



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS ESPECIALES EN
CIMENTACIÓN DE LAS AUTOPISTAS URBANA NORTE Y SUR DE
LA CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. EDGAR ADRIÁN RODRÍGUEZ CORTÉS

DIRECTOR DE TESINA: **ING. WALTER IVAN PANIAGUA ESPINOZA**

MÉXICO, D.F.

FEBRERO 2015

INDICE

CAPÍTULO	PÁGINA
1 Características principales	
1.1 Localización	7
1.2 Geología	9
1.3 Estudio geotécnico	10
1.4 Descripción del proyecto	18
1.5 Beneficios	19
2 Descripción de la cimentación	
2.1 Cimentación profunda	21
2.2 Procedimiento constructivo general	25
3 Procedimientos constructivos especiales	
3.1 Pilas en tobas (Caso Av. Constituyentes)	43
3.2 Pilas en arenas (Caso Calz. Legaria)	54
3.3 Pilas en roca (Caso Av. Insurgentes Sur)	65
3.4 Pilas oblongas (Caso Calz. Viaducto Tlalpan)	78
3.5 Pilas en zona minada (Caso Av. Jalisco)	94
Conclusiones	109
Referencias y Bibliografía	118

OBJETIVO

Documentar la información referente y necesaria, acerca de los procedimientos constructivos especiales en cimentación, así como de las distintas soluciones geotécnicas y de los equipos empleados en la ejecución de la Autopista Urbana Norte y Autopista Urbana Sur de la Ciudad de México.

ALCANCE

Presentar los principales conceptos y trabajos en la construcción de la cimentación de la AUN y AUS, las ventajas y desventajas entre los distintos procedimientos desde el punto de vista geotécnico y constructivo, así como mencionar los problemas constructivos en su ejecución y evaluar el desempeño de los equipos utilizados.

RESUMEN

Capítulo 1: Trata de la descripción general y las características principales del proyecto, localización, zona geológica, exploración realizada, consideraciones sísmicas, planteamiento y evaluación antes de ejecutar la construcción, impedimentos de la construcción y los beneficios que pretende alcanzar el proyecto.

Capítulo 2: Teniendo en cuenta las bases del proyecto se describe la cimentación general empleada, las características geométricas, los criterios de diseño, el procedimiento constructivo básico y general de la cimentación (perforación, estabilización de la misma, refuerzo estructural y colado) también se describe el proceso de excavación y el sistema de contención empleado.

Capítulo 3: Después de tener la idea clara del proyecto como de la descripción general de la cimentación empleada en este, se explican los procedimientos constructivos especiales en cimentación que se ejecutaron, dividiéndolos en casos representativos para su análisis y evaluación, se trata de explicar el impedimento o dificultad y la solución geotécnica empleada para ello, se analiza el procedimiento y equipo utilizado, como los problemas de forma general que se tienen al ejecutar esta solución, también se habla de un caso de detección de minas y la solución que se llevó a cabo.

INTRODUCCION

En la construcción en general es importante el uso de los distintos procedimientos constructivos para poder llevar a cabo la ejecución del proyecto de una forma segura, sustentable, viable y económica y en el caso de la construcción de las cimentaciones profundas el tiempo, el costo y la calidad de estas, por lo que es muy importante la conjunción entre los ingenieros de diseño y los ingenieros constructores para la elección óptima del procedimiento constructivo y sus variaciones y modificaciones de este, para poder llevar a cabo la construcción del proyecto de la mejor forma posible.

Este documento señalará desde un punto de vista de geotecnia los distintos procedimientos constructivos utilizados en la cimentación profunda de la Autopista Urbana Sur y la Autopista Urbana Norte, partiendo desde el procedimiento constructivo en general y de los problemas más comunes hasta llegar a los procedimientos constructivos especiales y cada una de sus etapas y condiciones empleadas para los distintos tipos de suelo abarcando los casos más problemáticos tanto para el ingeniero constructor como para el ingeniero de diseño.

Tanto el proyecto de la Autopista Urbana Sur como de la Autopista Urbana Norte son obras características de elementos prefabricados a excepción de la cimentación de estos, por lo que se describirá de forma general la cimentación empleada, también se mostrará una síntesis geotécnica general y una singular para poder abordar cada caso con el panorama más completo posible y así entender las diferentes condiciones del suelo en cada caso planteado.

Para la ejecución correcta del procedimiento constructivo es importante la elección correcta de los equipos y del personal en obra por lo que se pretende hacer mención de los equipos con mayor uso y rendimiento utilizados por las empresas especializadas para la construcción de la cimentación profunda, de los accesorios o herramientas que se ocuparon para cada caso y se hará énfasis en los problemas más comunes que se presentaron en cada caso para quedar como una referencia para su uso en este tipo de condiciones.

Para por último concluir si los procedimientos constructivos, como el equipo utilizado en los diferentes casos planteados en la Autopista Urbana Sur y Autopista Urbana Norte fueron desde un punto de vista geotécnico los mejores para ejecutar el proyecto de una forma segura, viable, con calidad y lo más rápido y económicamente posible sin afectar la seguridad del mismo. Como evaluar si la Autopista Urbana Sur y Norte han sido lo que se planteó de primera instancia en la fase de anteproyecto o si han cumplido con los beneficios planteados por el estado de gobierno y las empresas dueñas de la concesión.

1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

1.1 LOCALIZACIÓN

El proyecto de la Autopista Urbana Norte (AUN), se encuentra sobre Blvd. Adolfo López Mateos (Anillo Periférico), iniciando en la frontera nor-poniente de la Ciudad de México con el Estado de México, (Toreo de Cuatro Caminos) y llegando hasta el entronque con el Distribuidor Vial San Antonio. **(fig. 1).**



Figura 1. Croquis de localización Autopista Urbana Norte

En el caso del proyecto de la Autopista Urbana Sur (AUS), se encuentra localizado en su totalidad en la Ciudad de México sobre el Blvd. Adolfo Ruiz Cortines (Anillo Periférico Sur), iniciando desde la Av. San Jerónimo y llegando hasta el cruce con Viaducto Tlalpan (fig. 2).



Figura 2. Croquis de localización Autopista Urbana Sur

1.2 GEOLOGÍA

AUN

El trazo se desarrolló prácticamente al pie de las Sierra de las Cruces (**fig. 3**), donde los materiales que afloran a lo largo del tramo corresponden con elementos vulcanoclásticos, clasificados genéricamente como abanicos volcánicos, flujos piroclásticos, tobas, lahares y pómez que en su conjunto constituyen la Formación Tarango y cubren grandes extensiones.

Sobre la Formación Tarango se depositaron materiales aluviales que han formado una mezcla de arenas limosas, limos arenosos, arenas y gravas, en estado generalmente muy compacto, con ocasionales fragmentos o boleos rocosos.

El hombre modificó esta zona con grandes rellenos artificiales no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de barrancas o cañadas y para obturar accesos y galerías de minas antiguas.

AUS

El trazo del proyecto se localizó cercano a las serranías que limitan a la cuenca al surponiente y sur de la ciudad, prácticamente al pie de la Sierra Chichinautzin (**fig. 3**), en la denominada zona pétreo, caracterizada por diferentes efusiones lávicas andesíticas y basálticas del volcán Xitle, que sobre yacen a tobas, flujos piroclásticos y aluviones.

En gran parte de la zona se tiene derrames de lava con distintos grados de fracturamiento y oquedades, del tipo vesicular debido a las condiciones topográficas y geológicas en que estos materiales se depositaron, se formaron flujos de lodo volcánico, algunos de ellos en estado incandescente, arrastrando fragmentos líticos de grandes dimensiones. Los efectos de intemperismo y erosión de éstos materiales volcánicos dieron origen a abanicos aluviales al pie o incluso sobre los mismos, así como a depósitos eólicos y suelos residuales.

En la zona final del tramo; a la vez, la más alejada de las efusiones lávicas del volcán Xitle, se tiene una secuencia vulcanoclástica compuesta principalmente por tobas y lahares, formadas por mezclas de arena y gravas en proporciones variables e intercaladas por suelos finos en proporciones variables, siendo principalmente arcillas.

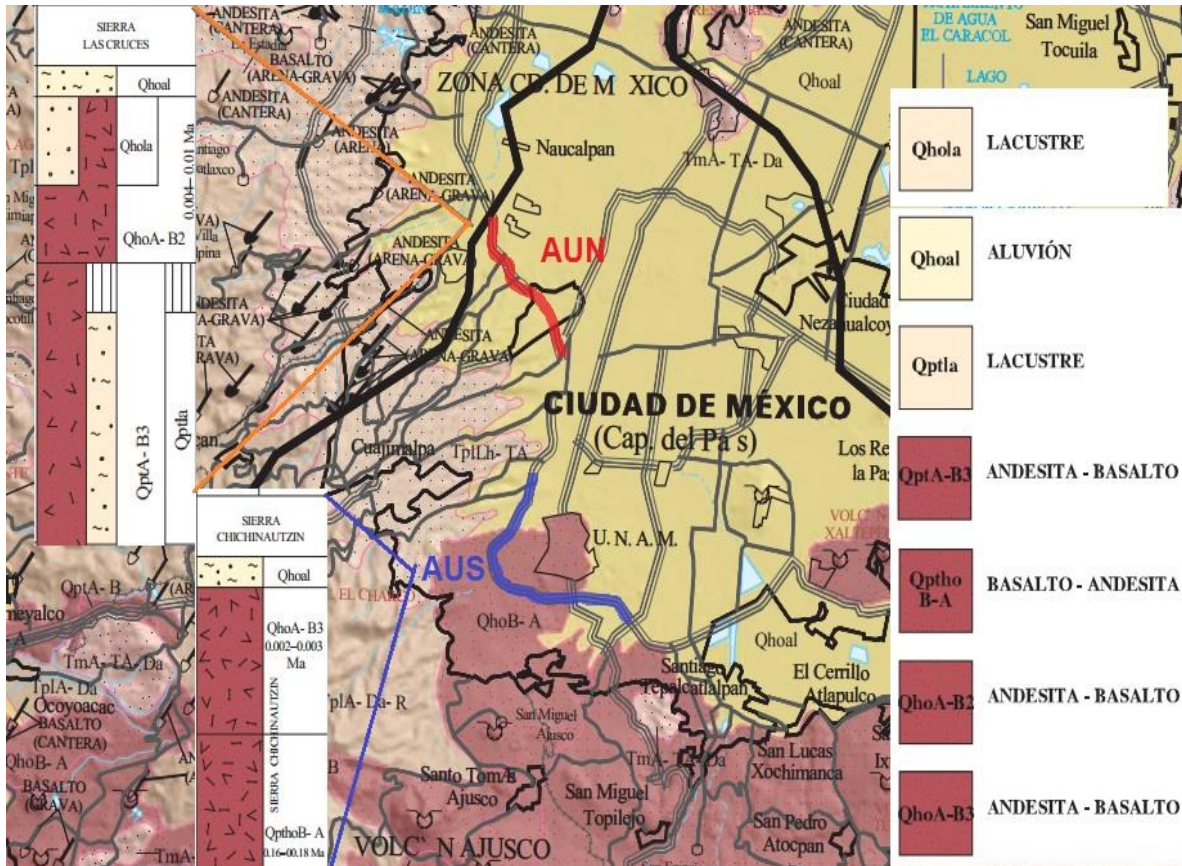


Figura 3. Marco Geológico del SGM

1.3 ESTUDIO GEOTECNICO

1.3.1 Exploración

La exploración se refiere a la programación y ejecución del tipo y número de sondeos a realizar, la ubicación física del sitio, la profundidad de exploración, la obtención de muestras de suelo a profundidades representativas, así como evaluar la realización de pruebas complementarias para caracterizar con mayor detalle las propiedades estáticas y dinámicas de los suelos que se encuentran a lo largo del trazo.

El programa de exploración utilizado en general en todo el trazo (AUN Y AUS) consistió fundamentalmente en la ejecución de Sondeos Mixtos (SM) que fueron ejecutados combinando el muestreo alterado con el inalterado, efectuándose el primero con el equipo y procedimiento de la prueba de penetración estándar (SPT) siguiendo la norma establecida (ASTM 1586) y la obtención de muestras inalteradas en los sondeos mixtos, fue mediante el hincado de tubo de pared gruesa dentado de 4" de diámetro tipo Shelby a diferentes profundidades (ASTM D4220). En los sondeos selectivos continuos (SSC) se

utilizó barril triple giratorio para la extracción de núcleos de roca (ASTM D2113). Estos fueron ejecutados a una distancia entre ellos no mayor de 500m.

Se realizaron trabajos adicionales a la campaña de exploración, como son tendidos geofísicos a través de Sondeos Eléctricos Dipolares en arreglo Polo Dipolo (SPD) (ASTM D5777), que son los más adecuados para la detección indirecta de cavernas y /o discontinuidades. Los SPD se realizaron en intervalos de 3 a 6 m de separación a lo largo de 1 línea de exploración, realizada paralela a Blvd. Manuel Ávila Camacho (Anillo Periférico), alcanzando profundidades de investigación del orden de los 15 a 20 m.

Adicionalmente se realizaron mediciones de vibración ambiental (VA) para determinar periodos de vibración del suelo (Ts).

También se realizaron pruebas de campo con el Phicometro para medir directamente en campo los parámetros de resistencia del suelo explorado a diferentes profundidades.

Así mismo se ejecutaron sondeos de avance controlado (ASTM D6151), alternando con sondeos del tipo de penetración estándar (SPT), directamente en los apoyos del proyecto para verificación.

1.3.2 Zonificación geotécnica

Por su ubicación el trazo del proyecto de la AUN se ubicó en su totalidad en la Zona I o de Lomas, mientras que el trazo de la AUS se ubicó en su mayoría en la Zona I o de Lomas; y una pequeña parte en la Zona II o de Transición (**fig. 4**), de acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-NTCDCC 2004). Más esta zonificación tuvo que ser revalidada con la encontrada en la exploración y muestreo.

A continuación se describen brevemente las características de las zonas mencionadas.

Zona I o de Lomas

La zona de lomas se caracteriza por la presencia de materiales de origen piroclástico, tales como cenizas volcánicas de granulometría variable, coladas basálticas, lahares que fueron arrastrados y lubricados por agua y depósitos fluviales producto del arrastre de ríos que parten de esta zona alta hacia la zona lacustre del valle de México. Esta diversidad de materiales justifica la estratigrafía un tanto errática aún en distancias pequeñas, aunada a que se encuentran barrancas con y sin rellenos, galerías de minas antiguas, fracturas, discontinuidades y cavernas lo que provoca una difícil interpretación.

En términos generales la región se formó por coladas basálticas y por depósitos de suelos de las formaciones Tarango y Becerra, así como de depósitos aluviales y fluviales.

La AUN se desarrolló en su totalidad en las cercanías de las sierras aledañas del poniente de la Ciudad de México (Sierra Guadalupe), encontrándose elementos litológicos producto de erupciones volcánicas andesíticas y estratificadas; es decir, suelos propios de la formación Tarango, consistentes de arena limosa y pumítica, así como de tobas andesíticas.

En cambio la AUS se desarrolló casi en su totalidad en las cercanías de la sierras del sur de la Ciudad de México (Sierra Chichinautzin) presentándose elementos litológicos producto de erupciones volcánicas, pero a diferencia de la AUN se encontraron basaltos formados por coladas lávicas del volcán del Xitle, presentando discontinuidades como fracturas y cavernas ocasionalmente rellenas de escoria.

Zona II o de Transición

La frontera entre la Zona de Transición y la de Lago se define a partir de los sitios donde desaparece la serie arcillosa inferior y en los cuales la primera capa dura esta aproximadamente a 20m de profundidad respecto al nivel medio de la superficie.

Esta zona se divide en función de su cercanía con la zona de lomas y del espesor de suelos relativamente blandos. **(fig. 5)**

Transición Alta.-TAL Es la zona de transición más próxima a las lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas.

Transición Baja.-TBA Es la zona de transición vecina a la zona del lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos de limo arenoso de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias.

Transición Abrupta.-TAB Es la zona que se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa en la que las arcillas están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de la formación rocosa.

La Zona de transición se encontró en una zona del tramo de la AUS, presentándose una transición baja desde el cruce de la Av. Circuito Azteca hasta un poco después del cruce con Viaducto Tlalpan encontrándose una estratigrafía compleja entre limos arenosos, boleos, arcillas arenosas, arenas limosas y con presencia de nivel freático en la zona.

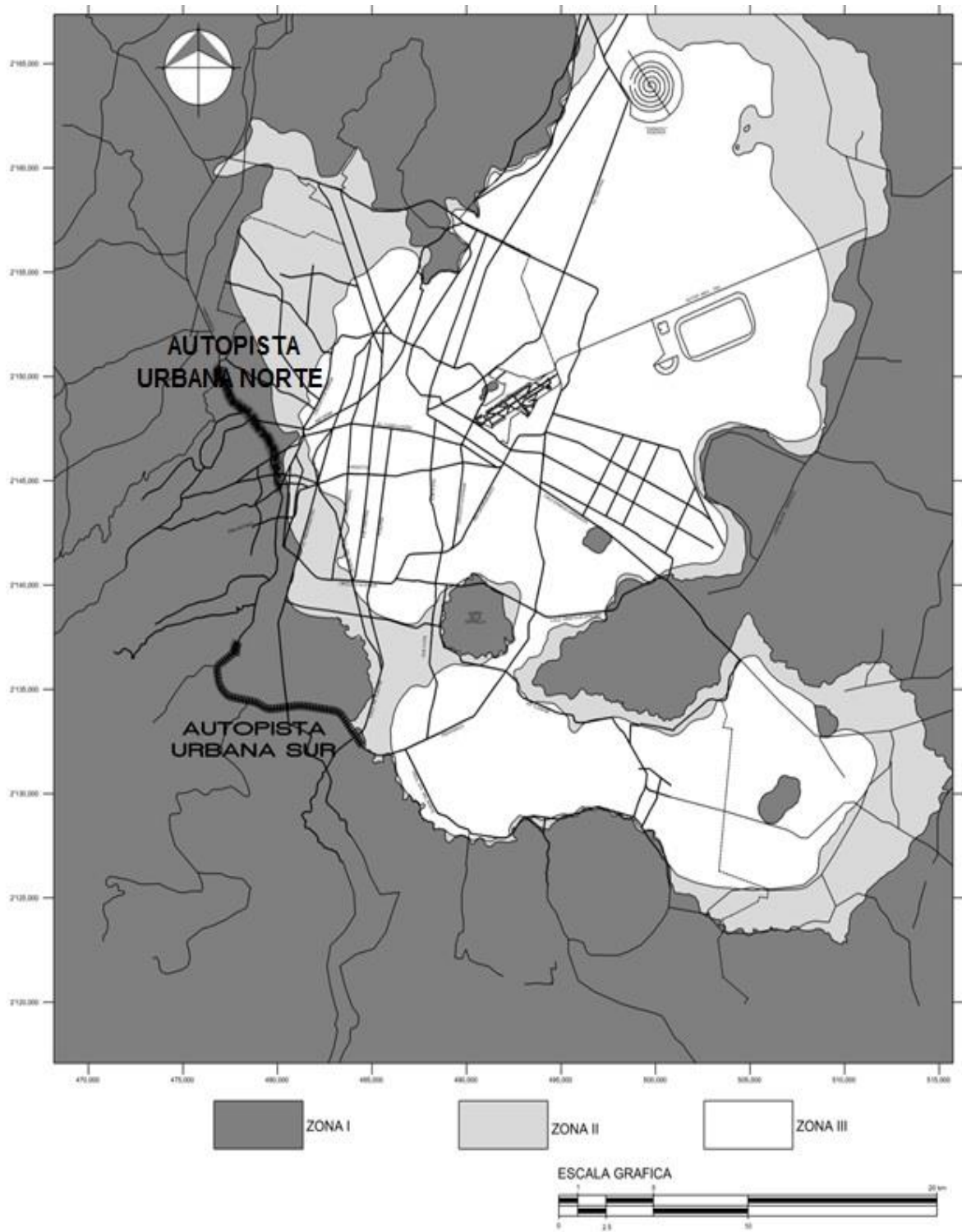


Figura 4. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (RCDF- NTCDDC-2004)

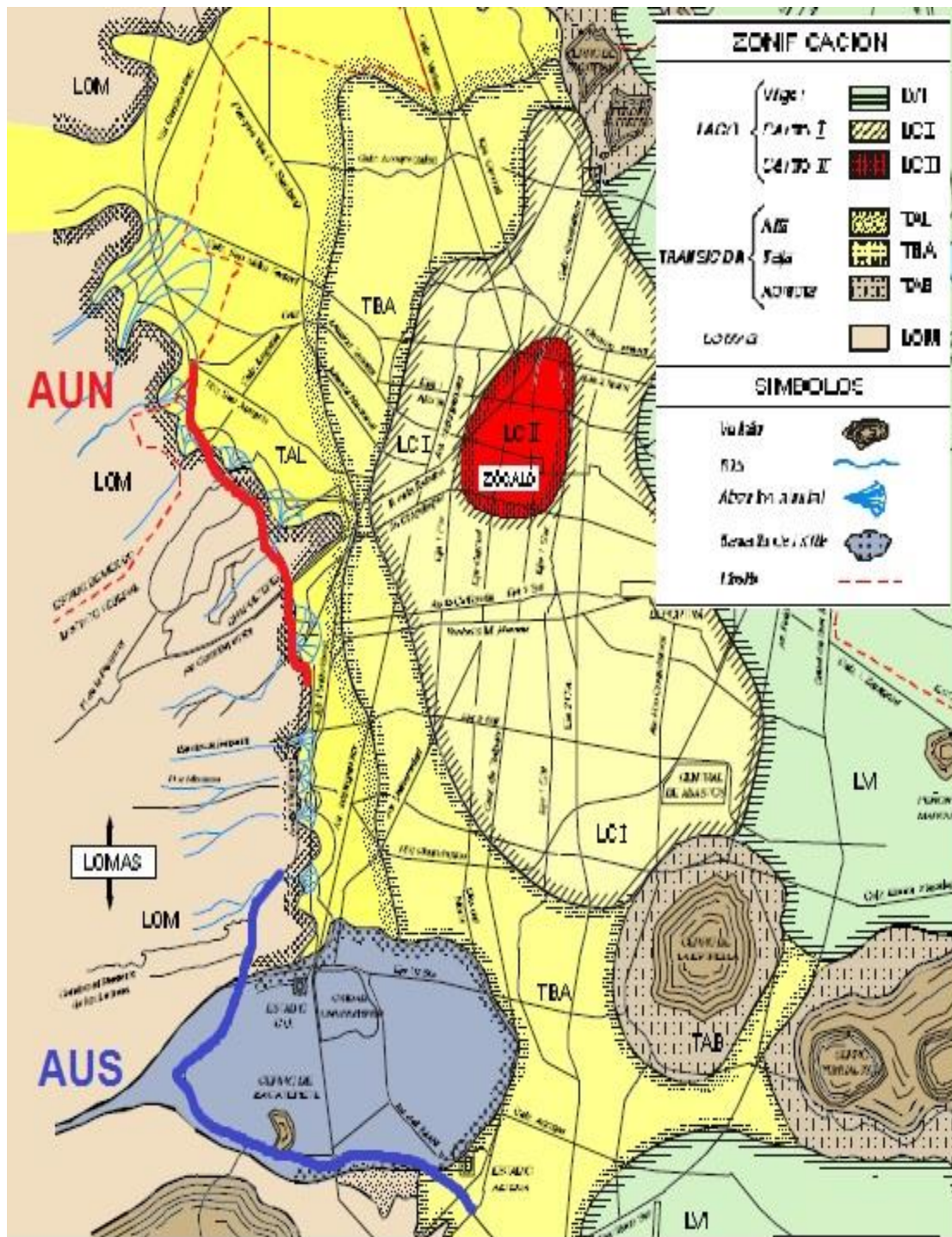


Figura 5. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (TGC-2005).

1.3.3 Estratigrafía General

Para la caracterización y la obtención de la estratigrafía de cada uno de los proyectos se utilizaron los resultados de los sondeos, ensayos de laboratorio y pruebas de campo ejecutados en cada uno de ellos.

Estratigrafía AUN

La estratigrafía general y en forma resumida de la **AUN** se pudo dividir en dos grandes unidades geotécnicas cuyas características se describen brevemente:

UNIDAD 1. Depósitos aluviales, que aparecieron generalmente en las partes más regulares y bajas topográficamente, están formados por una amplia gama de materiales, constituidos por estratos de arenas limosas, arcillas arenosas, arcillas y limos arenosos inter-estratificados con capas de arenas, presentándose en algunas zonas boleos y gravas, en términos generales los estratos formados por materiales preferentemente finos, presentaron una consistencia dura, pues la resistencia N_{spt} fue frecuentemente mayor a 15 golpes; sin embargo se presentaron zonas con valores mínimos de 4 golpes.

UNIDAD 2. Formación Tarango, la segunda unidad se pudo establecer en los materiales con las zonas topográficamente irregulares y altas, siendo formadas por arenas limosas en estado muy denso y cementado, en las que la resistencia a la penetración estándar N_{spt} fue generalmente mayor a 50 golpes. Esta formación incluyo la presencia de capas pumíticas de espesores menores, en donde la resistencia N_{spt} disminuyo significativamente.

Estratigrafía AUS

La estratigrafía general y en forma resumida de la **AUS** se pudo dividir en tres grandes unidades cuya descripción estratigráfica se describe brevemente a continuación:

UNIDAD 1. Correspondió a materiales de la Formación Tarango, compuestos por limos y arcillas arenosas, de color café y gris, con espesores de 5 a 9 m, de consistencia media en los primeros 3 m y muy dura hasta el final del estrato, con valores de resistencia N_{spt} que fueron de 15 a más de 50 golpes. Bajo estos materiales se localizó una toba pumítica ligeramente cementada, caracterizada por arena y gravas, de color gris blanquizco, de espesor de 2 a 3 m, de compacidad generalmente media, con valores de resistencia N_{spt} entre 15 y 40 golpes. Bajo la secuencia descrita y hasta la máxima profundidad explorada, se localizó un lahar compuesto principalmente por una arena limosa, con gravas y grumos

calichosos, y fragmentos de roca basáltica, empacada en una matriz de arena, de color café claro, y de compacidad muy densa.

UNIDAD 2. y la más grande corresponde a flujos de lava de la Sierra Chichinautzin producto del volcán del Xitle, compuestos por escoria, roca basáltica sana, masiva y de estructura vesicular, por debajo de esta se localizó una toba limo arenosa, con gravas, de color café claro, de consistencia muy dura.

UNIDAD 3. Correspondió a una zona de transición baja, formada por la intercalación de arcillas, arcillas limosas y arenosas, de consistencia blanda a media, limos arenosos de consistencia media a dura, y arenas limosas de compacidad muy densa.

1.3.4 Consideraciones Sísmicas

El tramo de la AUN y AUS se desarrolló casi en su totalidad en la zona geotécnica I o también llamada Zona de Lomas (**fig. 6**), por lo que le corresponden las menores aceleraciones espectrales con un valor de $C=0.16$, mientras que para la zona geotécnica II también llamada Zona de Transición le corresponde un valor de aceleración espectral de $C=0.32$, aunque cabe señalar que actualmente el RCDF NTCDS 2004 permite construir espectros de diseño sísmico en los que se tomen en cuenta los efectos del lugar y del sitio ayudándonos del apéndice A de dicho reglamento y de técnicas de vibración ambiental se puede conocer el periodo de vibración del sitio T_s y así generar los espectros de diseño del lugar y en este caso fue lo que se realizó obteniendo distintos valores a lo largo de la AUN y la AUS pero no saliéndose ninguno del rango de coeficiente sísmico de 0.16 a 0.32.

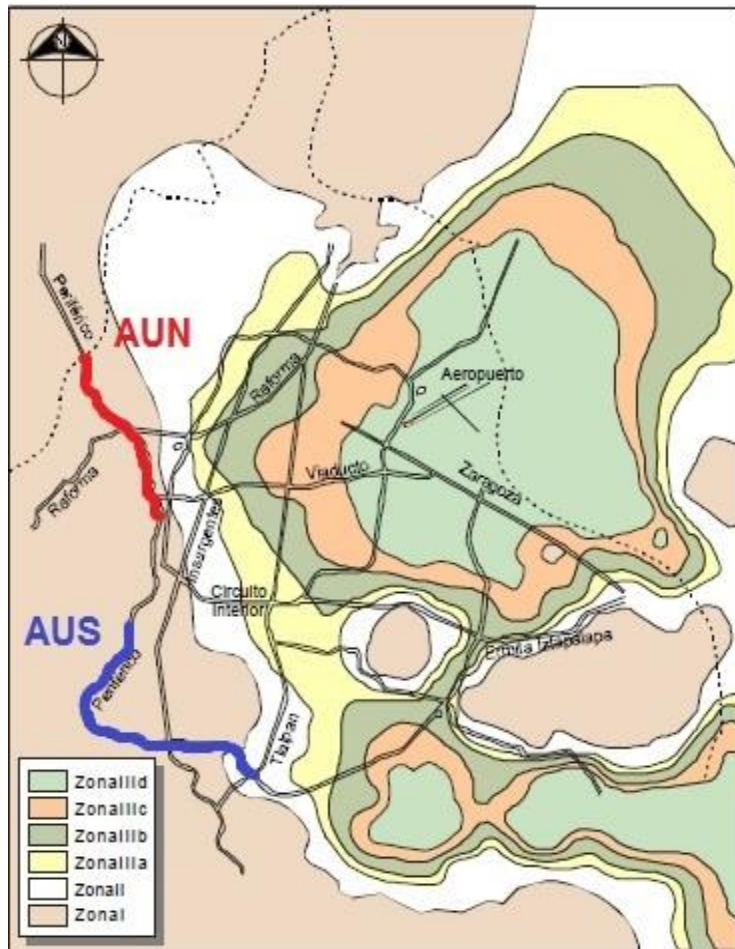


Figura 6. Zonificación de la Ciudad de México (RCDF NTCDS 2004).

1.3.5 Consideraciones Piezométricas

Conforme la exploración realizada y el registro de piezómetros existentes se encontró que a lo largo de la AUN no se detectó nivel de aguas freáticas en el suelo hasta la máxima profundidad explorada. Y en la AUS solo se detectó el nivel de aguas freáticas en las cercanías del trazo del proyecto con el cruce con Viaducto Tlalpan, encontrándose aproximadamente a una profundidad de 3.6 m a partir del nivel de terreno natural.

1.4 DESCRIPCION DEL PROYECTO

Dado el incremento poblacional, vehicular y de transporte en la zona metropolitana, provoco la masiva saturación de las vialidades principales y secundarias, generando problemas de movilidad urbana, de tiempo e incomodidad en millones de ciudadanos así como consecuencias ambientales altamente perjudiciales. Por lo que para reducir las saturaciones de tráfico rodado, mejorar las comunicaciones diarias, tener un mejor medio ambiente y dar un mejor servicio a los ciudadanos de la Ciudad de México se planteó un proyecto de transporte y de infraestructura vial.

El proyecto elegido fue la Autopista Urbana Norte y la Autopista Urbana Sur, viaductos elevados de infraestructura urbana vial, que fueron diseñados para permitir mejorar la movilidad urbana y de tránsito rodado de entrada y de salida de la Ciudad de México, conectando 7 delegaciones del Distrito Federal junto con el Estado de México, siendo una vía de comunicación hacia el Estado de Morelos y Querétaro y uniendo importantes centros educativos, centros de salud, lugares de ocio, culturales y deportivos.

La AUN está formada por 9 km por donde van seis carriles en total y tres carriles por sentido teniendo además 1.5 km de túnel aparente en el cruce de Paseo de la Reforma y la Fuente de Petróleos con el fin de garantizar la preservación ambiental del Bosque de Chapultepec, cuenta con 11 entradas y 11 salidas para su fácil acceso. A su vez la AUS está formada por 15 km por donde van cuatro carriles en total, dos carriles por sentido y cuenta con 6 entradas y 6 salidas en las vías principales que esta cruza.

Tanto la AUN y la AUS se caracterizaron por tener un solo eje troncal donde están colocadas las columnas que soportan el peso de las trabes, y la vialidad de seis o cuatro carriles respectivamente.

En el caso de la zona elevada, tanto para la AUN y AUS, la cimentación profunda se resolvió con pilas y la subestructura se conformó por zapatas aisladas y prefabricadas, la superestructura está conformada por columnas, trabes, cabezales, tabletas y parapetos de concreto, todos ellos prefabricados y preesforzados a excepción de los parapetos de concreto que solo son prefabricados y aligerados, las columnas están separadas alrededor de 40 m y su altura es variable. Cuenta con un firme de compresión sobre las tabletas para por ultimo dar paso a la carpeta asfáltica, parapeto metálico de seguridad e instalaciones de vialidad e iluminación.

En el caso del túnel aparente que va de Paseo de las Palmas a la Av. Fernando Allencastre, se construyó un muro de pilas separadas unidas por un cabezal de concreto junto con un sistema de contención de taludes y de concreto lanzado, para después apoyar sobre el cabezal tabletas prefabricadas y preesforzadas por último se llevó a cabo la excavación de la sección de este tramo.

Estas dos modalidades de construcción permitieron, que en la construcción de la AUN y AUS no se interrumpiera el tránsito en el Anillo Periférico, ya que es una vialidad donde en sus colindancias hay un alto derrame económico durante el día, por lo que fue un punto trascendental que el proceso constructivo fuese únicamente nocturno para la construcción de la cimentación y la colocación de la subestructura y superestructura para así no tener una afectación vial y urbana importante y el hecho de manejar prefabricados hizo una construcción de obra sumamente veloz y eficaz reduciendo en consideración los tiempos de construcción del proyecto.

1.5 BENEFICIOS

Los beneficios planteados por el Gobierno del Distrito Federal al ejecutarse la Autopista Urbana tanto Norte como Sur se describen brevemente a continuación:

- Mejorar la movilidad vial y urbana dentro y fuera de la Ciudad de México.
- Reducción de la mitad de tiempo de traslado a una velocidad máxima de 80 km/h.
- Mejorar la calidad de vida de 800 mil personas mediante el ordenamiento vial de la zona.
- Disminución de gases contaminantes en gran medida las emisiones de CO₂, NO_x, SO₂, al agilizar la movilidad de los automóviles y el transporte público.
- 65,000 Nuevos empleos generados durante la construcción.
- 7 Delegaciones conectadas Miguel Hidalgo, Cuajimalpa, Álvaro Obregón, Benito Juárez, Coyoacán, Tlalpan y Magdalena Contreras.
- Devolver la competitividad a la Ciudad de México a través del desarrollo de proyectos de alta ingeniería.
- 7 Estados en autopista Querétaro, D.F., Morelos, Guerrero, Hidalgo, Estado de México y Puebla.
- Descongestionar y facilitar el tráfico que atraviesa de norte a sur la Ciudad de México.
- Transporte público exprés sin costo extra sobre Anillo Periférico.
- Nuevas ciclo vías, financiamiento para metrobús, mayores espacios verdes.
- Mínima afectación vial y urbana en la construcción del proyecto.

2 DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

2.1 CIMENTACIÓN PROFUNDA

2.1.1 Zapata-Columna apoyada en pilas

La cimentación empleada considerando principalmente la estratigrafía a lo largo del trazo y las cargas a las que está sujeta la cimentación, sin dejar a un lado las características, condiciones, limitaciones de espacio y tiempo de ejecución establecido por el Gobierno del Distrito Federal, fue empleado un sistema de 4 pilas circulares de 90 cm de diámetro de concreto para el cuerpo central y de 80 cm para las salidas y entradas (distribuidores), desplantadas a diferentes profundidades, y ligadas en la cabeza a un sistema formado por una zapata aislada ligada monolíticamente a la columna. **(fig. 8).**

Las características geométricas del sistema de cimentación para el cuerpo central y distribuidores tienen dimensiones generales de 3.65 m de lado corto, de 4.6 m a 6.0 m de lado largo **(fig. 7)**, en función del número de carriles que van desde 2 a 6 y de peralte 1.7 m **(tabla 1)** se encuentran desplantadas a una profundidad de 2.45 m desde el nivel de terreno natural y sobre una plantilla estructurada de concreto de 25 cm de peralte que solo sirve para nivelar la zapata – columna.

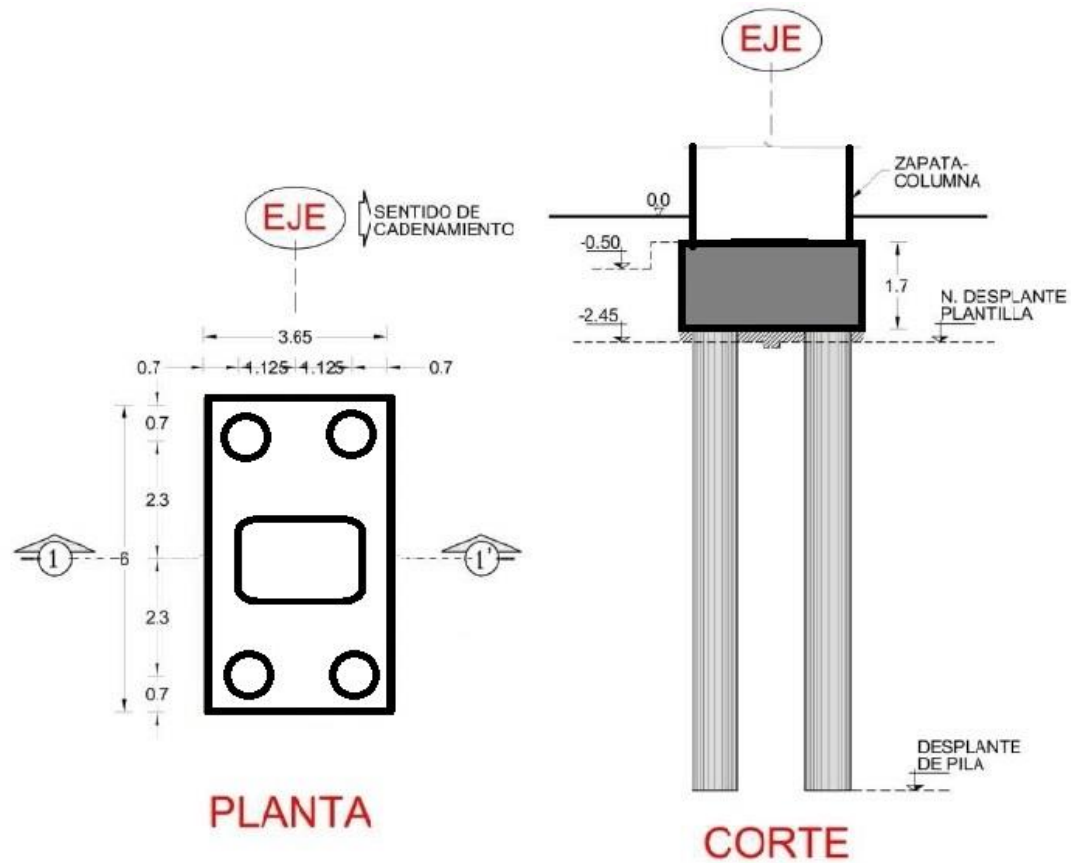


Figura 7. Planta y Corte de Cimentación general de 6 carriles de la AUN.

Número de carriles	Ancho (m)	Largo (m)	Peralte (m)
6	3.65	6.00	1.70
4	3.65	5.50	1.70
3 y 2	3.65	4.60	1.70

Tabla 1. Características geométricas de cimentación de la AUN y AUS

Se hace notar que la zapata asilada forma un solo elemento prefabricado con la columna correspondiente.



Figura 8. Corte de estructura general AUN y AUS.

2.1.2 Criterios de diseño

Los criterios utilizados para el análisis de la cimentación profunda de la AUN y AUS cumplen con los dos requisitos esenciales en una cimentación: satisfacer la seguridad adecuada contra la falla y la de satisfacer la funcionalidad de la estructura.

Por tanto fue necesario calcular la capacidad de carga y las deformaciones probables de la cimentación.

Para la capacidad de carga última a compresión Q_u de las pilas se consideró la contribución por fricción desarrollada en el fuste de las mismas Q_{fu} más la de su base Q_{pu} , restando el peso propio P_p del elemento y se determinó mediante la siguiente expresión:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} - P_p \quad (2.1)$$

Por su parte para la capacidad de carga última a tensión Q_{ut} de las pilas se ha considerado únicamente la contribución por fricción Q_{fu} más el peso propio P_p del elemento, de esta manera la siguiente ecuación determina la tensión máxima que el sistema pila-suelo soporta y se determinó mediante la siguiente expresión:

$$Q_u = Q_{fu} + P_p \quad (2.2)$$

La capacidad de carga admisible Q_a aplicable al diseño de la cimentación se establece incluyendo factores de seguridad FS en los componentes de la expresión anterior:

$$Q_a = \frac{Q_{fu}}{FS_f} + \frac{Q_{pu}}{FS_p} - P_p \quad ; \text{ para carga a compresión} \quad (2.3)$$

$$Q_{at} = \frac{Q_{fu}}{FS_f} + P_p \quad ; \text{ para carga a tensión} \quad (2.4)$$

Los factores de seguridad empleados fueron:

Solicitud	FS_f	FS_p
Carga permanente	2	3
Carga accidental	1.5	2
Carga accidental a tensión	1.5	-

Tabla 2. Factores de seguridad

Para la evaluación de la capacidad de carga última por fricción y por punta en suelos, se consideraron los métodos por L. Zeevaert (1982) y E. Tamez (2001) que por sus resultados, en la actualidad resultan ser los más comúnmente empleados en la ingeniería de cimentaciones del país, también se usó el método ASCE y un método propuesto por Wysockey que corresponde con el método de la FHWA 88 (1999).

Y para la evaluación de la capacidad de carga última por punta en roca, se consideró el método del Canadian Foundation Engineering Manual (2006) y el método propuesto por Zhang y Einstein (1989). Y para la capacidad de carga última por fricción, se consideró el método de Reese O'neill (1999) y el método propuesto por Carter y Kulhawy (1988).

Para la evaluación del estado límite de servicio se calcularon los asentamientos totales $\bar{\delta}_t$ en la cabeza de la pila el cual tendrá tres componentes, el asentamiento debido a la fricción $\bar{\delta}_f$ generada a lo largo del fuste de la pila, la debida a la carga en la punta $\bar{\delta}_p$, y la contracción elástica de la pila $\bar{\delta}_c$ y se estimó a partir de la siguiente ecuación:

$$\delta_t = \delta_f + \delta_p + \delta_c \quad (2.5)$$

Adicionalmente, se revisó la capacidad estructural de la pila y la capacidad de carga por grupo.

Finalmente, la solución adoptada debe satisfacer el estado límite de falla que indican las NTCDCC-RCDF-2004 que establece que deberá satisfacer la siguiente desigualdad:

$$\sum Q F_c > R \quad (2.6)$$

Donde $\sum Q F_c$ representa la suma de las cargas actuantes en el elemento de cimentación afectada por su correspondiente factor de carga, mientras que R es la capacidad de carga por fricción y por punta, para cada elemento individual o grupo de elementos, lo que resulte menor.

2.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO GENERAL DE LA CIMENTACIÓN.

Dado las características del proyecto, la ubicación, el espacio con el que se contaba, las implementaciones del gobierno del Distrito Federal; como las mínimas afectaciones a la vialidad, a la ciudadanía, y al espacio que se requería para los trabajos de construcción de la cimentación, se decidió llevar a cabo la construcción en un horario nocturno y la solución geotécnica para la cimentación fue un sistema de cuatro pilas conectadas a una zapata, ligada a la columna en una sola pieza estructural. La elección de la pilas fue gracias a sus ventajas de espacio, maniobrabilidad, respuesta en suelos competentes y de poco hundimiento regional respecto a los pilotes.

El procedimiento constructivo de una forma general para la construcción de las pilas de cimentación utilizado se dividió en los siguientes puntos:

- Preliminares.
- Perforación.
- Fluidos Estabilizadores.
- Refuerzo Estructural.
- Colado.
- Excavación para alojar la Zapata-Columna

2.2.1 Preliminares

Estos trabajos se hicieron antes de cualquier actividad lo cuales consistían en trazar en campo la planta de la cimentación tanto pilas como zapata, a su vez se verifico que ninguna instalación municipal interfiriera en la perforación de las pilas o excavación de la zapata y en el caso de que se presentasen, se llevó acabo en primer instancia el posible trazo de la instalación, para después pasar a la reubicación con los lineamientos o normas de la dependencia o compañía de dicha instalación.

2.2.2 Perforación

Se procedió a verificar la posición de las pilas antes trazadas lo cual no tenían que variar más haya de 1 cm.

Los equipos de perforación usados tenían que tener la capacidad suficiente para realizar en una sola etapa la perforación de las pilas de 90 cm u 80 cm siendo el caso, **(figs. 9 y 10)** y la capacidad de perforar ya sea en un suelo o en roca, hasta la profundidad de desplante, en el cual los materiales del desplante real de la perforación tenían que corresponder con los materiales descritos en la estratigrafía de diseño, así como garantizar un empotramiento en estos.

Las perforaciones de pilas se ejecutaron generalmente en una sola etapa y continua, sin embargo en el caso de no acabar la perforación en la jornada se tapaba la perforación de la pila con una placa metálica para el libre paso de los automóviles o de las personas, si el material lo permitía y con la autorización de un Ing. geotécnista y de la supervisión de obra se dejaba la perforación sin rellenarla, en el caso contrario se rellenó la perforación con materiales granulares o relleno fluido para garantizar la estabilidad de las paredes del barreno para así en la jornada siguiente continuar con la perforación, en el caso de presentar nivel freático se hizo uso de fluidos estabilizadores (polímero) para contener socavaciones o derrumbes en las paredes de la perforación.



Figura 9. Perforación de pilas AUN y AUS.



Figura 10. Perforación de pilas con distintos tipos de herramienta.

Durante la perforación se tomaron medidas para reducir las alteraciones del suelo adyacente al barreno; es decir a las paredes de la perforación, por lo cual no se permitieron desviaciones mayores a 10cm, ni una sobre excavación mayor al 10% del diámetro y durante todo el proceso de perforación se verifico que el desplome de la perforación no fuese mayor al 1% de la longitud perforada al momento, provocado debido a la diferente consistencia de los distintos materiales perforados o algún problema mecánico del equipo de perforación. **(fig. 11)**



Figura 11. Medición del desplome de la perforación.

Se llevó a cabo un registro detallado de la profundidad, espesor y características de los materiales perforados, detallando las condiciones de los materiales de apoyo, incluyendo además fecha y tiempo empleado en la perforación, con estos datos se construyeron perfiles de profundidad de perforación contra tiempo empleado en esta actividad.

Se implementó el uso de ademe metálico recuperable en el caso de rellenos o suelos de materiales granulares sueltos en los primeros metros.

Cuando debido a la presencia de materiales granulares, agrietados, blandos o sueltos con presencia de agua, existía inestabilidad en el barreno de la perforación, se utilizaron fluidos estabilizadores o ademe metálico profundizando el encamisado a la zona en conflicto. En cuanto a las especificaciones utilizadas en los fluidos estabilizadores se mencionan en el capítulo siguiente.

Alcanzada la profundidad de desplante de perforación, se verificó la presencia y estado compacto de los materiales indicados en los perfiles estratigráficos correspondientes. La identificación de estos materiales fue a través de una clasificación visual y al tacto de los mismos en obra, por medio de la supervisión de obra y de ingenieros del área de geotecnia tanto del proyecto como de la constructora.

Se verifico que el fondo de la perforación se encontrara libre de materiales sueltos o de azolve. Cuando la perforación era en seco se verifico de distintas maneras, una era de manera directa dirigiendo luz del día al fondo de la perforación por medio de espejos, otra con el uso de lámparas de alta intensidad suficiente para una buena observación o el uso de métodos alternos como bajar estas lámparas por medio de una cuerda con una video cámara para grabar el fondo de la perforación.

Cuando la perforación estaba ocupada por fluidos estabilizadores o agua del subsuelo, se utilizaron plomadas de concreto superiores a 4kg, dejándolas caer libremente al fondo de la perforación y mediante el golpe se evaluó el fondo de este.

Aprobada la perforación por la supervisión se daba paso a la colocación del armado de la pila.

2.2.3 Fluidos Estabilizadores

Se utilizan para estabilizar o contener las paredes de la perforación de la cimentación profunda, con base en la estratigrafía, las condiciones del proyecto y de la cimentación empleada, se puede llegar a tener presencia de materiales granulares, agrietados, blandos, sueltos o zonas con presencia de agua, las cuales generan inestabilidad en las paredes del barreno, provocando mayores volúmenes de concreto en el colado, una mala calidad en la estructura de la pila y perdidas de geometría en la cimentación, por lo cual se utilizan fluidos

estabilizadores para las paredes de perforación y entre los cuales los lodos de perforación más usados en México son:

- Lodo Bentonítico (Bentonita)
- Lodo Polimérico (Polímero)

Los Fluidos estabilizadores en este caso polímero sólo se utilizaron en la zona de transición de la AUS, en la perforación de las pilas oblongas siendo regidos por las especificaciones de elaboración y de reciclado impuestas por el fabricante del fluido estabilizador.

Lodo Bentonítico (Bentonita): Generalmente se forma de agua dulce y de bentonita, cabe señalar que la bentonita es una arcilla de grano muy fino del tipo montmorillonita originada por la descomposición química de las cenizas volcánicas, entre sus propiedades es que cuentan con un límite líquido muy alto.

Al hacer la mezcla de agua con bentonita, esta pueda absorber bastante agua para así comportarse como un fluido y poder llevar acabo la colocación del lodo en la perforación sin perder sus propiedades, al perder esta agua paulatinamente, el lodo bentonítico formará un “cake” en las paredes de la perforación confiriéndole una mayor cohesión y estabilidad; provocando así, poder perforar sin tener problemas de derrumbes o desprendimientos en las paredes del barreno. En el caso de tener nivel freático el lodo bentonítico ayudara en el control y equilibrio de las presiones en las paredes del barreno para así tener las mismas condiciones que el suelo retirado.

El agua que se utiliza para la generación del lodo, debe cumplir en primera instancia con los requisitos exigidos para la fabricación del concreto (NMX-C-122-ONNCCE-2004) con la excepción de que para la fabricación de lodos se puede utilizar agua marina siempre y cuando se le incorpore un aditivo estabilizante cuya función es incrementar la viscosidad del lodo.

Las propiedades que se deben satisfacer en un lodo bentonítico para poder estabilizar la excavación son la densidad, también llamada peso específico la viscosidad Marsh; que es el tiempo en segundos que transcurre durante el escurrimiento de un cuarto de galón de lodo a través de un orificio calibrado, ubicado en el extremo inferior del cono Marsh, el contenido de arena en volumen antes del colado, el rendimiento, la filtración, la viscosidad plástica y el punto de cedencia. **(Tabla 3)**

Propiedades	Rango de Resultados a 20 °C	Método de ensaye
Densidad del lodo antes del colado a 30 cm del fondo de la perforación (kg/m³) Lodo con bentonita <ul style="list-style-type: none"> • Diseño por fricción • Diseño por punta Lodo con polímero <ul style="list-style-type: none"> • Diseño por fricción • Diseño por punta 	 1.36 x 10 ³ 1.12 x 10 ³ 1.02 x 10 ³ 1.02 x 10 ³	 Balanza de lodos ASTM D 4380
Viscosidad Marsh (seg) Lodo con bentonita Lodo con polímero	 27 a 53 42 a 95	 Cono Marsh
Contenido en arena en volumen, % antes del colado a 30 cm del fondo de la perforación Lodo con bentonita <ul style="list-style-type: none"> • Diseño por fricción • Diseño por punta Lodo con polímero <ul style="list-style-type: none"> • Diseño por fricción • Diseño por punta 	 20 máximo 4 máximo 1 máximo 1 máximo	 ASTM D 4381
pH durante la excavación	7 a 12	ASTM D 4972

Tabla 3. Propiedades requeridas para el lodo de perforación. (ACI 336.1 y ACI 336.1 R-98)

El proceso de elaboración: Consiste en mezclar la dosis de bentonita requerida para obtener la viscosidad y peso específico deseado para el tipo de suelo más crítico que se encontrará en la excavación o perforación (**Tabla 4**) con el volumen de agua del tanque de mezclado, el momento de mezclar es importante dada la

característica de absorción y de formar grumos de la bentonita, por lo que es importante verterlo gradualmente al tanque de mezclado a través de la descarga del flujo de agua mediante un cono dosificador y una vez vertido recircularlo una o dos veces antes de llevarlo a un tanque de almacenamiento para continuar su hidratación correcta y tener mejores rendimientos, el tiempo de hidratación en estos tanques depende del método de mezclado aunque generalmente es un mínimo de 24 horas.

Durante el proceso de perforación o excavación se debe mantener lleno de fluido en todo momento y cuidar sus propiedades como el control de la densidad, viscosidad; mediante el cono Marsh, el espesor y el contenido de arena.

Tipo de suelo	Viscosidad Marsh s/946 cm ³	
	Excavación en seco	Excavación con nivel freático
Arcilla	27 – 32	–
Arena limosa, arena arcillosa	29 – 25	–
Arena, con limo	32 – 37	38 – 43
Fina a gruesa	38 – 43	41 – 47
y grava	42 – 47	55 – 65
Grava	46 – 52	60 – 70

Tabla 4. Propiedades requeridas para el lodo de perforación, (Xanthacos 1979)

Proceso de reciclaje: Una vez utilizado, pasa a ser bombeado y llevado a tanques de reciclaje donde con ayuda de un desarenador y un proceso de re dosificación y remezclado, recuperara sus características para un rehúso correcto del lodo bentonítico.

El lodo bentonítico ha caído en desuso dado los problemas que genera con el medio ambiente provocando una grave alteración del suelo y los problemas con el constructor de altos costos por transporte, y de desecho.

En el caso de la AUN y AUS no se llegó a implementar el uso de lodo bentonítico para la perforación de pilas sino se optó por el uso de lodo polimérico.

Lodo Polimérico (Polímero): Generalmente está hecho de la mezcla de agua con polímeros de cadena larga (orgánicos de policramida) o con sales de silicato inorgánicos y de misma forma que el lodo bentonítico sirve para la contención de

derrumbes, desprendimientos y control de presiones en las paredes del barreno de perforación ya sean horizontales o verticales.

Las propiedades más importantes que se deben satisfacer para poder estabilizar la excavación son la viscosidad Marsh y el índice pH del agua.

Su proceso de elaboración (ALFO 2014): Consiste inicialmente en medir el volumen del tanque de mezclado, para tener la correcta dosificación de polímero sobre los m³ de agua para llegar a la viscosidad necesaria.

Después se comienza a llenar el tanque y se procede a encender el sistema de agitación del tanque dado que es muy importante que el polímero en el mezclado no entre en contacto con las paredes del tanque, durante el llenado se mide el índice pH del agua sin polímero, una vez llenado a tres cuartas partes del tanque se procede a iniciar el vertido del polímero sobre el flujo de agua que llena el tanque, para por último agregar la sosa caustica que es la que activa el polímero hasta alcanzar un índice pH de entre 9-11, su dosificación es de acuerdo al índice pH inicial del agua de mezclado, asegurándose de verter las dosis indicada tanto de polímero como de sosa antes de terminar de llenarse el tanque.

Una vez que se han agregado todos los componentes de la mezcla, es necesario agitar esta durante 15 minutos y proceder a verificar la viscosidad e índice pH de la misma. La mezcla preparada puede bombearse a un tanque de almacenamiento o directamente a la cimentación profunda recomendándose el uso de una bomba neumática de doble diafragma ya que si se utiliza otro tipo de bomba suele bajar el rendimiento del polímero.

Durante el proceso de perforación o excavación

Se debe mantener la perforación llena de lodo en todo momento, asegurándose de que el nivel de lodo se encuentre en todo momento 2m arriba del nivel de aguas freáticas o de los problemas en las paredes.

Se deben tomar muestras cada hora o cada diez metros, para controlar las propiedades de la mezcla (viscosidad e índice pH).

Proceso de reciclado: La mezcla puede reciclarse a un tanque y repetir el proceso de mezclado con la re dosificación de polímero y de sosa caustica necesaria basándose en los valores de viscosidad e índice pH de la muestra reciclada.

Su uso ha proliferado a nivel mundial teniendo grandes ventajas tanto ambientales como económicas sobre la bentonita.

Ventajas del Polímero sobre la Bentonita (ALFO 2014)

- Mayor capacidad de carga por fricción en pilas perforadas.
- Reduce el sobre volumen de concreto en un 50% generalmente.
- Reduce el consumo de agua y el costo por reciclado.
- Mejora la calidad y geometría de los pilotes, pilas o muro Milán.
- Elimina costos implicados en el retiro y desecho de la bentonita.
- Superficies expuestas de pilas o de muro Milán más limpias.
- Tolera el agua salada.
- Tolera suelos ácidos.
- Mejora el reciclaje y el rehúso.
- Mantiene un sitio más limpio manejable y seguro.
- Preparación y uso inmediato.
- Mayor capacidad de reciclado, mejorando su rendimiento.
- Mayor facilidad de preparado y de control

2.2.4 Refuerzo Estructural

El refuerzo estructural de la cimentación tanto en la AUS y en la AUN varía dependiendo de las cargas de cada columna transmitidas a la cimentación, teniendo en general dos tipos de refuerzo estructural.

En cuanto al procedimiento constructivo en la colocación del refuerzo estructural, una vez verificadas las condiciones del fondo, las geométricas, la profundidad y liberada la perforación por la supervisión se procedió a colocar el refuerzo estructural de la pila el cual debía estar listo para ser colocado una vez terminada la perforación. **(fig. 12)**

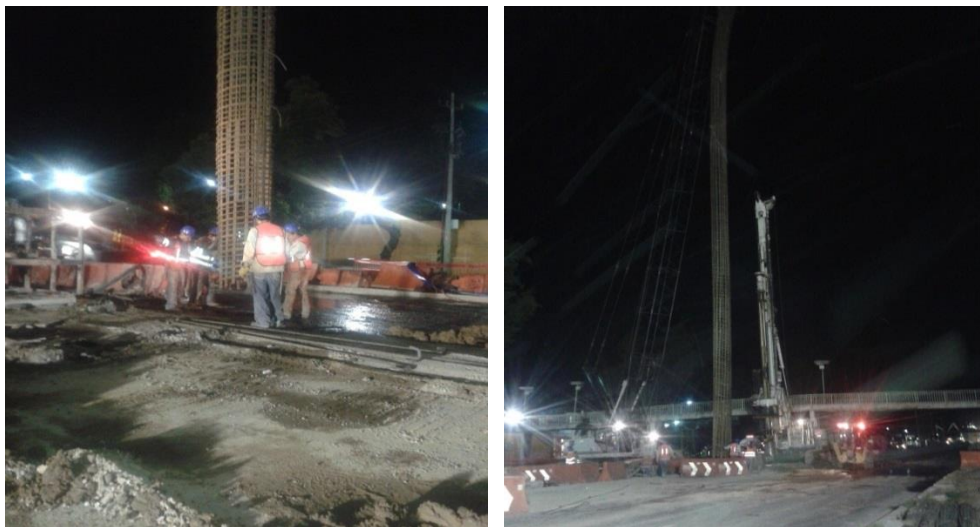


Figura. 12. Refuerzo estructural de pilas AUN y AUS.

El armado conto con centradores que son elementos que garantizaban su correcta posición en la perforación, conto con un accesorio estructural necesario para ligarlo con la zapata correspondiente y debía estar formado por un solo elemento con la longitud establecida, en el caso de que la longitud de la pila fuese muy profunda se procedió hacer el empalme de tramos de armado estructural con ayuda de trampas de acero en la boca de la perforación en el momento de la colocación de este.

El refuerzo estructural no tenía que ser lastimado o maltratado en el izaje y colocación, para ser aprobado por supervisión de obra para así cumplir con las características correspondientes de la pila por colar.

2.2.5 Colado y Características del concreto

Las características y componentes del concreto utilizado para la construcción de las pilas tanto para la AUN y AUS fueron las siguientes:

- Resistencia a la compresión simple de 400 kg/cm^2 a los 28 días.
- Tamaño máximo del agregado de $\frac{3}{4}$ ".
- Revenimiento mínimo de 18cm, debiendo mantenerlo durante todo el proceso de colado, considerando la inclusión de algún aditivo retardante de fraguado.

El colado de las pilas se debía realizar inmediatamente después de concluida la perforación y colocación de armado (**figs. 13 y 14**). Con una tolerancia máxima de 18 horas después de concluida la perforación.



Figuras. 13 y 14. Colado de pilas AUN y AUS.

El colado de la pila se efectuó en una sola etapa mediante el uso de tubería estanca tipo Tremie, que facilito el flujo continuo y uniforme del concreto. La tubería Tremie fue metálica perfectamente lisa por dentro, de 6 mm de espesor como mínimo, estando acoplada por tramos con longitud máxima de 3 m hasta alcanzar el fondo de la perforación y en el extremo superior conto con una tolva para facilitar el vertido del concreto.

En el caso de tener nivel freático o presencia de agua en la perforación una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de iniciar el colado, se colocó en el fondo de la tolva ubicada en el extremo superior de la tubería Tremie, un tapón deslizante o diablo (pelota de hule inflada), cuya función es evitar la segregación y contaminación del concreto al iniciarse el colado de las pilas.

Al iniciar el vaciado de concreto, el extremo inferior de la tubería se verificaba que quedara a una distancia ligeramente menor al diámetro de la tubería sobre el fondo de la perforación. Durante el colado, el extremo inferior de la tubería se debía mantener embebido dentro del concreto todo el tiempo que durase este.

Iniciado el colado, bajo ninguna circunstancia se suspendía hasta que se garantizaba que la superficie de concreto sano se encontraba por arriba del nivel superior de proyecto de la pila.

Una vez llegando al nivel de tope de colado se procedía a la incrustación del accesorio de acero de refuerzo de conexión con la zapata llamado espiga, el cual se cuidaba rigurosamente su profundidad y posición correcta para no tener problemas en el montaje de la zapata-columna. **(figs. 15 y 16).**



Figuras. 15 y 16 Colado de pilas, colocación del accesorio de acero de refuerzo de conexión pila zapata-columna.

Finalmente la superficie del terreno en cada perforación se rellenó con material granular producto de excavación o con relleno fluido o simplemente se le colocaba una placa metálica.

2.2.6 Excavación para alojar la Zapata-Columna

La excavación para la zapata-columna presento 2 casos particulares de cimentación, zapatas columnas desplantadas en suelo y zapatas columnas desplantadas en roca superficial por arriba del nivel de desplante de la zapata. (fig. 17).

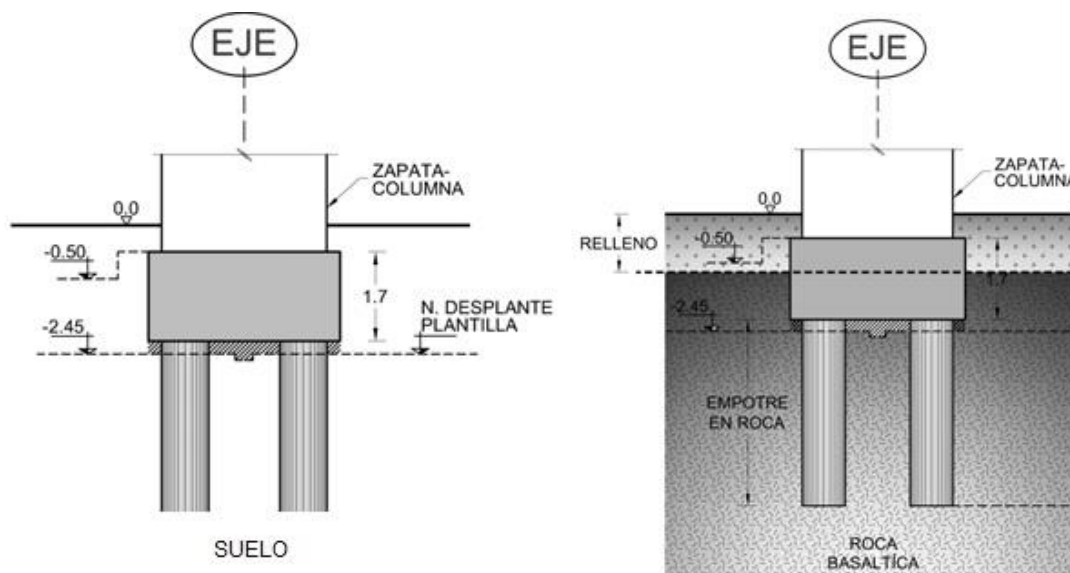


Figura 17. Croquis de excavación en suelo y en roca AUN y AUS

En ambos casos se llevó el siguiente procedimiento.

- Preliminares
- Trabajos de contención y excavación
- Descabece de pilas
- Rellenos locales

Cabe señalar que en presente documento solo nos limitaremos a mencionar el procedimiento constructivo de la excavación empleada y no entraremos a la parte técnica de dicha actividad.

PRELIMINARES

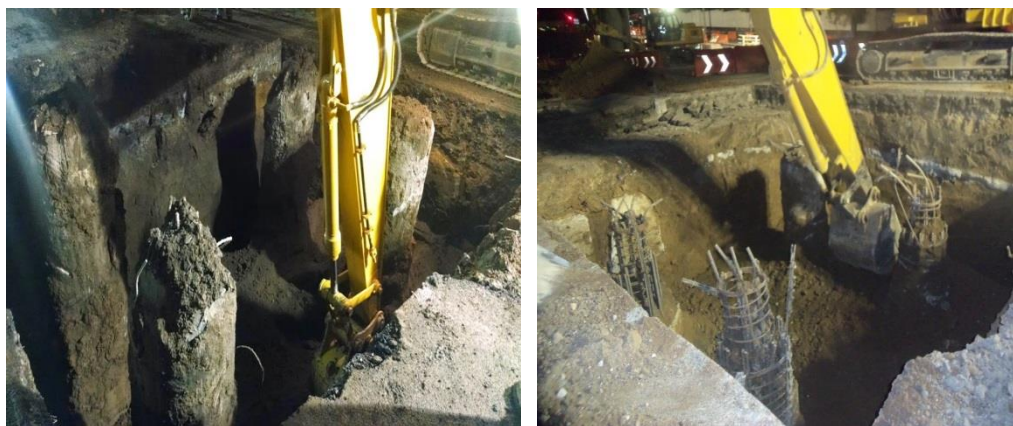
Se inició con la ubicación y referenciado del área que ocuparía la zapata, así como un sobre ancho de excavación de 50cm. y las zonas donde se localizasen algunas interferencias locales tales como tuberías, instalaciones o en alguno de los casos infraestructura urbana subterránea.

En el caso de las interferencias locales se descubrían, se protegían y se reubicaban de acuerdo a la normatividad o especificación técnica de la dependencia responsable de la interferencia o instalación municipal.

Se confino la zona de excavación con señalamientos claros y luminosos para evitar el paso de personal ajeno a la obra, así como mantener el tránsito local alejado de la zona para evitar posibles accidentes.

TRABAJO DE EXCAVACION Y CONTENCIÓN

Una vez coladas las pilas se pasó a realizar la excavación con equipo mecánico, en una sola etapa y con la geometría de proyecto hasta la profundidad de desplante más una sobre excavación de 25 cm de plantilla la cual en ocasiones se realizó de forma manual para evitar remoldeos del fondo de la excavación. **(figs. 18 y 19)**



Figuras 18 y 19 .Excavación y descabece de pilas.

La excavación se realizó con taludes cuya relación vertical-horizontal fue 1:0.25. , se dejó abierta el mínimo tiempo posible **(fig. 20)**. En caso de presentarse grietas longitudinales paralelas a la excavación, el talud debía tenderse hasta una relación

vertical-horizontal 1:1. Donde no era posible tender el talud de inicio debido a condiciones de vialidad o colindancias cercanas se implementó un sistema de contención temporal (tablestacado) ya sea en todo el perímetro de la excavación o en los lados donde se requería.

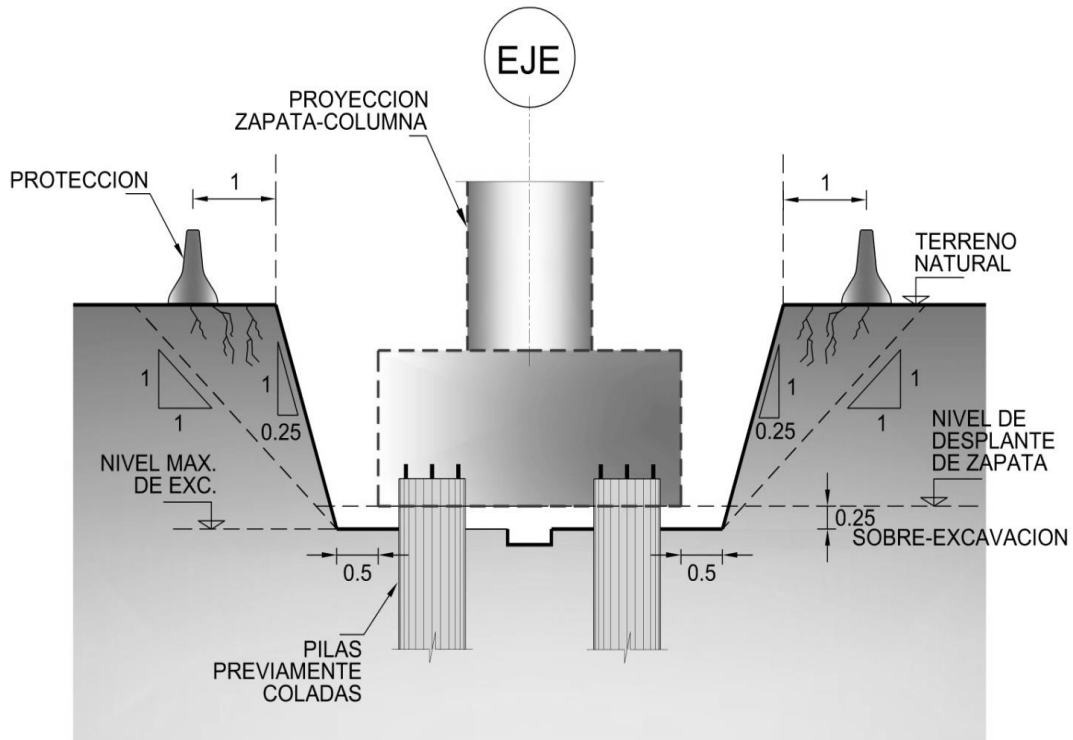


Figura 20. Excavación para alojar zapata-columna

En caso de detectarse en el fondo de la excavación materiales sueltos, rellenos vegetales o materia orgánica, se retiraba en su totalidad y se sustituía por un concreto de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, previa compactación del fondo de la excavación con equipo ligero (bailarinas) hasta alcanzar una compactación del 85% de la prueba proctor (AASHTO estándar T-99), con un espesor de 25 cm.

Una vez excavada el área de la zapata, al nivel de desplante, y fraguado el concreto para mejoramiento del fondo de la excavación (si fuera el caso), se iniciaba el descabece de las pilas.

En el caso de zapatas desplantadas en roca superficial por arriba del nivel de desplante. La excavación se hizo en el estrato rocoso hasta alcanzar 10 cm por debajo del nivel de desplante de plantilla dentro del estrato de roca, para así colar la plantilla y presentar una superficie regular. Los demás procedimientos se ejecutaron de la misma forma que en la excavación en suelo. **(fig. 21).**

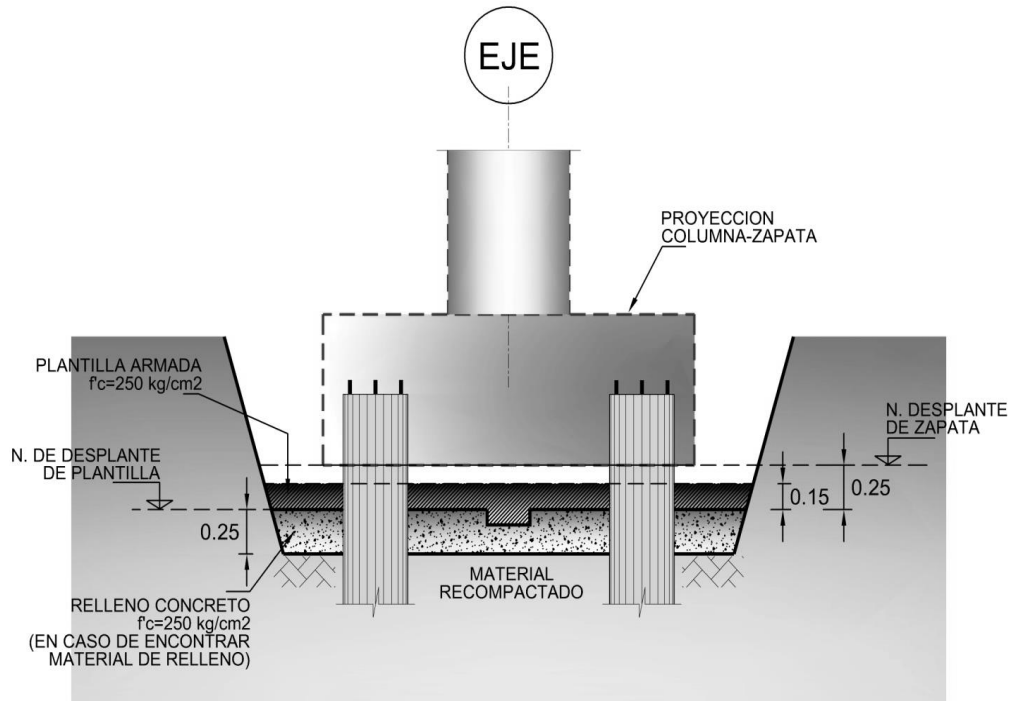


Figura 21. Excavación para alojar zapata columna desplantada en roca.

DESCABECE DE PILAS Y COLADO DE PLANTILLA

Una vez excavada el área de la zapata se ejecutó el descabece de pilas con equipo manual (roto martillos) de una forma inclinada para así evitar el mayor daño estructural posible, teniendo cuidado con el acero de refuerzo de conexión pila-zapata (espiga), quedando prohibido el uso de picas con equipo mecánico ya que dañan la estructura de la pila. **(figs. 22 y 23)**

El descabece se hacía hasta el nivel de desplante de plantilla para asegurarse que toda la pila trabajase con concreto sano, después se colocaba el armado de la plantilla, para posteriormente colar con concreto ($f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$) de 15 cm de espesor que cubría el área de la zapata más los sobre anchos, cabe señalar que la finalidad de la plantilla era solo poder nivelar la zapata columna de una forma adecuada, por último después del descabece se preparaba el armado libre de la pila y se realizaba el trazo para el montaje de la zapata-columna. **(fig. 24)**



Figuras 22 y 23. Descabece de pilas y armado de plantilla



Figura 24. Montaje de Zapata-Columna

3 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS ESPECIALES

Después de la descripción general del proyecto, de la cimentación empleada, y el procedimiento constructivo básico nos enfocaremos a desarrollar y analizar casos especiales presentados en la construcción de la cimentación a lo largo del proyecto de la AUN y AUS dividiéndolos en casos representativos, donde se trata de explicar las condiciones geotécnicas del sitio, se analizará el procedimiento constructivo, el equipo utilizado, el o los impedimentos o dificultades desde el punto de vista constructivo, los problemas de forma general que se tuvieron y la solución geotécnica empleada para resolverlos.

Para pasar a los procedimientos constructivos especiales es de vital importancia saber por qué se usaron pilas en vez de pilotes en el proyecto de la AUN y AUS cabe señalar que el procedimiento constructivo es consultado y analizado tanto por los ingenieros diseñadores del proyecto como por los ingenieros constructores ya que la sinergia entre ambas partes harán que el proyecto se haga de manera eficaz y económica.

La cual después del análisis del proyecto de ambas partes se hizo la selección de pilas en vez de pilotes por las grandes ventajas que tienen estas sobre las características del proyecto a realizarse y las características del tipo de subsuelo a perforarse.

Ventajas:

- Dado el poco espacio que se tiene en la construcción hace de gran ventaja el no tener que utilizar espacio en una planta de fabricación o espacio de almacenamiento o en todo caso tener que transportar los elementos de cimentación al sitio.
- Las pilas al no tener que estar expuestas en la construcción no están expuestas a sufrir daños estructurales.
- Ya que los trabajos se ejecutaran en horario nocturno y en zona urbana hizo de vital importancia el no tener problemas de decibeles generados por el hincar pilotes.
- Las pilas no requieren de juntas especiales para alcanzar longitudes muy grandes el cual es el caso.
- La longitud de las pilas puede ser variable y en el caso de hacer ajustes dadas las grandes longitudes del proyecto resulto eficaz y trascendental tener esa versatilidad.
- La capacidad de carga de las pilas es mayor que los pilotes lo cual en este caso es de gran importancia para evitar mayores longitudes de profundidad.
- El subsuelo a perforarse que básicamente es todo en Zona I o de Lomas resulta más complicado hincar los pilotes que perforar el subsuelo y colar las pilas.

La variable que se presenta a lo largo de la AUN y AUS es el tipo de subsuelo a perforarse y de ahí parte la importancia de hacer una diferencia o separación de procedimientos constructivos y de elección de equipo para el correcto desempeño de la cimentación.

Los procedimientos constructivos especiales a abordar son los siguientes:

- Pilas en Tobas – Autopista Urbana Norte
- Pilas en Arenas – Autopista Urbana Norte
- Pilas en Roca – Autopista Urbana Sur
- Pilas Oblongas – Autopista Urbana Sur
- Pilas en Minas o Cavernas – Autopista Urbana Norte

Cabe aclarar que los casos presentados se describirán de forma general, basándose en un apoyo o eje del proyecto representados por una zona, para con ello describir y explicar partiendo de lo particular a lo general.

Los casos presentados están ubicados a lo largo de todo el trazo del proyecto de la AUN y AUS (Boulevard Adolfo López Mateos y Boulevard Adolfo Ruíz Cortines) y en la zona de referencia donde se presentaron.

3.1 PILAS EN TOBAS (CASO AV. CONSTITUYENTES)

3.1.1 Estratigrafía

Para la caracterización de la estratigrafía en cuestión se utilizaron los resultados de los sondeos, ensayos de laboratorio y pruebas de campo obtenidos en la exploración geotécnica del proyecto.

Por su ubicación y profundidad a los depósitos profundos, el caso en estudio se encuentra ubicado en la Zona I o de Lomas, de acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-NTCDCC-2004). (fig. 25)

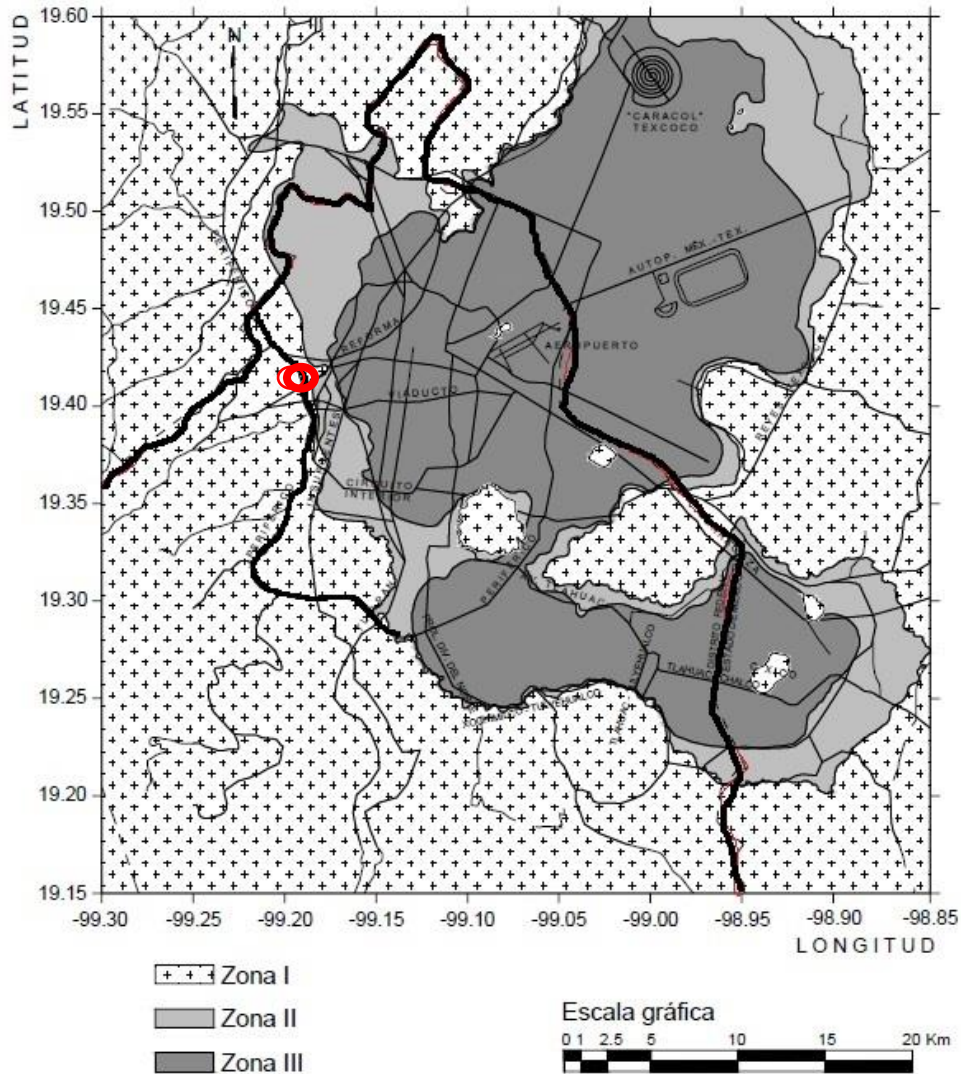


Figura 25. Zonificación geotécnica. Pilas en Tobas- Zona I (RCDF – NTCDCC 2004)

Los resultados obtenidos mediante de los estudios de vibración ambiental, permitieron determinar que el periodo dominante del suelo en ese tramo se ubica en 0.34 s.

La estratigrafía se conforma básicamente por materiales de relleno con los cuales se ha conformado los terraplenes y estructura del pavimento, presentando un máximo de 1.5 m de espesor y de 3 unidades geotécnicas. Las cuales se describen a continuación:

Materiales de Relleno

Varían con un espesor de 1.5m en promedio, y cubren prácticamente toda el área con una capa irregular de limos, arenas y gravas que son materiales que fueron colocados y servidos para estructurar los terraplenes y pavimentos de la zona. Asignándose los siguientes parámetros para esta unidad.

Tobas Cementadas

La primera de las unidades geotécnicas se encuentra bajo los materiales de relleno y va hasta una profundidad en promedio de 6m. Está representada por tobas cementadas, formadas por arena limosa de color café claro, El contenido natural de agua en estos materiales oscila entre el 30 y el 40 %, mientras los materiales finos se ubican entre el 40 y 60 %.

La consistencia general de este estrato es muy dura, ya que la resistencia N_{spt} observa valores de más de 50 golpes.

Secuencia Aluvial

Bajo las tobas cementadas se localiza una secuencia aluvial con un espesor promedio de 10m, y está formado por un arena limosa de color café claro. El contenido natural de agua en estos materiales se ubica entre el 10% y 60%. Los materiales finos de esta unidad se encuentran en el rango del 10% al 50%.

La resistencia N_{spt} presenta valores entre 20 a más de 50 golpes, lo anterior se asocia con una consistencia de media a dura.

Con base en las propiedades índice se obtuvieron los parámetros geotécnicos que se presentan a continuación:

Toba Arena – Limosa (Formación Tarango)

Bajo la secuencia aluvial, se encuentra una toba arena - limosa café amarillento con gravillas, llegando hasta la máxima profundidad explorada, que se asocia con la Formación Tarango, y con el basamento de la zona.

El contenido natural de agua de estos materiales se encuentra entre el 15% y 40 %. Por su parte, el contenido de finos se ubica en un rango del 10% al 40 %, con incrementos aislados de hasta el 60 %.

La resistencia N_{spt} , se mantiene generalmente mayor a 50 golpes, con alguna disminución hasta 35 golpes. La variación en el parámetro antes definido se asocia con horizontes pumíticos que forman parte de esta unidad.

A partir de las condiciones geotécnicas, de la elaboración de un perfil estratigráfico representativo para el caso en cuestión y de los resultados obtenidos de los ensayos mecánicos realizados sobre muestras alteradas. Se obtuvieron las diferentes propiedades mecánicas tanto del material de relleno como de las unidades geotécnicas. (Tabla 5)

Unidad	Espesor	Peso volumétrico	Ángulo de fricción interna	Contenido de humedad	Porcentaje de finos	Resistencia N_{spt}
	d	γ_m	ϕ	w	F	N_{spt}
	m	t/m ³	grados	%	%	golpes
Rellenos	1.50	1.60	28	-	-	-
U1	4.50	1.80	34	30 - 40	40 – 60	+ 50
U2	10.0	1.70	30	10 – 60	10 – 50	20 a + 50
U3	19.0	1.80	38	15 - 40	10 - 40	35 a + 50

Tabla 5. Propiedades de Estratigrafía de las Unidades representativas.-Pilas en Tobas.

La estratigrafía descrita se muestra a continuación y los resultados de la exploración geotécnica asociada a este caso se encuentran en el Anexo 1:

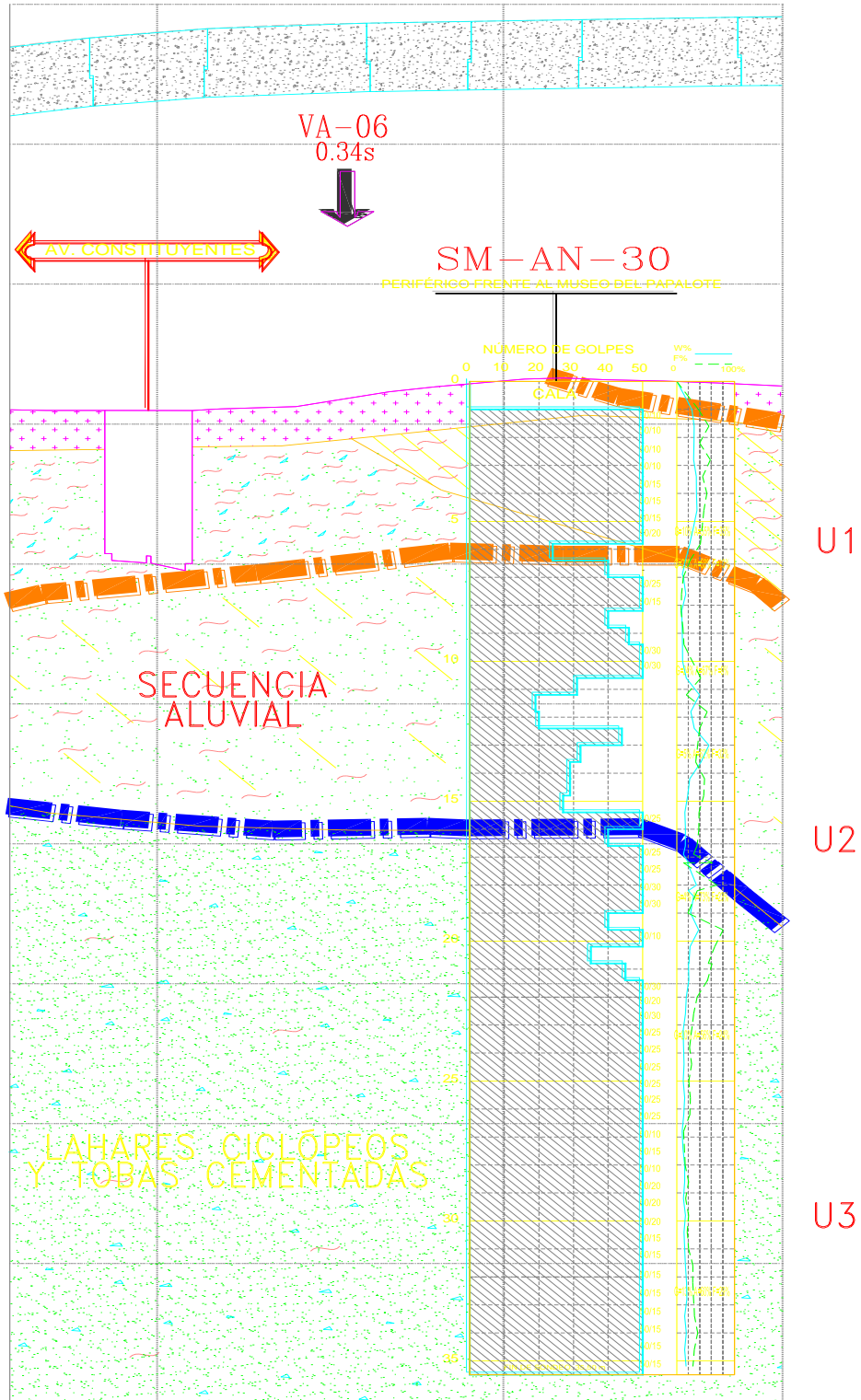


Figura 26. Estratigrafía. Pilas en Tobas- Zona I

Consideraciones Piezométricas

De acuerdo con los registros de los piezómetros y de la exploración realizada, no se detectó presencia de nivel freático o mantos colgados en el subsuelo hasta la máxima profundidad explorada en la zona.

Consideraciones Sísmicas

De acuerdo con el mapa de isoperiodos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) (**fig. 27**), el periodo dominante de vibración del suelo en el tramo es inferior a 0.5 s, aspecto que se verifica con la vibración ambiental, obteniendo un valor de 0.34 s.

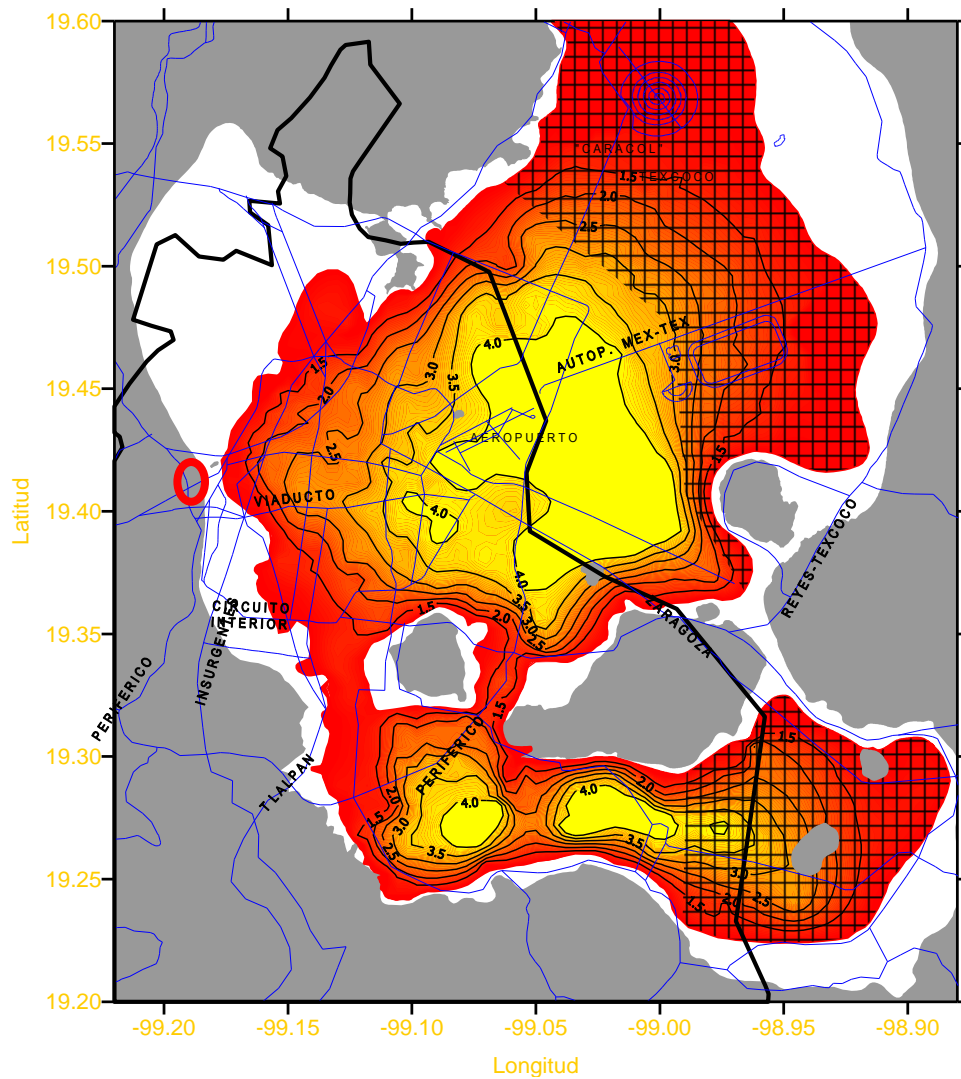


Figura 27. Mapa de Isoperiodos. Pilas en Tobas- Zona I (RCDF-NTCDS 2004)

3.1.2 Solución geotécnica

La cimentación propuesta fue la general para seis carriles, que se integró por una zapata asilada, de geometría de 3.65 m en el sentido del trazo del proyecto y transversalmente de 6.00 m y con un ancho o espesor de 1.70 m, que va ligada a cuatro pilas circulares de concreto de 90 cm de diámetro y la zapata está a un nivel de desplante de 2.20 m a partir del nivel de terreno natural con una plantilla estructural de 0.25 m de espesor que solo sirve para nivelar la zapata-columna.

Las cargas que se consideraron en el estudio y análisis desde el punto de vista geotécnico de la cimentación, fueron el resultado de un análisis estructural hecho para el caso en estudio. Las cargas accidentales o acciones sísmicas se determinaron con base en el espectro de diseño elaborado con el análisis de las consideraciones sísmicas descritas anteriormente.

Tipo de carga	Carga [t]
Carga de ruptura o falla	1722
Carga permanente	547
Carga accidental	1382
Carga accidental a tensión	275

Tabla 6. Cargas Permanentes y Accidentales-Pilas en Tobas.

En el análisis se consideraron los siguientes factores de seguridad:

Tipo de carga	F _{s_f}	F _{s_p}
Carga permanente	2	3
Carga accidental	1.5	2
Carga accidental a tensión	1.5	-

Tabla 7. Factores de Seguridad.-Pilas en Tobas.

Para que finalmente, la solución adoptada satisfaga el estado límite de falla que indica el RCDF- NTCDCC-2004.

A continuación se muestran los resultados del análisis geotécnico. **(Tabla 8)** Como la magnitud de las acciones o cargas, la profundidad de desplante de la pila que compenso la demanda y el criterio que rige para esta magnitud o condición.

Tipo de Carga	Carga [t]	Profundidad de desplante	Rige
Carga de ruptura	1722	27.5 m	Wysockey
Carga permanente	547	23.0 m	Wysockey
Carga accidental	1382	32.0 m	Wysockey
Carga accidental a tensión	275	21.0 m	Zeevaert

Tabla 8. Desplantes propuestos para cada tipo de carga. Pilas en Tobas.

De ahí se determinó que la longitud de diseño de la pila resulto de **32 m** para el caso más desfavorable de pilas construidas en esta zona, con lo cual se cumplió con las NTCDCC-RCDF-2004.

Al aplicar los criterios para la revisión para el estado límite de servicio anteriormente expuestos, se tuvo que los asentamientos que experimentará la estructura por carga permanente serán de **0.70 cm** y para condiciones de carga accidental se presentaran por el orden de **1.35 cm**.

3.1.3 Perforación y equipo utilizado

El procedimiento constructivo de la cimentación profunda en el caso específico de perforar en tobas cementadas de la formación Tarango del poniente de la Ciudad de México fue:

1. Preliminares.
2. Perforación.
3. Colocación del refuerzo estructural.
4. Colado.

Por medio de la construcción de pilas circulares de concreto y su elección fue gracias a las ventajas que tienen las pilas sobre los pilotes hincados en este tipo de proyectos y de suelo ya mencionadas previamente.

La perforación de pilas en suelo y en el caso específico de tobas limo arenosas no es diferente al método tradicional de perforación de pilas el cual se puede dividir en:

- Aflojar el suelo o material.
- Retirarlo o remover.
- Soporte temporal de la perforación.

Dadas las condiciones del suelo descritas previamente se hace notar que se tuvieron suelos de duros a muy duros con compacidades densas y no se tienen problemas con presencia de agua por lo que esto facilito la perforación de una pila dado que no se tenían problemas de retirar el material ni de soporte en las paredes de la perforación. Sin embargo fue y es sumamente importante tener el equipo de perforación lo suficientemente

capaz de poder perforar este tipos de suelo sin prolongar los tiempos de perforación dado la reducida jornada laboral en un horario nocturno.

La selección de la perforadora más adecuada para el proyecto depende y está sujeta a las características, a las propiedades del tipo de suelo a perforar, a las condiciones piezométricas del sitio, al diámetro a perforar y a la profundidad a alcanzar, en ocasiones también es importante e influye en la elección del equipo el uso de ademes metálicos o de fluidos estabilizadores ya sea bentonítico o polimérico.

Ya que existen distintos equipos de perforación y distintos tipos de herramienta hacer la selección correcta del equipo fue un paso fundamental para alcanzar un correcto desempeño y alcanzar las mejores condiciones de proyecto.

Por lo que para el caso específico de perforación en tobas cementadas se utilizaron para la construcción de las pilas de 90 cm de diámetro equipos de perforación rotatoria de tipo barretón o de Kelly hidráulicas montadas sobre orugas el cual extraen de manera intermitente el suelo perforado y gracias a la tecnología de estos equipos actualmente ayudan a cuidar la verticalidad y la profundidad de la perforación. (figs. 28 y 29)

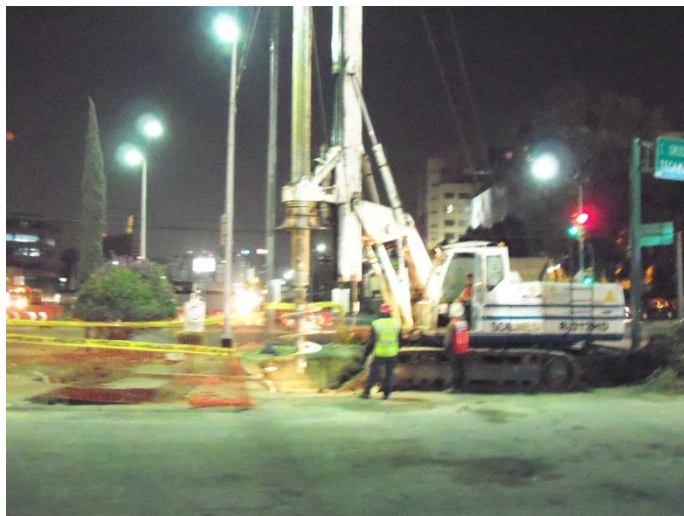
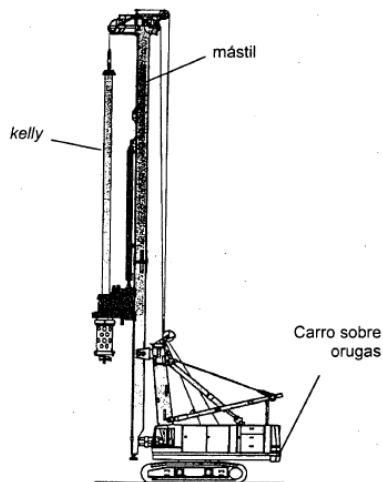


Figura 28 y 29 .Equipos de perforación de rotación de barretón tipo Kelly. Pilas en Tobas

La elección correcta del tipo de herramienta en el barretón es importante dado que hace que la perforación tenga una mejor calidad en las paredes del barreno, se reduzcan tiempos de perforación y garantizar así las dimensiones correctas de las pilas de proyecto, estos aportes implican una reducción de costos por uso excesivo de concreto, por costos indirectos del equipo y lo más importante una buena ejecución de los trabajos realizados en la cimentación.

En el caso de tobas cementadas limo arenosas como en el caso de la Av. Constituyentes se tuvo la elección de herramienta por parte de las contratistas muy cargada hacia el uso del bote corona con dientes de tungsteno o punta de bala para dejar el anillo exterior de la pila formado y garantizar la correcta posición de la perforación, para después dar inicio a

la perforación del barreno con brocas helicoidales con dientes del tipo estándar. Teniendo resultados favorables al usar estas herramientas dado que se ejecutaron perforaciones de 32 m de profundo en una sola jornada nocturna de aproximadamente 4hrs. (figs. 30 y 31)

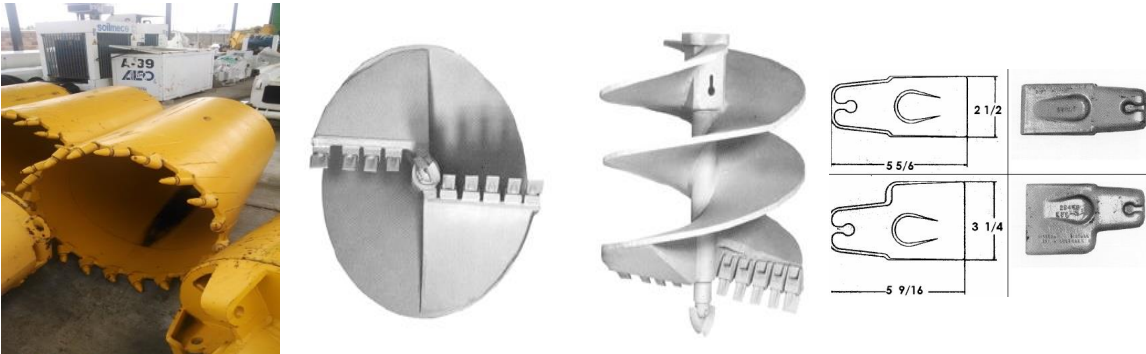


Figura 30 y 31 .Herramienta de perforación. Pilas en Tobas

En cuanto a los equipos más utilizados en la zona fueron:

Marca y Modelo	Par[Kg-m]	Diam. Max. [m]	Profundidad Max [m]
Bauer BG 12 H	12 500	1.20	40
IMT AF 15	15 200	1.70	42
Soilmec SR 40	16 100	1.50	55

Tabla 9. Equipos de perforación.-Pilas en Tobas.

3.1.4 Problemas en su construcción

Este caso de perforar en tobas cementadas limo arenosas de la zona del poniente de la Ciudad de México fue uno de los casos menos problemático de todos dadas las características del suelo y las condiciones del proyecto ya que la alta compacidad del suelo y la ausencia de nivel freático en la zona provocaron, que no se presentaran demasiados problemas en cuanto a desprendimientos en las paredes del barreno, de verticalidad y de calidad en su construcción.

Sin embargo en la construcción de pilas se pueden tener problemas no solo de perforación en cuanto a la ejecución sino de colocación en el refuerzo estructural y de colado de la misma.

Problemas en la perforación

Uno de los problemas comunes que se dieron en la zona fueron los problemas con la verticalidad de la pila dado que al tener un material por arriba de los 50 golpes N_{spt} con una consistencia de dura a muy dura provoco que los equipos de perforación tuviesen

desvíos y problemas en conseguir el ajuste necesario para estar en el rango permitido y no generar excentricidades en la pila.

Una vez pasado los primeros 15 metros con una buena verticalidad era difícil tener desfases en los metros siguientes. Es importante señalar que estos problemas de verticalidad pueden llegar a producirse por el tipo de herramienta elegida pero sobre todo al no hacer un uso correcto de la punta inferior (stinger) de la broca. También se tiene que tener cuidado cuando el barretón tipo Kelly desacopla el primer y segundo tubo interior ya que esto hace que patee la broca ligeramente pudiendo llegar a tener problemas del mismo tipo. **(fig. 32)**

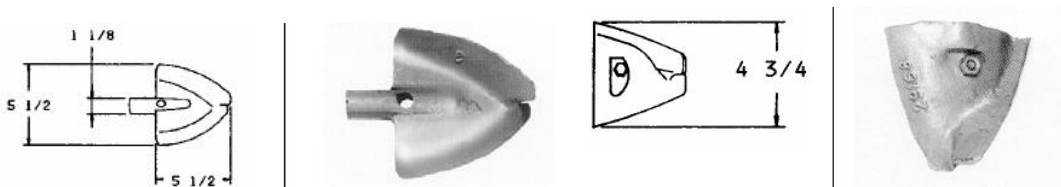


Figura 32 .Herramienta de perforación Punta Inferior (Stinger). Pilas en Tobas

Se llegaron a presentar algunos problemas de desprendimientos en las paredes del barreno en la perforación por la presencia de arena pumítica propia de la formación Tarango con espesores desde 1 m a 2 m sin embargo no se llegó hacer uso de algún sistema de contención en las paredes y simplemente con una rotación lenta se pudo perforar y recuperar el material sin generar grandes desprendimientos.

Problemas en el refuerzo estructural

En la etapa de colocación del refuerzo estructural solo se tuvieron problemas de verticalidad ya que no se tuvo presencia de nivel freático en la zona ni desprendimientos considerables por lo que fue muy importante cuidar la verticalidad de la pila en este tipo de materiales ya que puede provocar que el refuerzo estructural quede mal colocado, incrustado en la pared o en un caso extremo no llegase a entrar, en cuanto al soporte del acero cuando se hacen los traslapes del refuerzo estructural de la pila no se presentaron problemas dado que la parte superior de la perforación se encuentra de manera estable.

Se pueden presentar problemas en el izaje del refuerzo estructural por lo que se deben tener dos puntos de izaje y una grúa capaz de poder elevar el refuerzo estructural sin generarle problemas de integridad o de provocar problemas de estabilidad en el izaje de este. **(fig. 33)**

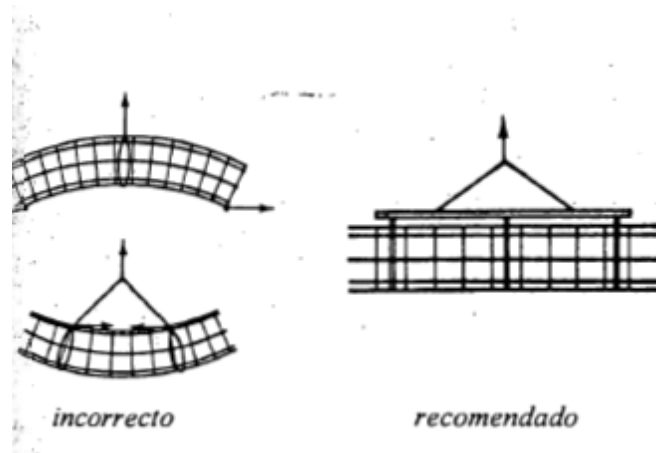


Figura 33 .Herramienta de perforación Punta Inferior (Stinger). Pilas en Tobas

Se usaron centradores en el refuerzo estructural para generar el recubrimiento proyectado en la pila.

Problemas de colado

En cuanto a problemas de colado de la pila fue difícil que se presentaran dado la resistencia del material y que no se llegó a tener grandes desprendimientos en las paredes del barreno de perforación por lo que no se incrementó el volumen de concreto utilizado y no se llegó a tener un fracturamiento del suelo en las paredes de la perforación.

En síntesis el procedimiento constructivo a base de pilas en un material de tobas bien cementadas con intercalaciones de arenas pumíticas y desplantadas en la formación Tarango fue uno de los casos más favorables para el constructor dado que no se tuvieron grandes problemas de desprendimientos, ni de presencia de agua, de roca o de grandes boleos, solo llegando a tener problemas de verticalidad, sin embargo el problema típico de esta zona es la presencia de antiguas minas o cavidades que se llegaron a encontrar para lo cual este problema se describirá en un apartado particular. Pero en el caso de no llegar a encontrar la presencia de alguna mina y teniendo las consideraciones descritas llevan a tener una construcción eficaz tanto para la perforación como para el colado.

3.2 PILAS EN ARENAS (CASO CALZ. LEGARIA)

3.2.1 Estratigrafía

Para la realización de la estratigrafía se utilizaron los resultados de los sondeos, ensayos de laboratorio y pruebas de campo obtenidas durante la exploración geotécnica.

Por su ubicación y profundidad a los depósitos profundos, el caso en estudio se encuentra ubicado en la Zona I o de Lomas, de acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF NTCDCC-2004). **(fig. 34)**

Los resultados obtenidos de los estudios de vibración ambiental, permitieron determinar que el periodo dominante del suelo en ese tramo se ubica entre los 0.19 s y los 0.34 s.

La estratigrafía del caso a ejemplificar de pilas en arenas (Calz. Legaria) consta básicamente por materiales de relleno y de 2 unidades geotécnicas. Las cuales se describirán a continuación:

Materiales de relleno

Tienen un espesor promedio de 2.5 m y está formada por una capa irregular de limos con arena y gravas, los cuales son materiales que han servido para la estructuración de los terraplenes y pavimentos de la zona.

El contenido natural de agua de estos materiales se ubica entre el 10% y 25 %. Por su parte los materiales finos están en el rango del 30 al 70 %.

Durante la prueba SPT, se registraron valores de resistencia N_{spt} de 25 hasta 50 golpes, lo que se asocia con los procesos de compactación del material colocado y a la presencia de gravas.

Secuencia Aluvial

La primera unidad geotécnica está representada por depósitos aluviales, formados por limos arenosos de color café claro, con presencia de gravas, y de arcillas con un espesor máximo de 10 m.

El contenido natural de agua de estos materiales se encuentra en el rango 10 y 30%, con incrementos aislados de hasta el 60%. Por su parte, los materiales finos tienen valores desde el 10% hasta el 60%, terminando con un porcentaje de 25% en la frontera con la unidad siguiente.

La resistencia N_{spt} tiene un valor de golpes que oscila entre 7 y mayores a 50, lo anterior se asocia con una compacidad relativa de media a densa.

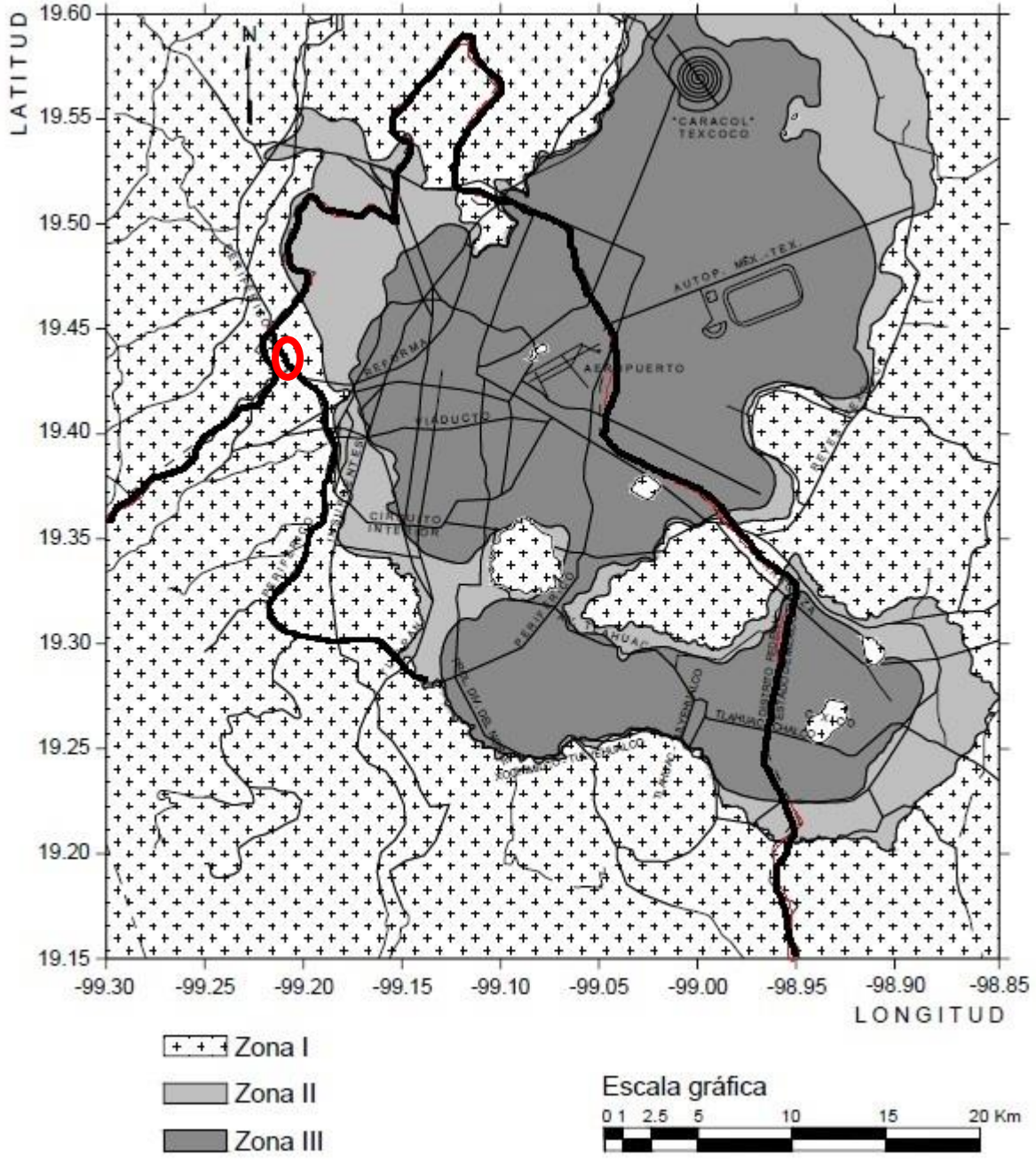


Figura 34. Zonificación geotécnica. Pilas en Arenas - Zona I (RDCDF – NTCDCC 2004)

Formación Tarango

Bajo los depósitos descritos y hasta la máxima profundidad explorada se encuentra la última unidad detectada con un espesor que va desde los 12 m de profundidad hasta la máxima profundidad explorada, donde se localizó una toba areno-limosa café amarillento

con gravillas que se asocia con la Formación Tarango, y que corresponde con el basamento de la zona.

El contenido natural de agua de estos materiales se encuentra, en promedio, en 20%. El contenido de finos tiene un valor promedio de 10% los primeros metros de esta unidad, para después mantenerse por arriba del 60% hasta la profundidad máxima de exploración.

La resistencia N_{spt} se mantiene mayor a 50 golpes, aunque se notan algunos lentes con hasta 26 golpes, lo que se asocia con los estratos de arena pumítica que forman parte de esta unidad.

A partir de las características geotécnicas, y de la elaboración de la estratigrafía para el caso de pilas en arenas se obtuvieron las diferentes propiedades mecánicas de los resultados obtenidos de los ensayos mecánicos realizados sobre muestras alteradas y cuando lo anterior no era posible, se establecieron a partir de correlaciones semiempíricas.

Unidad	Espesor	Peso volumétrico	Ángulo de fricción interna	Contenido de humedad	Porcentaje de finos	Resistencia N_{spt}
	d	γ_m	ϕ	w	F	N_{spt}
	m	t/m ³	grados	%	%	golpes
Rellenos	2.50	1.70	28	10 – 25	30 - 70	25 a 50
U1	10.00	1.78	30	10 – 30	10 – 60	7 a 50
U2	32.00	1.85	40	20	10 – 60	+ 50

Tabla 10. Propiedades de las Unidades representativas - Pilas en Arenas.

La estratigrafía anteriormente descrita se muestra a continuación y con mayor detalle en el anexo I:

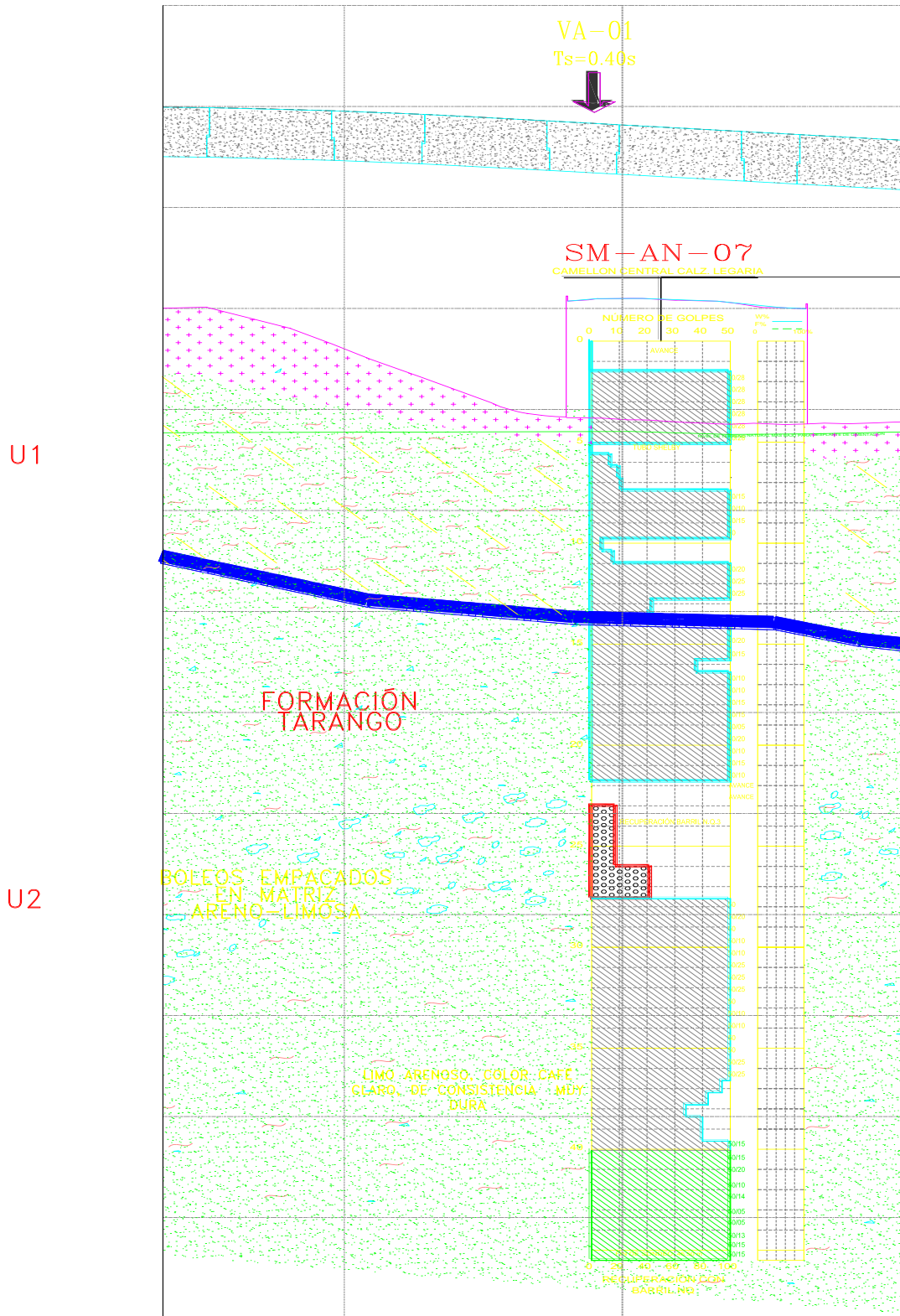


Figura 35. Estratigrafía. Pilas en Arenas- Zona I

Consideraciones Piezométricas

De acuerdo con los registros de los piezómetros de la zona y a los trabajos de exploración ejecutados, no se detectó presencia de nivel de agua en el subsuelo hasta la máxima profundidad explorada en la zona.

Consideraciones Sísmicas

De acuerdo con el mapa de isoperiodos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) (**fig. 36**), el periodo dominante de vibración del suelo en el tramo fue inferior a 0.5 s, aspecto que se verificó con un estudio de exploración de vibración ambiental, obteniendo un valor de 0.40 s. Asignando una zonificación de lomas para el caso.

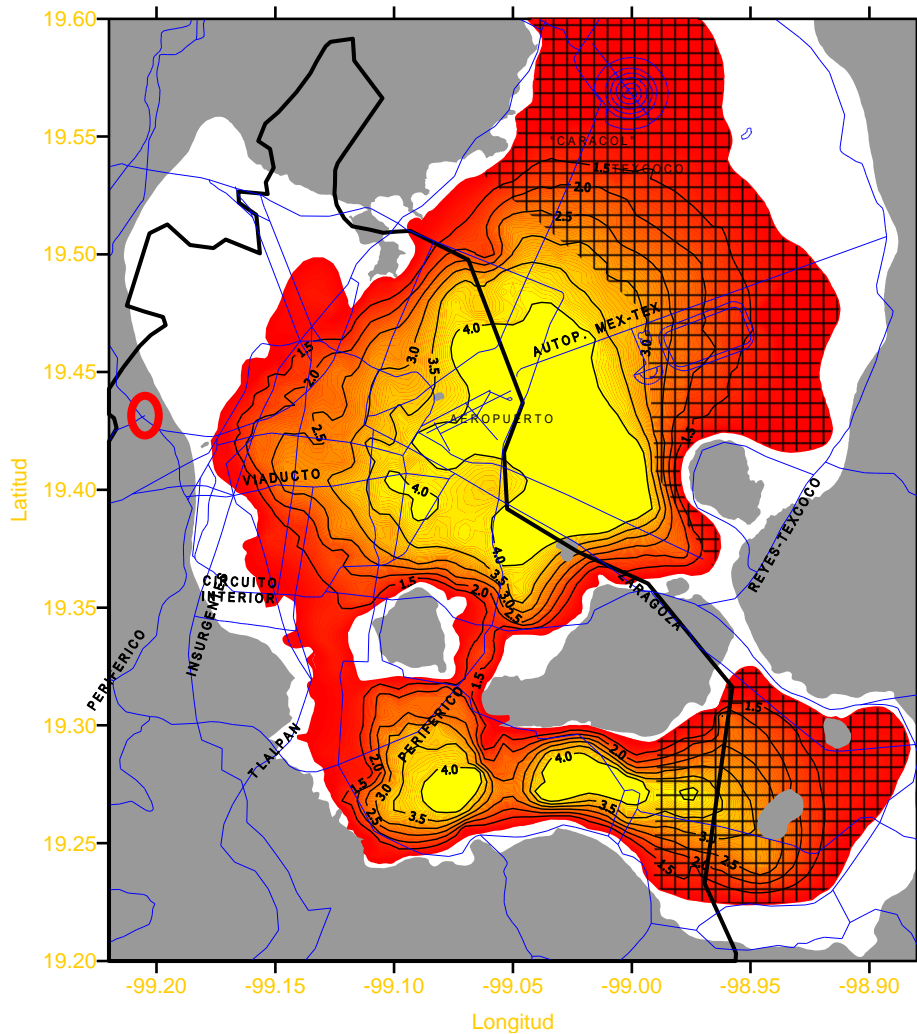


Figura 36. Mapa de Isoperiodos. Pilas en Arenas- Zona I

3.2.2 Solución geotécnica

La cimentación propuesta fue la general para seis carriles, que es integrada por una zapata asilada, de geometría de 3.65 m en el sentido del trazo del proyecto y transversalmente de 6.00 m y con un ancho o espesor de 1.70m, que va ligada a cuatro pilas de concreto y circulares de 90 cm de diámetro y la zapata está a un nivel de desplante de 2.20m a partir del nivel de terreno natural.

Las cargas a considerar en el estudio y análisis desde el punto de vista geotécnico de la cimentación, fueron el resultado de un análisis estructural hecho para el caso en estudio. Las cargas o acciones sísmicas se determinaron con base en el espectro de diseño elaborado con el análisis de las consideraciones sísmicas descritas anteriormente.

Las cargas resultantes del análisis estructural en el caso más desfavorable de la zona fueron una carga permanente de la columna de 1874 t; por lo que la carga de servicio en cada pila fue de 468 t y las acciones dinámicas que rigieron el diseño de la cimentación fueron de 1074.5 t de carga accidental a compresión y de 149 t de carga accidental a tensión, siendo valoradas por una carga de ruptura o de falla de 1441 t.

Tipo de carga	Carga [t]
Carga de ruptura o falla	1441
Carga permanente	468
Carga accidental	1074.5
Carga accidental a tensión	149

Tabla 11. Cargas Permanentes y Accidentales Pilas en Arenas.

En el análisis se consideraron los siguientes factores de seguridad:

Tipo de carga	F _{s_f}	F _{s_p}
Carga permanente	2	3
Carga accidental	1.5	2
Carga accidental a tensión	1.5	-

Tabla 12. Factores de Seguridad. Pilas en Arenas.

Para que finalmente, la solución adoptada satisfaga el estado límite de falla que indica el (RDCDF – NTCDCC 2004).

A continuación se muestra una tabla donde se muestran los resultados del análisis geotécnico, la magnitud de las acciones, la profundidad de desplante de la pila que cumplió con la demanda de carga y el criterio que rigió para esta magnitud o condición

Tipo de Carga	Carga [t]	Profundidad de desplante	Rige
Carga de ruptura	1441	17.0 m	Wysockey
Carga permanente	468	15.5 m	Wysockey
Carga accidental	1074	21.0 m	Wysockey
Carga accidental a tensión	149	15.0 m	Zeevaert

Tabla 13. Desplantes propuestos para cada tipo de carga. Pilas en Arenas.

De ahí se determinó que la longitud de diseño de la pila resulto de **21 m** para el caso más desfavorable de pilas construidas en esta zona.

Al aplicar los criterios para la revisión para el estado límite de servicio anteriormente expuestos, se tuvo que los asentamientos que experimentará la estructura por carga permanente serán de **0.85 cm** y para condiciones de carga accidental los asentamientos que se presentaran se encuentran por el orden de **1.9 cm**.

3.2.3 Perforación y equipo utilizado

El procedimiento constructivo seleccionado para la cimentación profunda en el caso específico de perforar en arenas de compacidades bajas que se encontraron por encima de la formación Tarango del poniente de la Ciudad de México fue el siguiente:

1. Preliminares.
2. Perforación.
3. Mejoramiento de la perforación en caso de desprendimientos importantes.
4. Reperforación.
5. Colocación del refuerzo estructural.
6. Colado.

La construcción de la cimentación fue por medio de pilas circulares de concreto y su elección fue gracias a las ventajas que tienen las pilas sobre los pilotes hincados en este tipo de proyectos y de suelo ya mencionadas previamente.

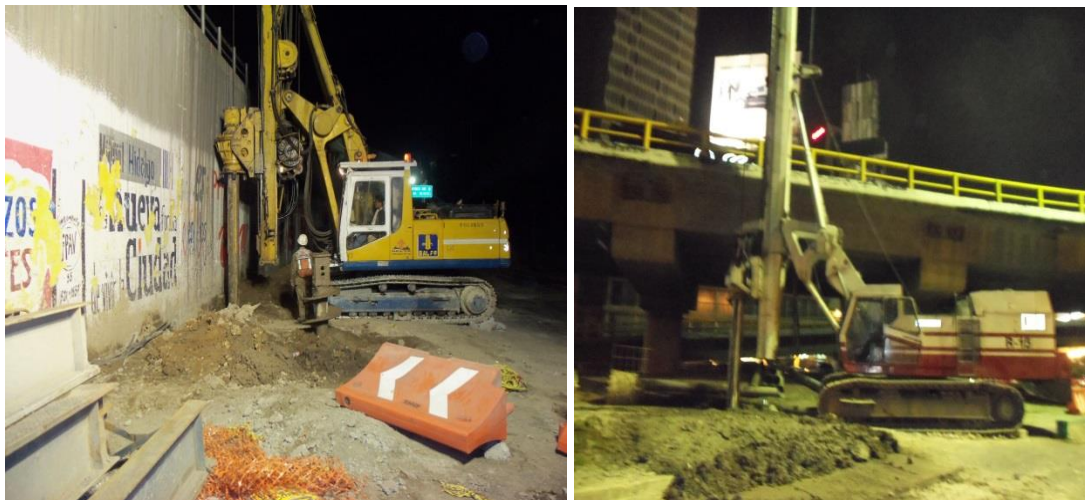
La perforación de pilas en suelo y en el caso específico de arenas poco limosas de compacidad relativa baja a media del poniente de la Ciudad de México no es diferente al método tradicional de perforación de pilas descrito anteriormente.

La gran diferencia de perforar en tobas de compacidades densas o consistencias altas a perforar en arenas de compacidades bajas es el desprendimiento de material en las paredes del barreno de perforación. Ya que esta condición geotécnica rige para la selección del equipo adecuado a perforar en este tipo de material y así no generar altos costos por la construcción de las pilas.

La selección de la perforadora más adecuada para el proyecto como se mencionó en el caso anterior dependió y estuvo sujeto a las características y propiedades del tipo de suelo a perforar, de las condiciones piezométricas del sitio, del diámetro a perforar y de la profundidad a alcanzar.

Dadas las condiciones del suelo descritas previamente se hace notar que se tuvieron suelos con consistencias duras los primeros 5 metros y no se presentaron problemas con presencia de agua por lo que esto facilito la perforación de una pila dado que no se tuvieron problemas de retirar el material ni de soporte en las paredes de la perforación. Sin embargo al pasar los 5 m de profundidad se encontró con arenas limosas de compacidad baja a media seguidas de un horizonte de arena pumítica teniendo este material hasta los 12 m, siendo una consideración importante en la selección del equipo, lo cual tuvo que ser lo suficientemente capaz para poder perforar los primeros metros de suelo y después no generar desprendimientos considerables y prolongar los tiempos de perforación dado la reducida jornada laboral en un horario nocturno.

En este caso específico de perforación en arenas sueltas se mantuvieron los equipos con los que se había perforado todo el tramo, por lo que se utilizaron para la construcción de las pilas equipos de perforación rotatoria de tipo barretón o de Kelly hidráulicas montadas sobre orugas el cual extraen de manera intermitente el suelo perforado sin embargo no fue la selección óptima para estas condiciones. **(figs. 37 y 38)**



Figuras 37 y 38 .Equipos de perforación de rotación de barretón tipo kelly. Pilas en Arena

En cuanto a los equipos más utilizados en la zona fueron:

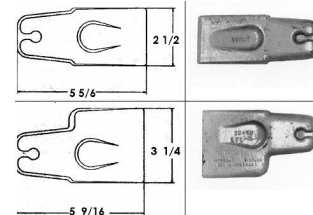
Marca y Modelo	Par[Kg-m]	Diam. Max. [m]	Profundidad Max [m]
Soilmec R-15	15 600	2.00	60
Casagrande B12 HS	12 200	1.80	45
Soilmec R208	8 300	1.20	32

Tabla 14. Equipos de perforación. Pilas en Arenas.

La elección correcta del tipo de herramienta a usar en el barretón fue importante dado que hace que la perforación tenga una mejor calidad en las paredes del barreno, se reduzcan tiempos de perforación y garantizar así las dimensiones correctas de las pilas de proyecto, estos aportes implican una reducción de costos por uso excesivo de concreto, por costos indirectos del equipo y la más importante una buena ejecución de los trabajos realizados en la cimentación.

En el caso de arenas limosas de baja compacidad como en el caso de Calz. Legaria se tuvo la elección tradicional de herramienta por parte de las contratistas muy cargada hacia el uso del bote corona con dientes de tungsteno o punta de bala para dejar el anillo exterior de la pila formado y garantizar la correcta posición de la perforación, para después dar inicio a la perforación del barreno con brocas helicoidales con dientes del tipo estándar.

Teniendo resultados muy poco favorables al usar estas herramientas dado que se ejecutaron perforaciones de 21m de profundo en varias jornadas acumulándose hasta 3 jornadas por pila debido a que se tuvieron bastantes problemas de desprendimientos en las paredes de la perforación. (figs. 39 y 40)



Figuras 39 y 40 .Herramienta de perforación. Pilas en Arenas

3.2.4 Problemas en su construcción

El problema principal que se presentó en la perforación de pilas en arenas sueltas es el desprendimiento de las paredes del barreno, y se puede llegar a complicar si se tiene presencia de nivel freático en la zona. Lo cual el caso de Calz. Legaria no lo presento.

Problemas en la perforación

En este caso de perforar pilas y encontrarse con un estrato de arenas sueltas es decir de baja compacidad intercalado por dos estratos u horizontes de alta resistencia como fueron los primeros 5 m en la parte superior y los últimos 12 m en la parte inferior provoco que se presentaron problemas serios de desprendimientos de las paredes de los barrenos en el estrato con menor compacidad, de verticalidad y de sobreconsumo de concreto Provocando mayores tiempos de ejecución y problemas serios de calidad de la cimentación. (fig. 41)

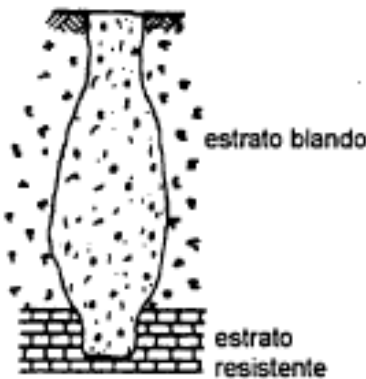


Figura 41 .Problemas de perforación. Pilas en Arenas

A este problema de desprendimientos se agregó que en la zona existían apoyos del trazo dentro del paso a desnivel de Boulevard Adolfo López Mateos (Anillo periférico) por la Calz. Legaria teniendo un impedimento en el acceso del equipo dado que el equipo seleccionado para estos trabajos mide de alto cerca de 15m y el deprimido solo 5m.



Figuras 42 y 43 .Problemas de perforación. Pilas en Arenas

Era importante tratar de perforar en una sola etapa las pilas, para sufrir menos desprendimientos en las paredes del barreno. Dado la baja compacidad en el estrato arenoso.

Uno de los problemas comunes que se dieron en la zona fueron los problemas con la verticalidad de la pila dado que al tener un material de baja compacidad intercalado por dos de alta resistencia provoco que los equipos de perforación tuviesen desvíos y problemas en conseguir el ajuste necesario para estar en el rango permitido.

La solución para este estrato suelto que se tenía en la perforación fue resuelta por medio del vaciado de relleno fluido en el barreno de la pila previamente perforado hasta el nivel – 12 m para después de alcanzar su resistencia del orden del 80 % se iniciaba una re perforación del barreno pero con mejores condiciones en la zona de baja compacidad. Lo cual en ocasiones se inició la re perforación sin alcanzar resistencia mínima lo cual genero mayores desprendimientos en la zona afectada y se tuvo que hacer de nueva cuenta la inyección de relleno fluido.



Figura 44. Vertido de relleno fluido. Pilas en Arenas

La solución que se llevó a cabo para la construcción de las pilas que se ubicaban dentro del deprimido dada la falta de espacio para el acceso de los equipos fue el de abrir ventana a la losa de la Calz. Legaria y perforar desde la parte superior para dos pilas del eje y para las otras dos se demolió completamente la losa superior del deprimido vehicular para dar acceso al equipo. Aunque esta solución no fue del todo buena para el cuidado de la verticalidad de la pila ni el cuidado de la calidad de esta sobre todo en las pilas hechas desde arriba del deprimido vehicular.

Para el problema de desprendimientos se pudieron llevar a cabo diversas soluciones como el uso de ademe metálico recuperable pero debido a la profundidad de la zona con problemas no es recomendable, otra solución pudo haber sido el uso de otro tipo de perforadoras, y la solución más básica pero a la vez la más practica era el uso de fluidos estabilizadores para evitar desprendimientos desde un inicio de la perforación la cual pudo haber sido la mejor.

Problemas en la colocación del refuerzo estructural

En la etapa de colocación del refuerzo estructural se presentaron problemas de verticalidad y aunque no se tuvo presencia de nivel freático en la zona, si se tuvieron desprendimientos considerables por lo que se tiene que cuidar que al colocar el refuerzo estructural no se tengan desprendimientos o desconches en las paredes del barreno justo al colocar el acero y no quede incrustado en estos desprendimientos, otro punto que se debe tomar en cuenta de la verticalidad de la pila en este tipo de material es que puede provocar que el refuerzo estructural quede mal colocado, incrustado en la pared o en un caso extremo no llegase a entrar.

En cuanto al soporte del acero cuando se ejecutaron los traslapes del refuerzo estructural de la pila debido a las grandes longitudes de este, no se presentaron problemas dado que la parte superior de la perforación se encuentra de manera estable.

Problemas de Colado

En cuanto a los problemas de colado de la pila que se llegaron a presentar fue el sobre volumen de concreto y la conexión de perforaciones debido al fracturamiento del suelo en la zona de baja compacidad.

También el no colar inmediatamente después de terminar la perforación produjo de nueva cuenta desprendimientos en la pila ya tratada con relleno fluido.

En síntesis el procedimiento constructivo a base de pilas en un material de arenas sueltas o de baja compacidad con un espesor considerable intercaladas por materiales de consistencia dura o de compacidad densa y desplantadas en la formación Tarango fue uno de los casos más problemáticos para el ingeniero constructor dado que se presentaron grandes desprendimientos, y aunque no se tuvo presencia de agua, de roca o de grandes boleos, generaron problemas de verticalidad, sobre volumen, mala calidad, y de costos muy elevados.

3.3 PILAS EN ROCA (AV. INSURGENTES SUR)

3.3.1 Estratigrafía

La estratigrafía del caso en cuestión se obtuvo gracias a los resultados de los sondeos, ensayos de laboratorio y pruebas de campo, obtenidas previamente en la exploración geotécnica.

Por su ubicación y profundidad a los depósitos profundos, el caso en estudio se encuentra ubicado en la Zona I o de Lomas, de acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDCDF – NTCDCC 2004) (**fig. 45**)

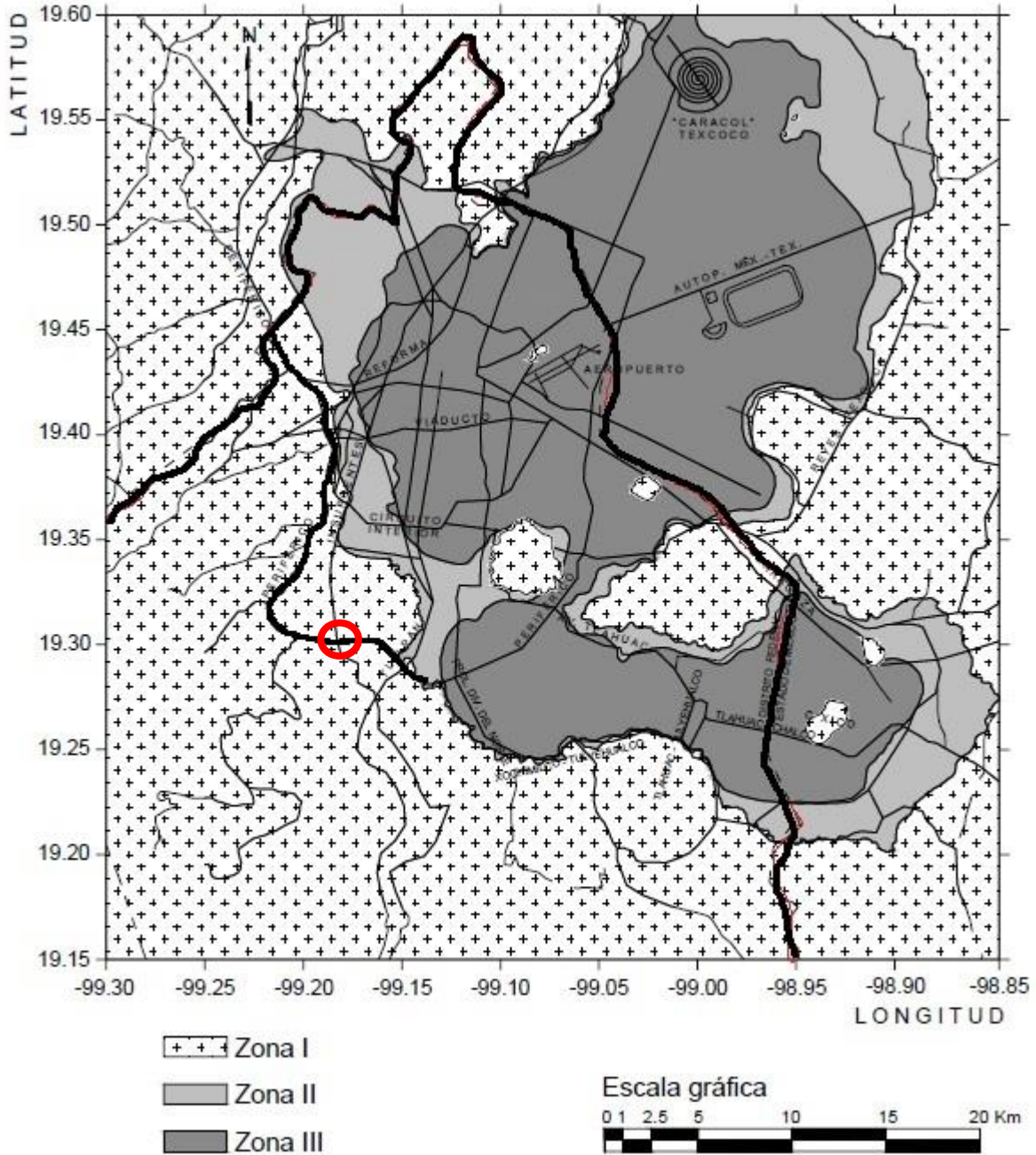


Figura 45. Zonificación geotécnica. Pilas en Roca - Zona I (RDCDF – NTCDCC 2004)

El cual está compuesto básicamente, por dos unidades geotécnicas. Por debajo de materiales de relleno utilizados para conformar los terraplenes y el pavimento de la zona

Materiales de relleno:

Cubriendo el tramo se presentó una capa de rellenos, compuesta por limos arenosos con gravas, producto de material controlado de los terraplenes y pavimentos que forman el

Periférico. El espesor varía desde 1.0m hasta 9.6 m, e incluye generalmente la estructura de pavimentos y los suelos orgánicos que se presentan en los camellones.

El contenido natural de agua de estos materiales se ubica entre el 5% y 30%. Por su parte los materiales finos estuvieron en el rango de 10 % al 70 %.

Durante la prueba SPT, se registraron valores de resistencia N_{spt} de 5 hasta más de 50 golpes, lo que se asoció con los procesos de compactación del material colocado y a la presencia de gravas, además de presentar una variación en esta zona por lo que no fue posible asignarle un parámetro geotécnico confiable.

Coladas Basálticas

La primera de las unidades geotécnicas fueron coladas basálticas caracterizadas por sus discontinuidades y estructura vesicular, cuyas dimensiones disminuyeron con la profundidad. El espesor de esta varió de 7 m a 25 m sin embargo generalmente se presentó en el orden de 18 m.

Está formada por varias coladas basálticas. Dadas las estructuras de las coladas se caracterizó a esta unidad en tres capas o subunidades dividiéndose en 3.

La primera se caracterizó como una capa superficial de escoria volcánica con espesor de 2 m, bajo ella apareció la segunda capa o capa intermedia; basalto con estructura vesicular, cuyas dimensiones varían en 1 m y por último la tercer capa, el basalto sano, el cual está afectado por diaclasas o discontinuidades sin un patrón establecido pudiendo asociarse a la génesis de las propias coladas, siendo esta última capa la de mayor tamaño.

Toda la secuencia de coladas está afectada por discontinuidades de diferentes tipos. De manera general se puede establecer que el fracturamiento está asociado a la velocidad del enfriamiento de la colada. La zona de escoria y el basalto vesicular se presentó con discontinuidades muy irregulares pero de espesores pequeños mientras que la tercera capa teniendo un enfriamiento más lento se presentó de una forma cerrada, muy rugosa y limpia.

En los núcleos recuperados se determinó el porcentaje de recuperación y RQD, de lo cual se pudo establecer que los materiales obtenidos de las pruebas se clasificaron para la zona de escoria como de mala calidad, de buena calidad para el basalto vesicular y de excelente calidad para el basalto sano.

Tobas Limo arenosas

Por debajo a los basaltos descritos, se encontró una secuencia de tobas limo arenosas con gravas y lahares, de color café claro, en estado muy compacto.

Estos materiales presentaron con un contenido natural de agua en el rango de 5 a 65%, registrando los valores más altos en aquellas capas u horizontes pumíticos. La

granulometría de estos materiales está conformada por un 41% de materiales finos, 43% de arenas y eventualmente se presenta un contenido de gravas en el orden de 16%.

Durante la prueba SPT se registró una resistencia N_{spt} desde 8 a más de 50 golpes. Ello se asoció con un estado medio a muy denso de la unidad.

A partir de las características geotécnicas, y de la elaboración de la estratigrafía para el caso de pilas en roca se obtuvieron las diferentes propiedades mecánicas de los resultados obtenidos de los ensayos mecánicos realizados sobre muestras alteradas y cuando lo anterior no era posible, se establecieron a partir de correlaciones semiempíricas.

Miembro		Espesor (m)	γ (kg/m ³)	%w	%F	Nspt	q_u (kg/cm ²)	Rec (%)	RQD (%)
	Relleno	1 - 9	1.7	5 - 30	10 - 70	5 a +50			
U1.I	Escoria	2	1.0 - 1.6	--	--	--	--	20	<20
U1. II	Basalto vesicular	1	2.1 - 2.7	--	--	--	--	<85	<60
U1. III	Basalto	18	2.0 - 2.8	--	--	--	382.0 - 901.0	>85	>60
U2	Tobas		1.85	5 - 65	40	8 a +50			

Tabla 15. Propiedades de las Unidades representativas - Pilas en Roca.

La estratigrafía anteriormente descrita se muestra con mayor detalle en el anexo I.

Consideraciones Piezométricas

De acuerdo a los trabajos de exploración, no se detectó presencia de nivel de agua en el subsuelo hasta la máxima profundidad explorada en la zona.

Consideraciones Sísmicas

De acuerdo con el mapa de isoperiodos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) (**fig. 46**), el periodo dominante de vibración del suelo en el tramo es inferior a 0.5 s.

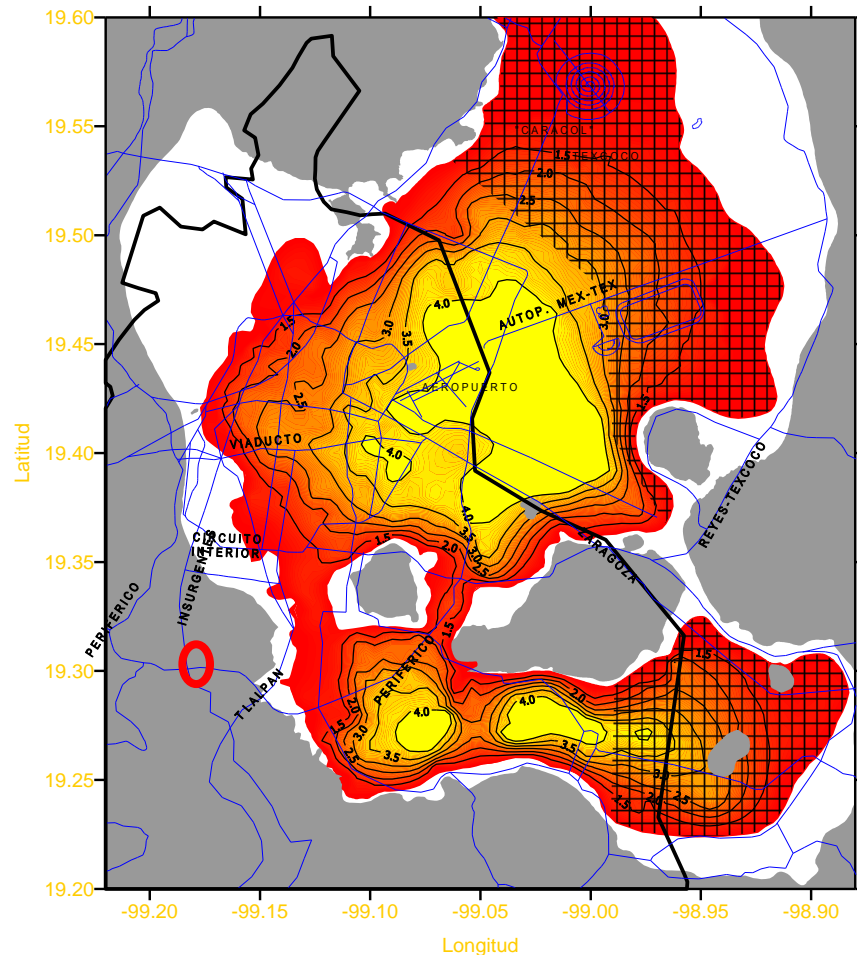


Figura 46. Mapa de Periodos predominantes Ts. Pilas en Roca - (RCDF NTCDS 2004)

3.3.2 Solución geotécnica

La cimentación propuesta fue la general para cuatro carriles, que se encuentra integrada por una zapata asilada, de geometría de 3.65 m en el sentido del trazo del proyecto y transversalmente de 5.50 m y con un ancho o espesor de 1.70 m, que va ligada a cuatro pilas de concreto circulares de 90 cm de diámetro empotradas en roca basáltica y la zapata está a un nivel de desplante de 2.45 m, considerando el espesor de 25 cm de una plantilla estructurada que solo sirve para nivelar la zapata-columna.

En el caso de la cimentación apoyada en roca se tuvieron dos propuestas considerando el espesor de los rellenos que conforman los terraplenes o pavimentos y que cubren a la roca a partir de su presencia para así poder transmitir las cargas de la columna a la roca por medio de las pilas o de la zapata.

El caso 1 fue al encontrar la roca a un nivel por debajo del nivel de desplante de la zapata - columna y el caso 2 fue al encontrar la roca por encima del nivel de desplante de la zapata – columna.

Partiendo del caso de estudio de pilas en roca en la AUS (Av. Insurgentes), se presentó el caso más complicado de determinar el cual es el caso 1. (fig. 47)

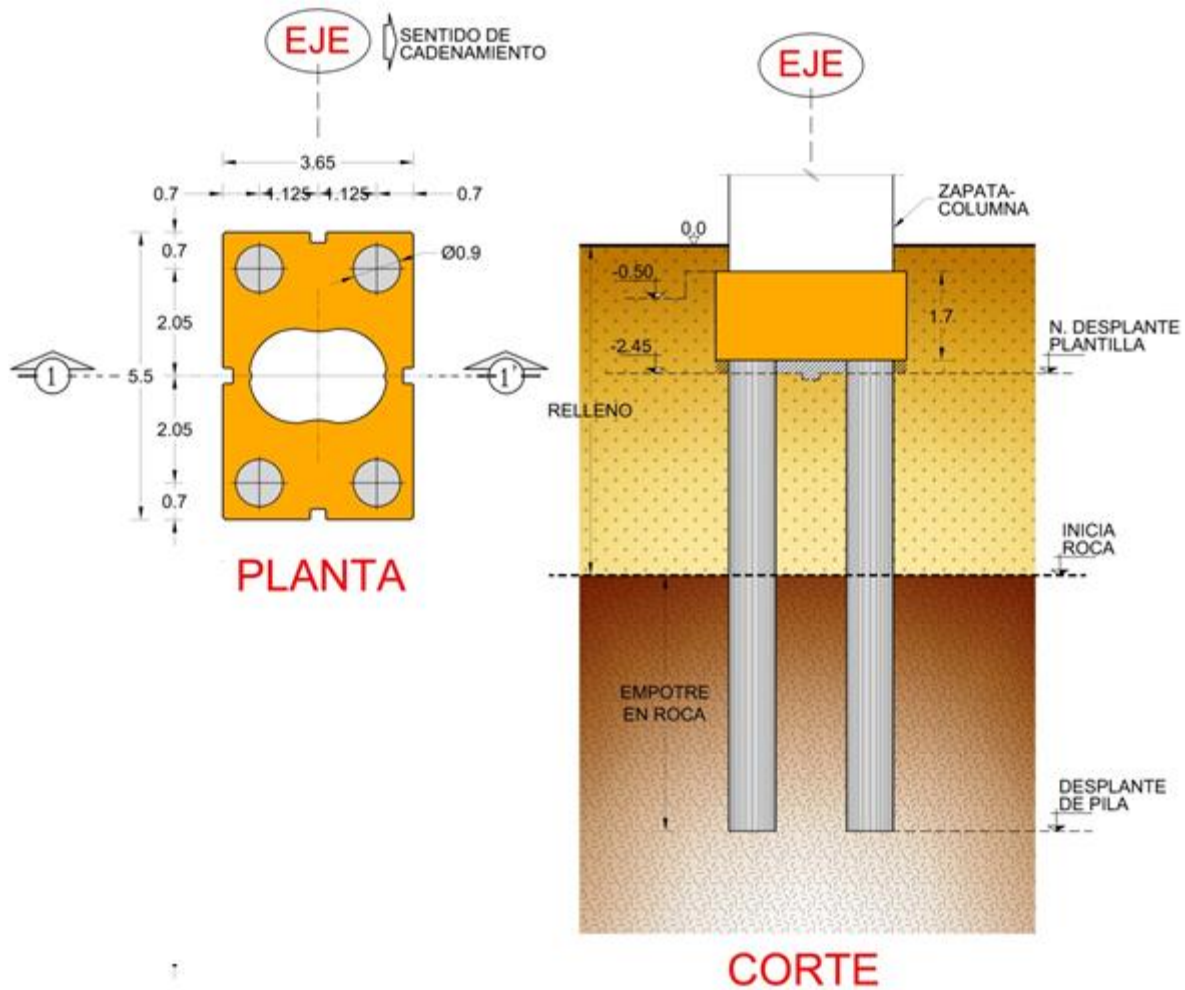


Figura 47. Pilas desplantadas en Roca Caso 1.

En este caso la roca se detectó a una profundidad promedio de 8.2 m, la contribución del suelo detectado por encima de la roca se despreció para el análisis de capacidad de carga y únicamente se analizó el empotre de la pila en el estrato rocoso. La profundidad real de desplante de la pila estuvo en función del nivel donde se detectaba la roca sana en obra, para así garantizar el empotre requerido en roca sana que fue el de 3 veces el diámetro de la pila.

Las cargas que se consideraron en el estudio y análisis desde el punto de vista geotécnico de la cimentación, fueron el resultado de un análisis estructural hecho para el caso en estudio. Las cargas o acciones sísmicas se determinaron con base en el espectro

de diseño elaborado con el análisis de las consideraciones sísmicas descritas anteriormente.

Las cargas resultantes del análisis estructural en el caso más desfavorable de la zona fue la carga permanente de la columna de 1260 t; por lo que la carga de servicio en cada pila fue de 315 t y las cargas accidentales o acciones dinámicas que rigieron el diseño de la cimentación fueron de 737 t de carga accidental a compresión y de 138 t de carga accidental a tensión, siendo valoradas por una carga de ruptura o de falla de 982 t.

Tipo de carga	Carga [t]
Carga de ruptura o falla	982
Carga permanente	315
Carga accidental	737
Carga accidental a tensión	138

Tabla 16. Cargas Permanentes y Accidentales - Pilas en Roca.

En el análisis se consideraron los siguientes factores de seguridad:

Tipo de carga	F _{s_f}	F _{s_p}
Carga permanente	2	3
Carga accidental	1.5	2
Carga accidental a tensión	1.5	-

Tabla 17. Factores de Seguridad. - Pilas en Roca.

Para que finalmente, la solución adoptada satisfaga el estado límite de falla que indican las NTCDC-RCDF-2004.

A continuación se presenta una tabla donde se muestran los resultados del análisis geotécnico, la magnitud de las acciones, la profundidad de desplante de la pila en roca que satisfaga la demanda y el criterio que rige para esta magnitud o condición. Se tomo en cuenta que la profundidad de desplante de la pila en roca definitivo fue a partir del nivel de profundidad en el cual apareció la roca buena a muy buena detectada en obra. Por lo que sólo se muestra la longitud de empotre en roca y no un desplante como en los casos anteriores.

Tipo de Carga	Carga [t]	Profundidad de empotre	Rige
Carga de ruptura	982	3.5 m	Reese O'Neil y CFEM
Carga permanente	318	2.5 m	Reese O'Neil
Carga accidental	737	3.5 m	Reese O'Neil
Carga accidental a tensión	138	2.0 m	Reese O'Neil y CFEM

Tabla 18. Desplantes propuestos para cada tipo de carga.- Pilas en Roca.

De ahí se determinó que la longitud de empotre de diseño de la pila en roca resulto de 3.5 m para este caso más sin embargo tomando en cuenta las variaciones encontradas en la exploración donde la zona con escoria presento una variación cercana a 1m se determinó un desplante en roca de **4.5 m**.

Al aplicar los criterios para la revisión para el estado límite de servicio anteriormente expuestos, se tuvo que los asentamientos que experimentará la estructura por carga permanente serán de **0.2 cm**.

3.3.3 Perforación y equipo utilizado

El procedimiento constructivo seleccionado de la cimentación profunda en el caso específico de perforar en coladas basálticas propias del sur de la Ciudad de México es el siguiente:

1. Preliminares.
2. Perforación.
3. Colocación del refuerzo estructural.
4. Colado.

La perforación de pilas en roca es bastante más complicado que la perforación en suelo aun siendo suelos de muy alta resistencia y es el caso específico de coladas basálticas que van desde una zona de escoria, a una zona de basalto vesicular y terminando en un basalto sano, sin embargo no es diferente al método tradicional de perforación de pilas descrito anteriormente:

- Aflojar la roca o material.
- Retirlo o remover.
- Soporte temporal de la perforación.

Un punto muy importante a considerar en la perforación en roca es la selección de la perforadora más adecuada para el proyecto, el cual dependió y estuvo sujeto a las características del tipo de roca a perforar siendo una roca fragmentada, fisurada o sana, del diámetro a perforar y de la profundidad a alcanzar.

Existen distintos equipos de perforación y distintos tipos de herramienta y hacer la selección correcta del equipo es el paso más importante en la perforación en roca para alcanzar un correcto desempeño en la perforación y alcanzar las mejores condiciones de proyecto.

La gran diferencia de perforar en tobas de compacidad altas o de consistencias muy duras a perforar en roca es la dificultad de romper la roca para poder retirarla ya que el equipo de perforación debe ser capaz de poder terminar la perforación en una sola jornada y sin alterar de una forma considerable las paredes del barreno de la pila.

Una ventaja al perforar en roca es que difícilmente se encontrara presencia de agua por lo que esto facilita la perforación aunque no de forma significativa.

En el caso de la AUS la longitud de empotramiento de las pilas en el estrato rocoso fue variable y se presentaron 2 casos, uno cuando se detecta la roca por debajo del nivel de desplante de la zapata, teniendo un empotre en la roca basáltica de 4.0 a 5.5 m (caso 1). Y otro caso cuando se detectó la roca por arriba del nivel de desplante de la zapata, el empotre vario de 3.0 a 4.5 m (caso 2). (fig. 48)

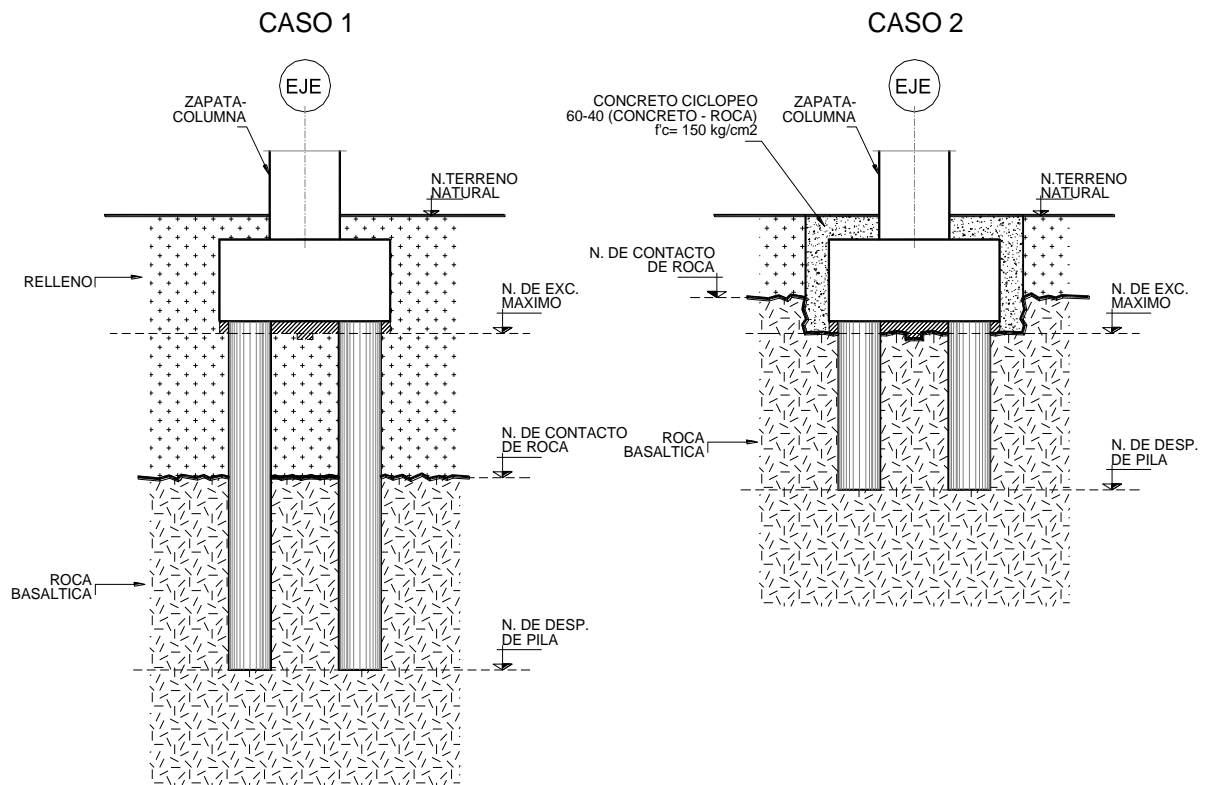


Figura 48. Casos de desplante de pilas – Pilas en Roca

Sin embargo el caso donde se tuvo un relleno de material considerable antes de hacer contacto con la escoria basáltica fue más complicado en cuanto a perforación, ya que

presento mayores desprendimientos en las paredes del barreno y debido a su profundidad se dificulto el poder distinguir el tipo de roca encontrada.

En este caso específico de perforación en roca de tipo basalto se utilizó para la construcción de las pilas equipos de perforación rotatoria de tipo barretón o de Kelly hidráulicas montadas sobre orugas el cual extraen de manera intermitente la roca perforada y gracias a la instrumentación que ya cuentan estos equipos se pudo llevar a cabo una mejor calidad en su construcción. **(fig. 49)**



Figura 49. Soilmec SR-70 Equipo más utilizado– Pilas en Roca

En cuanto a los equipos más utilizados en la zona fueron:

Marca y Modelo	Par[Kg-m]	Diam. Max. [m]	Profundidad Max [m]
Soilmec SR 70	27 100	2.20	77
Soilmec SR 60	20 100	1.80	71
IMT AF 220	26 000	2.00	--

Tabla 19. Equipos de perforación. Pilas en Roca.

La elección correcta del tipo de herramienta a usar en el barretón es importante dado que hace que se reduzcan los tiempos de perforación, no producen un desgaste considerable del equipo y genere una mejor calidad en las paredes del barreno, estos aportes implicaron una reducción de costos por uso excesivo de concreto, por costos indirectos del equipo y la más importante una buena ejecución de los trabajos realizados en la cimentación.

En el caso de roca basáltica como en el caso de Av. Insurgentes se tuvo la elección tradicional de herramienta por parte de las contratistas muy cargada hacia el uso del bote

corona con dientes de tungsteno o punta de bala para dejar el anillo exterior de la pila formado y garantizar la correcta posición de la perforación, para después dar inicio a la perforación del barreno con brocas helicoidales con dientes del tipo estándar hasta hacer contacto con la escoria basáltica para después dar lugar a un cambio hacia el bote corona con dientes de tungsteno y alternando el bote corona con la broca helicoidal con dientes de tungsteno para poder romper la roca y facilitar su retiro y así consecutivamente hasta llegar al desplante requerido, pero haciendo un mayor uso del bote corona. **(fig. 50)**

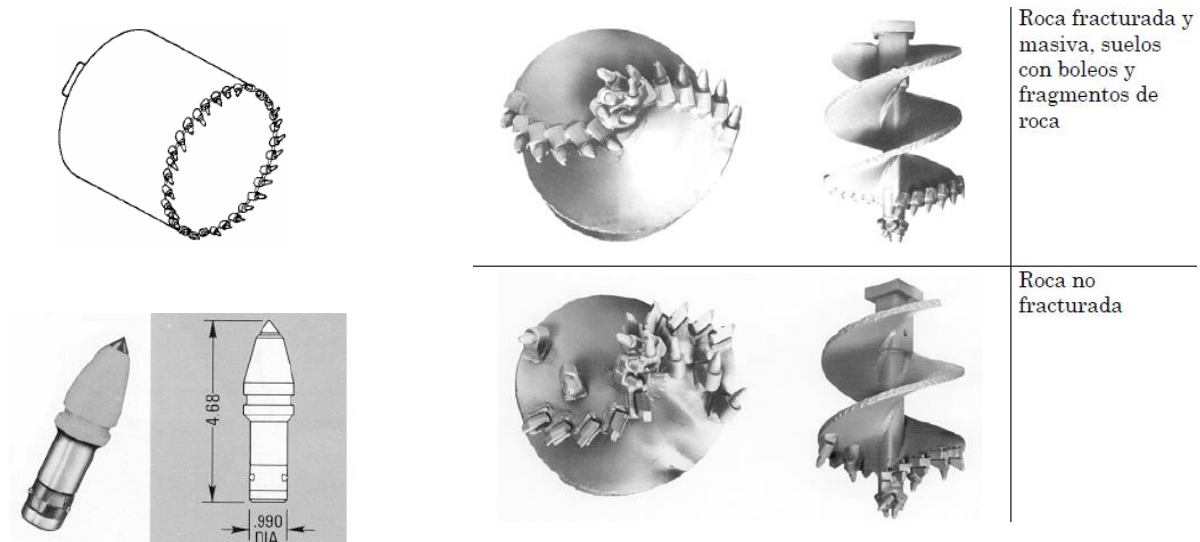


Figura 50. Herramienta de perforación. Pilas en Roca

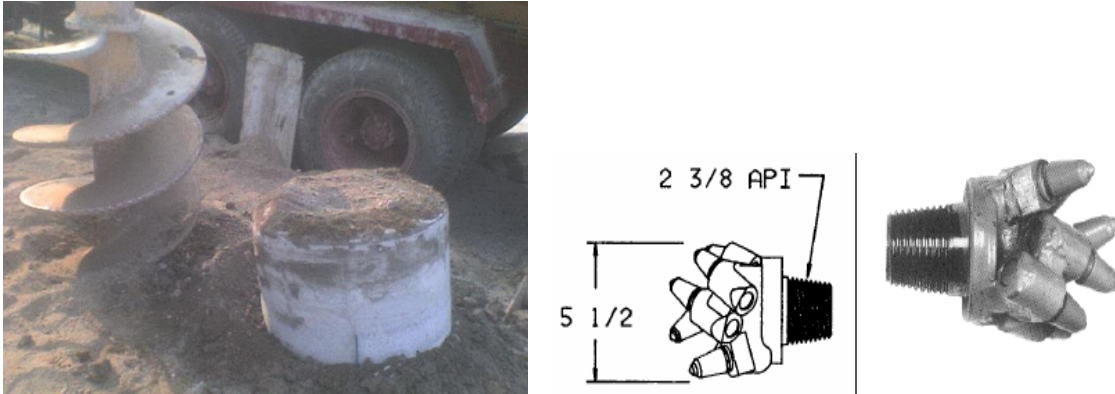
Se tuvieron resultados variables al usar estas herramientas dado que al no ser constante los espesores de roca y de escoria, quedaron en condición los resultados óptimos con el poder localizar en campo a que profundidad inicia la roca de buena calidad para después de ahí iniciar el empotre requerido.

3.3.4 Problemas en su construcción

El caso de perforar en rocas basálticas por debajo de material de relleno o en el caso de perforar en roca superficial del sur de la Ciudad de México fue uno de los casos que generaron problemas de costos bastantes elevados, sino se tenía el cuidado suficiente en el procedimiento, también genero varias dificultades en las perforaciones de cada una de las pilas. Ya que dada la estratigrafía que se tenía de material de relleno por encima de coladas basálticas y las condiciones del proyecto de grandes cargas, provoco que se tuviera que empotrar en roca sana varios metros o el perforar bastantes metros antes de hacer contacto en roca y dado el tipo de roca que es una de las más resistentes provoco un desgaste considerable en los equipos de perforación.

Problemas en la perforación

Uno de los problemas que se presentaron en la perforación en roca es poder recuperar los pedazos de rocas fragmentadas una vez rotos; dada su nula cohesión, por lo que a veces se llega a implementar el uso de una perforación previa por medio de brocas helicoidales y de la herramienta en punta de la broca (stinger) para poder fragmentar la roca sana y así poder retirarla fácilmente con el bote corona. **(figs. 51 y 52)**



Figuras 51 y 52. Corazones de roca y Stinger. Pilas en Roca

Otro de los problemas que se presentó son los desprendimientos en las paredes del barreno mayores al 10 % permitido debido a la existencia de escoria por debajo de materiales de relleno y por encima de roca de buena calidad, esto hizo que se tuvieran altos consumos de concreto afectando el costo de la pila y produciendo problemas de calidad de la misma. Por lo que para esto se vació relleno fluido hasta por encima del nivel de afectación, para después dejarlo reposar hasta alcanzar una resistencia del 80% y poder re perforar sin desprendimientos, para así lograr un mejoramiento en las paredes del barreno y reducir costos en el colado de la cimentación.

Se pueden llegar a tener problemas de verticalidad al tener roca ya que si se tiene un problema de desplome desde el inicio será muy difícil corregirlo.

También se presentaron bastantes problemas mecánicos en el equipo de perforación ya sea por hacer una mala elección del equipo o por la falta de mantenimiento ya que al perforar en roca se producen desgastes elevados en los equipos de perforación.

A veces al tener grandes fragmentos de roca en la perforación puede ocasionar que se atore el barretón tipo Kelly en la perforación provocando grandes pérdidas en tiempo y costo y en ocasiones se llega a perder esa perforación, lo cual provoca la implementación de pilas adicionales y alterando el comportamiento de la cimentación.

El punto más importante a cuidar en la perforación de las pilas en roca es asegurarse que el empotre requerido en roca sea el suficiente por lo que es muy importante que se haga una exploración exhaustiva para poder determinar de la forma más cercana a la realidad los espesores de la roca y a su vez en campo poder verificar a que profundidad aparece la roca sana y deja de aparecer la zona de escoria ya que la roca es muy variable en

cuanto a la calidad y localización en que se presenta por lo que se puede llegar a tener grandes consecuencias sino se llega a tener el empotre requerido ya sea el descarte total de la pila e implementación de pilas adicionales.

En el caso de la AUS como de la AUN además de la exploración geotécnica requerida para determinar la estratigrafía también se usaron sondeos de verificación del tipo avance controlado en cada uno de los ejes para poder detectar la aparición de la roca en cada eje. Sin embargo en la construcción de pilas se pueden tener problemas no solo de perforación en cuanto a la ejecución sino de colocación en el refuerzo estructural y de colado de la misma.

Problemas en la colocación del refuerzo estructural

En la etapa de colocación del refuerzo estructural en roca no se llegaron a presentar grandes problemas dado que los desplantes de las pilas no son muy profundos en comparación con los desplantes en suelo. Los puntos más importantes a cuidar es la nula presencia de material suelto en la perforación, contar con elementos que garanticen su correcta posición en la perforación y no ser lastimado o maltratado en el izaje y colocación de este. Sin embargo se deben tener todas las recomendaciones en cuanto al refuerzo estructural ya descritas en el procedimiento general.

Problemas de Colado

En cuanto al colado de la pila el principal problema que se tuvo fueron los grandes desprendimientos en las paredes del barreno de perforación por lo que aumento el volumen de concreto utilizado generando problemas de calidad o excentricidad en ciertas zonas de la pila.

Se tenía que cuidar que el material del fondo de la pila antes de colar no se encontrara suelto ya que al ser elementos que trabajan a compresión es sumamente importante esta condición.

En síntesis el procedimiento constructivo de perforación a base de pilas empotradas en roca de coladas basálticas fue uno de los casos complicados para el constructor y pueden generar incertidumbre en el diseñador, ya que para el constructor si bien no se tuvieron problemas de presencia de agua, cavidades o arenas sueltas si se tuvieron de desprendimientos de roca, de verticalidad, sobre excavación, contención, posición, altos costos y de tiempos muertos en la perforación sin embargo teniendo un seguimiento en todos los puntos a cuidar y una correcta elección en el equipo como en su mantenimiento provocan que estas perforaciones debido a su desplante con poca profundidad pueden llegar a generar grandes avances en la construcción de la cimentación profunda. En el caso del ingeniero de diseño se tuvo que tener mucho cuidado en la exploración del tramo siendo hasta exagerado en ella y ser ayudado de ingenieros en campo con

experiencia en los trabajos de perforación en roca para así poder garantizar empotes sustentables y correctos para no llegar a tener un sobre diseño o en el peor de los casos quedarse corto en el diseño provocando modificaciones y correcciones de proyecto no contempladas.

3.4 PILAS OBLONGAS (CALZ. VIADUCTO TLALPAN)

3.4.1 Estratigrafía

La estratigrafía del caso en cuestión se obtuvo gracias a los resultados de los sondeos, ensayos de laboratorio y pruebas de campo, obtenidas previamente en la exploración geotécnica todos ellos realizados cercanos al sitio.

Por su ubicación, el caso en estudio se encuentra ubicado en la Zona II o de Transición, de acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-NTCDCC-2004). (fig. 53)

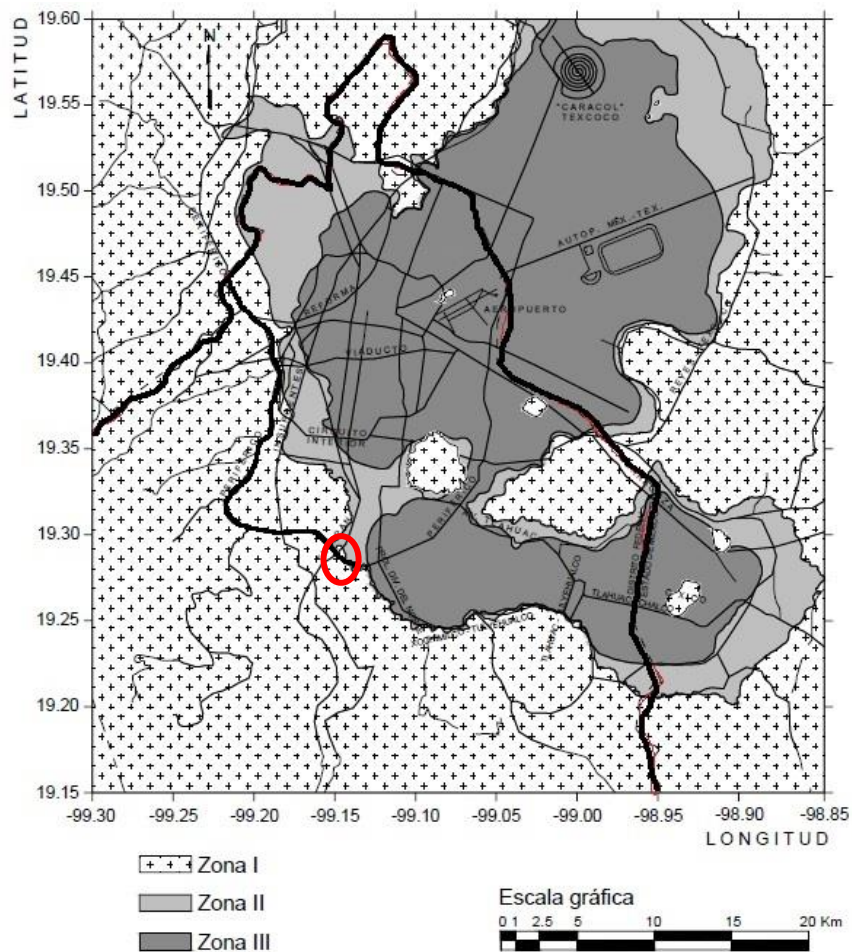


Figura 53. Zonificación geotécnica. Pilas Oblongas - Zona II (RCDF-NTCDCC 2004)

La estratigrafía del caso a ejemplificar de pilas oblongas (Viaducto Tlalpan) consta básicamente por materiales de relleno y de 5 unidades geotécnicas. Las cuales se describirán a continuación:

Material de relleno:

Cubriendo el tramo se presenta una capa de rellenos, compuesta por limos arenosos con gravas, producto de material controlado de los terraplenes y pavimentos que forman el Periférico. El espesor varía desde **1 m hasta 2 m**, e incluye generalmente la estructura de pavimentos y los suelos orgánicos que se presentan en los camellones.

Depósitos Aluviales:

Con espesores aproximados de 14 m, formada por una secuencia de arenas limosas arcillas, arcillas arenosas y arenas limosas, Por sus características, ésta unidad ha sido dividida en cuatro, conformados de la siguiente manera:

El primer estrato es formado por **arena limosa** con un espesor aprox. de **5.5 m**, tiene un contenido natural de agua y de finos promedio de 20% y 50%, respectivamente; la resistencia N_{spt} muestra un promedio de 20 golpes; sin embargo se presentan tramos arenosos donde éste parámetro es mayor a 50 golpes.

El segundo estrato formado por una **arcilla poco arenosa**, con espesor aprox. de **3 m**, presenta un contenido natural de agua en el rango de 150% a 240% y de 100% de finos, una resistencia N_{spt} generalmente inferior a 5 golpes.

El tercer estrato formado por **arena limosa**, con espesor de **3.5 m** aproximadamente, presenta un contenido natural de agua del orden del 30%, un contenido de finos del 40% y una resistencia N_{spt} del orden de 25 golpes, presentándose tramos con $N_{spt} > 50$ golpes.

El cuarto estrato formado por una **arcilla**, con espesor aprox. de **2.0 m**, contenido natural de agua del orden del 85%, contenido de finos del 85% y una resistencia N_{spt} del orden de 12 golpes.

Arena Limosa:

Va de 14 a 20 m de profundidad. La granulometría de ésta unidad está formada por arenas finas limosas hasta arenas gruesas y gravillas, color café claro. Esta unidad presenta un contenido natural de agua del orden del 15% y de finos del 30%. La resistencia N_{spt} va de 30 golpes hasta 50 golpes

Limo Arenoso:

Ubicado entre 20 y 27 m de profundidad. El contenido natural de agua varía en el rango de 10% a 30%, en tanto que el de finos se ubica de manera generalizada en el 70%. La resistencia N_{spt} promedio se ubica en 25 golpes.

Arena fina (pumítica) limosa:

Abarca de 27 m a 30 m de profundidad, con un contenido natural de agua en el rango de 30% a 60% y de finos del 60% al 80%. La resistencia N_{spt} promedio se ubica en 30 golpes.

Arena Arcillosa:

Se presenta a partir de 30 m con un contenido natural de agua del 20% en promedio y un contenido de finos que varía del 40 al 80%; la resistencia N_{spt} es generalmente mayor a 50 golpes.

Por sus características a ésta unidad se le considera el basamento local.

Unidad	Espesor	Peso volumétrico	Ángulo de fricción interna	Cohesión	Contenido de humedad	Porcentaje de finos	Resistencia N_{spt}
	d	γ_m	ϕ	c	w	F	N_{spt}
	m	t/m ³	grados	t/m ²	%	%	golpes
Rellenos	2.00	1.70	--	--	--	--	25 a 50
Depósitos Aluviales U1	14.00						
U1.1	5.5	1.65	25	3.0	20	50	20
U1.2	3.0	1.30	--	2.75	150 a 240	100	- de 5
U1.3	3.5	1.60	25	3.0	30	40	25 a +50
U1.4	2.0	1.40	--	3.5	85	85	12
Arena limosa U2	6.0	1.65	35	--	15	30	30 a 50
Limo arenoso U3	7.0	1.85	35	--	10 a 30	70	25
Arena pumítica U4	3.0	1.65	30	--	30 a 60	60 a 80	30
Arena arcillosa U5		1.90	40	--	20	40 a 80	+50

Tabla 20. Propiedades de las Unidades representativas - Pilas Oblongas.

La estratigrafía anteriormente descrita se muestra a continuación y con mayor detalle en el anexo I:

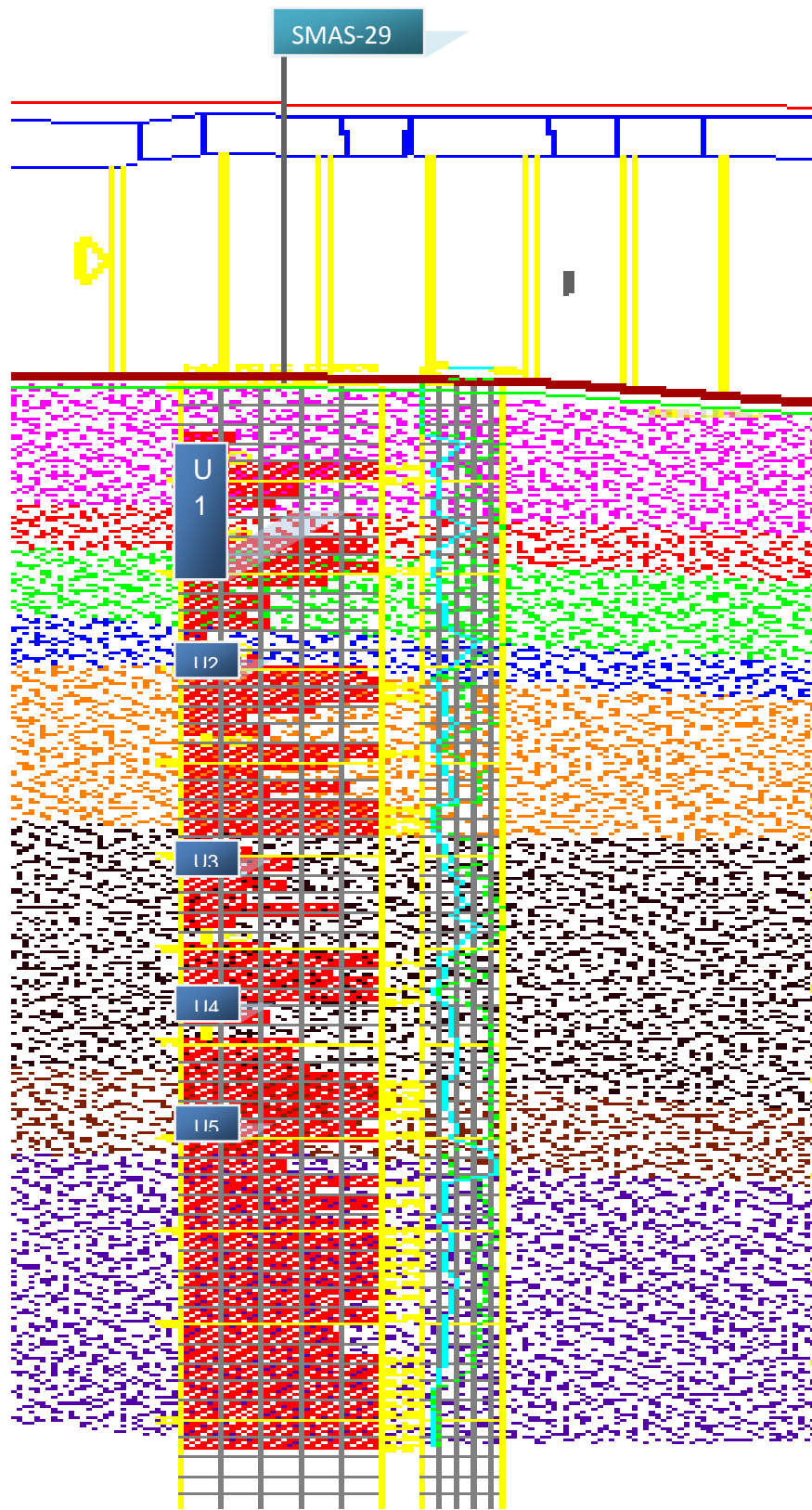


Figura 54. Zonificación geotécnica. Pilas Oblongas - Zona II

Consideraciones Piezometricas

De acuerdo con los registros de los piezómetros de la zona y a los trabajos de exploración ejecutados, se detectó presencia de nivel de agua en el subsuelo a los 4m de profundidad aproximadamente.

Consideraciones Sísmicas

De acuerdo con el mapa de isoperiodos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) (**fig. 55**), el periodo dominante de vibración del suelo en el tramo está en el intervalo de 1.0 s a 0.5 s, aspecto que se verifico con la vibración ambiental, obteniendo un valor de 0.64 s a 0.88 s.

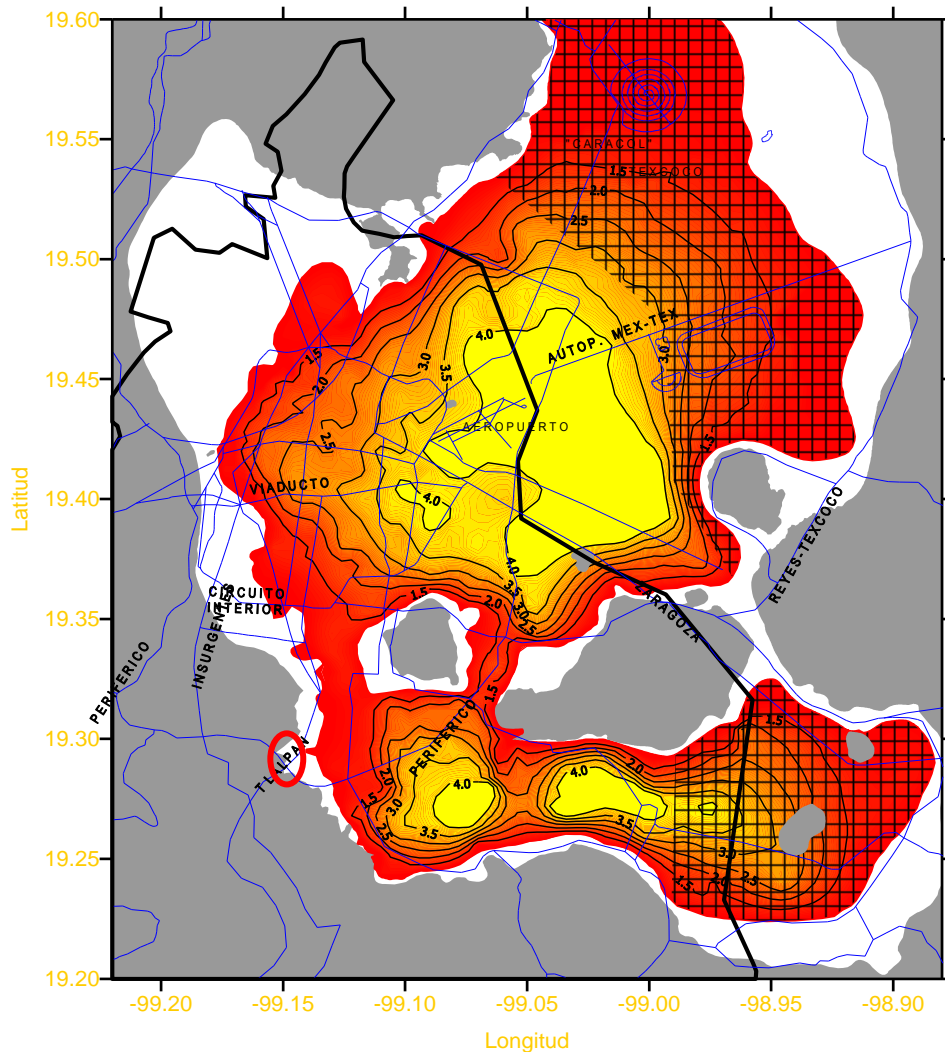


Figura 55. Mapa de Isoperiodos. Pilas Oblongas - Zona II o Zona de Transición (RCDF NTCDS 2004)

3.4.2 Solución geotécnica

La cimentación propuesta fue la general para cuatro carriles, que se encuentra integrada por una zapata asilada, de geometría de 3.65 m en el sentido del trazo del proyecto y transversalmente de 5.50 m y con un ancho o espesor de 1.70 m, que está ligada a dos pilas de sección oblonga (barretes), cuyo eje mayor es de 3.15 m y el eje menor de 90 cm.

Las dos pilas están ligadas a la zapata a través de cuatro espigas (armado estructural con un accesorio para un post tensado), las cuales fueron colocadas posteriormente. Estas espigas poseen los elementos estructurales necesarios para garantizar la liga estructural entre ambos elementos.

La zapata se encuentra a un nivel de desplante de 2.45 m, considerando el espesor de 25 cm de una plantilla estructurada que sirve sólo para nivelar la zapata-columna.

Las cargas a considerar en el estudio y análisis desde el punto de vista geotécnico de la cimentación, fueron gracias al resultado de un análisis estructural hecho para el caso de bajada de cargas más desfavorables de la zona. Las cargas o acciones sísmicas se determinaron con base en el espectro de diseño elaborado con el análisis de las consideraciones sísmicas descritas anteriormente.

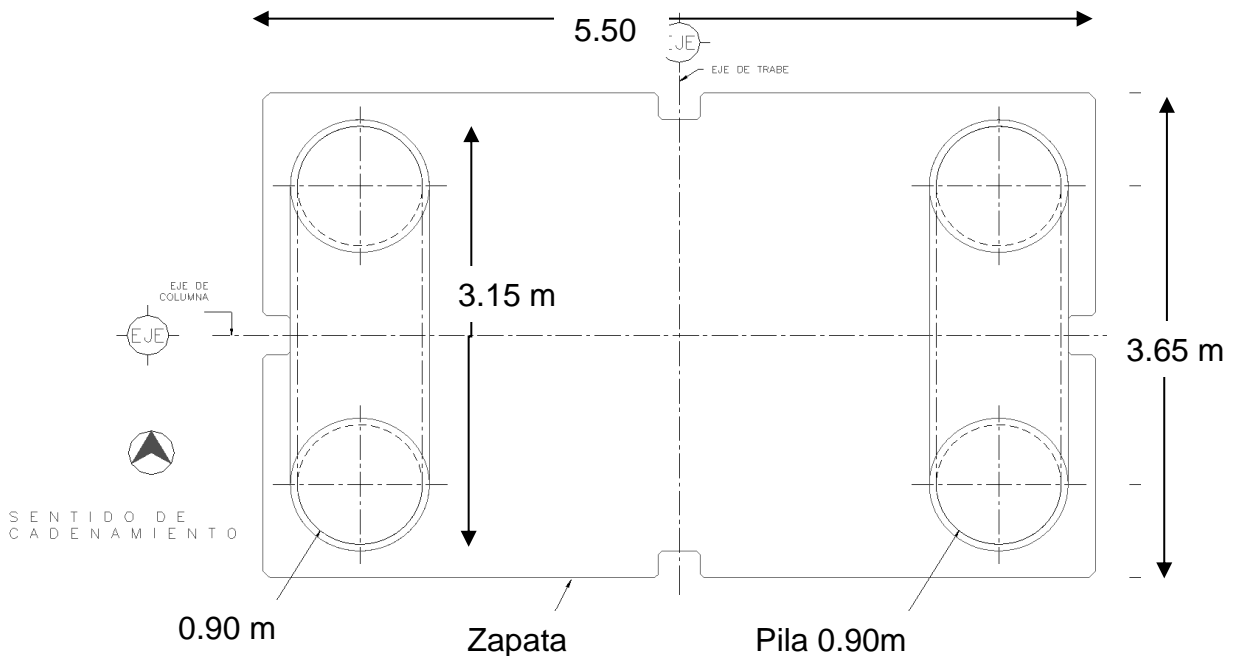


Figura 56. Proyecto geométrico -Pilas Oblongas - Zona II o Zona de Transición

Las cargas resultantes del análisis estructural fueron una carga permanente de la columna de 1260 t; por lo que la carga de servicio en cada pila fue de 630 t tomando en

cuenta las acciones dinámicas o cargas accidentales que rigieron el diseño de cimentación fueron de 1430 t de carga accidental a compresión y de 831 t de carga accidental a tensión sobre cada pila oblonga.

Tipo de carga	Carga [t]
Carga accidental	1430
Carga accidental a tensión	831

Tabla 21. Cargas Accidentales Pilas Oblongas.

En el análisis se consideraron los siguientes factores de seguridad:

Tipo de carga	F _{s_f}	F _{s_p}
Carga permanente	2	3
Carga accidental	1.5	2
Carga accidental a tensión	1.5	-

Tabla 22. Factores de Seguridad. Pilas Oblongas.

Para que finalmente, la solución adoptada satisfaga el estado límite de falla que indican el RCDF-NTCDCC-2004.

A continuación se muestra una tabla donde se muestran los resultados del análisis geotécnico, la magnitud de las acciones, la profundidad de desplante de la pila oblonga y el criterio que cumplió con la magnitud o condición. Teniendo en cuenta un factor de seguridad de 1.5

Tipo de Carga que rige Carga Accidental	Carga 1430 [t]	Profundidad de desplante F.S=1.5	Rige
Carga accidental	1430	28.0 m	Wysockey
		13.0 m	K=1
		18.0 m	Zeevaert
		15.0 m	ASCE

Tabla 23. Desplantes propuestos para cada tipo de carga. Pilas Oblongas.

De ahí se determinó que la profundidad de desplante de diseño de la pila oblonga resulto de **28.0 m** para este caso.

Al aplicar los criterios para la revisión para el estado límite de servicio anteriormente expuestos, se tuvo que los asentamientos que experimentará la estructura por carga permanente serán de **1.2 cm**.

3.4.3 Perforación y equipo utilizado

A diferencia de los casos de construcción de cimentación profunda en todo el tramo de la AUN y AUS mediante pilas circulares de concreto de 90 cm en este corto tramo se utilizaron pilas de sección oblonga (barretes), cuyo eje mayor es de 3.15 m y el eje menor de 90 cm. Siendo el único tramo de los dos proyectos en el cual se cambió, debido a las grandes cargas a soportar y a que se encontró ubicado en la Zona II o de Transición.

En cuanto al procedimiento constructivo de la cimentación profunda, enfocándonos en la perforación de pilas oblongas en zona de transición ubicada en la zona sur de la Ciudad de México (Viaducto Tlalpan) se pudo dividir en:

1. Preliminares.
2. Excavación de zanja y construcción de brocales.
3. Perforación de pilas piloto de diámetro de 90 cm.
4. Perforación del cuerpo central de pilas oblongas.
5. Colocación del refuerzo estructural.
6. Colado.

Se pudo notar que el procedimiento constructivo de las pilas circulares respecto a las pilas oblongas fue diferente en cuanto a los pasos en general por lo que se describe a continuación cada uno de los pasos que se ejecutaron:

Preliminares:

Antes de cualquier actividad se llevó a cabo el trazo de las pilas oblongas a construir de la zapata-columna a desplantar, la sobre excavación y la ubicación de los brocales que sirvieron de guía para la perforación.

Se verificó que ninguna instalación interfiriera en la construcción de la cimentación y en casos de que sí, se reubicó con las normas o especificaciones que regían a esa instalación.

Se trazó con precisión de 1 cm la ubicación de los puntos centrales donde se realizaron las perforaciones piloto de 90 cm que formaron los extremos de las pilas oblongas, como el trazo de los brocales a construir.

Una vez terminado el trazo, la verificación de la ubicación correcta, la no interferencia de instalaciones municipales por medio de la supervisión y la constructora, se dio paso a la excavación y construcción de los brocales que sirvieron de guía para la perforación.

Excavación de zanja y construcción de brocales

Con objeto de guiar y garantizar la verticalidad de la perforación con zanjeadora del tipo almeja, además de proteger de eventuales fallas del terreno superficial, se excavó una zanja para la construcción de un brocal perimetral sobre cada eje de pila con las dimensiones de 1.10 m de ancho y una profundidad de 1.50 m con un espesor de 10 cm.

Una vez excavada y afinada la zanja se cimbraron los brocales en ambos lados de ella y en toda su profundidad, apuntalándolos mediante polines y tablonés (**fig.57**). Los brocales fueron construidos por concreto armado ($f'c=150 \text{ kg/cm}^2$), de 10 cm de espesor y sin retirar el apuntalamiento de polines y tablonés.

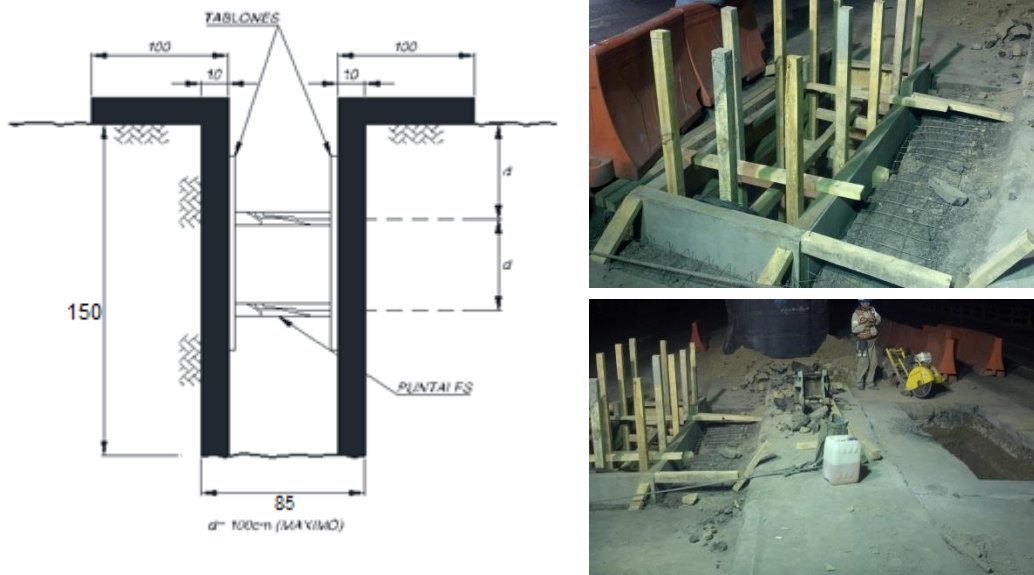


Figura 57. Brocales - Pilas Oblongas

Perforación:

Una vez llevado a cabo la construcción de los brocales y alcanzado el 75 % de su resistencia se inició la perforación de las pilas oblongas.

Apoyados del perfil estratigráfico de las condiciones piezométricas del sitio así como del diámetro a perforar y la profundidad a alcanzar se evaluó que equipos de perforación se debían utilizar para lograr máximos rendimientos para la ejecución de estas y mejorar la calidad en su construcción.

La diferencia de perforar pilas circulares de perforar pilas oblongas además de la sección es que la perforación se lleva a cabo en dos etapas:

1. Perforación del extremo de las pilas oblongas
2. Perforación de la parte central de las pilas oblongas

En el caso de la perforación de los extremos de las pilas oblongas se realizó con el equipo de perforación con la capacidad suficiente para realizar en una sola etapa la perforación en el suelo con un diámetro de 90 cm, hasta la profundidad de desplante.

En la primer etapa de perforación de los extremos de las pilas oblongas se utilizaron equipos de perforación rotatoria de tipo barretón o de Kelly telescópico, hidráulicas y montadas sobre orugas el cual extraen de manera intermitente el suelo perforado.



Figura 58. Primera etapa de perforación - Pilas Oblongas

En cuanto a los equipos más utilizados en la zona para la perforación de los extremos de las pilas oblongas fueron:

Marca y Modelo	Par[Kg-m]	Diam. Max. [m]	Profundidad Max [m]
Soilmec SR-70	27 100	2.20	77
Soilmec SR-60	20 100	1.80	71

Tabla 24. Equipos de perforación. Pilas Oblongas.

La elección correcta del tipo de herramienta a usar en el barretón es importante dado que hace que se reduzcan los tiempos de perforación, no producen un desgaste considerable del equipo y hace que se tenga una mejor calidad en las paredes del barreno, estos aportes implican en una reducción de costos por uso excesivo de concreto, en costos indirectos del equipo y lo más importante en una buena ejecución de los trabajos realizados en la cimentación.

Por la presencia de depósitos aluviales seguidos por limos arenosos, arenas arcillosas y arcillas arenosas propias de la zona de transición pero sobre todo a la presencia de nivel freático en la zona, se utilizó el lodo polimérico como fluido estabilizador por encima de un lodo bentonítico gracias algunas ventajas que se mencionaron en capítulos anteriores, para así contener las paredes de la perforación sin sufrir grandes desprendimientos en esta.

En cuanto a la elección de herramienta para el caso de perforar los extremos de las pilas oblongas por medio de pilas piloto por parte de las contratistas fue muy cargada hacia el uso de brocas helicoidales con dientes del tipo estándar para los primeros metros pero una vez encontrándose el nivel de aguas freáticas se cambió al uso del bote cortador tanto con fondo plano como con fondo rotatorio; ideales para suelos cohesivos y con presencia de nivel freático, con dientes del tipo de cuchillas de acero y así hasta llegar al desplante requerido.

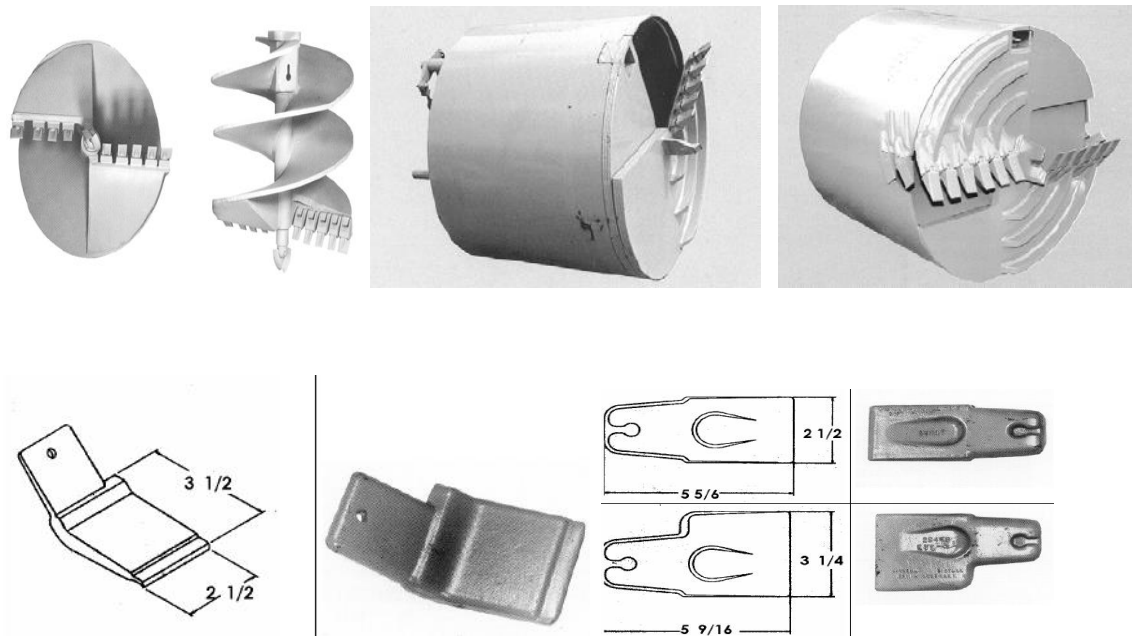


Figura 59 .Herramienta de perforación. Pilas Oblongas

Una vez se concluyó la perforación a nivel de desplante de una de las pilas piloto, se inició con la perforación en el otro extremo. Cabe señalar que durante toda la perforación se mantuvo el nivel de fluido estabilizador a unos 50 cm por debajo del nivel de terreno natural y con las propiedades otorgadas por el fabricante del fluido estabilizador las cuales aseguraron la correcta estabilización de las paredes de la perforación.

Al concluir las dos perforaciones de las pilas piloto de diámetros de 90 cm se pasó a la perforación de la parte central restante de la pila oblonga.

Cabe señalar que para la perforación de los extremos como de la parte central de las pilas oblongas, se verifico que los materiales cortados y los materiales del desplante correspondieran con los reportados en el perfil estratigráfico que sirvieron como base de diseño; de no ser así se tenían que llevar acabo los ajustes necesarios en el diseño y en la construcción.

En la segunda etapa de perforación del cuerpo central de las pilas oblongas se utilizarón equipos de perforación de tipo zanjeadoras de la clase almeja hidráulicas guiadas con Kelly y con Kelly corto montadas sobre orugas integradas por dos quijadas móviles que se accionan con cilindros hidráulicos, el cual extraían de manera intermitente el suelo cortado y lo depositaban en camiones de volteo encargados de llevarse el material retirado a puntos de tiro, siendo estos equipos muy buenos para la perforación en suelos cohesivos pero no así para suelos friccionantes.

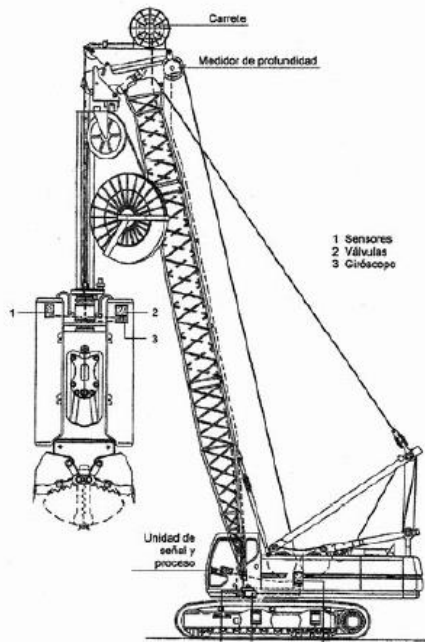


Figura 60 .Equipos de perforación. Pilas Oblongas

En la perforación del cuerpo central de las pilas oblongas se realizó con el equipo de perforación que tenía la capacidad suficiente para realizar en una sola etapa la perforación del cuerpo central de suelo así como garantizar la verticalidad, hasta alcanzar la profundidad de desplante.

La estabilización de las paredes de la perforación fue análoga al sistema empleado en las perforaciones piloto.

Colocación del refuerzo estructural

Se tenía que contar en sitio con el armado listo para ser colocado en cuanto la perforación terminaba, los materiales de desplante fueran los descritos en el perfil y fuera aprobada por supervisión para así no tener o tener los menos problemas de estabilidad en las paredes.

Verificadas las condiciones del fondo se introducirá en la excavación el armado estructural de las pilas. Éste armado tenía que corresponder con el proyecto estructural, cubriendo todo el ancho de la sección y hasta donde sea posible estaba formado por un solo elemento con la longitud de proyecto; de no ser así, se traslapaban los tramos atendiendo a las condiciones de traslape que marca la normatividad.

El armado tenía que contar con elementos que garantizaban su correcta posición en la perforación (centradores) y con las preparaciones necesarias para ligarlo estructuralmente con la zapata.

El equipo para el izaje debía ser el suficientemente capaz de cargar toda la longitud del armado dado que es un refuerzo estructural demasiado grande y por ende demasiado pesado.

Colado

Respecto al colado de las pilas oblongas es el mismo procedimiento ya descrito para el colado de cualquier tipo de pila con los mismos lineamientos y cuidados que se deben llevar a cabo para garantizar la calidad y el correcto funcionamiento de la cimentación profunda con la superestructura.

Se puede tener la gran diferencia que debido a tener una sección más grande se llevó a cabo el uso de dos tuberías tipo Tremie para el colado y el uso de aditivos como el fluidizante y retardante para garantizar la calidad del concreto.

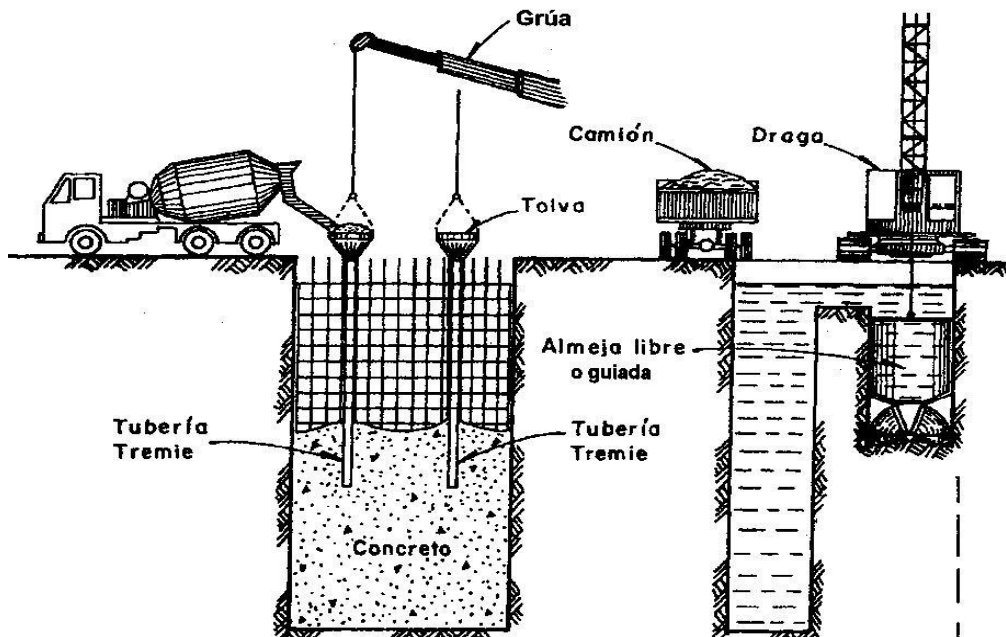


Figura 61 .Equipos de perforación. Pilas Oblongas

3.4.4 Problemas en su construcción

La perforación de pilas oblongas en la AUS (Calz. Viaducto Tlalpan) en el sur de la Ciudad de México es uno de los procedimientos constructivos que generó más problemas en la construcción de la cimentación, dadas las condiciones de carga del proyecto y las características del tipo de suelo a perforar ya que la ejecución de las pilas oblongas genera altos niveles de exigencia constructiva y puede provocar altos costos de construcción y severos problemas de calidad de las mismas y en cuanto a la mecánica de suelos la presencia del nivel freático en la zona provocó desplantes más profundos, problemas de desprendimientos y agrietamientos considerables en las paredes de la perforación.

Problemas en la construcción de brocales

Uno de los problemas principales que se llegan a presentar en la construcción de las pilas oblongas es la correcta posición y construcción de los brocales ya que de ahí partirá la correcta posición de las pilas y el uso del apuntalamiento de polines en el colado de estos es fundamental en los brocales para asegurar la geometría correcta y así no tener problemas en cuanto al paso de la herramienta de perforación, se deben tener las longitudes correctas ya que un brocal corto con lleva a desprendimientos cercanos a este; una vez perforando, los brocales evitan desprendimientos en la parte superior de la perforación y en la etapa del colado de la pila nos sirven como apoyo en caso de hacer traslapes del refuerzo estructural. Por lo que gracias a todos estos usos, radica la importancia de una buena construcción en los brocales que guiaron la perforación de las pilas oblongas.

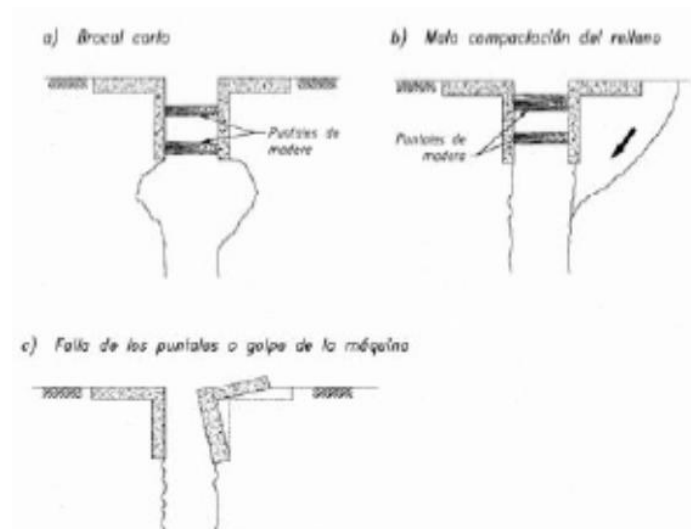


Figura 62 .Problemas en brocal. Pilas Oblongas

Problemas en la perforación

En cuanto a pilas oblongas son frecuentes los problemas de perforación debido a la estratigrafía y a las propiedades del mismo pero más importante a la presencia de nivel

freático en la perforación, los problemas asociados a estas se dieron con mayor auge en desprendimientos en las paredes de la perforación y a problemas de verticalidad en la misma.

Los desprendimientos en las paredes en este tipo de suelo se deben en gran medida a una mala dosificación de los fluidos estabilizadores usados para la perforación o a los problemas de mantener las propiedades del fluido durante toda la perforación y el colado de la misma.



Figura 63 .Cisternas de Fluidos estabilizadores (Polimero). Pilas Oblongas

Respecto a los problemas de verticalidad en la perforación se hizo muy importante el uso de instrumentación en las máquinas o equipos de perforación y tener una buena calibración de esta ya que al perforar bajo agua no se podía revisar mediante métodos convencionales y debido a las características del equipo de la forma de perforar es muy difícil hacer correcciones una vez hecha la perforación, también se debía hacer énfasis en el uso de instrumentación en el equipo de perforación que pueda medir la profundidad para no tener sobre excavaciones en el desplante y provocar gastos desmedidos de uso de concreto o en el peor de los casos no poder llevar a cabo la colocación del refuerzo estructural.



Figuras 64 y 65 .Perforación y Verticalidad. Pilas Oblongas

Otro de los problemas de perforación de las pilas oblongas bajo nivel freático es el asegurar un fondo con materiales no sueltos o con azolve en la perforación, por lo que se

puede llegar hacer uso del sistema air lift para retirar el material azolvado o el uso de inyecciones en el fondo de la pila oblonga para asegurar que el fondo de la pila no genere asentamientos imprevistos en el diseño ya que las pilas estarán trabajando a compresión. Cabe señalar que ninguno de estos planteamientos se utilizaron en la construcción de las pilas oblongas de la AUS.

También se tiene que cuidar una correcta geometría del fondo de la excavación de la pila ya que al ser perforada con dos equipos de diferentes tipos de herramienta y no tener la misma profundidad pueden llegar a quedar geometrías diferentes a las planteadas provocando una transmisión de esfuerzos diferente y elevando costos por sobre volúmenes de concreto, por lo que se tuvo que cuidar con énfasis el nivel de perforación real de la perforación.

Problemas en el refuerzo estructural

Respecto a los problemas que se presentaron en el refuerzo estructural son el izaje, el traslape de las secciones, el uso de centradores y los problemas de colocación debido a malas perforaciones o desprendimientos inoportunos por una mala dosificación del fluido estabilizador al bajar el refuerzo estructural.



Figura 66 .Refuerzo estructural. Pilas Oblongas

Respecto al izaje se cuidó que se tuvieran dos puntos de izaje para evitar problemas de integridad en el refuerzo estructural al ser izado por la grúa, la cual debía ser capaz de poder elevar grandes longitudes y el peso de este sin llegar a tener problemas de estabilidad al momento de tener el refuerzo estructural en el aire.

Uno de los problemas que se presentó en el refuerzo estructural fue la correcta utilización del traslape estructural, ya que debido a las condiciones del proyecto se tuvieron grandes longitudes provocando que el refuerzo estructural resultara muy pesado para izarlo en una sola pieza, siendo colocado en dos secciones, por lo que si no se llegase hacer un correcto traslape en las secciones se veía comprometido el comportamiento estructural de la pila.

Otro punto a considerar es el de presentar desprendimientos considerables en las paredes del barreno de la perforación al momento de colocar el armado ya que generaba

azolves afectando el comportamiento de la cimentación o en todo caso no poder bajar el armado hasta el nivel proyectado por lo que fue importante revisar las características del fluido estabilizador antes de la colocación del refuerzo estructural.

Problemas en el colado

En cuanto al colado de las pilas oblongas se cuidó que el colado se ejecutará inmediatamente después de haber terminado de perforar la pila también se aseguró de que los materiales del fondo fueran los esperados y la perforación tuviera el desplante proyectado, para así reducir los problemas de desprendimientos en las paredes del barreno generando problemas de integridad y calidad en la pila provocando un comportamiento distinto al esperado.

Fue sumamente importante el colado mediante el uso de la tubería Tremie con una longitud suficiente para hacer un vaciado de concreto sin dañar el fondo de la excavación, en el caso específico de tener nivel freático el uso del diablo (pelota de hule o bolsas de concreto) para evitar la segregación del concreto de la pila fue fundamental en esta etapa.

Se cuidó las propiedades de los fluidos estabilizadores antes del colado en este caso polímero para poder tener una mejor calidad en la construcción de la cimentación y así cuidar la estabilidad de las paredes del barreno.

Se ejecutó el colado en una sola etapa por lo que se tuvo que hacer una correcta planeación del volumen de concreto para no generar juntas frías en este. También se usaron aditivos especiales como el de retardante y fluidizante en el concreto para alcanzar una buena calidad, integridad y resistencia de proyecto.

3.5 PILAS EN ZONA MINADA (CASO AV. JALISCO)

3.5.1 Estratigrafía

Para la caracterización de la estratigrafía en cuestión se utilizaron los resultados de los sondeos, ensayos de laboratorio y pruebas de campo obtenidos en la exploración geotécnica del proyecto.

Por su ubicación y profundidad a los depósitos profundos, el caso en estudio se encuentra ubicado en la Zona I o de Lomas, de acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-NTCDCC-2004). **(fig. 67)**

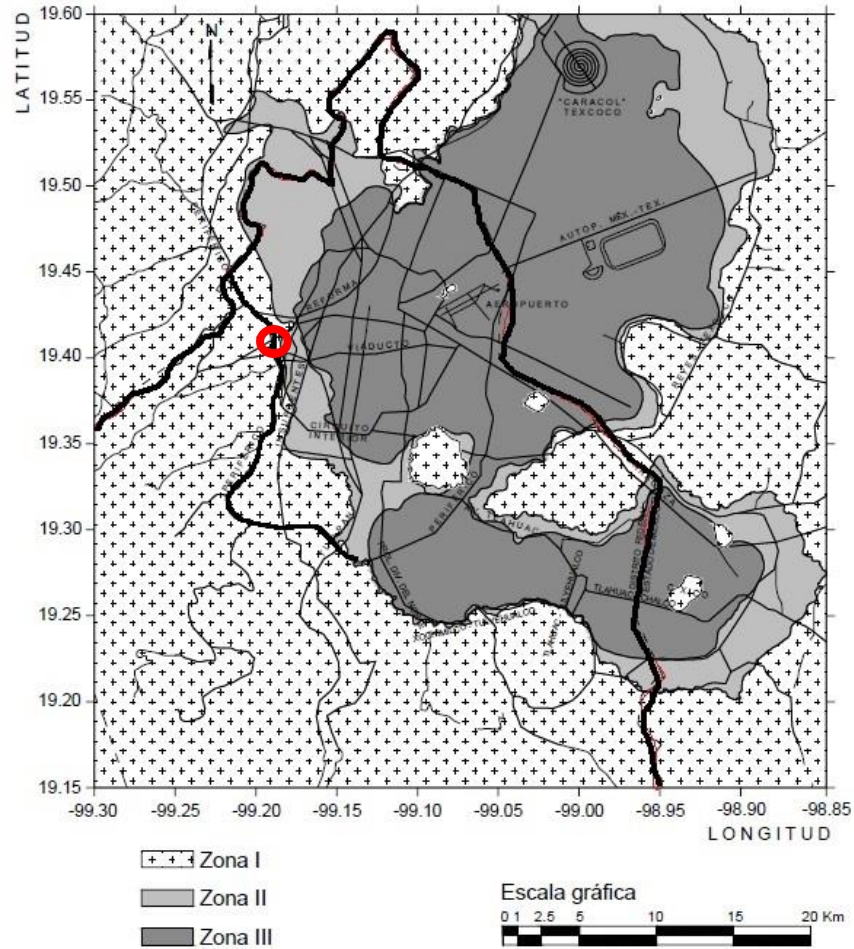


Figura 67. Zonificación geotécnica. Pilas en Zona Minada-Zona I (RCDF-NTCDCC-2004).

Los resultados obtenidos mediante de los estudios de vibración ambiental, permitieron determinar que el periodo dominante del suelo en ese tramo se ubica en 0.37 s.

La estratigrafía se conforma básicamente por materiales de relleno con los cuales se ha conformado los terraplenes y estructura del pavimento, presentando un máximo de 1.0 m y de 2 unidades geotécnicas. Las cuales se describirán a continuación:

Materiales de Relleno

Varían con un espesor de 1.0 m en promedio, y cubren prácticamente toda el área con una capa irregular de limos arenas y gravas que son materiales que fueron colocados y servidos para estructurar los terraplenes y pavimentos de la zona. Asignándose los siguientes parámetros para esta unidad.

Secuencia Aluvial

Bajo el material de relleno se localiza una secuencia aluvial con un espesor promedio de de 3m a 11m, y está formado por un limo arenoso de consistencias medias a duras se

localizan intercalaciones considerables de arena y de arena pumítica. El contenido natural de agua en estos materiales es en promedio del 20%.

La resistencia N_{spt} presenta valores entre 20 a más de 50 golpes, lo anterior se asocia con una consistencia de media a dura en las zonas limo arenosas y de compacidad de media a densa en las zonas arenosas.

Toba Areno Limosa (Formación Tarango)

Bajo la secuencia aluvial, se encuentra una toba areno-limosa café claro con gravillas, llegando hasta la máxima profundidad explorada, que se asocian con la Formación Tarango, y que corresponde con el basamento de la zona.

Esta unidad estratigráfica puede ser detectada mediante dos parámetros: el aumento notorio del número de golpes, que llega al rechazo y el descenso en el porcentaje de finos y el contenido natural de agua. El contenido natural de agua de estos materiales se encuentra, en promedio, en 20 y 25 %.

La resistencia N_{spt} observa un valor de golpes que generalmente se localizan arriba de 50 golpes.

A partir de las condiciones geotécnicas, de la elaboración de un perfil estratigráfico representativo para el caso en cuestión y de los resultados obtenidos de los ensayos mecánicos realizados sobre muestras alteradas. Se obtuvieron las diferentes propiedades mecánicas tanto del material de relleno como de las unidades geotécnicas.

(Tabla 25)

Unidad	Espesor	Peso volumétrico	Ángulo de fricción interna	Contenido de humedad	Porcentaje de finos	Resistencia N_{spt}
	d	γ_m	ϕ	w	F	N_{spt}
	m	t/m ³	grados	%	%	golpes
Rellenos	1.00	1.70	-	-	-	-
U1	3.0 -11.0	1.76	27	20	-	20 a + 50
U2		1.80	38	20 – 25	-	+ 50

Tabla 25. Propiedades de Estratigrafía de las Unidades representativas.-Pilas en Zona Minada.

La estratigrafía descrita se muestra a continuación y con más detalle en el Anexo 1:

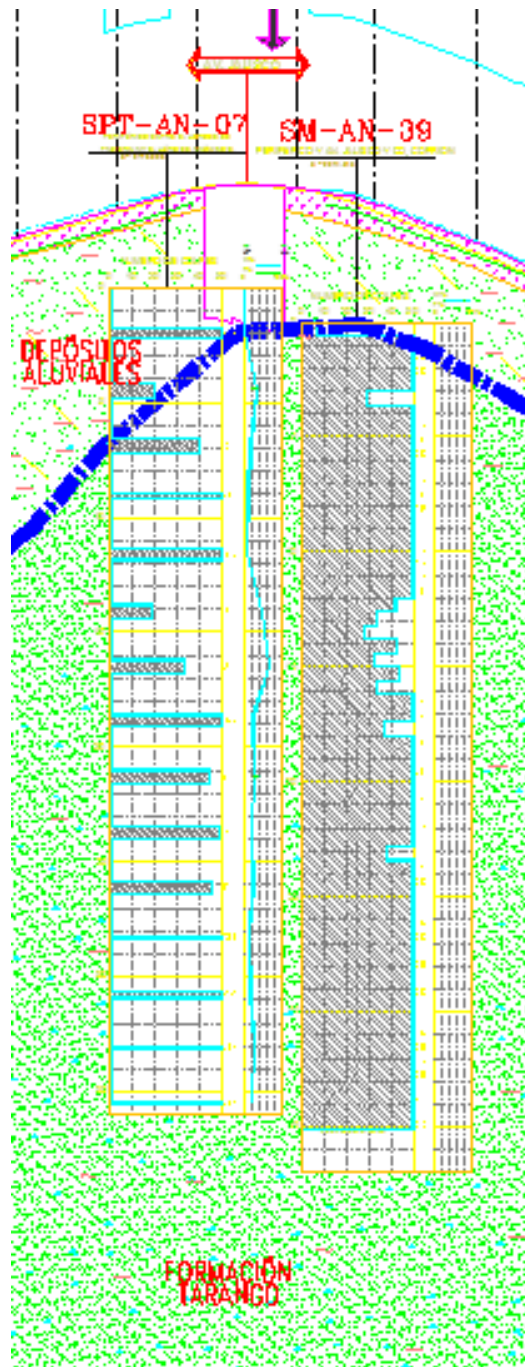


Figura 68. Estratigrafía. Pilas en Zona Minada- Zona I

Consideraciones Piezométricas

De acuerdo con los registros de los piezómetros, no se detecta presencia de nivel de agua en el subsuelo hasta la máxima profundidad explorada en la zona.

Consideraciones Sísmicas

De acuerdo con el mapa de isoperiodos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF-NTCDS-2004) (**fig. 69**), el periodo dominante de vibración del suelo en el tramo es inferior a 0.5 s, aspecto que se verifica con la vibración ambiental, obteniendo un valor de 0.37 s.

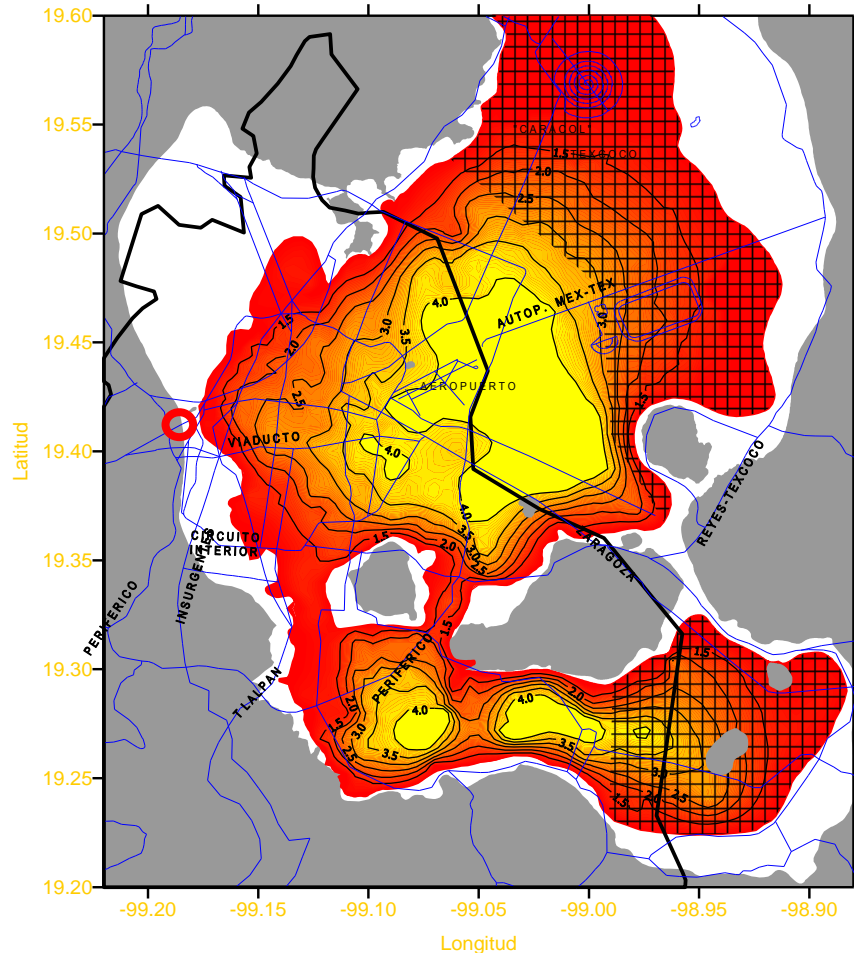


Figura 69. Mapa de Isoperiodos. Pilas en Zona Minada - Zona I

3.5.2 Solución geotécnica

La cimentación propuesta es la general para seis carriles, que se integró por una zapata asilada, de geometría de 3.65 m en el sentido del trazo del proyecto y transversalmente de 6.00 m y con un ancho o espesor de 1.70m, que fue ligada a cuatro pilas circulares de 90 cm de diámetro y la zapata está a un nivel de desplante de 2.45 m a partir del nivel de terreno natural considerando una plantilla estructural de 0.25 m que su única función fue para la nivelación de la zapata-columna.

Las cargas a considerar en el estudio y análisis de la cimentación, fueron el resultado de un análisis estructural hecho para el caso de bajada de cargas más desfavorable. Las cargas o acciones sísmicas se determinaron con base en el espectro de diseño elaborado con el análisis de las consideraciones sísmicas descritas anteriormente.

Las cargas resultantes del análisis estructural en el caso más desfavorable de la zona fueron la carga permanente de la columna de 2188 t; por lo que la carga de servicio en cada pila fue de 547 t y las acciones dinámicas que rigieron el diseño de la cimentación fueron de 1382 t de carga accidental a compresión y de 275 t de carga accidental a tensión, siendo valoradas por una carga de ruptura o de falla de 1722 t.

Tipo de carga	Carga [t]
Carga de ruptura o falla	1722
Carga permanente	547
Carga accidental	1382
Carga accidental a tensión	275

Tabla 26. Cargas Permanentes y Accidentales Pilas en Tobas.

En el análisis se consideran los siguientes factores de seguridad:

Tipo de carga	F _{s_f}	F _{s_p}
Carga permanente	2	3
Carga accidental	1.5	2
Carga accidental a tensión	1.5	-

Tabla 27. Factores de Seguridad. Pilas en Tobas.

Para que finalmente, la solución adoptada satisficiera el estado límite de falla que indican las NTCDC-RCDF.

A continuación se muestra una tabla donde se muestran los resultados del análisis geotécnico, la magnitud de las acciones, la profundidad de desplante de la pila que satisface la demanda y el criterio que rige para esta magnitud o condición

Tipo de Carga	Carga [t]	Profundidad de desplante	Rige
Carga de ruptura	1722	26.0 m	Wysockey
Carga permanente	547	23.0 m	Zeevaert
Carga accidental	1382	31.0 m	Wysockey
Carga accidental a tensión	275	25.0 m	Zeevaert

Tabla 28. Desplantes propuestos para cada tipo de carga. Pilas en Zona Minada.

De ahí se determinó que la longitud de diseño de la pila resulto de **31 m** para el caso más desfavorable de pilas construidas en esta zona, con lo cual se cumplen con las NTCDCC-RCDF-2004.

Y al aplicar los criterios para la revisión para el estado límite de servicio anteriormente expuestos, se tiene que los asentamientos que experimentará la estructura por carga permanente serán de **0.58 cm**.

Para condiciones de carga accidental los asentamientos que se presentaran se encuentran por el orden de **1.46 cm**.

Cabe aclarar que al encontrar una oquedad (zona minada) en las paredes en la longitud de la pila, se hizo el análisis con las características geotécnicas del relleno fluido a colocar lo cual al ser un suelo cemento presento condiciones favorables para el análisis, lo cual radica la importancia de una buena colocación del relleno fluido en la zona minada.

En el caso de encontrarse la zona minada en la parte baja de la longitud de la pila se tendría que haber rellenado la zona minada y aumentar la perforación para asegurarse un empotre de la pila en un suelo resistente, lo cual no se llegó a presentar este caso.

3.5.3 Perforación y equipo utilizado

La construcción de la cimentación profunda en el caso de pilas en zona minada con llevo a varias soluciones para poder remediar esta situación.

El procedimiento constructivo de la cimentación profunda en el caso específico de perforar en tobas cementadas de la formación Tarango del poniente de la Ciudad de México pero que se presentó en una zona minada (Av. Jalisco) se puede dividir en:

1. Preliminares.
2. Excavación, acceso a la caverna y colocación de costalera.
3. Relleno de caverna.
4. Perforación.
5. Colocación del refuerzo estructural.
6. Colado.

Preliminares:

Una vez detectada la zona minada en uno de los ejes de la zona se procedió a la inspección visual por medio del cuerpo de bomberos o seguridad pública con todos los elementos y equipo de seguridad pertinentes para poder determinar si el acceso a esta caverna o zona minada era seguro para el personal de obra.

Se ubicó y se referencio la trayectoria supuesta de la cavidad, el área que ocupo la zapata más el sobre ancho de la excavación y el área que ocupo el relleno de la caverna de la mina.

Se trazó la zona de acceso a la caverna, y se podía tener una geometría cuadrada de 2m por lado o bien una circunferencia de 2 m de diámetro, lo que fuese más fácil de realizar con el equipo que se tenía en campo. En el caso de haber detectado la zona minada con la perforación de la pila entonces se hizo el acceso solamente ampliando el diámetro de la pila.

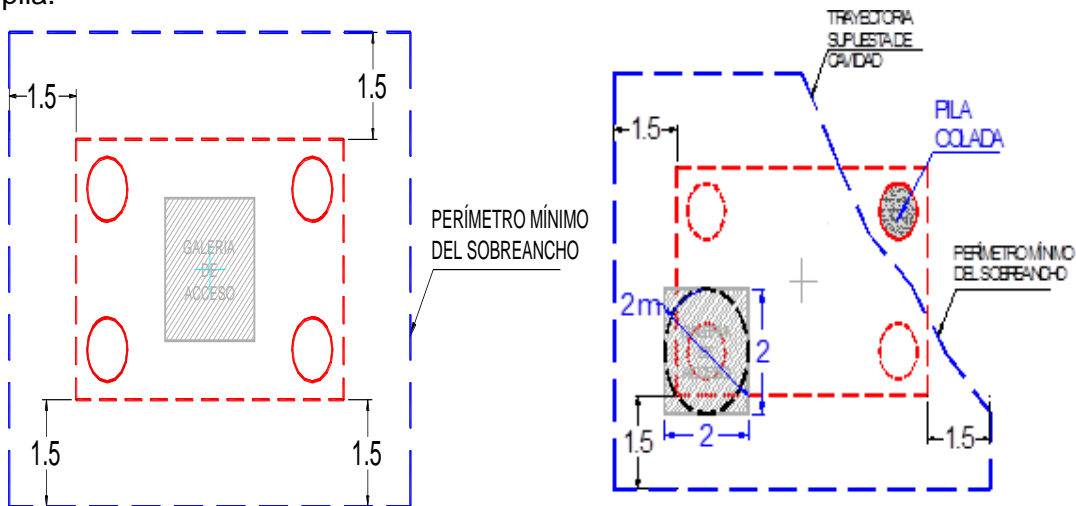


Figura 70. Trazo y referencia. Pilas en Zona Minada

Excavación, acceso a la caverna y colocación de la costalera

Como primer actividad, se ejecutó la excavación de la zona de acceso antes descrita; su finalidad es la de permitir el acceso de personal, materiales, ventilación etc.

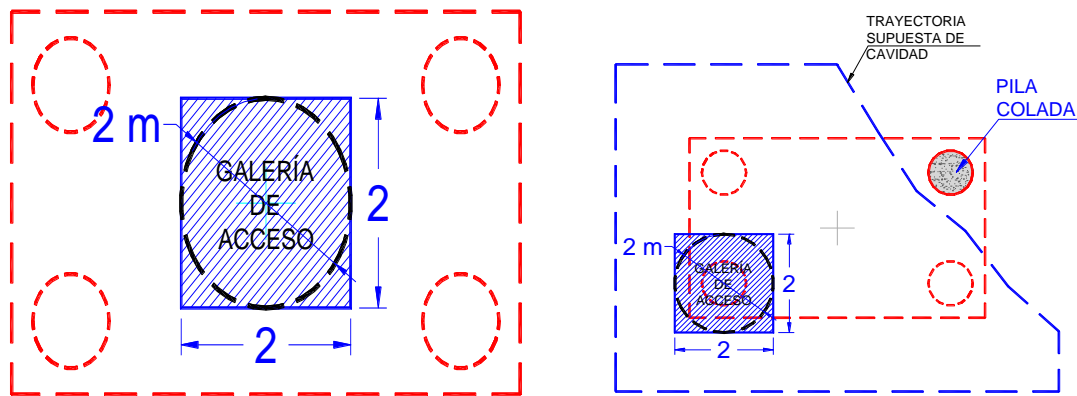


Figura 71. Galería de Acceso. Pilas en Zona Minada



Figura 72. Perforación de galería de acceso. Pilas en Zona Minada

El acceso a la caverna se realizó por medio de malacates o bien mediante grúas con canastillas colocadas fuera de la zona minada. No permitiendo el acceso con escalera por la seguridad del personal de obra. Se colocó la iluminación necesaria por medio de reflectores.

Se colocó un sistema de apuntalamiento a base de polines de madera de 6", con una separación máxima de 2.00 m formando contra venteos.

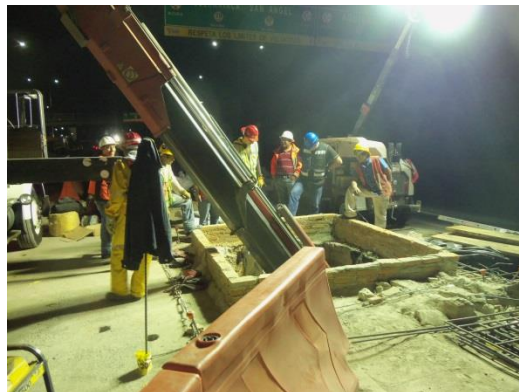


Figura 73. Acceso confinado. Pilas en Zona Minada

El apuntalamiento colocado tenía que llegar al techo de la oquedad, quedando ahogado, una vez colocado el relleno fluido. **(fig. 75)**

Después con ayuda de topografía se trazó en el piso de la caverna la zapata con el sobre ancho de 1.5 m en todo el perímetro de la misma, para delimitar la zona a partir de donde se colocaría la costalera.

Después se iniciaron los trabajos de colocación y apilado de costales. **(fig. 74)**

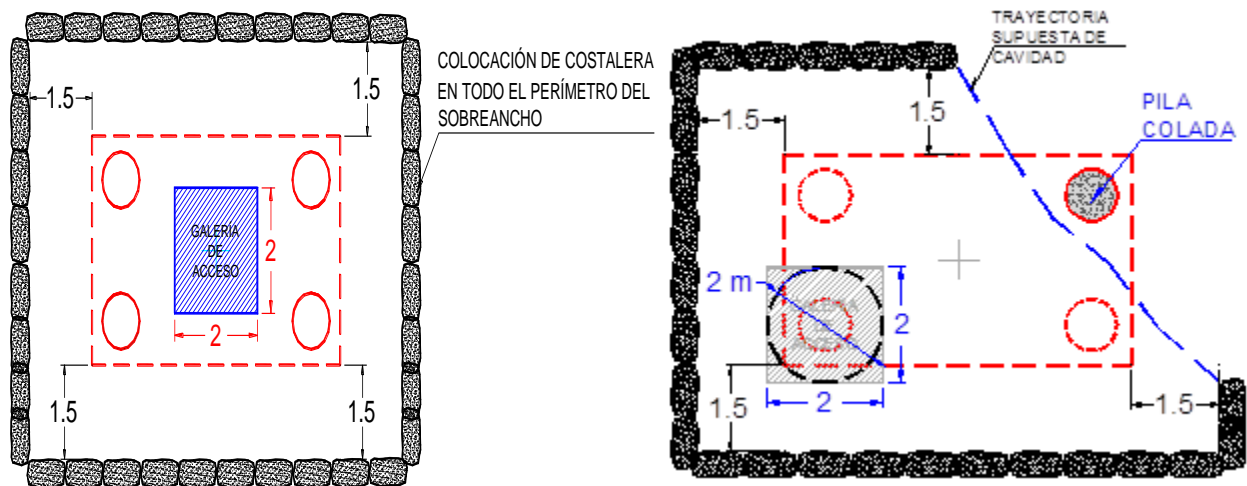


Figura 74. Colocación de confinamiento (Costalera). Pilas en Zona Minada

Relleno de caverna

Terminados los trabajos referentes a la colocación de los costales para el sistema de contención del relleno, se prosiguió con el llenado de la oquedad mediante un relleno fluido a través de tubería Treamie; el relleno fluido contenía acelerantes de fraguado, así como un revenimiento de 20 cm y una resistencia mínima a los 28 días de 7 kg/cm^2 . El llenado se realizó hasta el nivel de terreno natural.

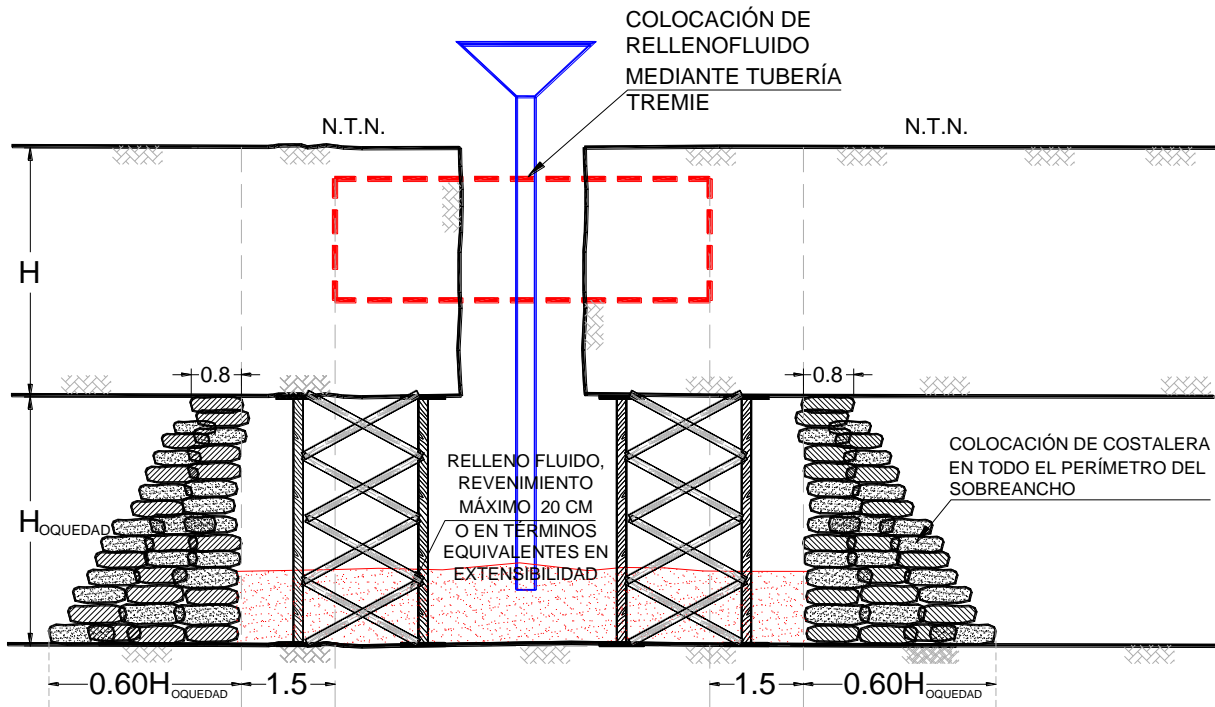


Figura 75. Relleno de caverna, uso de tubería Treamie. Pilas en Zona Minada

Finalmente, alcanzando una resistencia de fraguado mínima de 80% del relleno fluido, se iniciaron con los trabajos relacionados con la perforación, con las longitudes de proyecto establecidas.

Perforación

Dadas las condiciones similares de la estratigrafía y al estar ubicados en la misma zona geotécnica, respecto al caso de pilas perforadas en tobas cementadas se utilizaron los mismos tipos de equipos de perforación, herramientas de corte y el mismo procedimiento constructivo antes descrito. Y al no tener problemas por presencia de agua facilitó la perforación dado que no se tuvieron problemas de retiro de material ni de soporte o desprendimientos considerables en las paredes de las pilas.

En cuanto a los equipos más utilizados en la zona fueron:

Marca y Modelo	Par[Kg-m]	Diam. Max. [m]	Profundidad Max [m]
Bauer BG 12 H	12 500	1.20	40
Casagrande B170	10 200	1.50	42
Soilmec SR 13	16 100	1.50	55

Tabla 29. Equipos de perforación. Pilas en Toba – Zona Minada.

3.5.4 Problemas en su construcción

El caso de perforar pilas en zonas donde se encontró presencia de cavernas debido a minas antiguas de arena fue un caso particular y problemático que si bien se esperaba que se encontrasen varios puntos a lo largo del tramo, no se presentaron con demasiada reincidencia.

Debido al conocimiento de la zona se esperaron encontrar en la perforación o excavación con minas antiguas quedando actualmente cavernas, por lo cual se hizo énfasis en estudios geofísicos y de exploración en la zona cercana y en cada uno de los apoyos donde se alojarían las zapatas columnas, para así lograr la previa ubicación y referencia, sin embargo no se lograron detectar y no fue hasta que al momento de ejecutar la perforación de las pilas de los ejes afectados que se encontraron las zonas minadas antes descritas, por lo que esto causo problemas de tiempo de ejecución en la construcción del proyecto y por ende de costos.

Problemas en la perforación y construcción del tratamiento de antiguas minas

Uno de los problemas de la perforación en minas es la delimitación del área de la zona minada o caverna dado que se complica conocer la correcta configuración de la cavidad, dado esta circunstancias se procedió a realizar dos tipos de exploración en cuanto a la detección del área delimitada, una fue el de la detección visual por medio de personal de emergencias del Distrito Federal que con las medidas de seguridad pertinentes pudieron describir las condiciones geométricas de la cavidad, y la segunda forma con lo que se delimito fue por medio de sondeos de avance controlado en la zona próxima al área proyectada donde se alojaría la zapata-columna.

Otra característica que se cuidó en la perforación en zonas minadas fue conocer el techo de la caverna, ya que para las características del proyecto se tendría que asegurar que el techo de la caverna fuese lo suficientemente resistente para poder hacer el izaje y colocación de la superestructura subsecuente. En este caso al tener limo arenoso de consistencia de media a dura y con un techo cercano a los 5m fue suficiente para trabajar sin ningún tipo de ajuste al procedimiento. Aunque si fuese el caso de no tener unas condiciones óptimas se tendría que construir una cimentación para la grúa del montaje.

El principal problema de una perforación en pilas en una caverna fue que al tener una cavidad se dificulta la perforación de sobremanera, pero más importante es que al tener un espacio vacío en la longitud de la pila, reduce capacidad de carga por fricción de las pilas proyectadas alterando el diseño mismo de la cimentación profunda y el desplante requerido para cumplir con la capacidad de carga. Siendo la razón por la cual fue necesario el relleno de la cavidad encontrada y el correcto confinamiento de la zona.

En cuanto al procedimiento constructivo de tratamiento de cavernas que se implementó en la zona de minas antiguas fue importante instalar instrumentación y ayudarse de topografía para analizar posibles desplazamientos, hundimientos o fisuras al momento de realizar los trabajos perforación de pilas y de excavación para el acceso a la zona, ya

que se pudieron prever problemas de inestabilidad en el techo de la misma. También se cuidó la correcta colocación del sistema de apuntalamiento mediante polines, pero lo más importante fue la correcta colocación del sistema de confinamiento mediante costalera ya que este hace que las pilas queden confinadas en el relleno fluido a vaciar, por lo que si se llega a tener algún problema en este sistema perjudicaría a las condiciones de diseño de la longitud de pila confinada en la caverna y producirían sobre volúmenes de relleno fluido.



Figura 76. Debe quedar confinado al tope.. Pilas en Zona Minada

En cuanto a los trabajos siguientes de perforación se cuidó con énfasis la zona de la frontera entre el material de relleno fluido y las arenas de compacidades medias que le seguían por debajo de la zona minada, ya que se podían presentar desprendimientos considerables en las paredes del barreno, en este caso en específico se presentaron algunos desprendimientos sin embargo fueron dentro de la tolerancia permitida por lo que no se llevó a cabo algún tipo de tratamiento.

Se tenía una constante inspección y verificación en las zonas cercanas para evitar posibles hundimientos durante la construcción del tratamiento de la caverna, también se hacía una inspección directa en la perforación para que los trabajos mismos se ejecutaran con la calidad necesaria para un correcto funcionamiento.

Problemas en la colocación del refuerzo estructural

En la etapa de colocación del refuerzo estructural solo se presentaron problemas de verticalidad sin embargo estando dentro de los límites permisibles sin embargo pueden llegar a provocar que el refuerzo estructural quede mal colocado, incrustado en la pared o en un caso extremo no llegase a entrar, en cuanto al soporte del acero cuando se ejecutaron los traslapes del refuerzo estructural de la pila no se presentaron problemas dado que la parte superior de la perforación se encontraba de manera estable.

Problemas de Colado

En cuanto a problemas de colado de la pila no se presentaron dado la resistencia del material y que no se presentaron grandes desprendimientos en las paredes del barreno de perforación por lo que no aumento el volumen de concreto utilizado y no se llegó a tener un fracturamiento en el suelo ni en el relleno fluido vertido. Aunque si no se tienen las medidas pertinentes para el correcto confinamiento del relleno podrían generarse grandes problemas al tener fugas o fracturamiento en la costalera.

En síntesis el procedimiento constructivo para el tratamiento de cavernas o cavidades por zonas de minas antiguas ubicadas en el poniente de la Ciudad de México se puede resolver de distintos tipos de soluciones y no solo la colocación de una costalera que confine la zona a rellenar, no siendo la única o la más eficaz para este tipo de problema dado que dependerá del tipo de proyecto y de la experiencia de los ingenieros constructores para realizar la solución, como por ejemplo el uso de inyecciones para delimitar el área a confinar y dejar a un lado la costalera. Sin embargo es uno de los casos más problemáticos para la construcción de pilas tanto para el constructor como para el ingeniero de diseño ya que para el ingeniero constructor genera un tratamiento especial en la construcción y debe valorar cada solución para elegir la de menor costo y mayor facilidad de ejecución , sin dejar de lado los problemas de perforación en cuanto a la calidad necesaria para que las pilas puedan cumplir con las normas y especificaciones requeridas de proyecto y priorizando la seguridad del personal de obra y en cuanto al ingeniero de diseño genera problemas de capacidad de carga y debe tener mucho cuidado en la exploración del tramo siendo hasta exagerado en ella y ayudado de ingenieros en campo con experiencia para poder garantizar que el tratamiento elegido se construya de una manera correcta para garantizar el funcionamiento correcto de las pilas.

CONCLUSIONES

La cimentación de cualquier estructura sea la más modesta o las de mayor inversión deben satisfacer y cumplir con seguridad, calidad y económicamente viables.

Por lo que para cumplir con estos requisitos u objetivos es trascendental los conocimientos de Geotecnia e Ingeniería de construcción, para que complementados con la experiencia y criterio de ingenieros y personal de obra, lleven a cabo con éxito cualquier tipo de proyecto.

En conjunto los conocimientos y la experiencia en ingeniería crean soluciones o métodos para poder llevar a cabo un proyecto desarrollando procedimientos constructivos tanto generales como específicos o singulares para cumplir con los criterios teóricos diseñados y las metas requeridas.

Por lo cual se hace sumamente importante la geotecnia y la exploración exhaustiva y minuciosa en obras con una inversión elevada, como lo fueron la Autopista Urbana Sur y la Autopista Urbana Norte, ya que los criterios de diseño, el tipo de cimentación a usar, los procedimientos constructivos y el equipo de perforación o hincado a utilizar estarán basados directamente en dichos resultados, provocando así el éxito o fracaso de dichas obras.

Sin dejar a un lado la función de la supervisión geotécnica que debe ser la de garantizar que la cimentación profunda se construya conforme a las hipótesis y criterios de diseño, la falta de dicha supervisión hace que caiga en manos de supervisores generales que usualmente tienen poca experiencia en el ámbito.

Dichos procedimientos fueron ocupados para la construcción de la cimentación profunda tanto de la Autopista Urbana Sur y la Autopista Urbana Norte los cuales después de haber sido ejecutados nos paramos a evaluar si fueron los correctos, que se pudo cambiar o agregar para mejorar dicho método o en definitiva si no fueron los correctos, concluyendo en forma de resumen cada uno de los casos tratados en el documento partiendo desde el más simple hasta los más complejos.

Pilas en Tobas

Condiciones Geotécnicas:

Zona I o de Lomas

Ts= 0.34s

3 unidades geotécnicas

Relleno

Tobas Cementadas

Secuencia Aluvial

Toba Areno-Limosa

(Formación Tarango)

Sin presencia de agua

Desplante de pila: 32m

• Procedimiento Constructivo:

- Preliminares
- Perforación
- Colocación del refuerzo estructural
- Colado

• Equipo Utilizado: Perforadora rotatoria de tipo barretón o Kelly hidráulica montada sobre orugas.

• Herramienta Utilizada: Brocas helicoidales con dientes del tipo estándar.

Problemáticas :

- Posicionamiento.
- Verticalidad de la pila.
- Desprendimientos en paredes de la pila.

Este caso fue un caso muy común dado el trazo del proyecto y el cual se resolvió de una forma satisfactoria no teniendo serios problemas constructivos en la zona donde se presentaron tobas sin embargo se debe tener un cuidado estricto en la verticalidad de las pilas para no generar excentricidad en ellas alterando los criterios de diseño.

Respecto al equipo utilizado fueron los que tuvieron grandes rendimientos de avance de perforación y sin un elevado costo ya que se usaron equipos comunes y sin una alta potencia o torque. El uso correcto del stinger y de la herramienta de perforación fue trascendental para cuidar la verticalidad en las pilas en tobas.

Pilas en Arenas

Condiciones Geotécnicas:

Zona I o de Lomas
Ts= 0.40s
2 unidades geotécnicas
Relleno
Secuencia Aluvial
Formación Tarango
Sin presencia de agua
Desplante de pila: 21m

Problemáticas :

- Arena de compacidad baja intercalada en estratos firmes.
- Desprendimientos en paredes de la pila.
- Fracturamiento en suelo.
- Presencia de material suelto en el fondo de la pila.
- Derrumbes en la colocación del acero.
- Verticalidad de la pila.
- Uso excesivo de relleno fluido o concreto.

• Procedimiento Constructivo:

- Preliminares
- Perforación
- Mejoramiento de perforación en caso de desprendimientos de arena suelta.
- Reperforación
- Colocación del refuerzo estructural
- Colado

• Equipo Utilizado: Perforadora rotatoria de tipo barretón o Kelly hidráulica montada sobre orugas.

• Herramienta Utilizada: Brocas helicoidales con dientes del tipo estándar.

La perforación en arenas de baja compacidad intercalada en estratos firmes producen problemas severos en la calidad de construcción de las pilas, se debe cuidar rigurosamente los avances y cada ocasión de retiro de material para así llevar a cabo una interpretación y prevención de posibles derrumbes en la zona, el mejoramiento de suelo por medio de relleno fluido se comportó de forma correcta para la perforación sin embargo al tener estratos grandes provocó que se tuviese que re perforar varias veces produciendo retrasos de obra y grandes volúmenes de relleno fluido. El uso del relleno fluido como mejoramiento del suelo en este caso no se debe abusar de dicho relleno ya que cambia las condiciones de diseño y sólo se debe verter como máximo hasta 2m por encima del desprendimiento, por lo que en general este método bien se podría cambiar ya sea por el uso de inyecciones antes de perforar el estrato de arena, el uso de diferentes equipos de perforación o el uso de fluidos estabilizadores.

En este mismo caso se llegaron a tener problemas con la verticalidad generando excentricidades y provocando una completa Reperforación de la pila o en un caso grave el uso de pilas adicionales, esto se presentó sobre todo en los pasos a desnivel que cruzaban el trazo del proyecto lo cual generó que se debiera demoler el techo de dichos pasos y perforar desde 5m arriba de la perforación, dado que no se cambiaron equipos por unos más pequeños.

Por lo que el equipo utilizado y el procedimiento en este caso no fueron del todo satisfactorios para los rendimientos en esta zona del proyecto de la Autopista Urbana Norte.

Pilas en Roca

Condiciones Geotécnicas:

Zona I o de Lomas
Ts < 0.5s
2 unidades geotécnicas
 Relleno
 Coladas Basálticas
 Tobas Limo-Arenosas
Sin presencia de agua
Desplante de pila: 4.5m

Problemáticas:

- Escoria volcánica por encima de roca sana.
- Desprendimientos en paredes de la pila.
- Presencia de material suelto en el fondo de la pila.
- Derrumbes en la colocación del acero.
- Verticalidad de la pila.
- Uso excesivo de relleno fluido o concreto.
- Detección oportuna de roca sana.
- Empotre adecuado en roca.
- Extracción de grandes pedazos de roca.
- Posición de la pila

Procedimiento Constructivo:

- Preliminares
- Perforación
- Mejoramiento de perforación en caso de desprendimientos por escoria volcánica
- Reperforación
- Colocación del refuerzo estructural
- Colado

Equipo Utilizado: Perforadora rotatoria de tipo barretón o Kelly hidráulica montada sobre orugas.

Herramienta Utilizada:

- Brocas helicoidales con dientes del tipo estándar y dientes de tungsteno.
- Bote corona con dientes de tungsteno.

El procedimiento constructivo en roca fue uno de los casos más especiales y difíciles de tratar dado que debe ser cuidado por ingenieros con experiencia y personal de obra para la detección oportuna en roca sana y asegurar los empotres de diseño y calidad de pilas, se tuvieron problemas de desprendimientos, aunque en menor medida que las pilas en arena, lo cual el uso de relleno fluido en este caso fue correcto, sin embargo se debe hacer una exploración geotécnica exhaustiva y detallada ya que las coladas basálticas en las cuales se perforo no obedecen un patrón definido y al contrario llega a cambiar en unos cuantos metros, por consiguiente la perforación en roca llega a producir grandes avances de obra o verdaderos atrasos en ella.

Se tiene que cuidar con mayor énfasis las zonas de transición entre roca y suelo ya que se debe cuidar el empotre en roca y si no se llega a tener el suficiente se debe cambiar el criterio a suelo, lo cual genera grandes confrontaciones, pero evitar desastres.

El uso de los equipos fue el óptimo dado que al ser roca se adquirieron equipos nuevos y con mayor potencia y torque para poder romper la roca de mala y buena calidad y al ser recién adquiridos tener pocas descomposturas. El uso de la herramienta fue el óptimo ya

que se debe tener cuidado en que no se llegue a atorar el barretón por algún bloqueo en la perforación con una roca muy grande.

Pilas Oblongas

Condiciones Geotécnicas:

Zona II o de Transición
Ts= 0.64s a 0.88s
5 unidades geotécnicas
Relleno
Depósitos Aluviales
Arena Limosa
Limo Arenoso
Arena Fina (Pumítica)
Arena Arcillosa
Con presencia de agua
Desplante de pila oblonga: 28m

Problemáticas:

- Desprendimientos en paredes de la pila.
- Presencia de material suelto en el fondo de la pila.
- Derrumbes en la colocación del acero.
- Verticalidad de la pila.
- Uso excesivo de relleno fluido o concreto.

• Problemáticas:

- Posición de la pila y brocales.
- Mala dosificación de fluidos estabilizadores.
- Empotre requerido de brocales.
- Presencia de Nivel freático.
- Grandes cantidades y peso de acero estructural.
- Problemas en traslapes.

• Procedimiento Constructivo:

- Preliminares.
- Excavación de Zanja y construcción de Brocales.
- Perforación de pilas piloto de diámetro de 90cm.
- Perforación del cuerpo central de pilas oblongas.
- Colocación del refuerzo estructural
- Colado

• Equipo Utilizado:

- Perforadora rotatoria de tipo barretón o Kelly hidráulica montada sobre orugas.
- Zanjeadora del tipo almeja hidráulica guiada con Kelly y con Kelly corto montadas sobre orugas.

• Herramienta Utilizada:

- Brocas helicoidales con dientes del tipo estándar.
- Bote cortador con fondo plano y circular con dientes del tipo estándar

Las condiciones geotécnicas y las cargas de la superestructura llevaron a la implementación de pilas oblongas o barrets en esta zona del trazo del proyecto lo cual llevo a un procedimiento constructivo especial para su construcción, teniendo que realizar los trabajos con sumo cuidado pero con mayor énfasis en la dosificación de los fluidos estabilizadores que se tuvieron que ocupar para toda la perforación dada la presencia de nivel freático, no se tuvieron grandes problemas de perforación sin embargo si existieron casos con problemas de verticalidad, por lo que se debió cuidar la calibración de la instrumentación del equipo de perforación para poder estar dentro de la tolerancia. SE tuvieron problemas en el material del fondo de las pilas oblongas dado que quedo de forma vaga el conocimiento de material suelto en el fondo de la pila ya que no se realizó algún método para asegurarse de que no existiese dicho material, por medio de air lift o algún tipo de inyección en el fondo que ayudase a esto y la presencia de nivel freático no ayudaba a una correcta limpieza de esta.

Es sumamente importante en el colado de las pilas en nivel freático el uso de diablos o pelotas de hule para evitar la contaminación de pila y asegurar la calidad de estas se usaron dos tuberías tipo Treamie debido a la sección de las pilas oblongas, en conjunto con el uso de aditivo retardante y fluidizante para poder colar en una sola etapa.

Este procedimiento si bien se ejecutó en forma general de una forma satisfactoria, se tenía que tener mucho cuidado en llegar al desplante requerido con las tres perforaciones para no generar diferentes comportamientos de la estructura, sin embargo al ingeniero constructor le causó problemas de calidad, de tiempos de obra, colados con mayor uso de aditivos, de grúas suficientemente capaces para levantar el armado estructural problemas en los traslapes y de dosificación de fluidos, por lo cual no fue bien visto por construcción y se inclinaban por el uso de pilas comunes aun implicando que fueran más profundas.

El equipo utilizado se comportó de forma óptima, teniendo un trabajo de perforación mecanizado y consciente por lo que los equipos dieron un avance sin demoras; tomando en cuenta que solo se podía perforar en horario nocturno y con muy pocos problemas de verticalidad siendo un punto clave en el uso de zanjeadoras. Es importante en este tipo de pilas en nivel freático que los equipos de perforación ya cuenten con distanciometro e inclinometro y a su vez estén bien calibrados, para así ayudar al control de calidad de la perforación de las pilas.

Pilas en Zona Minada

Condiciones Geotécnicas:

Zona I o de Lomas
Ts= 0.37s
2 unidades geotécnicas
Relleno
Secuencia Aluvial
Toba Areno Limosa
(Formación Tarango)
Sin presencia de agua
Desplante de pila: 31m

Problemáticas :

- Detección de zona minada.
- Desprendimientos en paredes de la pila.
- Presencia de material suelto en el fondo de la pila.
- Derrumbes en la colocación del acero.
- Verticalidad de la pila.
- Uso excesivo de relleno fluido o concreto.
- Posición de la pila.

Problemáticas :

- Seguridad de personal de acceso a la zona.
- Confinamiento de pila en zona minada.
- Uso y construcción de costalera.
- Instrumentación exhaustiva en zona minada.
- Techo de mina requerido.

• Procedimiento Constructivo:

- Preliminares.
- Excavación, acceso a la caverna y colocación de costalera.
- Relleno de caverna.
- Perforación.
- Mejoramiento de perforación en caso de desprendimientos.
- Reperforación.
- Colocación del refuerzo estructural.
- Colado.

• Equipo Utilizado: Perforadora rotatoria de tipo barretón o Kelly hidráulica montada sobre orugas.

• Herramienta Utilizada:

- Brocas helicoidales con dientes del tipo estándar.

El procedimiento en pilas en zona minada fue un caso especial que se esperaba en el trazo del proyecto con una cierta reincidencia lo cual no se produjo y sólo se presentó en pocos ejes del trazo, este procedimiento basa su éxito en la buena exploración que se realice antes de encontrar la zona minada, y una vez encontrada en la proyección de esta para su análisis y medidas de seguridad pertinentes.

Lo cual no ocurrió así y a pesar de que se realizaron sondeos muy cercanos y dentro de los ejes afectados no se encontró dicha zona. Lo que ocasiono retrasos y costos imprevistos.

Es sumamente importante después de localizada la zona minada llevar un control de hundimientos en la zona y un control de seguridad en el acceso a la caverna para evitar desastres o percances futuros ya que no se sabe en qué condiciones este la mina y si se puede acceder a ella sin problemas,

Fue un procedimiento muy cauteloso y sencillo que se llevó bastante tiempo en ejecutar sin embargo fue exitoso y los trabajos que se realizaron para el tratamiento de la zona minada fueron ejecutados de forma responsable y con calidad provocando muy pocos problemas una vez llenada la caverna. Aunque debe hacerse énfasis que el uso de costalera y polines no sería el único método para ejecutar este trabajo, como por ejemplo el uso de inyecciones, quedando a criterio del constructor a elegir entre unos y otro.

En cuanto al uso del equipo de perforación una vez llenada la zona minada se utilizaron los mismos equipos de perforación en todas las cuales se comportaron de una forma correcta y sin problemas.

Lo que en general después de haber hecho mención de cada caso se puede ver que los procedimientos constructivos y equipos que se utilizaron para construir la cimentación profunda de la Autopista urbana sur y Autopista urbana norte no se deben tomar como únicos e intransferibles sino que se puede tener varias soluciones y alternativas debiéndose de adecuar a cada tipo de suelo, condición y criterios de diseño a tratar.

Por último y sin dejar de ser importante para la ingeniería y para este documento es el cuestionamiento de si la construcción de los proyectos de la AUS y AUN generaron un beneficio a la población de la Ciudad de México.

Para esto se tomaron en cuenta los objetivos y los beneficios proporcionados por el gobierno del Distrito Federal y las empresas dueñas de la concesión por 30 años que si bien es difícil evaluar esto dado los efectos socio-económicos y políticos desde un punto de vista ingenieril podremos decir que se obtuvieron los siguientes beneficios:

- Mejoro la movilidad vial y urbana dentro y fuera de la Ciudad de México.
- Redujo el tiempo de traslado.
- Mejoro la calidad de vida de miles de personas mediante el ordenamiento vial de la zona.
- Disminución de gases contaminantes al agilizar la movilidad de los automóviles y el transporte público.
- Empleos generados durante la construcción.
- 7 Delegaciones conectadas Miguel Hidalgo, Cuajimalpa, Álvaro Obregón, Benito Juárez, Coyoacán, Tlalpan y Magdalena Contreras.
- Descongestiono y facilito el tráfico que atraviesa de norte a sur la Ciudad de México.

Que si bien los beneficios no fueron todos los esperados y prometidos en el anteproyecto y en el estudio económico, ambiental y vial por parte del gobierno del Distrito Federal o son proyectos que en países de primer mundo son anticuados, si trajo cambios a la Ciudad de México de movilidad y un crecimiento económico generado por la construcción de infraestructura urbana.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- AASHTO T-99** “Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using a 2.5-kg (5.5-lb) Rammer and a 305-mm (12-in.)”, (2009)
- ACI Committee 336** “Reference specifications for the construction of drilled piers (ACI 336.1) and commentary (ACI 336.1R-98)”, (1998).
- ALFO** “Manual de preparación del polimero de perforación marca Terragel” (2004)
- ASCE** “Subsurface investigation for design and construction of foundations of buildings” (1972)
- ASTM D 1586** “Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils”, (2011).
- ASTM D 2113** “Standard practice for rock core drilling and sampling of rock for site exploration”, (2008).
- ASTM D 4220** “Standard practices for preserving and transporting soil samples”, (2002).
- ASTM D 4380** “Standard Test Method for Density of Bentonitic Slurries”, (2012).
- ASTM D 4381** “Standard Test Method for Sand Content by Volume of Bentonitic Slurries”, (2012).
- ASTM D 4972** “Standard Test Method for pH of Soils”, (2013).
- ASTM D 5777** “Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation”, (2011).
- ASTM D 6151** “Standard practice for using hollow-stem augers for geotechnical exploration and soil sampling”, (2008).
- Ayes J. C. y Bravo R.** “Boletín general para el tratamiento de cavernas que se localizan bajo los apoyos A37 y A43. Proyecto Autopista Urbana Norte”. (2011).
- Ayes J. C. y Bravo R.** “Memoria geotécnica. Proyecto Autopista Urbana Norte. Tramo comprendido entre los ejes A38-A45, A85-A90 y A174-A183”. (2011).
- Ayes J. C. y Bravo R.** “Especificación general para la construcción de pilas de cimentación. Proyecto Autopista Urbana Norte. Tramos comprendidos entre Allencastre - San Antonio y Palmas – Toreo Cuatro caminos”. (2011).
- Bravo R. y Espitia A.** “Especificación general para la construcción de pilas de cimentación. Proyecto Autopista Urbana Sur. Tramo comprendido entre Insurgentes - Viaducto Tlalpan”. (2012).
- Bravo R. y Espitia A.** “Memoria geotécnica. Proyecto Autopista Urbana Sur. Tramo comprendido entre los ejes A171-A242 y A269-A281”. (2011).

Bravo R. y Prieto C. "Especificación general para la construcción de pilas oblongas de cimentación. Proyecto Autopista Urbana Sur. Tramo comprendido entre los ejes A269-A291". (2012).

Cámara Nacional de la Industria de la Construcción "2° Simposio de consultores-constructores", (1994).

Canadian Geotechnical Society, "Canadian foundation engineering manual", (2006).

Carter J. P. and Kulhawy F. H., "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock". (1988).

FHWA Federal Highway Administration, "Drilled shafts: Construction procedures and design methods, Publication No.FHWA-IF-99-025. (1999).

NMX-C-122 "Industria de la construcción, Agua para concreto" (1982).

O'Neill M. W. and Reese L.C. "Drilled Shafts construction procedures and design methods, report No. FHWA-IF.99-025", (1999).

Paniagua W. "Manual de cimentaciones profundas, Capítulo 5: Construcción, SMMS" (2001).

RCDF "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal - Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo", (2004).

RCDF "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal - Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones", (2004).

Ríos M. "Manual de cimentaciones profundas, Capítulo 8: Control de calidad, SMMS" (2001).

Santoyo E. "Manual de cimentaciones profundas, Capítulo 2: Estudios geotécnicos, SMMS" (2001).

Santoyo E. "Vigesima conferencia Nabor Carrillo, Exploración de suelos, SMMS" (2010).

SMMS "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México", (1978).

SMMS "Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes", (1990).

SGM "Carta geológica-minera de la Ciudad de México 1:250 000".

Tamez E. "Ingeniería de cimentaciones", TGC Geotecnia, (2001).

TGC "Síntesis geotécnica del Valle de México", (2005).

Zeevaert L. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions". (1982).

Xanthacos, Petros P. "Slurry walls", (1979).

www.obras.df.gob.mx

www.ohlmexico.com.mx

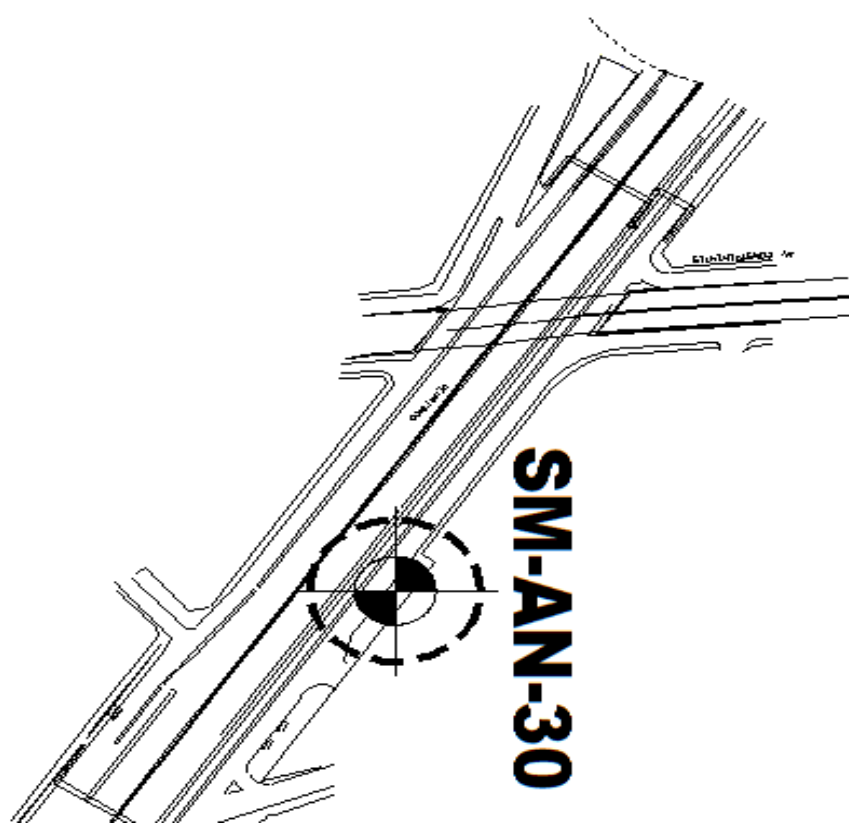
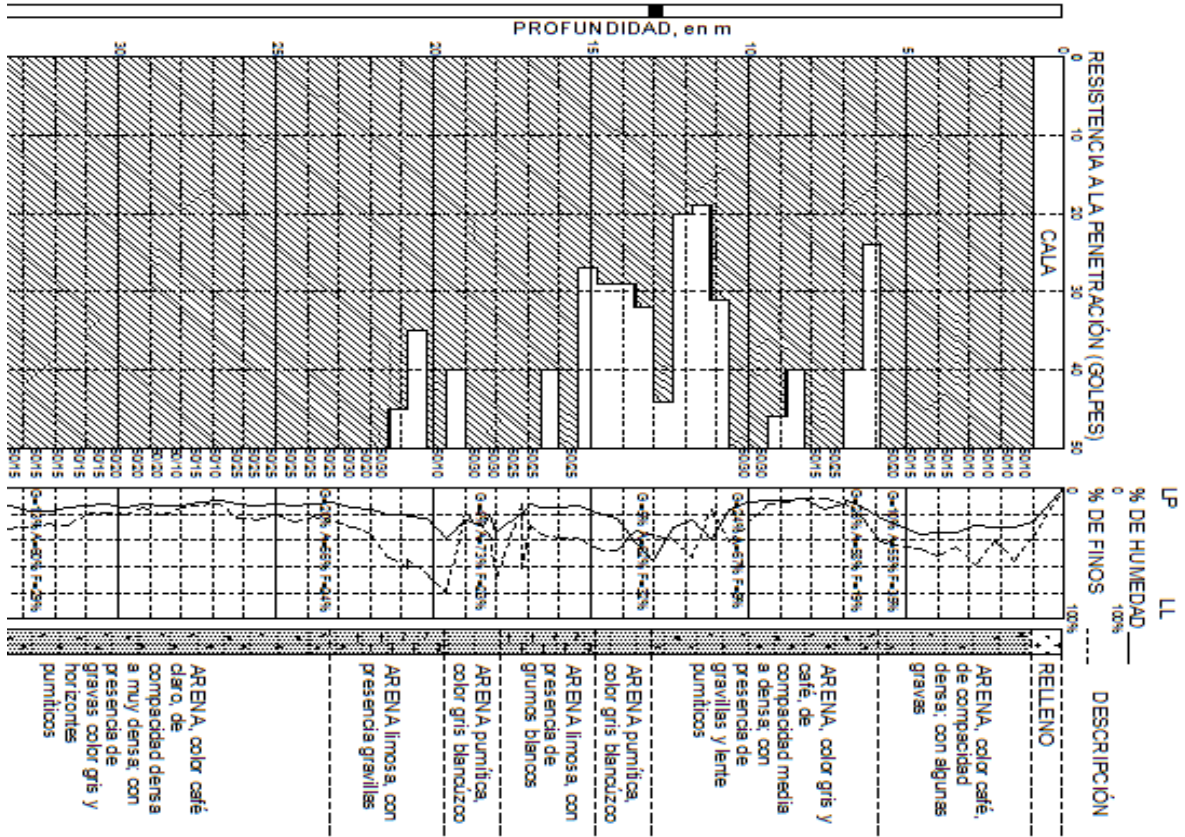
www.aunorte.com.mx

www.ausur.com.mx

www.ica.com.mx

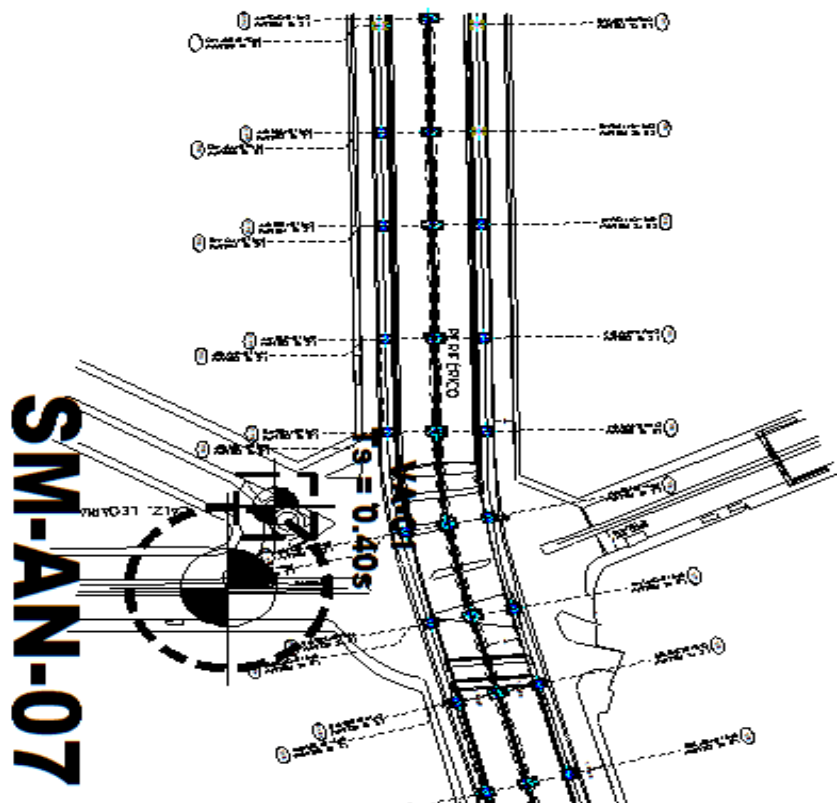
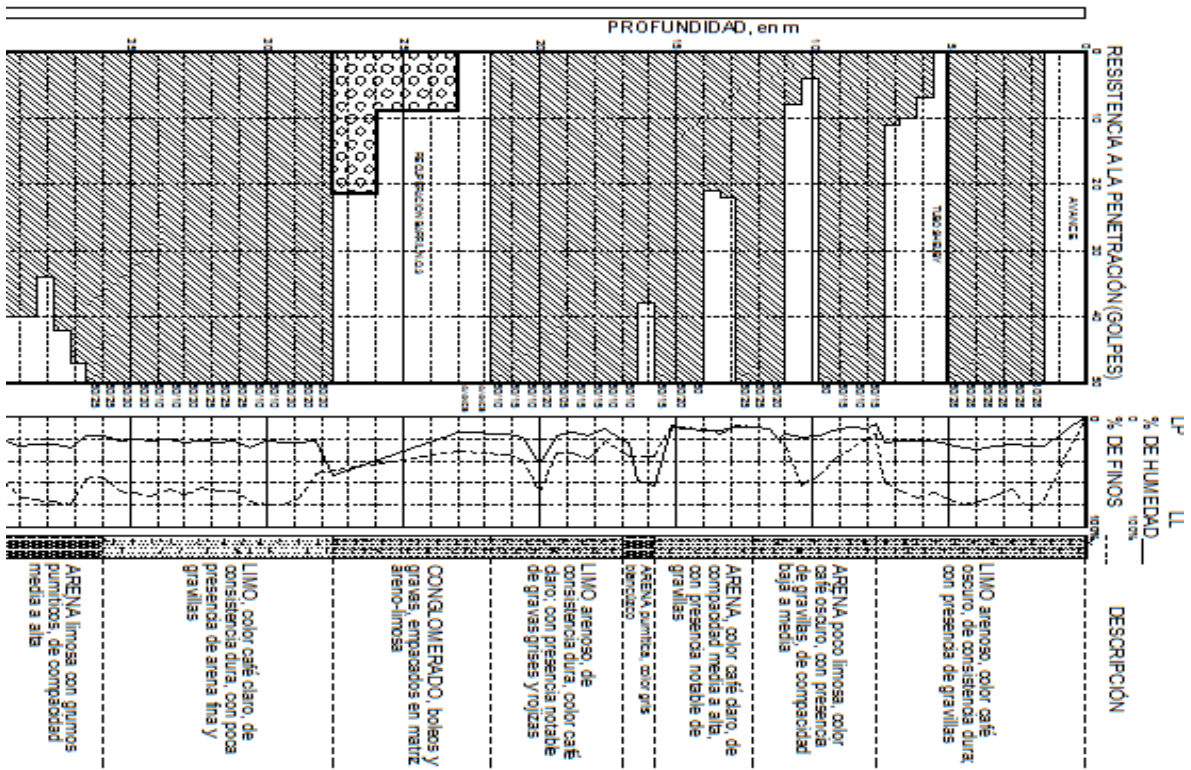
ANEXO 1

1. PILAS EN ARENA	SM-AN-30	Calz. Legaria – Anillo Periférico
2. PILAS EN TOBAS	SM-AN-07	Av. Constituyentes – Anillo Periférico
3. PILAS EN ROCA	SM-AS-19	Av. Insurgentes – Anillo Periférico
4. PILAS OBLONGAS	SM-AS-29	Calz. Viaducto Tlalpan–Anillo Periférico
5. PILAS EN ZONA MINADA	SM-AN-39	Av. Jalisco – Anillo Periférico



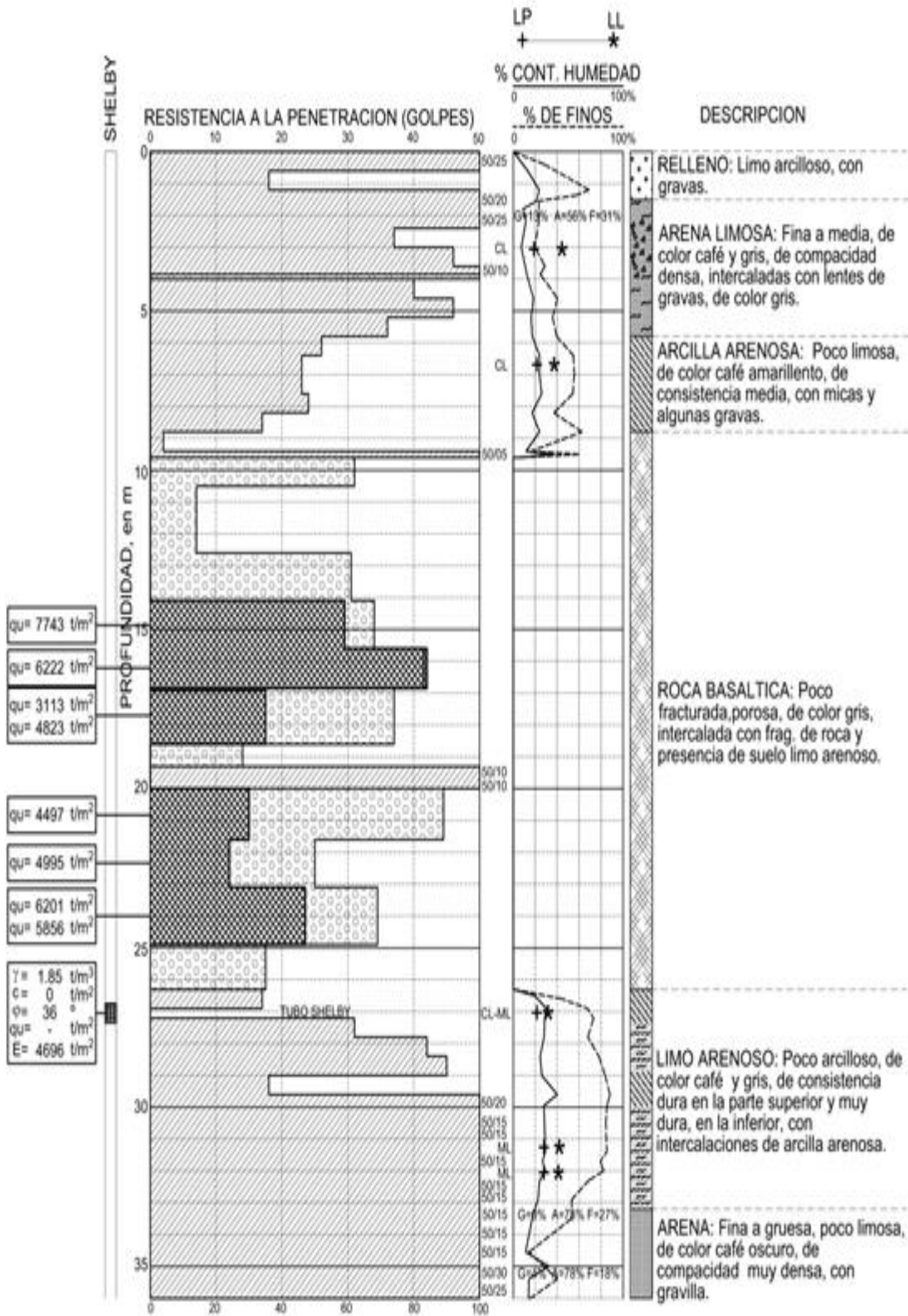
SM-AN-30

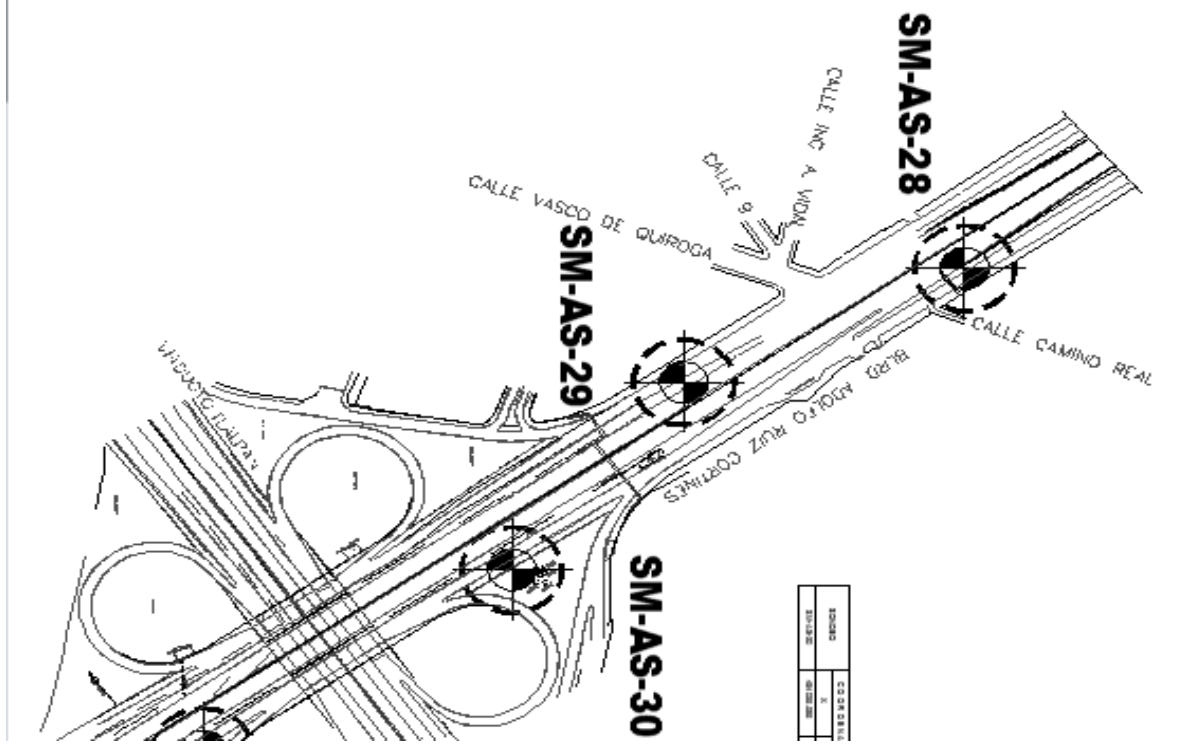
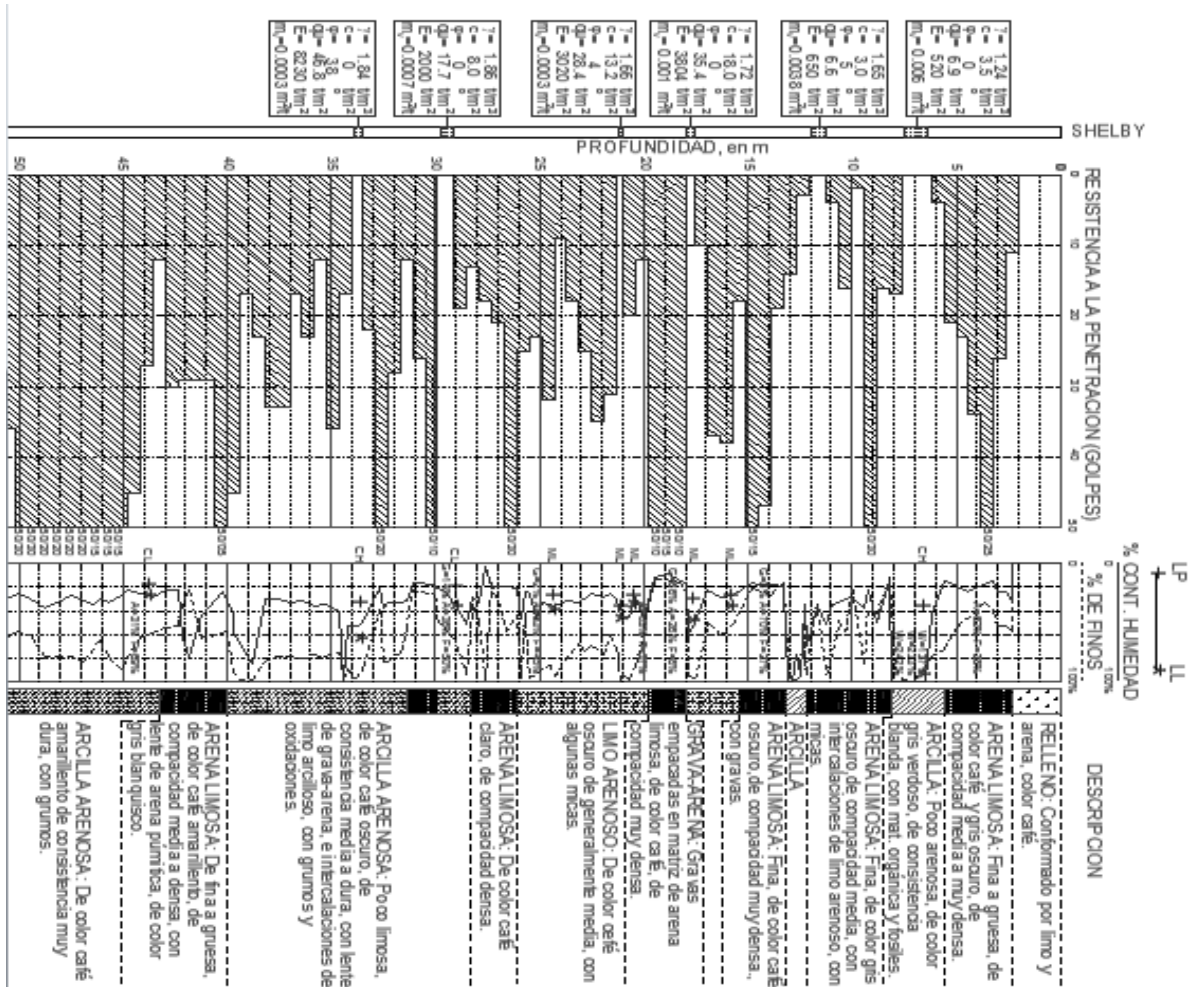
X = 479643.3810
 Y = 2146421.7865
 Z = 2276.524

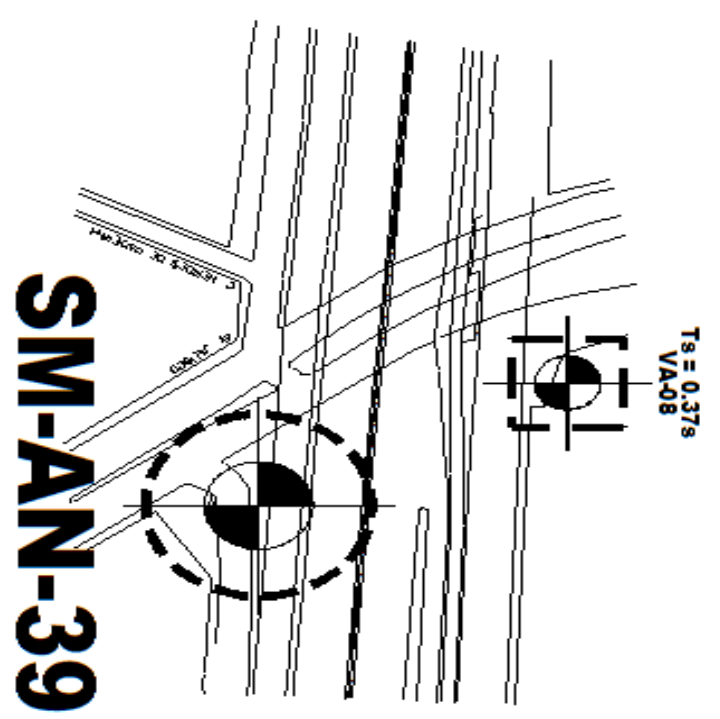
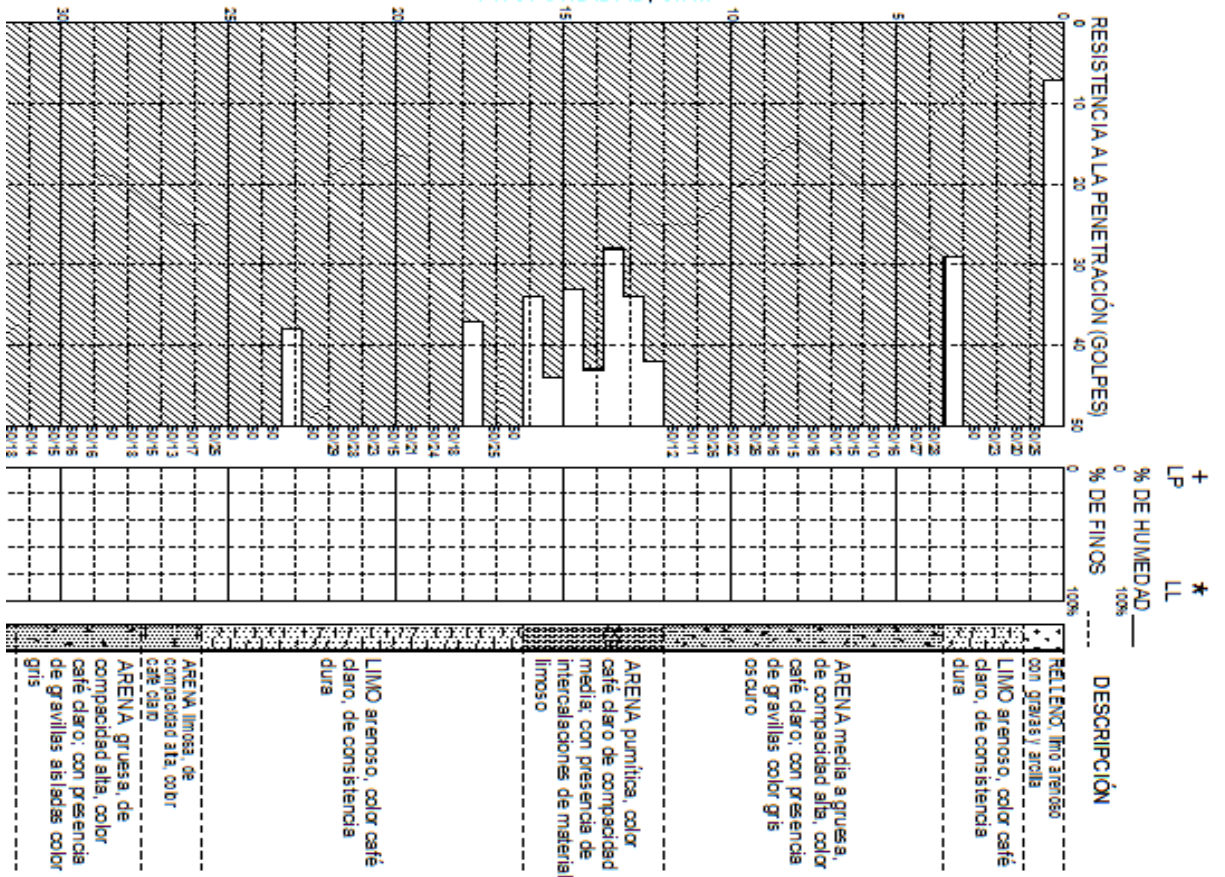


X=477389.0389
 Y=2149800.942
 Z=2283.381

UBICACION: Periférico Sur e Insurgentes







X = 480059.630
 Y = 2144897.770
 Z = 2274.513