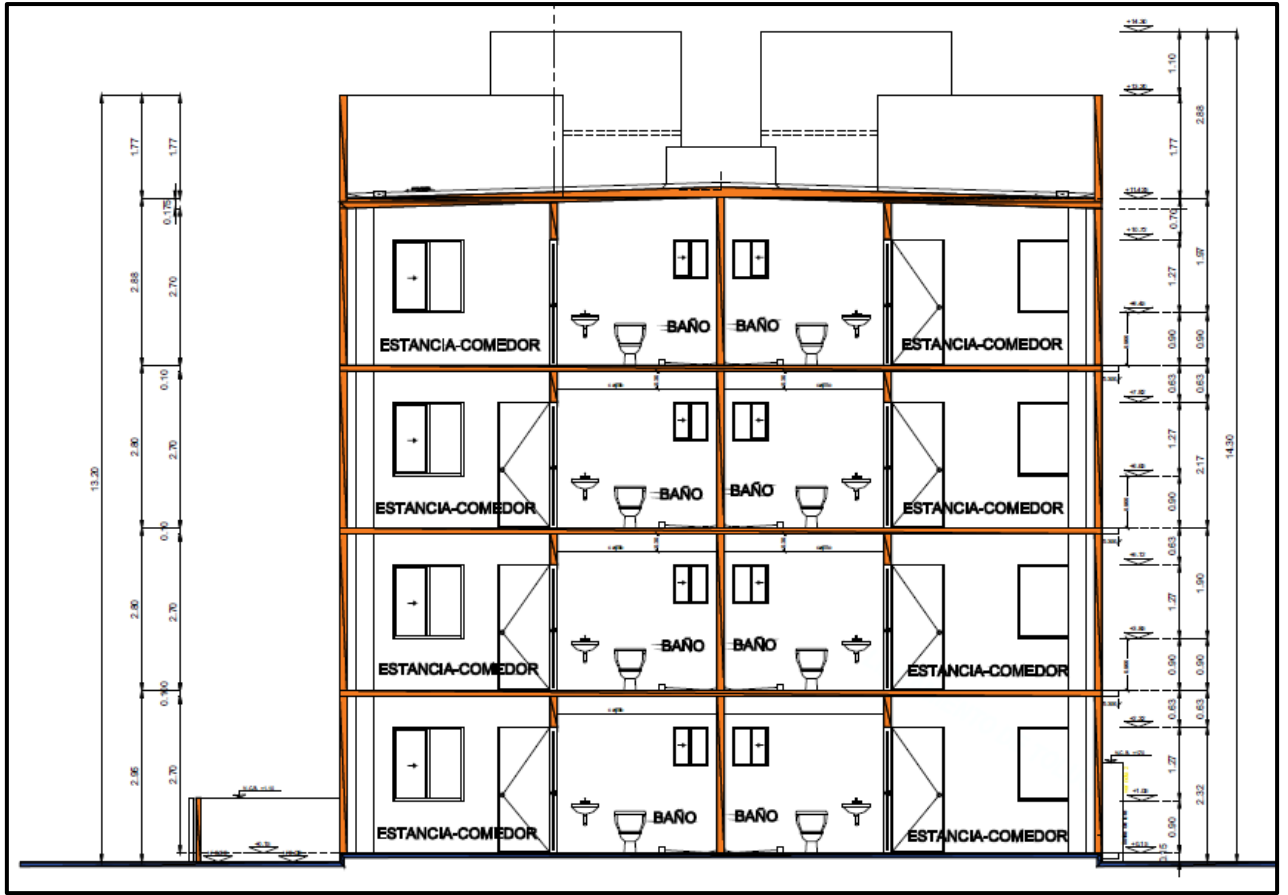


Figura 16.-Corte vertical transversal

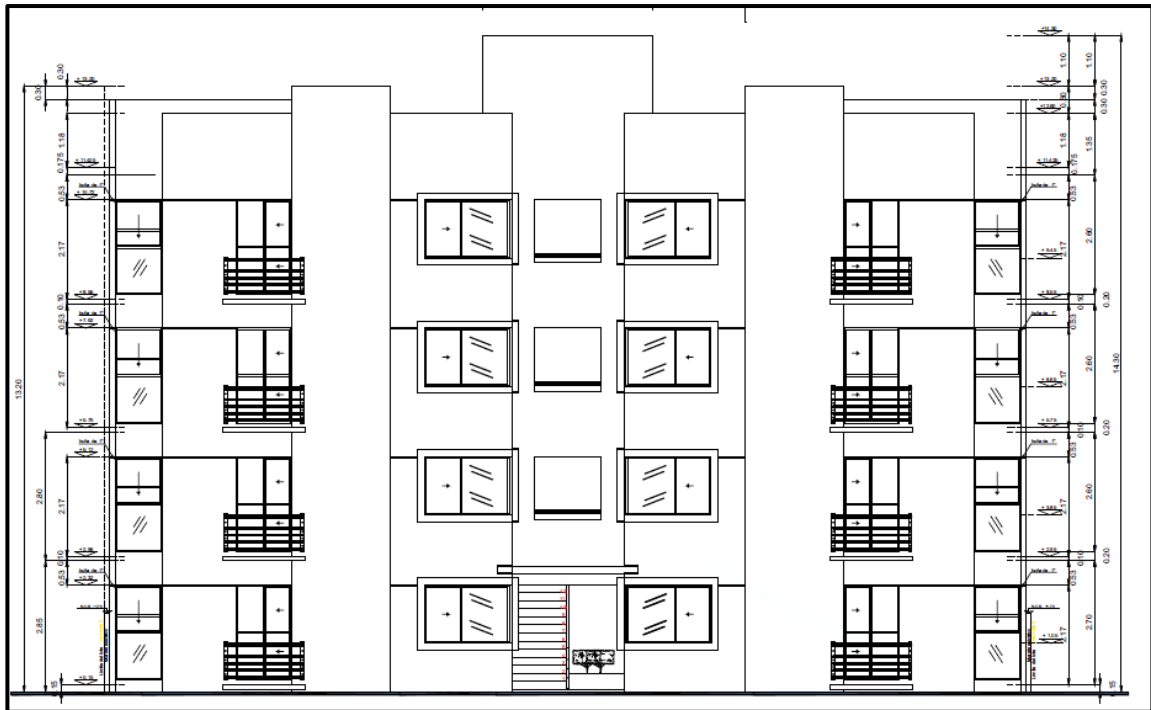


Figura 17.-Fachada principal

2.2 MAGNITUD DE CARGAS Y UBICACIÓN DE ELEMENTOS GEOPIER

Los esfuerzos aplicados para las viviendas de 3 y 4 niveles son de 3.7 y 4.6 ton/m² respectivamente, las descargas con las que se calcularon los esfuerzos incluyen únicamente cargas estáticas, no se consideraron cargas dinámicas o temporales, Tabla 1.

Vivienda	Área (m ²)	Carga (Ton/m ²)	No de módulos	Elevación de desplante (m)
3N	222	3.75	13	Variable
4N	222	4.64	39	Variable

Tabla 1.-Cargas estáticas actuantes, sin factores aplicados

En la Figura 18 se presenta la planta de la cimentación con el arreglo de elementos geopier y contratrabes y en la Figura 19 se muestra una vista en corte con el desplante de los elementos Geopier.

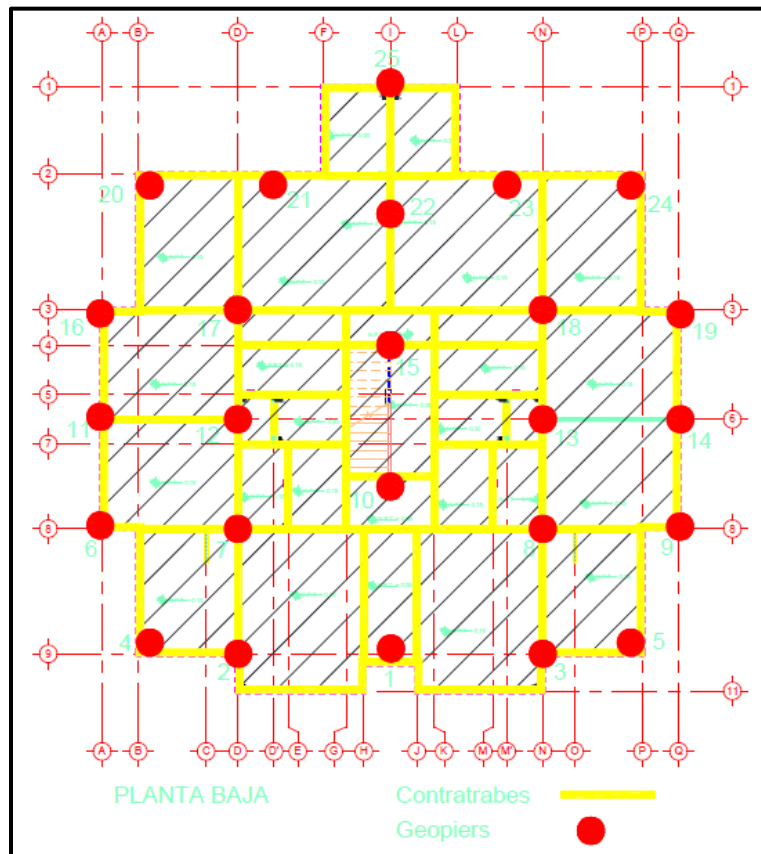


Figura 17.-Arreglo de elementos Geopier y contratrabes

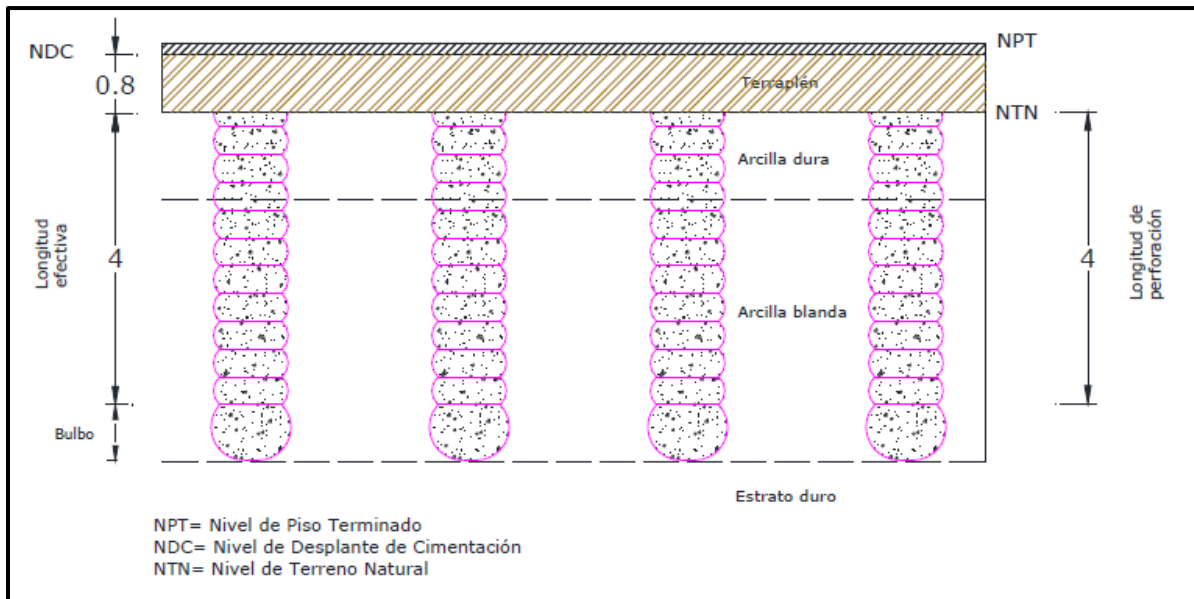


Figura 18.-Perfil de elementos Geopier

3. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

3.1 GEOLOGÍA

3.1.1 FISIOGRAFÍA DEL ESTADO DE MEXICO

Los límites del Estado de México comprenden áreas que corresponden a dos provincias fisiográficas del país: la del Eje Neovolcánico, que ocupa la mayor parte de la superficie estatal y la de la Sierra Madre del Sur, en las porciones más al sur de la entidad, las cuales se muestran en la Figura 19.

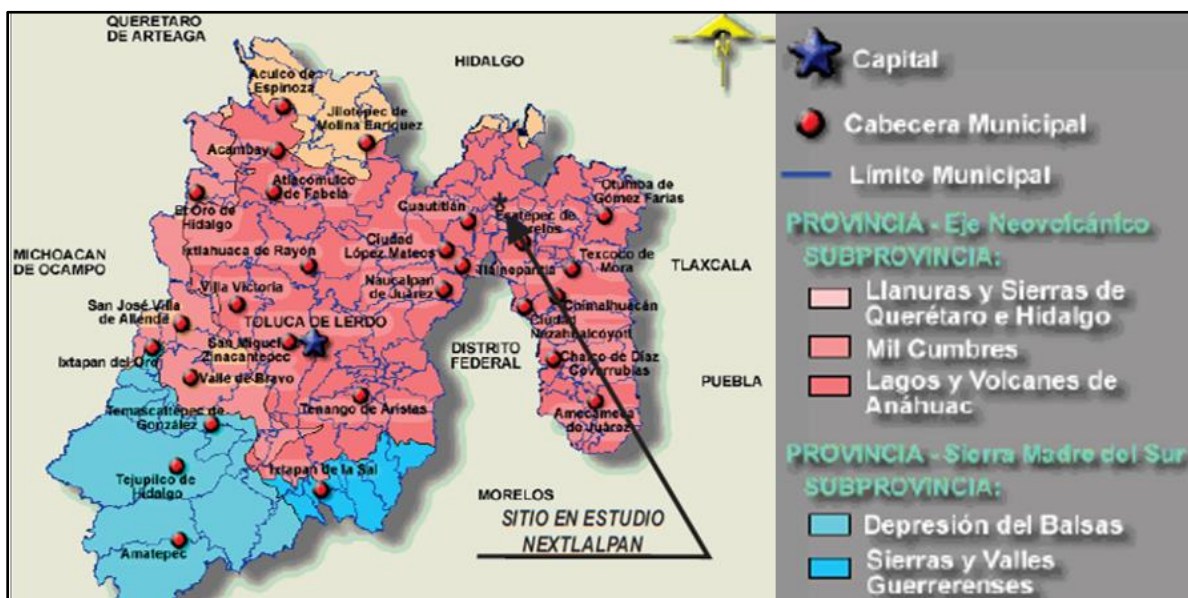


Figura 19.-Fisiografía del Estado de México

En la Provincia del Eje Neovolcánico se encuentran áreas que pertenecen a tres subprovincias de ésta región fisiográfica: Mil Cumbres, Llanos y Sierras de Querétaro e Hidalgo, Lagos y Volcanes de Anáhuac, en esta última se encuentra ubicado el predio en estudio.

Subprovincia Mil Cumbres

Penetra en el occidente del estado de México, ocupa 6.49% (1,508.481 Km²) de la superficie total estatal y abarca completamente el municipio de El Oro, y partes de los de Amanalco, Donato Guerra, Jocotitlán, San Felipe del Progreso, Temascalcingo, Temascaltepec, Valle de Bravo, Villa de Allende y Villa Victoria. El sistema de topoformas más importante en la entidad es el de lomeríos de colinas redondeadas con mesetas de basalto.

Se presentan once tipos de suelo en la subprovincia, entre los que dominan el andosol húmico y el andosol órtico, suelos derivados de cenizas volcánicas, muy ligeros y con alta capacidad de retención de agua.

Subprovincia de los Llanos y Sierras de Querétaro e Hidalgo

La subprovincia penetra en tres puntos de la parte norte del estado de México y cubre 1,415.294 km² (6.08% de la superficie total de la entidad). Los municipios que quedan dentro de esta son: Polotitlán y Soyaniquilpan (completos) y parte de Jilotepec, Aculco, Acambay, Chapa de Mota y Hueypoxtla. Únicamente se presentan cuatro sistemas de topoformas: la sierra de laderas tendidas (es un sistema en el que las laderas del macizo montañoso son tendidas, al menos en alguno de sus lados), los escudo-volcanes aislados o en conjunto (son volcanes apartados y de poca altura), la llanura de pico rocoso (es una llanura de aluviones profundos), y el lomerío de colinas redondeadas (sistema formado por lomas suaves, redondeadas). La diversidad de suelos no es muy grande, sin embargo, se caracterizan por ser muy fértiles y aptos para la agricultura y la ganadería.

Subprovincia de Lagos y Volcanes de Anáhuac

En el Estado de México, la subprovincia ocupa 14,315.69 Km² (61.6% de la superficie estatal total), abarcando 84 municipios en su totalidad y 18 parcialmente, dentro de esta se encuentra ubicada la zona en estudio. La subprovincia presenta 27 tipos de suelos, entre ellos: cambisol húmico, cambisol calcárico, cambisol vértico, cambisol dístrico, regosol dístrico, regosol calcárico, fluvisol dístrico, fluvisol eutrítico, rendzina, planosol eutrítico, feozem calcárico, vertisol calcárico, gleysol húmico, solonchak mólico y solonchak gléyico.

3.1.2 LITOLOGÍA DEL ESTADO DEL MÉXICO

La litología del Estado de México está constituida por afloramientos de rocas de origen ígneo, sedimentario y metamórfico, siendo las rocas ígneas extrusivas las que ocupan una mayor extensión.

En esta provincia hay algunos afloramientos de rocas triásicas, litológicamente clasificadas como filitas y pizarras. Dichos afloramientos están cartografiados en el noroeste, en el distrito minero de El Oro. Del Cretácico, afloran rocas sedimentarias marinas, de composición carbonatada; en Apaxco, éstas son explotadas para la industria de la construcción. También existen rocas sedimentarias clásticas, asociadas con piroclásticos (tobas) que afloran extensamente desde Atlacomulco hasta Toluca y en otras regiones como las de Chiconcuac y Coatepec de Harinas. Del cuaternario existen depósitos lacustres y aluviales que

rellenan antiguos lagos de la cuenca de México y los valles de la cuenca del Lerma. Las principales estructuras de esta provincia son los aparatos volcánicos formados por conos cineríticos y derrames de lavas. De entre estos sobresalen el Popocatepetl, el Iztlacíhuatl y el Nevado de Toluca, que son los volcanes más notables del país, todos ellos formados por rocas andesíticas mostradas en la Figura 20.

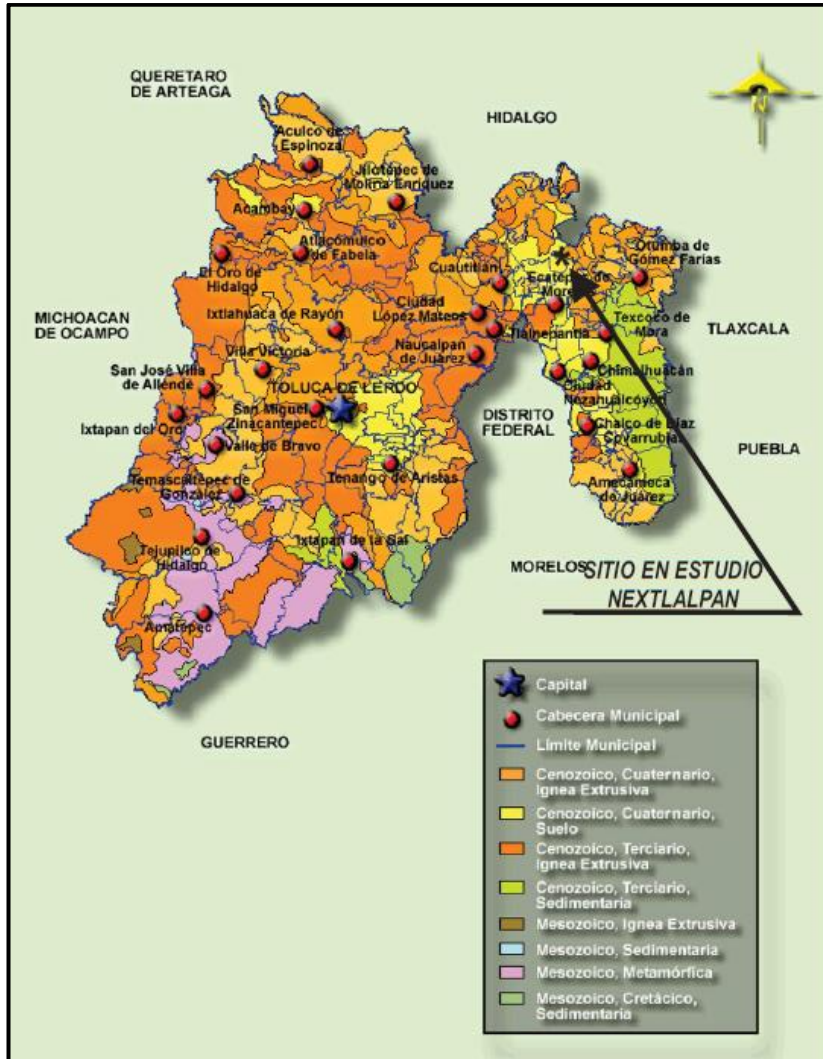


Figura 20.- Litología del Estado de México

3.1.3 GEOLOGÍA PARTICULAR DE LA ZONA EN ESTUDIO

El predio en estudio se encuentra ubicado dentro de la zona septentrional que es una de las tres zonas en que Mooser dividió a la Cuenca de México. La planicie en donde se encuentra la zona tiene una altura sobre el nivel del mar entre 2,249 y 2282 m. La zona se encuentra limitada al norte por la Sierra de Tezontlalpán, al oriente por los cerros de la Cruz, Paula y Chiconautla, al sur por la Sierra de Guadalupe y el Lago de Texcoco y al poniente las Sierras de Tepetzotlán y Monte Bajo. En la Figura 21 puede verse la ubicación de la zona en la cual se encuentra la planicie.

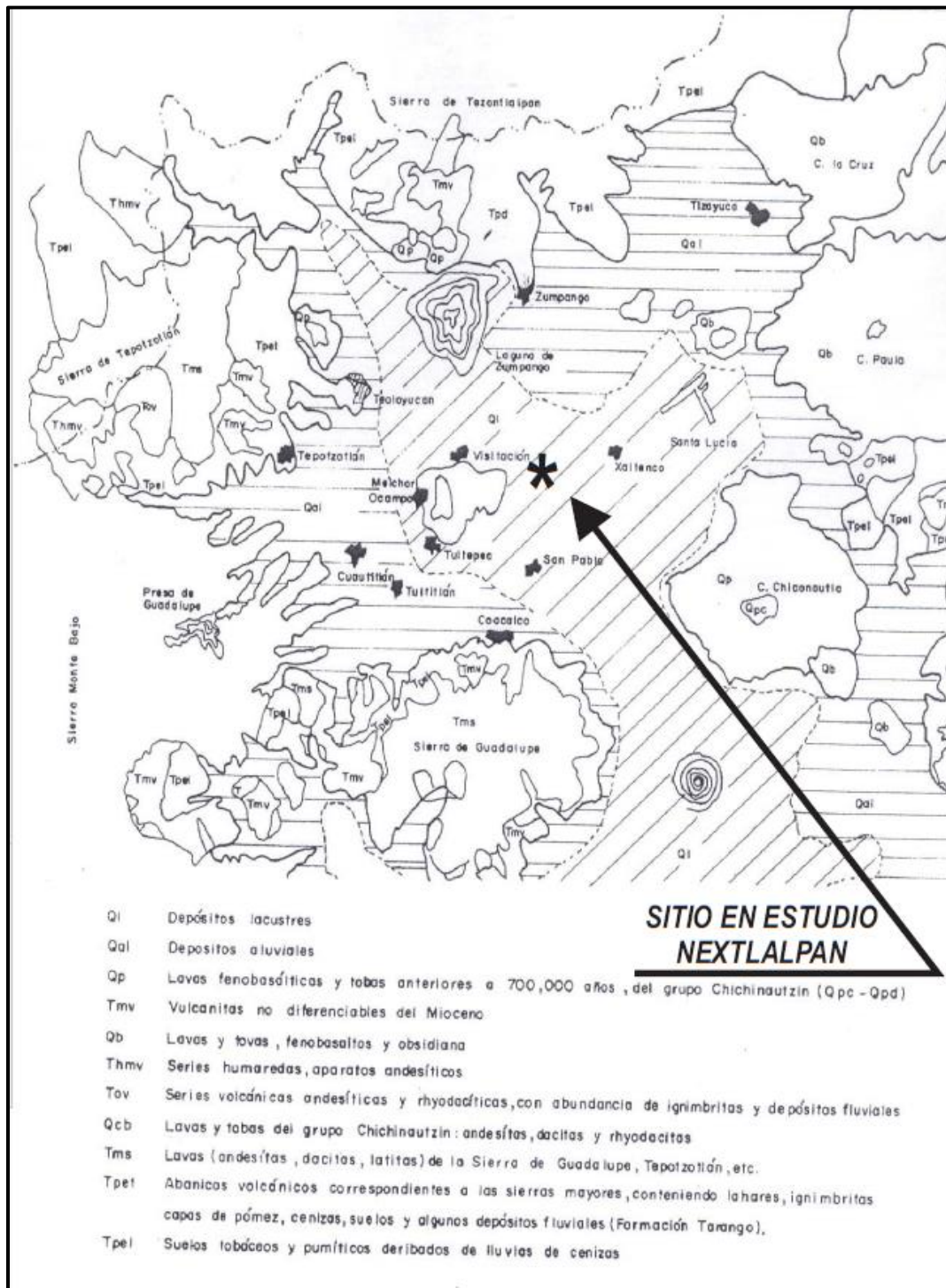


Figura 21.- Geología del Estado de México

El predio en estudio se localiza al norte de la Cuenca de México, que según Mooser dominan los depósitos producidos en la cuarta y quinta fase del Vulcanismo, predominando la última, que se caracteriza por emisiones explosivas andesítico-dacitas. El relleno cuaternario de la Cuenca de México a consecuencia del

cierre del desagüe en el sur por erupciones volcánicas del grupo Chichinautzin, en la séptima fase del Vulcanismo que ocurrió en la quinta etapa de su formación.

Al igual que la parte central de la cuenca sobre la que se encuentra la Ciudad de México, afloran los depósitos de la Formación Clástica Aluvial del grupo Chichinautzin constituidos por arcilla, limo, arena, travertino y lava. Perimetralmente la planicie de la zona en estudio está en contacto con depósitos de ladera.

Al poniente está la Sierra de Guadalupe y el Río Hondo de Tepotzotlán, con las laderas de la Sierra Monte Bajo, donde se encuentran abanicos volcánicos formados por lahares, ignimbritas, capas de pómez, ceniza y algunos depósitos fluviales, que constituyen la llamada formación Tarango. También al poniente está en contacto con las laderas de la Sierra de Tepotzotlán, donde se encuentran suelos tobáceos y pumíticos derivados de lluvias de cenizas.

Al norte la planicie está en contacto con las laderas de la Sierra de Tezontlalpán, constituidos por suelos tobáceos y pumíticos originados por lluvias de cenizas.

Al oriente está en contacto con las laderas del cerro de la Cruz, Cero Paula y de Chiconautla, constituidos por lavas, tobas, fenobasaltos y andesitas.

Al sur la planicie está en contacto con las laderas de la Sierra de Guadalupe, constituidas por suelos tobáceos y pumíticos derivados de lluvias de cenizas y por lavas andesitas y dacitas.

3.2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo dentro del polígono 3, se llevó a cabo una campaña de exploración y muestreo de los depósitos existentes en el terreno, que consistió en la realización de dos sondeos profundos, de tipo mixto (llamados SM-12 y SM-13), que alcanzaron una profundidad media de 15.0 m, medidos con respecto al nivel actual del terreno; además de la excavación de cinco pozos a cielo abierto a los que se les denominó (PCA - 19 a PCA - 23), que llegaron a una profundidad de 3.0 m.

Con los sondeos profundos de tipo mixtos se obtuvieron muestras representativas alteradas mediante la realización de la prueba de penetración estándar, que consiste en determinar el Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) de los materiales atravesados, correspondiente al número de golpes necesarios para hincar 60 cm el penetrómetro estándar, que tiene 2" de diámetro exterior, 1 ½" de diámetro interior y 80 cm de longitud, mediante la energía de impacto que le proporciona un martinete de 63.5 Kg de peso, el cual se deja caer libremente desde 76 ± 1 cm de altura. El IRPE corresponde al número de golpes necesarios para hincar el muestreador los 30 cm intermedios (norma ASTM-D 1586).

Además, con los sondeos mixtos también se obtuvieron muestras inalteradas de los materiales representativos del subsuelo mediante el hincado a presión de tubos Shelby que consiste en tubos de acero de pared delgada de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el extremo superior a un cabezal que contiene una válvula para permitir el alivio de presión durante el hincado y se cierra durante la extracción. En los suelos el muestreador se hincó 80 cm a presión con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

En la Figura 22 se muestra en forma esquemática la ubicación de los sitios en planta en donde se realizaron los sondeos mixtos y en donde se excavaron los pozos a cielo abierto.

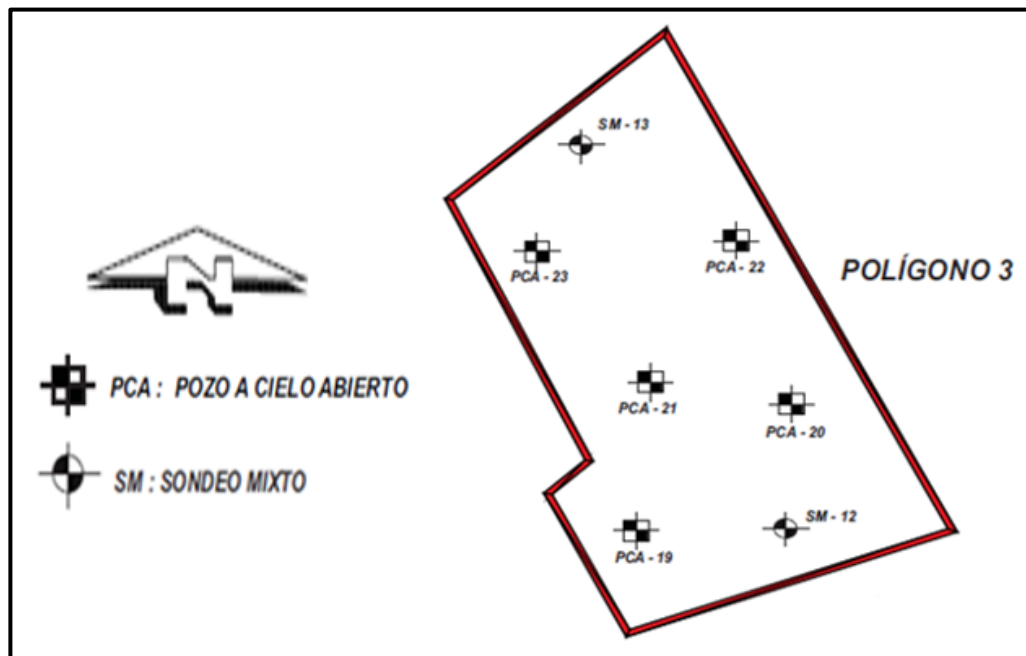


Figura 22.-Ubicación de sondeos

En la fecha en que se realizaron los trabajos (agosto) de exploración y muestreo de los depósitos del subsuelo, no se encontró el nivel de aguas freáticas hasta la máxima profundidad explorada, sin embargo, es importante indicar que este puede variar por infiltraciones de las instalaciones sanitarias, municipales y la temporada de lluvias

3.3 ENSAYES DE LABORATORIO

A todas las muestras alteradas obtenidas con la herramienta de la prueba de penetración estándar y a las muestras alteradas recuperadas de las paredes de pozos a cielo abierto, se clasificaron en forma visual y al tacto en estado húmedo y en seco según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se les determinó su contenido natural de agua, y algunas muestras representativas se les hicieron las siguientes pruebas de laboratorio de tipo índice:

- límites de consistencia
- análisis granulométrico mediante mallas
- densidad de sólidos.

A las muestras representativas inalteradas obtenidas con el muestreador Selby y las labradas de los pozos a cielo abierto, además de las anteriores pruebas se hicieron los siguientes ensayos de laboratorio de tipo mecánico:

- compresión axial no confinada
- compresión triaxial no consolidada - no drenada
- peso volumétrico natural

- consolidación unidimensional
- contracción lineal
- valor relativo de soporte.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Comisión Nacional del Agua y el Manual de la A. S. T. M.

3.4 MODELO GEOTÉCNICO

De acuerdo con la exploración y muestreo de los depósitos del subsuelo realizado, se puede establecer que el predio de interés se encuentra ubicado dentro de una Zona de Transición, en la que se encuentran superficialmente depósitos de origen lacustre que se apoyan sobre materiales aluviales.

En la Figura 23 se presenta un corte estratigráfico de los depósitos del subsuelo del polígono 3 y en donde se puede establecer que tiene la siguiente secuencia estratigráfica general:

Superficialmente con un espesor del orden de 1.20 m se encuentra una costra formada por arcilla limosa, café oscuro, de contenido de agua medio de 35 %, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) medio de 50 golpes y consistencia dura, presenta las siguientes características.

- Limite líquido de 42.6%
- Limite plástico de 23.6%
- Índice de plasticidad 19.0%
- Porcentaje de grava de 0.0%
- Porcentaje de arena 19.76%
- Porcentaje de materiales finos 80.24%
- Pertenece al grupo CL según el SUCS

Bajo la costra superficial y hasta 5.2 m de profundidad media se tiene una capa de materiales lacustres formados por arcilla de alta compresibilidad, café verdoso, de contenido de agua medio de 200 %, IRPE de peso de herramienta y consistencia muy blanda, presenta las siguientes características.

- Porcentaje de grava de 1.1%
- Porcentaje de arena 39.9%
- Porcentaje de materiales finos 59.0%
- Límite líquido de 256.1%
- Limite plástico de 77.0%
- Índice de plasticidad de 179.2%
- Pertenece al grupo CH según el SUCS
- Peso volumétrico húmedo de 1.21 ton/m³
- Densidad de sólidos de 2.34
- Cohesión de 2.1 ton/m² y ángulo de fricción interna de 6°, determinados en pruebas de compresión triaxial no consolidadas-no drenada
- Resistencia al esfuerzo cortante de 3.6 ton/m² determinada en prueba de compresión axial no confinada

- Relación de vacíos de 4.66
- Grado de saturación de 98%

Entre 5.2m y 7.5 m de profundidad se encuentra una zona de transición formada por estratos de limo café claro, arena limosa y arcilla arenosa, gris verdoso, de contenido de agua medio de 40 % IRPE medio de 45 golpes y compactad alta, presenta las siguientes características.

- Limite liquido de 65.6%
- Limite plástico de 40.3%
- Indice de plasticidad de 25.4%
- Pertenece al grupo MH según el SUCS

A partir de 7.5 m de profundidad y hasta la máxima profundidad explorada (15.0 m) se tienen depósitos resistentes de origen aluvial, que están formados por limos con poca arena, gris verdoso, de contenido de agua medio de 30 %, IRPE mayor de 50 golpes y compactad muy alta.

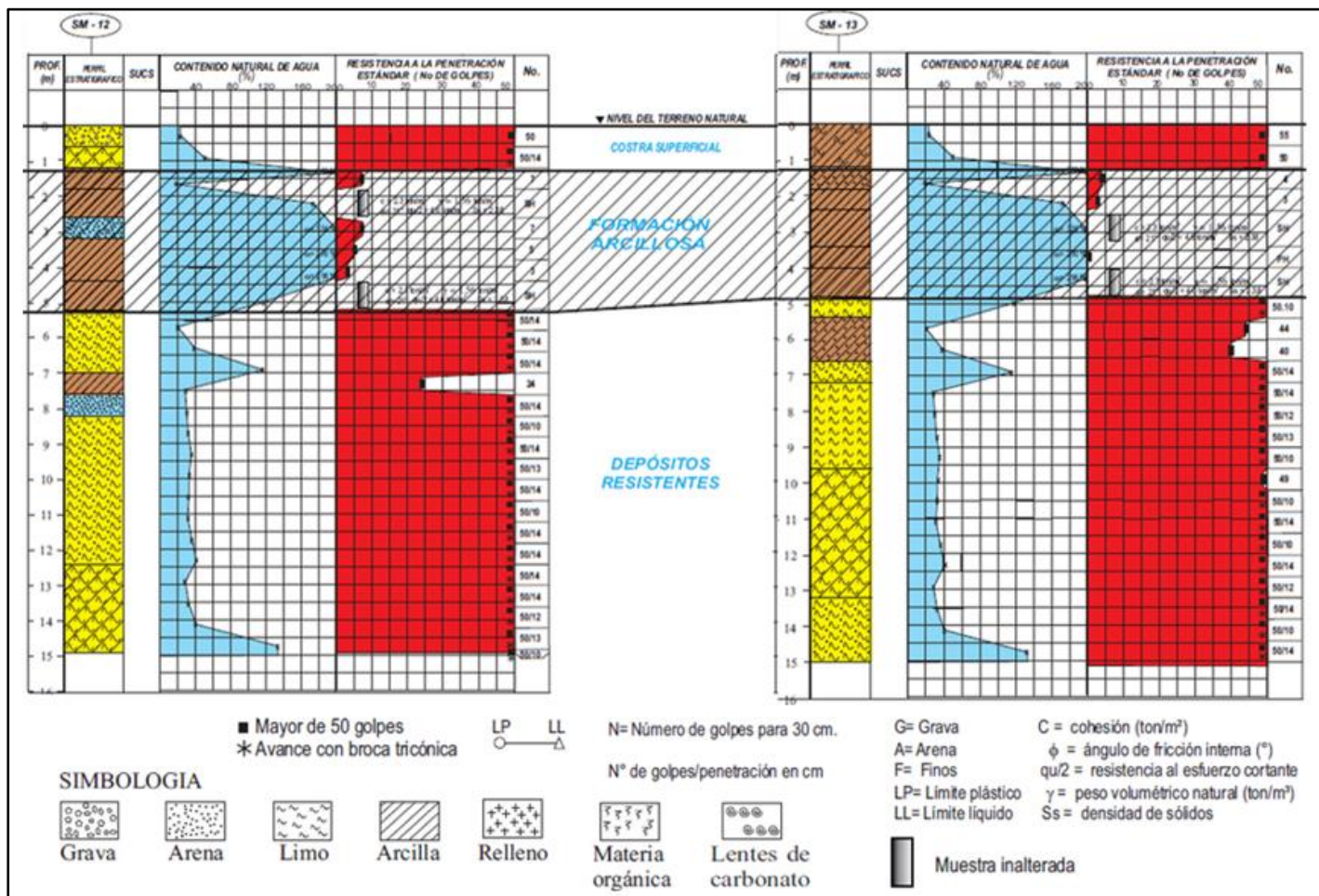


Figura 23.-Perfil Estratigráfico

3.5 ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO

El sitio donde se encuentra ubicado el predio de interés de acuerdo a su localización geográfica y a los resultados de las exploraciones realizadas, complementada con lo indicado en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Y con el auxilio del Software PRODISIS V2.3 se obtuvo el espectro de diseño sísmico del predio que se muestra en la Figura 23 y en donde se resalta que la aceleración máxima del terreno es $a_0 = 0.116 \text{ g}$, la ordenada espectral máxima o coeficiente de diseño C es igual a 0.29 g (en donde g es la aceleración de la gravedad) y los periodos característicos del espectro T_a y T_b son iguales a 0.1 s y 0.6 s , respectivamente.

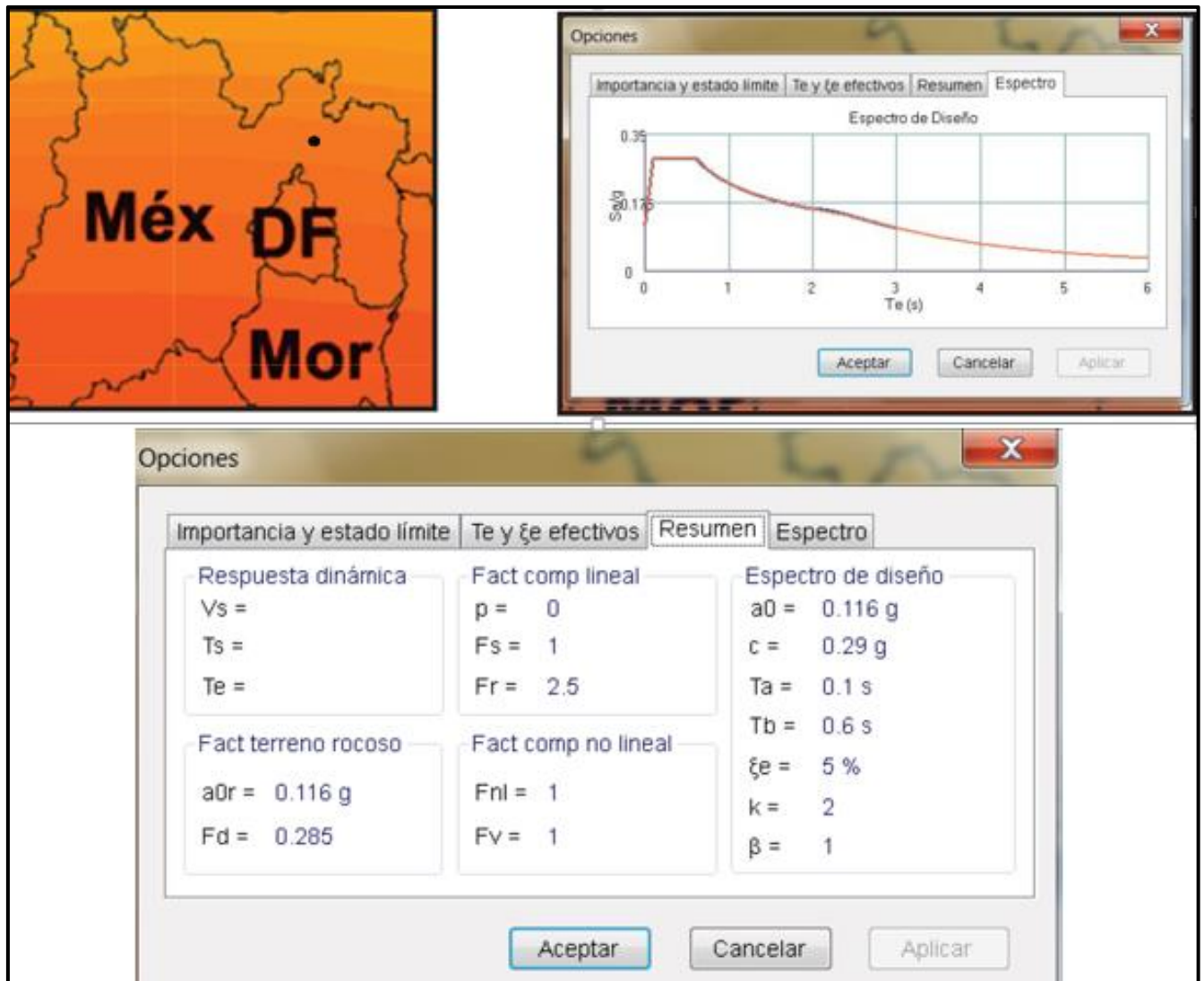


Figura 24.-Espectro de diseño sísmico

4. SISTEMA DE CIMENTACIÓN CON INCLUSIONES DE GRAVA COMPACTADA

4.1 PRUEBA DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ

4.1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PRUEBA

El módulo de rigidez del Geopier es determinado por la aplicación de presión hacia abajo a la parte superior del Geopier en una serie de incrementos de carga, los cuales son determinadas de los cálculos del diseño. Cuando el suelo bajo una cimentación es reforzado por el sistema Geopier, es necesario determinar el esfuerzo sobre cada elemento Geopier, el cual puede entonces ser usado para prever los asentamientos de la zona superior, ya que las cargas de la cimentación frecuentemente varían, el diseño del esfuerzo del Geopier también difiere. Los incrementos de carga usada en la prueba deben ser basada sobre el máximo esfuerzo sobre el Geopier calculado para el proyecto, para convertir el esfuerzo al tope del Geopier a la carga que aplicará el gato hidráulico, simplemente se multiplica el esfuerzo máximo por el área de la placa donde se aplica el esfuerzo (0.45 m²).

Las cargas se aplican en la parte superior del Geopier usando un gato hidráulico y un marco de carga, en cada incremento de carga, la deflexión es medida usando al menos dos manómetros precisos a 0.001 pulgadas y las lecturas son registradas, las cargas son sostenidas al menos por la duración mínima mostrada en el registro también la carga es mantenida hasta que la escala de deflexión sea menos que 0.01 pulgadas por hora (0.0025 pulgadas por 15 minutos) o hasta el tiempo máximo de duración es alcanzado, lo que ocurra primero. La cantidad de deflexión en un incremento de carga es igual al promedio de las últimas lecturas tomadas del manómetro en la carga asentada. La deflexión para cada incremento de carga es entonces trazada contra el esfuerzo para ese incremento. Los módulos usados para diseño son igual al esfuerzo de diseño dividido por la deflexión correspondiente a ese esfuerzo, el módulo es entonces usado para estimar los asentamientos de la zona superior.

La carga máxima aplicada durante la prueba de módulo de carga es típicamente igual al 150% del máximo esfuerzo de diseño, pero el módulo de rigidez se obtiene a partir de la deformación registrada al 100% del esfuerzo de diseño, por lo que el llevar la prueba hasta el 150% es sólo para ver el comportamiento de la curva. La prueba del módulo de carga Geopier no es realizada para determinar la capacidad de carga.

4.1.2 ESPECIFICACIONES DE LA PRUEBA DE MÓDULO

El objetivo de la prueba de módulo es examinar el comportamiento del esfuerzo aplicado versus deflexión de un elemento Geopier representativo.

- 1) Localización: El elemento a ensayar es típicamente instalado donde sea más representativo para el proyecto.
- 2) Testigo: Testigos (que consisten en dos barras de acero revestidas) se deben instalar sobre la parte superior del agregado del bulbo inferior en la pila de prueba. Una respuesta adecuada del elemento de grava compactada se indica generalmente cuando la deflexión del testigo no es más de un 20% de la deflexión de la parte superior de la pila al nivel de esfuerzo de diseño.

- 3) Procedimiento de Prueba de Módulo: La prueba de módulo debe ser ejecutada siguiendo los lineamientos generales de Geopier®, esquemas y aquellos generalmente descritos abajo incluyendo incrementos de carga, duraciones de carga, y decrementos de cargas, las pilas de reacción pueden ser sustituidas por helicoidales. El objetivo de las vigas y pilas de reacción es tener un elemento que dirija la carga del gato hidráulico al elemento de prueba, se puede usar cualquier objeto que restrinja el esfuerzo hacia el Geopier, como por ejemplo un camión o una maquinaria, sólo hay que cuidar que sea de un peso mayor al que se le aplicará al elemento de grava.

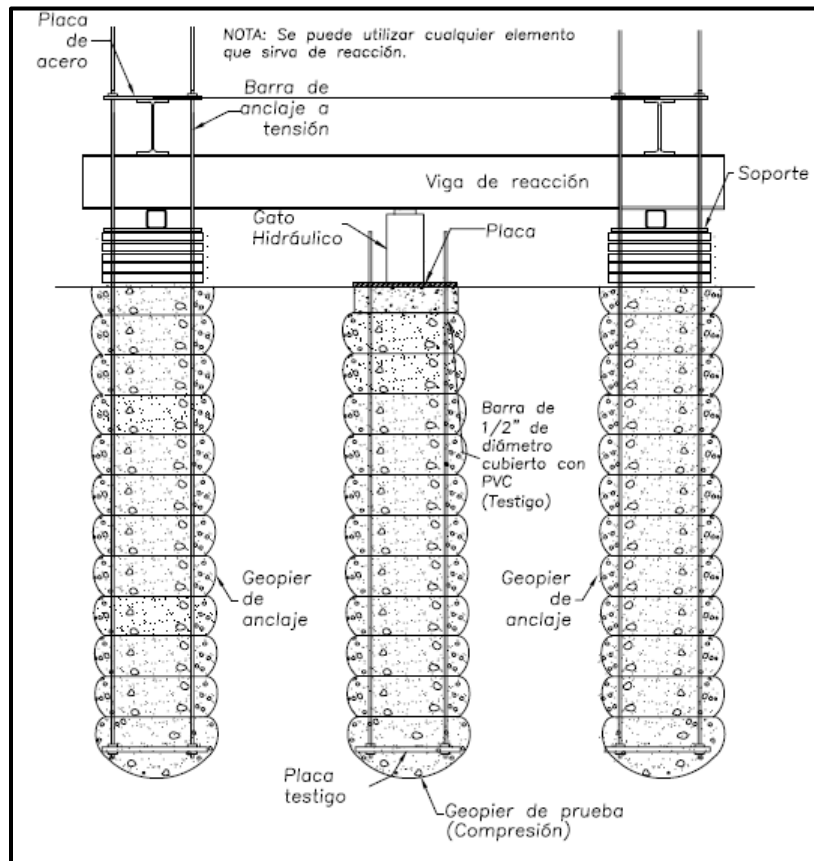


Figura 25.- Esquema de prueba de modulo

- 4) Carga Máxima de la Prueba: La máxima carga aplicada es igual al 150% del esfuerzo máximo en la cabeza del Geopier, siendo esto sólo una recomendación, lo que es mandatorio es llegar al 100% del esfuerzo de diseño para obtener el módulo de rigidez del elemento. En el proyecto del Desarrollo Ex Hacienda Santa Inés II, se maneja un esfuerzo de diseño de 33.78 ton/m² equivalente a una carga concentrada de 15.32 toneladas en un elemento Geopier de 76.2 cm de diámetro y un módulo de diseño de 4847 ton/m³.

La carga que se aplicó al elemento Geopier está indicado en los resultados presentados en la Tabla 2.

Carga del Martinete, (tons)	Esfuerzo aplicado, (t/m ²)	Porcentaje de Esfuerzo Previsto	Deflexión Total, (cm.)	Dispositivo de Deflexión, (cm)	Módulo Geopier, (t/m ³)
0.0	0.00	0%	0.000	0.000	0
0.8	1.69	5%	-0.002	0.000	0
2.6	5.74	17%	-0.035	0.007	16291
5.0	11.15	33%	-0.105	-0.003	10612
7.6	16.89	50%	-0.146	-0.013	11596
10.2	22.63	67%	-0.213	-0.021	10648
12.6	28.04	83%	-0.261	-0.026	10753
15.2	33.78	100%	-0.315	-0.035	10737
17.8	39.52	117%	-0.386	-0.030	10238
20.2	44.93	133%	-0.434	-0.030	10351
22.8	50.67	150%	-0.524	-0.028	9679
15.2	33.78	100%	-0.506	-0.033	6676
10.0	22.29	66%	-0.463	-0.028	4815
5.0	11.15	33%	-0.384	-0.006	2903
0.0	0.00	0%	-0.242	0.019	0

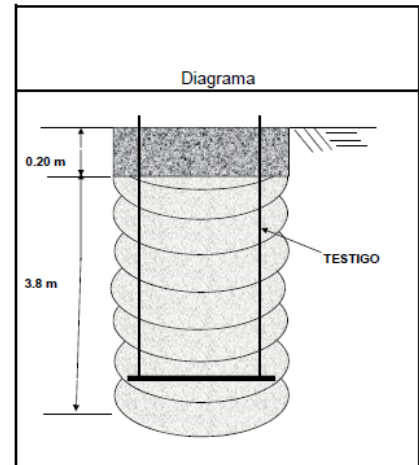


Tabla 2.- Etapas de carga en la prueba de módulo

5) Duración de la carga:

- Con la excepción del incremento de carga que representa aproximadamente 117% del esfuerzo máximo en la cabeza del elemento Geopier y los incrementos de descarga, todos los incrementos de carga deben ser sostenidos por un mínimo de 10 minutos y hasta que la velocidad de deflexión sea menos de 0,01 pulgadas por hora o por una duración máxima de 1 hora.
- El incremento de carga que representa aproximadamente 117% de esfuerzo máximo en la cabeza del Geopier debe ser sostenido por un mínimo de 60 minutos y hasta que la velocidad de deflexión sea menos de 0,01 pulgadas por hora o menos o por una duración máxima de 4 horas.
- Los incrementos de descarga deben ser sostenidos por un mínimo de 5 minutos.

4.1.3 RESULTADOS DE LA PRUEBA DE MODULO

En la Figura 26 se presentan los resultados obtenidos en la prueba de módulo, la línea rosa y azul representan la deformación obtenida en el testigo y en la cabeza del elemento Geopier, respectivamente. Como se observa, la deformación medida en la prueba resultó dentro de lo esperado, por lo cual es adecuado el diseño ya que se obtuvieron módulos mayores a los considerados en el cálculo (modulo medido 10737 ton/m³). Cabe mencionar que el módulo medido sólo representa la deformación esperada en la zona reforzada con elementos Geopier, existirá mayor deformación a la reportada en la prueba debido a la influencia de la losa de cimentación en los estratos inferiores.

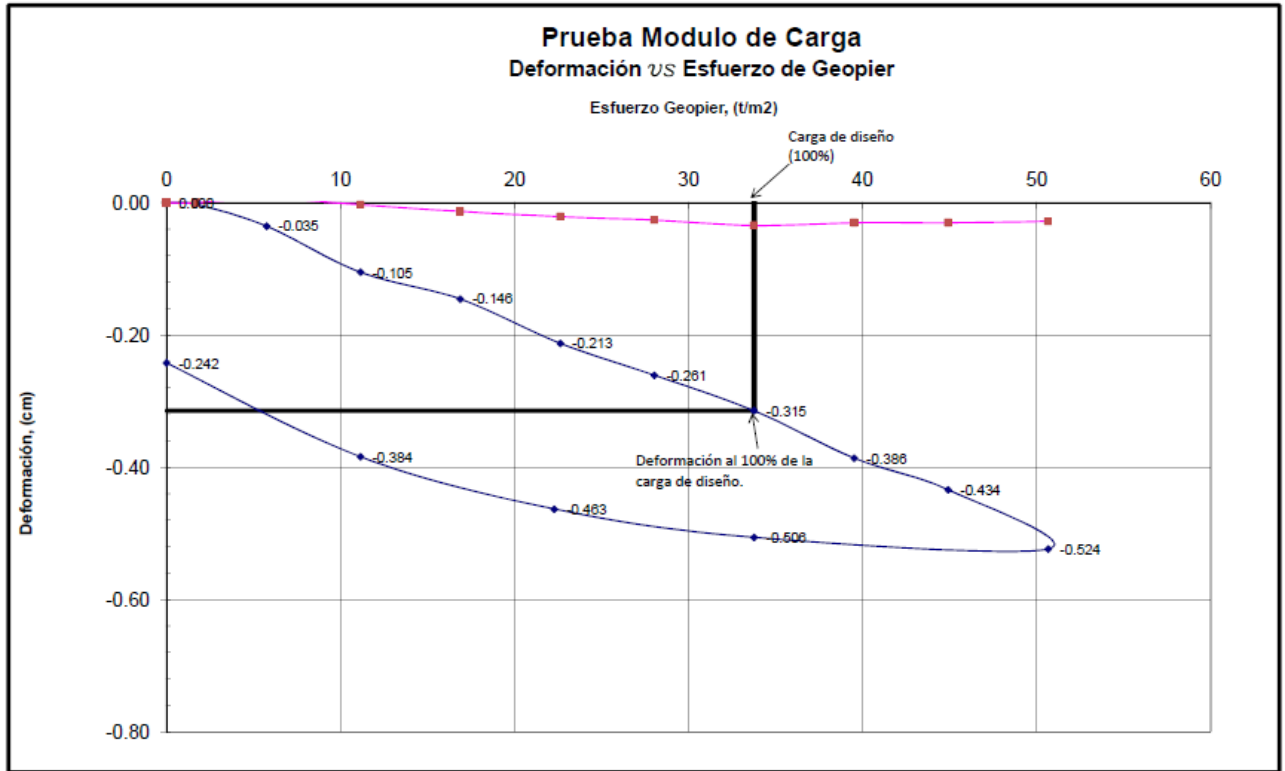


Figura 26.-Grafica de la prueba de módulo de carga

4.2 REVISIÓN DE ESTADOS DE FALLA Y SERVICIO

4.2.1 ESTADO LÍMITE DE FALLA

El comportamiento de los elementos Geopier individual y como grupo es complejo, debido al cambio del estado de esfuerzos en la matriz del suelo como resultado de la compactación del material granular durante la instalación del Geopier y de igual manera, debido al complicado mecanismo de transferencia de carga que ocurre entre la losa de cimentación cargada, los elementos Geopier relativamente rígido y la matriz del suelo relativamente blanda. A causa de esta interacción complicada, enfoques simplificados y suposiciones han sido usados dentro de los análisis para estimar la capacidad de carga del suelo reforzado. Para la revisión del estado límite de falla en la matriz de suelo reforzada con elementos Geopier se empleará el enfoque de Aboshi et. al. (1979) que emplea parámetros de resistencia al corte compuesto.

Se procede al cálculo de la relación de remplazo de área de los elementos Geopier R_a .

$$R_a = \frac{A_g * N}{A_T} = \frac{\pi * (0.762m)^2}{4} * \frac{25}{225m^2} = 0.051$$

Se calcula el promedio de las relaciones de rigidez de la matriz de suelo mejorada con elementos Geopier R_s (se consideraron 3 estratos que fueron mejorados con elementos Geopier de acuerdo a sus propiedades índice y mecánicas).

$$R_{s1} = \frac{E_{g1}}{E_{m1}} = \frac{18194.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{1686 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 10.79$$

$$R_{s2} = \frac{E_{g2}}{E_{m2}} = \frac{8618.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{421 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 20.47$$

$$R_{s3} = \frac{E_{g3}}{E_{m4}} = \frac{8618.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{300 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 28.72$$

$$R_s \text{ promedio} = \frac{10.79 + 20.47 + 28.72}{3} = 20$$

E_g es el módulo de elasticidad del elemento Geopier estimado en proporción al módulo de rigidez del elemento según verificado en pruebas de modulo realizadas en suelos similares al del proyecto actual, E_m es el modulo elástico del suelo, obtenido de las pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas.

Se calcula la relación del esfuerzo aplicada a los elementos Geopier n.

$$n = \frac{q_g}{q} = \frac{R_s}{R_s * R_a - R_a + 1} = \frac{20}{20 * 0.051 - 0.051 + 1} = 10.15$$

$\varphi_g = 50^\circ$ Se obtuvo con base a resultados de pruebas de falla a escala real

$\varphi_s = 6^\circ$ Obtenidos de pruebas triaxiales uu

$c = 2.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ Obtenidos de pruebas triaxiales uu

Sustituyendo en la ecuación 26 y 27 se obtiene:

$$c_{comp} = (1 - R_a n) c = (1 - 0.051 * 10.15) * 2.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\varphi_{comp} = \tan^{-1} [R_a n \cos \varphi_g + (1 - R_a n) \tan \varphi_s] = \tan^{-1} [0.051 * 10.15 * \cos 50^\circ + (1 - 0.051 * 6.76) \tan 6^\circ] = 20^\circ$$

Empleando la ecuación 20 para capacidad de carga ultima:

$$q_u = c N_c + 0.5 d_{shaft} \gamma N_\gamma + \sigma'_v N_q = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 17 + 0.5 * 0.762 \text{m} * 1.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 4.5 + 4.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 7.5 = 55.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Aplicando un factor de 3 se obtiene la capacidad de carga admisible de la matriz de suelo mejorada con elementos Geopier.

$$q_{adm} = \frac{55.7 \frac{ton}{m^2}}{3} = 18.56 \frac{ton}{m^2}$$

La presión total debido al edificio y al terraplén es la siguiente:

$$q_{total} = q_e + q_t = 4.64 \frac{ton}{m^2} + 1.28 \frac{ton}{m^2} = 5.92 \frac{ton}{m^2}$$

La presión actuante para estado límite de falla se afecta por un factor de 1.4, por lo tanto:

$$q_{actuante} = 5.92 \frac{ton}{m^2} * 1.4 = 8.3 \frac{ton}{m^2}$$

$$q_{adm} = 18.56 \frac{ton}{m^2} > q_{actuante} = 8.3 \frac{ton}{m^2}$$

Por lo tanto, la matriz de suelo es estable ante estado límite de falla.

El estado límite de falla debajo de la matriz de suelo reforzada con los elementos Geopier se puede calcular con el enfoque propuesta por el Comando de Ingeniería de Instalaciones Navales de los Estados Unidos, NAVFAC, por sus siglas en inglés. Esta dependencia propone comparar los esfuerzos inducidos en la parte inferior de la capa de suelo mejorada con elementos Geopier con el esfuerzo admisible calculada con la ecuación 20.

Conservadoramente se supone que los bulbos de los elementos Geopier no llegan hasta el estrato resistente, por lo tanto, las propiedades de resistencia serán las de la arcilla.

Se calcula la capacidad de carga ultima del suelo debajo de los elementos Geopier:

$$q_u = cN_c + 0.5d_s\gamma N_\gamma + \sigma'_v N_q = 2.1 * 7.5 + 0.5 * 0.762m * 1.22 * 1.0 + 4.88 * 1.7 = 24.5 \frac{ton}{m^2}$$

Se obtiene la capacidad admisible del suelo aplicando un factor de 3:

$$q_{adm} = \frac{24.5 \frac{ton}{m^2}}{3} = 8.16 \frac{ton}{m^2}$$

Aplicando la ecuación 28 se obtiene el esfuerzo debajo de los elementos Geopier:

$$q_{bottom} = q\{BL/[(B + H)(L + H)]\} = 5.92 \frac{ton}{m^2} \{14.9m * 14.9m/[(14.9m + 4m)(14.9m + 4m)]\} = 3.67 \frac{ton}{m^2}$$

El esfuerzo debajo de los elementos Geopier se multiplica por un factor de 1.4 para obtener el esfuerzo actuante.

$$q_{actuante} = 3.67 \frac{ton}{m^2} * 1.4 = 5.14 \frac{ton}{m^2}$$

$$q_{adm} = 8.16 \frac{ton}{m^2} > q_{actuante} = 5.14 \frac{ton}{m^2}$$

Por consiguiente, el suelo debajo de los elementos Geopier es estable ante estado límite de falla.

4.2.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

La metodología de diseño que emplea Geopier para el control de asentamientos está basado en el enfoque con solución en dos capas de asentamiento, como se describe inicialmente por Lawton et al. (1994), Fox(1994), Wissmann et al.(2002). La instalación de elementos Geopier dentro de la zona reforzada con Geopier, referida como la zona superior, crea una zona con alta rigidez, que reduce asentamientos. El asentamiento debajo de la zona Geopier, denominada zona inferior se evalúa utilizando un enfoque de análisis geotécnico convencional. El asentamiento total es evaluado como la suma del asentamiento de la zona superior s_{uz} y el asentamiento de la zona inferior s_{uz} .

En la Tabla 3 se presentan los parámetros geométricos de la cimentación y los elementos Geopier.

A	220	m^2
B	14.9	m
L	14.9	m
q	5.92	ton/m^2
Hs	4.76	m
Ds	0.762	m
S	3	m
Geopier	25	elementos

Tabla 3.- Parámetros geométricos

Donde A es el área de la losa de cimentación, B y L son el ancho y largo de la losa de cimentación respectivamente, q es la presión de contacto, Hs es el espesor del estrato mejorado, D_s es el diámetro del elemento geopier, S es la separación promedio de los elementos Geopier. Debajo de cada losa de cimentación fueron instalados 25 elementos Geopier.

CALCULO DE ASENTAMIENTO EN LA ZONA SUPERIOR

Debido a que la zona reforzada presenta una estratificación es necesario emplear la metodología de modulo elástico compuesto que emplea la ecuación 5 para el cálculo de asentamientos inmediatos en los estratos mejorados con elementos Geopier. En la Tabla 4 se presentan los estratos mejorados con elementos Geopier y los parámetros para el cálculo del módulo elástico compuesto.

ESTRATO	SUCS	H(m)	Z(m)	I_σ	$E_g \frac{ton}{m^2}$	$E_m \frac{ton}{m^2}$	Ra
1	CL	1.2	0.6	1.00	18194.5	1686	0.051
2	CH	1.4	1.9	0.96	8618.45	421	0.051
3	CH	2.16	3.3	0.89	8618.45	300	0.051

Tabla 4.- Estratigrafía de la zona reforzada con elementos Geopier

donde SUCS el sistema unificado de clasificación de suelos, H es el espesor de los estratos compresibles, Z es la distancia desde la base de la losa de cimentación a la mitad de cada estrato compresible, I_σ es el factor de influencia a una profundidad z del suelo compresible, E_g es el módulo de elástica del elemento Geopier, E_m es el modulo elástico del suelo, R_a es la relación de remplazo de área de los elementos Geopier .

El factor de influencia I_σ fue calculado con la solución de Fröhlich (1942) que desarrolló soluciones para diferentes casos de isotropía introduciendo el *factor de concentración* χ .

Un valor de $\chi = 1.5$, es la solución propuesta por Westergaard, donde el suelo está fuertemente estratificado, y reforzado por estratos horizontales múltiples e indeformables. Con $\chi = 2$ se considera que el suelo es estratificado, con estratos de diferentes módulos de deformación; este caso es el que se presenta más comúnmente en los suelos del Valle de México, y es por eso que para los análisis de distribución de esfuerzos se utiliza esta solución. Con $\chi = 3$ se considera que el medio es elástico, homogéneo e isotrópico, el cual obedece la ley de Hook; cuando se utiliza $\chi = 3$ se tiene la solución de Boussinesq (Jumikis, 1969).

La solución de Fröhlich para $\chi = 2$ se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} (\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{sen} 2\alpha_0) (\text{sen} \psi_1 - \text{sen} \psi_2) \quad \text{ecuación 29}$$

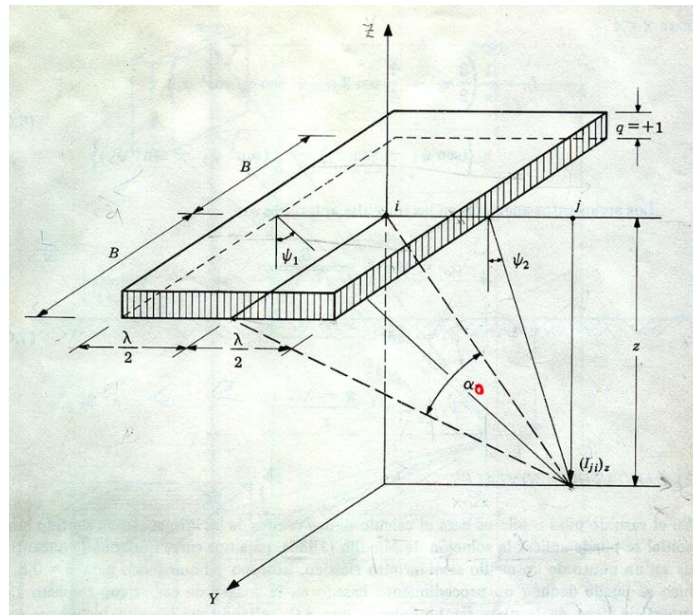


Figura 27.-Esfuerzo vertical en un punto debido a un área rectangular uniformemente cargada (Interacción suelo- estructura de cimentación. Leonardo Zeevaert, 1980)

A partir de la Figura 27 se obtuvieron los siguientes ángulos en función de sus variables, una vez calculados estos se aplicó la ecuación 29.

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2+z^2}} \quad \psi_1 = \tan^{-1} \frac{x+\frac{\lambda}{2}}{z} \quad \psi_2 = \tan^{-1} \frac{x-\frac{\lambda}{2}}{z}$$

Se procede al cálculo del módulo elástico compuesto dentro de la zona superior reforzada con elementos Geopier, aplicando la ecuación 6.

Para el estrato 1:

$$E_{comp} = 18194.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.051 + 1686(1 - 0.051) = 2527.93 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Para el estrato 2:

$$E_{comp} = 8618.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.051 + 421(1 - 0.051) = 839.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Para el estrato 3:

$$E_{comp} = 8618.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.051 + 300(1 - 0.051) = 724.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Empleando la Ecuación 5 se calculan los asentamientos de cada estrato en la zona superior.

Para el estrato 1:

$$s_{uz1} = \frac{5.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1.0 * 1.2\text{m}}{2527.93 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.28 \text{ cm}$$

Para el estrato 2:

$$s_{uz2} = \frac{5.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.96 * 1.4\text{m}}{839.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.95 \text{ cm}$$

Para el estrato 3:

$$s_{uz3} = \frac{5.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.89 * 2.16\text{m}}{724.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 1.57 \text{ cm}$$

El asentamiento total en la zona superior se obtiene como la suma de los asentamientos de cada estrato.

$$s_{uz\text{Total}} = 0.28 \text{ cm} + 0.95 \text{ cm} + 1.57 \text{ cm} = 2.8 \text{ cm}$$

CÁLCULO DE LOS ASENTAMIENTOS EN LA ZONA INFERIOR

Los asentamientos en la zona inferior s_{lz} en los suelos granulares son estimados usando la metodología de asentamientos elásticos con la Ecuación 7.

$$s_{lZ1} = \frac{5.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.43 * 5\text{m}}{5049 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.25 \text{ cm}$$

El módulo de elasticidad de este estrato se obtuvo con base en la correlación de Denver (1982), que emplea el número de golpes de la prueba SPT.

$$E_{s4} = 7 * \sqrt{N} = 7 * \sqrt{50} = 49.5 \text{ Mpa} = 5049 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{ecuación 30}$$

El asentamiento se estimó a una profundidad de 10 metros, que es la profundidad media del estrato resistente.

Los asentamientos por consolidación en la zona inferior de los suelos cohesivos se estiman típicamente usando la Ecuación 8. Se consideró según lo propuesto por la compañía Geopier, que el bulbo del elemento de grava compactada tiene una longitud de una vez su diámetro (76 cm), por lo tanto, si consideramos que el estrato resistente está a 5.2m, un espesor de arcilla de 44 cm presentará consolidación (Sondeo Mixto 12).

$$s_{122} = H_l \frac{\Delta e}{1+e_0} = 44 \text{ cm} \frac{4.68-4.52}{1+4.68} = 1.26 \text{ cm}$$

Donde Δe es la diferencia entre el valor del índice de vacío final después del incremento de esfuerzo debido al edificio y el índice de vacío inicial (in situ), H_l es el espesor del estrato compresible .

El asentamiento total de la estructura apoyada en elementos Geopier será, la suma de los asentamientos inmediatos en la zona superior e inferior más el asentamiento debido a la consolidación.

$$s_{Total} = 2.8 \text{ cm} + 0.25 \text{ cm} + 1.26 \text{ cm} = 4.31 \text{ cm}$$

4.3 PROCESO CONSTRUCTIVO

La solución propuesta con el sistema Geopier consiste en la instalación de columnas de agregado compactado, el sistema Geopier es un sistema de reemplazo para reforzar suelos de alta compresibilidad y que permite controlar los asentamientos de las cimentaciones a niveles tolerables y aceptables, además, permite el uso de cimentaciones superficiales para el diseño estructural de las obras.

A continuación, se describe el sistema constructivo de las pilas de grava compactada del sistema Geopier.

1. Se realiza una perforación (reemplazo) de diámetro de 30" (0.76 m).



Figura 28.- Inicio de la perforación para los elementos Geopier

2. Se deposita una primera capa de agregado (grava limpia angular de tamaño medio 5cm aproximadamente) en el fondo de la perforación.



Figura 29.- Vertido de la grava en la perforación

3. Se apisona lo suficiente para formar un bulbo estabilizado en la parte inferior de las pilas, de esta manera se pre-esfuerzan los suelos hasta una profundidad de al menos un diámetro debajo de la profundidad de perforación.



Figura 30.- Generación del bulbo

4. Tras la primera capa estabilizada en el fondo de la perforación, se compactan capas sucesivas de un espesor aproximado de 0.6 metros hasta llegar a la elevación de desplante. Cada capa de grava se compacta mediante el uso de un apisonador biselado patentado que aplica una alta energía de compactación con alta frecuencia.



Figura 31.-Apisonamiento para general fuste del Geopier

4.4 COMPARATIVA DE ASENTAMIENTOS TEORICOS Y MEDIDOS EN CAMPO

Las mediciones que se realizaron con equipo de nivelación topográfica, se muestran en las Tablas 5, 6, y 7. Las tablas contienen la numeración de los edificios en los tres trenes de viviendas (A,B,C), estos presenta los asentamientos medidos en los puntos de control que se ubican en las esquinas de los edificios, asimismo, se presentan las fechas y los días transcurridos a partir de las primeras mediciones, en color rojo se marca los asentamientos mayores que se han medido.

A partir de estas mediciones y con ayuda del Software topográfico Surfer, se logró obtener la configuración de deformaciones que se muestra en la Figura 32.

TREN DE VIVIENDAS A									
Edificio	Inicio	Días	p. control	δ (cm)	Edificio	Inicio	Días	p. control	δ (cm)
25	26-ene.-18	154	A	-2.1	18	28-sep.-17	316	B	-1.8
			D	-2.2				E	-2.2
24	26-ene.-18	154	A	-1.8	19	28-sep.-17	316	A	-3.1
			D	-2.2				D	-4.0
23	06-nov.-17	235	A	-2.9	20	17-oct.-17	297	A	-1.4
			D	-3.4				D	-0.9
22	06-nov.-17	235	A	-2.8	21	17-oct.-17	297	A	-0.9
			B	-1.9				D	-0.6
			D	-3.5				E	-0.2

Tabla 5.- Asentamientos de edificios del tren de viviendas A

TREN DE VIVIENDAS B									
Edificio	Inicio	Días	p. control	δ (cm)	Edificio	Inicio	Días	p. control	δ (cm)
17	14-sep.-17	330	A	-4.1	10	08-ago.-17	367	A	-1.7
			D	-3.4				B	-0.8
			E	-3.4				E	-2.5
16	14-sep.-17	330	A	-3.9	11	08-ago.-17	367	A	-3.6
			D	-2.6				D	-3.9
15	31-ago.-17	344	A	-2.9	12	08-ago.-17	367	A	-4.5
			D	-2.0				D	-4
14	31-ago.-17	344	A	-1.2	13	17-ago.-17	358	A	-1.9
			B	-1.5				D	-1.0
			E	-1.7				E	-0.4

Tabla 6.- Asentamientos de edificios del tren de viviendas B

TREN DE VIVIENDAS C												
					Edificio	Inicio	Días	P. control	δ (cm)			
					1	05-jul.-17	401	A	0			
								9	26-jul.-17	380	B	0.5
											2	05-jul.-17
					8	17-jul.-17	389	A	-4.45			
								3	05-jul.-17	401	D	-3.8
					7	17-jul.-17	389				A	-4.8
								4	05-jul.-17	401	D	-4.6
					6	17-jul.-17	389				A	-3.2
								5	05-jul.-17	401	B	-3.0
											5	05-jul.-17
					5	05-jul.-17	401	D	-2.3			
								5	05-jul.-17	401	E	-2.98

Tabla 7.- Asentamientos de edificios del tren de viviendas C

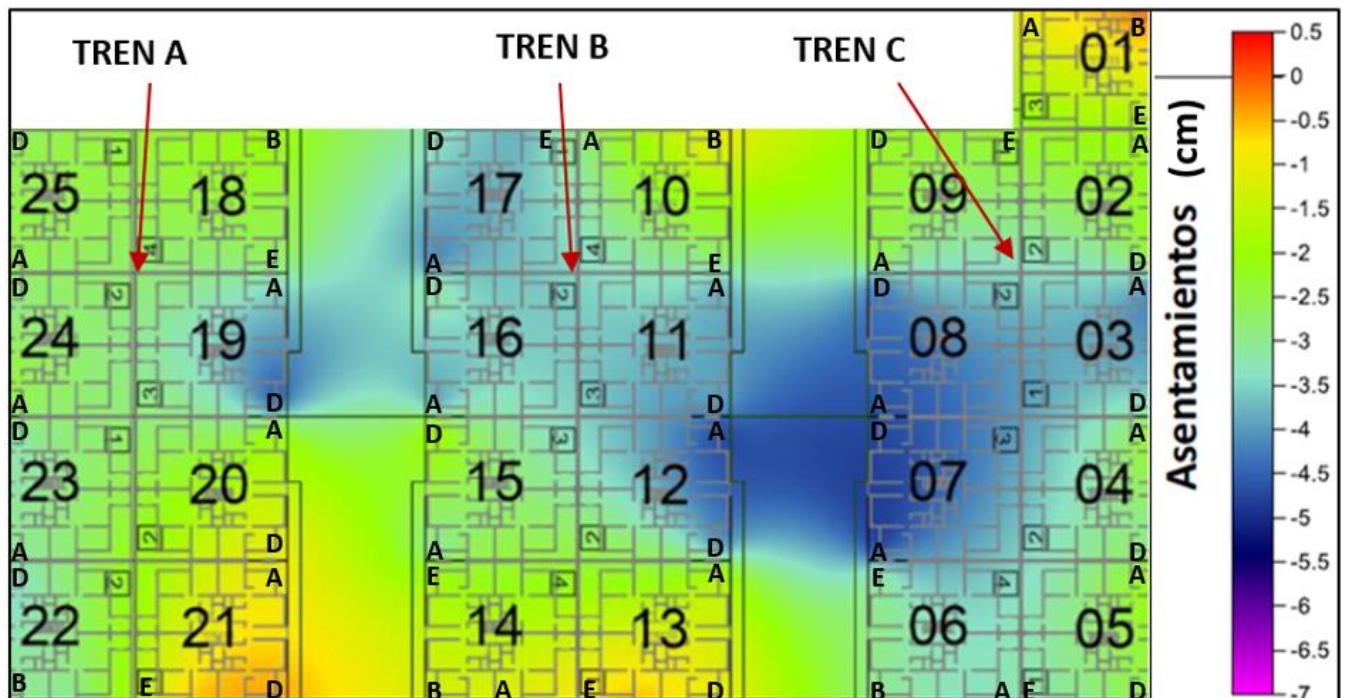


Figura 32.- Configuración de asentamientos reales en los trenes de vivienda dentro de la manzana 3

Se puede observar que los asentamientos máximos se dan en su mayoría en la mitad de los trenes de viviendas B y C.

Con el fin de identificar donde se presenta la mayor concentración de asentamientos teóricos y compararlos con la configuración de asentamientos medidos en campo, se usó el software Settle3D de Rocscience para el análisis de consolidación vertical y asentamiento, que considera la interacción de influencias de esfuerzos que ejercen los edificios entre sí. Proporcionando la geometría de los edificios, las cargas, y estratigrafía, se observa en la Figura 33 que los asentamientos mayores se dan en los edificios de 4 niveles del tren de vivienda B, de igual manera en los trenes A y C en los edificios que dan hacia el tren de viviendas B, esto es lógico si consideramos que los bulbos de presión generados por los trenes de viviendas A y C convergen en el tren de vivienda B generando mayor asentamiento.

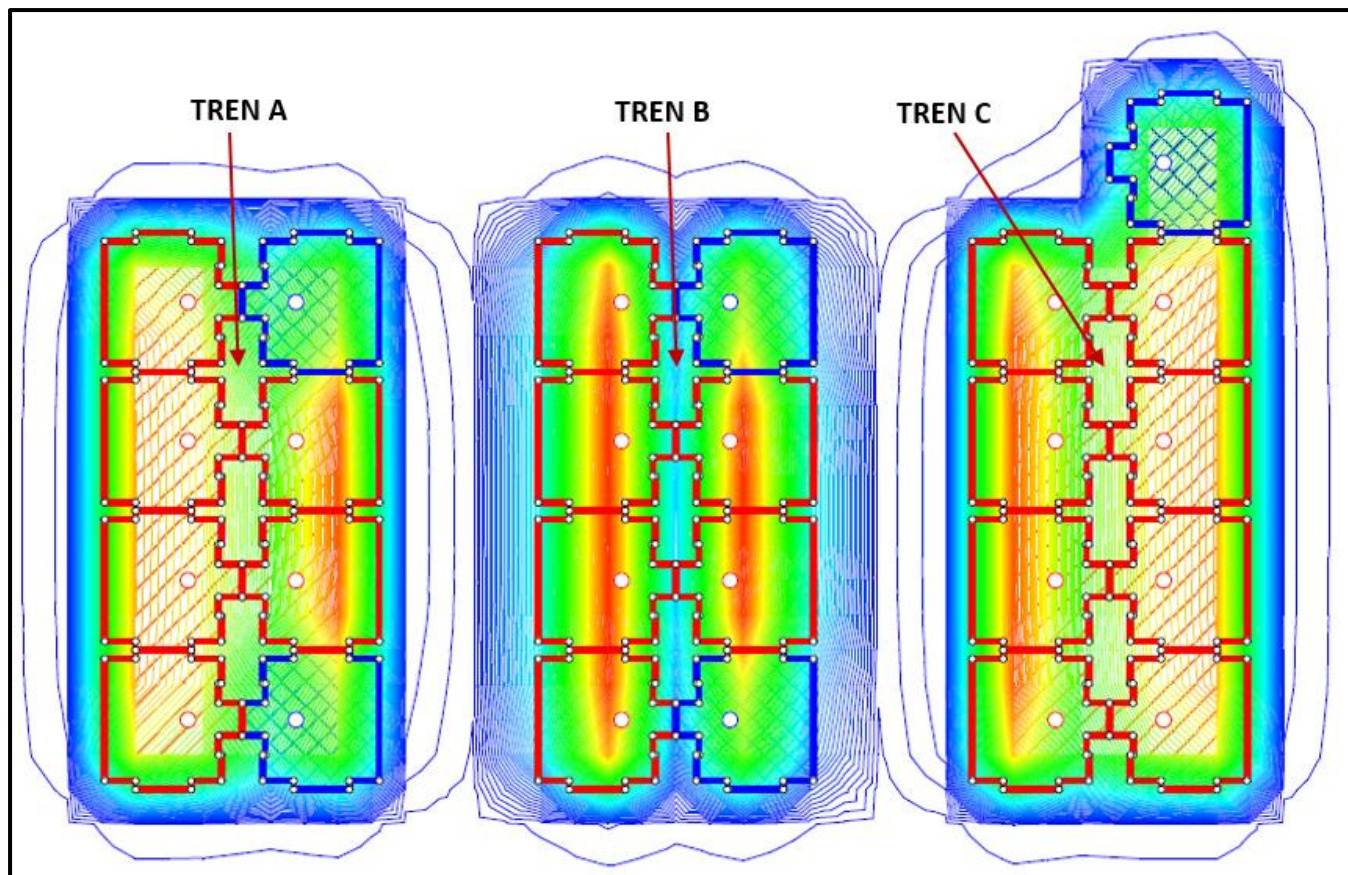


Figura 32.- Configuración de asentamientos teóricos en los trenes de vivienda dentro de la manzana 3

Sin embargo, las mediciones hechas en campo contrastan con lo calculado teóricamente, pues los edificios 7, 8 y 12 han superado el asentamiento máximo teórico de 4.31 cm y la configuración de deformaciones no coincide con lo teórico. En los siguientes párrafos se abordarán las posibles causas de porqué esta discrepancia.

En primer lugar, a pesar de que la topografía del sitio es relativamente plana, esta presenta leves distorsiones en superficie, por lo tanto, los terraplenes conformados en el área de construcción no son uniformes, estos tienen una variación entre 60 cm a 80 cm.

En segundo lugar, la profundidad de desplante de los elementos Geopier es de 4 m más el bulbo del Geopier que se supone de una vez el diámetro (76cm), siendo esta una suposición, el desplante de los Geopier puede ser mayor o menor a esta longitud, dependiendo de la energía que se aplica para apisonar la grava y el tipo de suelo que se mejora.

En tercer lugar, la estratigrafía no es uniforme pues sondeos realizados fuera del área de la primera etapa de construcción de este proyecto, demuestran que el estrato arcilloso crece en dirección al tren de viviendas "c".

En cuarto lugar, la metodología de cálculo para asentamientos una vez mejorado el suelo, no toma en cuenta las influencias de esfuerzos externas debido a otras estructuras, por lo que para estructuras que no son aisladas como es el caso en la presente tesina se puede caer en resultados subestimados.

En quinto lugar, la secuencia constructiva de los edificios no es uniforme, pues los primeros edificios se iniciaron en el tren de vivienda C después en el B y por último en el tren A, por lo que algunos edificios presentan más tiempo de consolidación que otros (Tablas 5, 6, y 7).

Por último, pero no menos importante, se realizó un recorrido en la Manzana 3, revisando las viviendas y las estructuras secundarias, se encontró socavaciones y agrietamientos en algunos firmes de concreto como banquetas, jardineras, esto debido a la deficiencia de las instalaciones pluviales en áreas verdes pues, se han reportado encharcamientos entre los trenes de vivienda B y C, aunado a esto el alcantarillado pluvial descarga directamente al suelo, infiltrado mediante pozos de absorción. Esto provoca un reblandecimiento del suelo en el área de jardines, afectando el confinamiento de los elementos Geopier más cercanos.

5. CONCLUSIONES

La elaboración de esta tesina me transmitió gran conocimiento técnico y juicio ingenieril ya que como es de conocimiento entre los ingenieros civiles, trabajar con suelos no es sinónimo de certidumbre pues este no tiene un comportamiento homogéneo como otros materiales de construcción.

De igual manera me dejó gran satisfacción personal, pues no solo fue una investigación bibliográfica la que realicé, sino también puse en práctica los conocimientos adquiridos en mi formación como estudiante de la especialidad de geotecnia, pues tuve que tomar decisiones y emplear criterios para definir parámetros de diseño en el cálculo del método de mejoramiento con elementos de grava compactada, también a la hora de definir las posibles causas que pudieron influir en la discrepancia de resultados teóricos con los reales.

En México esta técnica tiene pocos años de haber empezado a emplearse en comparación con otros métodos de mejoramiento de suelos. Esto trae algunas dificultades pues pocos ingenieros se aventuran a emplear estas nuevas tecnologías, ya sea por el desconocimiento de cómo es que funcionan, las ventajas que presentan y por supuesto el método de cálculo y las teorías que se emplean para el correcto diseño de las columnas de grava compacta. La información técnica y de estudios de caso donde se ha empleado este método en México es muy escaso, pues en su mayoría la información encontrada proviene de los Estados Unidos donde se ha empleado con regularidad.

Uno de los propósitos de esta tesina es dar a conocer el método, desde el diseño geotécnico, la construcción, las ventajas y desventajas que presentan y el comportamiento que tienen en suelos arcillosos.

REFERENCIAS

1. Zeevaert L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Van Nostrand & Reinhold Co. 2nd edition, New York 1983.
2. Tamez E, Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica. TGC Geotecnia, México 2001.
3. Design manual, Geopier Foundation Company; 2002.
4. NA VFAC (1982). Soil Mechanics—Design Manual DM 7.1. Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command. Alexandria.
5. Lawton, E.C., and Fox, N.S. (1994). "Settlement of Structures Supported on Marginal or Inadequate Soils Stiffened with Short Aggregate Piers." American Society of Civil Engineers.
6. Han J. and Ye, S.L. (2001). "Simplified Method for Consolidated Rate of Stone Column Reinforced Foundations." ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
7. Instituto Nacional de Geografía e Informática, Estado de México.
8. El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones del Área Urbana del Valle de México, Lechería, Tultitlan, Cuautitlán, Tepotzotlán, Santa Lucia y Tizayuca. Boris Simper y Oziel Zarate. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1978.
9. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 2017.