



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“Procedimiento constructivo de la cimentación del Proyecto Reforma 27”

TESIS

Que para obtener el título de:

Ingeniero Civil

Presenta

Juan Guillermo García Rodríguez

Director de Tesis: Ing. Luis Zarate Rocha

Asesor: Ing. Sergio Macuil Robles

México, D.F., 2009.

DEDICATORIA

Esta tesis la quiero dedicar con mucho cariño a mi familia de la cual me siento muy orgulloso.

A mi mamá Eileen quien me dio los valores que me identifican como persona y que siempre estuvo y está inigualablemente dispuesta para sus hijos.

A mi papá Juan quien siempre creyó en mí y espero que a través de mi vida, exceda sus expectativas, sepa que yo también creo en él y que es un modelo para mí.

A mi hermana Eileen que de muchos modos hace que me sienta fortalecido a seguir adelante brindándome todo el apoyo posible.

A Celia que me acepta tal cual soy y que crea los mejores momentos. A ti que me empujaste a continuar por este camino y que lograste que mi vida cambiara completamente, te agradezco infinitamente.

A ellos gracias por su amor y apoyo, pues son la base en la que cimienta mi cariño y confianza.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue realizado gracias al apoyo otorgado por el Proyecto “Reforma 27” dirigido por los Ingenieros Luis Zarate Rocha y Sergio Macuil Robles y financiado por “VIVEICA Casas”. Les agradezco muy especialmente a ellos, quienes además de ser excelentes profesores y asesores, son excelentes personas de las cuales, aprendí mucho, no sólo en el ámbito académico, sino en cómo crecer como persona y profesional.

Gracias a mis grandes amigos con los cuales en gran parte formé mi personalidad, y que incondicionalmente están ahí sin importar el transcurrir del tiempo. En especial a Carmen Hershberger, Natividad Castro, Francisco Méndez, Genaro Cruz, Fernando Luege, Daniel Gaitán, Saúl Sandoval, Víctor Hugo Aguilar, Alejandro Aguado, Ana Cacavari, Jacobo y Abraham Sapien, David Bonilla, Andrés Viveros, Akira Kimura, Aldo Pujol, Ricardo Morales, Mónica Lázaro, Rodrigo Pérez, Fernanda Cobo, Guillermo Keller, Rafael Salcedo y Luis Ángel.

Agradezco mucho también a todos mis profesores, que me ayudaron a madurar, a confirmar mi pasión y gusto por la ingeniería civil y que me hicieron mejor persona compartiendo sus valores con sus alumnos. En especial: Ing. Marcos Trejo Hernández, Ing. Miguel Ángel Rodríguez Vega, Ing. Pablo García y Colomé, Ing. Ricardo Padilla Velázquez, Ing. Álvaro J. Ortiz Fernández, Ing. José Manuel Covarrubias Solís, el Ing. Rigoberto Rivera Constantino, el Ing. Oscar Vega Roldán y la Dra. Rosío Ruiz Urbano, quienes me brindaron una enseñanza que trasciende y excede por mucho la enseñanza simplemente académica.

Y por supuesto agradezco a mi familia por aceptar mis impulsos, por actuar siempre de la manera más cariñosa posible, sugiriéndome salidas cuando estoy equivocado y celebrando mis éxitos.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	13
I. LA IMPORTANCIA DE LOS SUELOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES	15
1.1 TIPOS DE SUELOS EN EL VALLE DE MÉXICO	15
1.2 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS EN EL VALLE DE MÉXICO	23
1.3 ESTUDIOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN SUELOS	33
1.4 TIPOS DE CIMENTACIONES EN PROYECTOS DE EDIFICACIÓN	73
II. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO REFORMA 27	101
2.1 GENERALIDADES	103
2.2 REQUERIMIENTOS TÉCNICOS	105
2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	111
III. ESTUDIOS REALIZADOS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	137
3.1 CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO	139
3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN	145
3.3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	157
3.4 INSTRUMENTACIÓN	171
IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DEL PROYECTO REFORMA 27	173
4.1 EXCAVACIÓN	175
4.2 MUROS MILÁN	181
4.3 PILAS DE CIMENTACIÓN	189
4.4 BOMBEO	191
4.5 PROGRAMA DE OBRA DE LA CIMENTACIÓN	193
CONCLUSIONES	195
BIBLIOGRAFÍA	199
ANEXOS	201
FOTOGRAFÍAS E IMÁGENES	202
ANEXO 1 INFORME FOTOGRÁFICO	227
ANEXO 2 SONDEOS DE EXPLORACIÓN	238
ANEXO 3 ENSAYES DE LABORATORIO	256
ANEXO 4 PLANO DEL PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN	282



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.



INTRODUCCIÓN

Los conocimientos con relación a las propiedades índices y mecánicas de los suelos aplicadas al diseño de las cimentaciones son de gran importancia para la formación del constructor, debido a la ignorancia de estos conocimientos, se diseñan cimentaciones fuera de las exigencias requeridas por el reglamento de construcción del D.F. en sus normas complementarias.

Las cimentaciones deberán ser diseñadas con el objeto de transmitir las cargas al terreno, para que los asentamientos resultantes puedan ser tolerados por la estructura y tengan una estabilidad adecuada durante su vida útil.

Lo anterior tiene gran importancia en el D.F. ya que se tienen muy variados tipos de suelo, desde muy duros como el pedregal, hasta los altamente compresibles como los de la zona del lago (zona centro).

Es necesario que el constructor esté mejor preparado en lo concerniente a los suelos, y que actúe con la ética y responsabilidad de vida en caso de que se presente un problema que ponga en riesgo la seguridad del edificio, y con ella, la de sus habitantes.



Así mismo es de suma importancia tomar en cuenta la factibilidad económica del proyecto, de acuerdo con los estratos del suelo proponiendo la estructura y cimentación más adecuada.

Los suelos de la Ciudad de México son sedimentos heterogéneos, volcánicos, lacustres, con una proporción y variedad de microfósiles (ostrácodos y diatomeas) que adicionan compuestos solubles generados por la alteración de sus exoesqueletos y que forman parte de la microestructura del suelo. Esto influye de tal manera en su comportamiento que los suelos no pueden considerarse dentro de una clasificación simple.

DEFINICIÓN DE SUELOS

El suelo es la cubierta superficial de la Tierra. Compuesto por minerales y partículas orgánicas producidas por la acción del agua y procesos de desintegración orgánica, el suelo terrestre es el lugar donde se realiza la mayoría de las actividades del hombre.

En esta capa terrestre el ser humano ha sido capaz de generar alimentos (agricultura), criar animales (ganadería), explotar los bosques (silvicultura) y los minerales (minería). Además aprendiendo las características y composición del suelo, el hombre ha desarrollado la construcción de viviendas y caminos.

- ✓ El suelo como recurso natural.

En una sociedad recolectora de alimentos, la tierra sostiene a las plantas y animales que se acopian para el sustento, vestido y abrigo. Ello conduce a una vida nómada, debido a que la gente sigue las migraciones de los animales o emigran según las estaciones del año para obtener suficiente comida. El terreno es usado tal cual es, por lo general con una productividad baja.

- ✓ El suelo como la superficie en la que vivimos.

Otro concepto relevante en la utilización del suelo es que este constituye una superficie interfacial entre la atmósfera y la litosfera. Nosotros vivimos en el suelo, que es nuestra casa. Además de ser un recurso básico para la producción de alimentos, el suelo colecta y purifica el agua y dispone de los desperdicios. El suelo mismo puede ser un contaminante en la forma de polvo en el aire y sedimentos en el agua.

- ✓ Concepto de suelo en ingeniería

Como material de ingeniería el suelo es cualquier material no consolidado formado por partículas sólidas discretas con líquidos y gases que ocupan los espacios entre ellas.

- ✓ Cimentación

Es la parte estructural del edificio que se encarga de transmitir todo tipo de cargas actuantes hacia el suelo, para esto, se debe elegir el tipo de cimentación, ya sea superficial, profunda o especial de acuerdo con estados de falla, servicio y economía.



MATERIAL ORIGINAL DE LOS SUELOS

La construcción consta de superestructura y subestructura. La última transmite el peso de la estructura y de las cargas a la corteza terráquea. Se emplea el término de cimientos para la subestructura que está en contacto directo con el material del basamento subyacente.

El conocimiento de las propiedades de rocas y suelos es asimismo de gran valor cuando la totalidad de la estructura ha de construirse predominantemente con materiales naturales, como ocurre con la presa de tierra. Los geólogos suelen aplicar el término roca a todos los elementos constitutivos de la corteza terrestre.

Las rocas se componen de minerales. Un mineral es una sustancia inorgánica natural de composición química y estructura definidas. La apariencia externa de un mineral bien cristalizado corresponde a su estructura atómica. Sin embargo en los minerales criptocristalinos, o en los redondeados, la manifestación cristalina no es muestra de una estructura interna correcta. Lo mismo puede decirse de los minerales amorfos.

Los minerales de la arcillas son, en esencia, silicatos hídricos de alúmina, y, ocasionalmente, silicatos hídricos de magnesio o de hierro. Son cristalinos, salvo raras excepciones. En la práctica de la ingeniería es frecuente describir las arcillas como compuestos de partículas, aunque, realmente, las partículas son diminutas láminas o copos. Como ocurre en todas las sustancias cristalinas, los átomos de estos copos aparecen ordenados en unidades, en este caso láminas.

En los minerales de las arcillas estas láminas son de dos variedades: láminas de sílice y láminas de alúmina. Una lámina de sílice está constituida por tetraedros, cada uno de los cuales está limitado por cuatro superficies planas triangulares, con átomos de oxígeno en los vértices y un átomo de silicio en el centro.

NATURALEZA DE LOS SUELOS

Los componentes primarios del suelo, que se muestran en la siguiente figura, son:

- 1) Compuestos inorgánicos, no disueltos, producidos por la meteorización y la descomposición de las rocas superficiales.
- 2) Los nutrientes solubles utilizados por las plantas.
- 3) Distintos tipos de materia orgánica, viva o muerta.
- 4) Gases y agua requeridos por las plantas y por los organismos subterráneos.

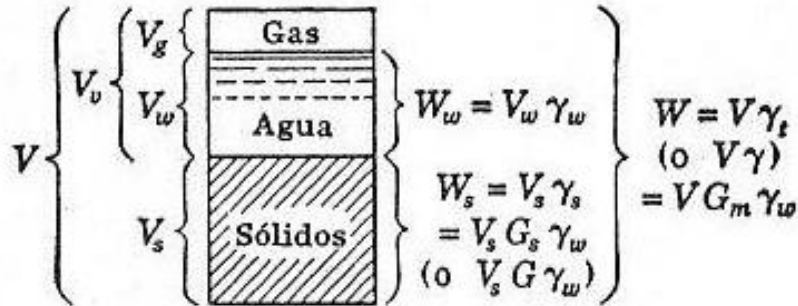


Fig. Sistema de tres fases.

La naturaleza física del suelo está determinada por la proporción de partículas de varios tamaños. Las partículas inorgánicas tienen tamaños que varían entre el de los trozos distinguibles de piedra y grava hasta los de menos de 1/40.000 centímetros. Las grandes partículas del suelo, como la arena y la grava, son en su mayor parte químicamente inactivas; pero las pequeñas partículas inorgánicas, componentes principales de las arcillas finas, sirven también como depósitos de los que las raíces de las plantas extraen nutrientes. El tamaño y la naturaleza de estas partículas inorgánicas diminutas determinan en gran medida la capacidad de un suelo para almacenar agua.

La parte orgánica del suelo está formada por restos vegetales y restos animales, junto a cantidades variables de materia orgánica amorfa llamada humus. La fracción orgánica representa entre el 2 y el 5% del suelo superficial en las regiones húmedas, pero puede ser menos del 0.5% en suelos áridos o más del 95% en suelos de turba.

El componente líquido de los suelos, denominado por los científicos solución del suelo, es sobre todo agua con varias sustancias minerales en disolución, cantidades grandes de oxígeno y dióxido de carbono disueltos.

Los principales gases contenidos en el suelo son el oxígeno, el nitrógeno y el dióxido de carbono.

ÁREA SUPERFICIAL DE LOS DISTINTOS SUELOS

Las partículas de arena son de tamaño relativamente grande y en consecuencia exponen poca superficie en comparación con aquella que expone un peso igual de partículas de limo o de arcilla. Debido a la reducida superficie de los separados de arena, éstos desempeñan un papel pequeño en las actividades físicas y químicas del suelo. A menos que estén presentes en una proporción demasiado reducida, las arenas aumentan el tamaño de los espacios entre las partículas, facilitando con ello el movimiento del aire y del agua de drenaje.

Dado que la arena y el limo están formados principalmente por partículas que resultan de la descomposición física de las rocas y minerales, en un suelo dado difieren en tamaño. En consecuencia, el limo tiene mayor área superficial por gramo y una tasa de intemperización y liberación de nutrientes solubles para el crecimiento de las plantas más rápida que la de la arena. Las partículas de limo se sienten al tacto



suaves como un polvo y tienen poca tendencia a pegarse entre sí o a adherirse a otras partículas. Los suelos de mayor capacidad para retención del agua contra la fuerza de gravedad se caracterizan por su riqueza en arcilla. Los suelos limosos tienen gran capacidad para retener agua *disponible* para el crecimiento de las plantas pero, al mismo tiempo, en la base de un camino pueden presentar riesgos de levantamiento para la construcción de carreteras debido a la expansión del agua al congelarse.

El gran incremento de área superficial por gramo de arcilla, en comparación con el limo y la arena muy fina, sugiere que la diferencia entre limo, arena y arcilla no se puede explicar solo con base en el tamaño. La intemperización química de las superficies de las partículas de las rocas, arena y limo produce iones que se recambian para formar partículas pequeñas del tamaño de arcilla. En la mayoría de los suelos la fracción de arcilla está compuesta por minerales que difieren grandemente en composición y propiedades de los minerales de la arena y el limo.

Dado que una gran parte del agua es retenida como una película en la superficie de las partículas de arcilla, la cantidad de ésta en el suelo influye grandemente en su capacidad *total* de retención del agua. Además, algunos nutrientes disponibles son retenidos en la superficie de las partículas de arcilla. Por tanto, la arcilla actúa como un almacén tanto de agua como de nutrientes. La arcilla puede tener un área superficial, por gramo, miles de veces mayor que el limo y casi un millón de veces mayor que la arena muy gruesa.

MOVIMIENTO DE AGUAS DENTRO DEL SUELO

La cantidad de agua retenida depende del tamaño y de la disposición de los poros en el terreno. En suelos gruesos y desagregados, el agua tiende a drenarse hacia abajo por la acción de la gravedad, dejando un pequeño remanente.

Los suelos compuestos por partículas finas suelen tener una porosidad total superior, por tanto, retienen cantidades de agua mayores que los suelos de textura gruesa. El agua se mueve y queda retenida por un sistema de poros. Sólo están disponibles para las plantas dos tercios del agua almacenada después de que se haya drenado el exceso. Las partículas del suelo absorben el agua restante con fuerza suficiente como para impedir su uso por las plantas.

Las fuerzas que actúan sobre el agua, llamadas succión del suelo, pueden clasificarse así: las causadas por las partículas (fuerzas métricas), por los solutos disueltos en el agua (fuerzas osmóticas) y por la gravedad (fuerzas gravitatorias). Las fuerzas métricas surgen de la acción capilar y de las interacciones electrostáticas entre el agua y las partículas del suelo. Las fuerzas osmóticas dependen de la cantidad de sales disueltas en el agua y que influyen de forma indirecta en su movimiento por el suelo. La suma de las fuerzas métricas y osmóticas se llama potencial total del agua.



PASEO DE LA REFORMA

El proyecto y construcción de la primera etapa de esta importante vía fue obra del emperador Maximiliano y la emperatriz Carlota Amalia.

Tras la cruel Guerra de Reforma que cobró la vida de miles de mexicanos y acabó por endeudar aún más a nuestra patria, Don Benito Juárez al triunfo de los liberales, ascendió al poder y se vio en la imperiosa necesidad de declarar la moratoria de pagos por dos años. Esta moratoria que se dio el día 17 de julio de 1861, fue el detonador de una nueva intervención extranjera de tres países europeos, España, Inglaterra y Francia y a pesar de que se pudo negociar con Inglaterra y España, Francia por el contrario invadió nuestra patria y con la ayuda de grupos nacionales de tendencia conservadora, acabaron por imponer un gobierno de tipo monárquico, encabezado por Maximiliano de Habsburgo en 1864.

Maximiliano, hombre de buena voluntad, había llegado a México engañado, pues él creía que todo el pueblo mexicano lo apoyaba y además traía un proyecto de gobierno condenado al fracaso, por las excesivas obligaciones que por conducto del Tratado de Miramar se veía obligado a cumplir con Francia. Ante esa situación Maximiliano y su esposa Carlota al llegar a México buscaron un lugar adecuado para establecer su residencia y decidieron instalarse en el Castillo de Chapultepec, único que podría llenar sus expectativas de vida y semejarse a la que tenían en Europa. Para ello lo primero que hicieron fue cambiar de ubicación al Colegio Militar, que hasta entonces ocupaba las instalaciones del castillo. Mientras tanto Maximiliano se veía precisado a despachar sus asuntos de gobierno en el Palacio Nacional ubicado en el Zócalo, en el centro de la ciudad, allí comenzaron los problemas.

La Ciudad de México de 1864 apenas alcanzaba los 200,000 habitantes y la mancha urbana en dirección al poniente, terminaba en la Glorieta del Caballito. La siguiente imagen de la litografía de Casimiro Castro ilustra de manera objetiva la situación.

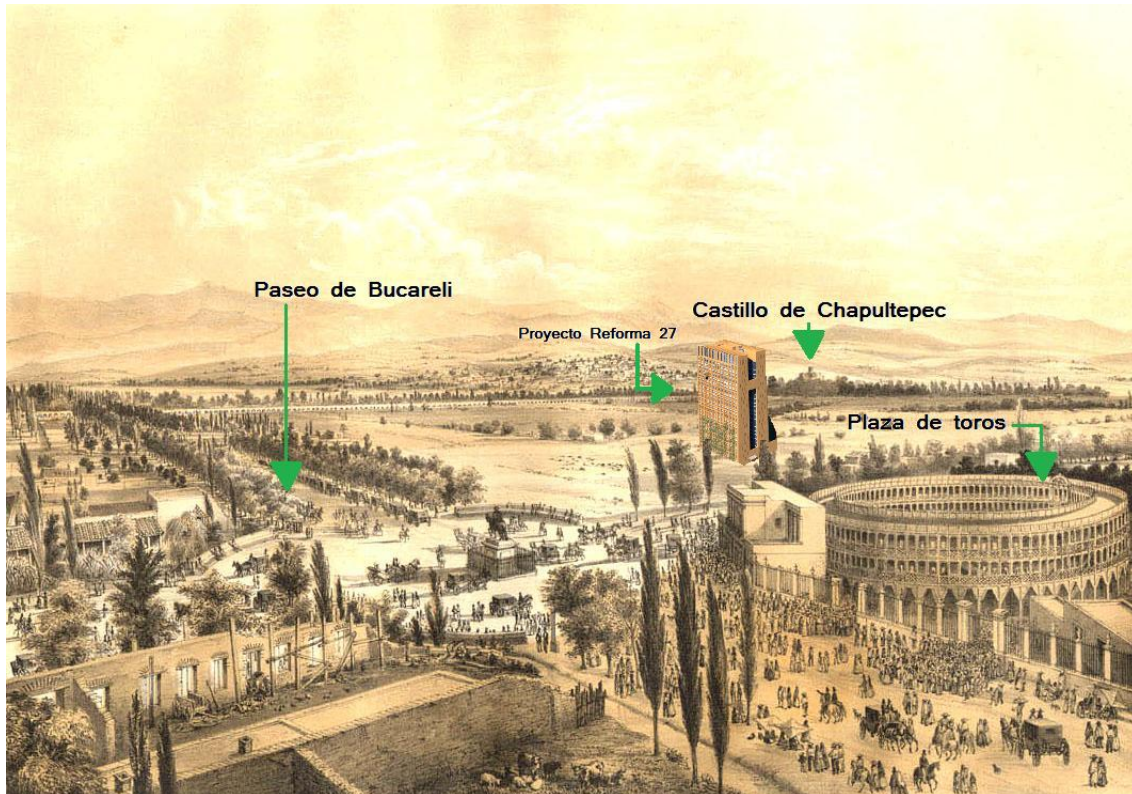


Fig. Litografía Paseo de la Reforma 1864.

Para que Maximiliano pudiera trasladarse desde el Palacio Nacional hasta su casa, tenía que llegar primeramente hasta la Glorieta del Caballito, cosa que posiblemente no era mayormente complicada, pues era una línea recta desde Palacio Nacional y que seguramente era transitable en todo tiempo. Las calles a recorrer en este primer tramo, tenían los siguientes nombres en orden consecutivo a partir de la Plaza Mayor: Plateros, La Profesa y San Francisco en el tramo que hoy conocemos como Madero y la Calzada del Calvario, para el tramo que hoy conocemos como Avenida Juárez.

La imagen nos muestra que desde la Glorieta del Caballito podría verse al fondo y en línea recta el Castillo de Chapultepec, que en realidad se encontraba a 3.15 Km. de allí, pero aquellos llanos que se interponían en su camino eran extensas planicies sembradas de maíz, trigo o cebada, o bien grandes haciendas ganaderas pobladas con grandes arboledas y no había ningún camino que condujera hacia dicho lugar. Lo que debía hacer el carruaje del monarca era rodear la estatua de Carlos IV y tomar a su izquierda por el Paseo de Bucareli, también conocido como el Paseo Nuevo, que aunque era una vía bellamente bordeada por frondosos árboles y recubierta de verdes prados en los espacios laterales, sería apenas un buen camino de terracería en tiempo seco, que bien podría convertirse en terreno fangoso en la época de lluvias.

Las siguientes figuras muestran el posible recorrido que efectuaba Maximiliano de Habsburgo y el proyecto de construcción del Paseo de la Emperatriz en 1864.

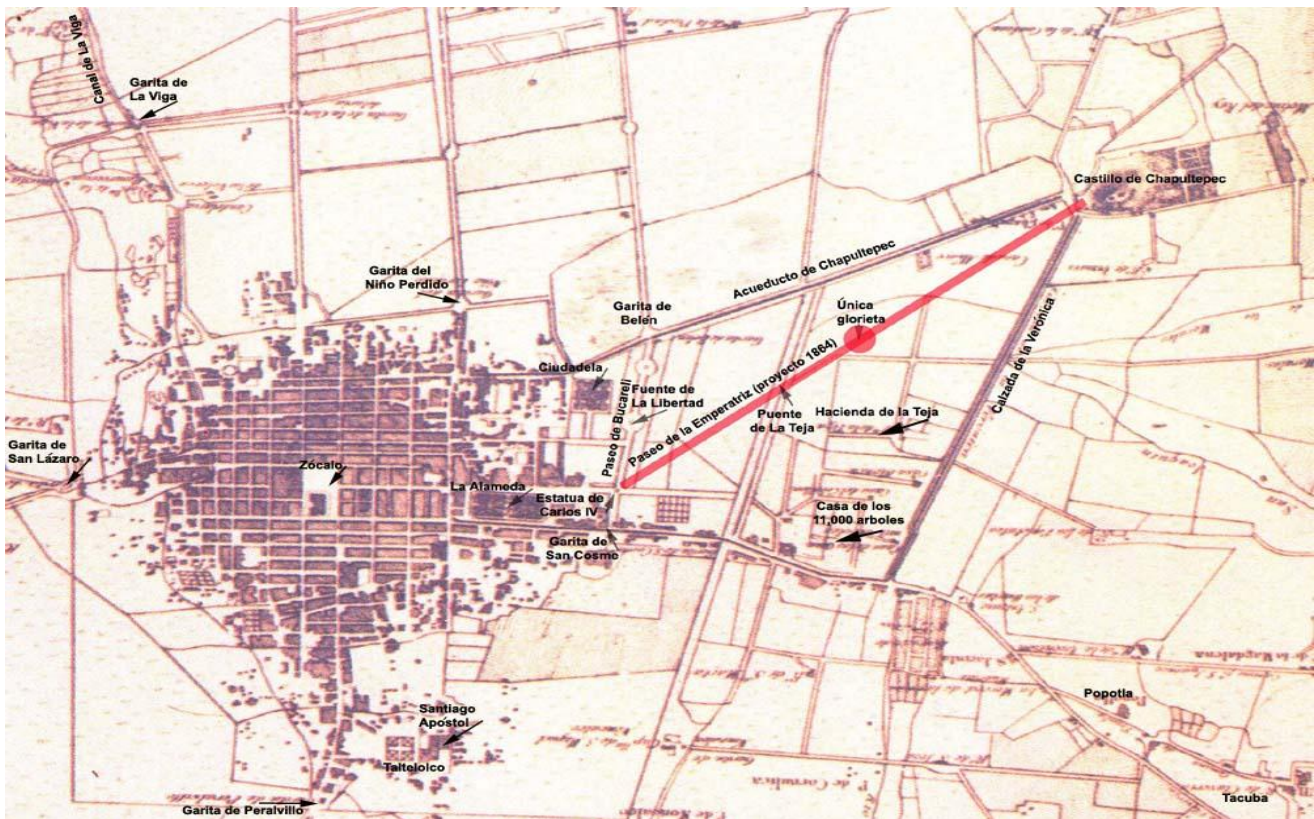


Fig. Proyecto Paseo de la Emperatriz 1864.



Fig. Posible recorrido de Maximiliano de Habsburgo y Proyecto 1864.



Otra circunstancia importante de considerar era la seguridad personal del emperador, que no recibía el apoyo unánime del pueblo mexicano y podría correr el riesgo de algún atentado al atascarse su carruaje en algún recorrido nocturno. Pero hay también noticias de que el recién llegado emperador y ante las situaciones arriba descritas, era afecto a enviar un propio al Castillo, con la noticia de que le sería imposible retornar a casa y que se vería precisado a pasar la noche en la ciudad. Esto, se dice, enfurecía a la emperatriz Carlota y la llenaba de celos.

Maximiliano y a Carlota promovieron así el trazo de una nueva vía, que comunicara en línea recta desde la Glorieta del Caballito hasta el Castillo de Chapultepec. Decir que con esta vía se reduciría de manera notable la distancia, es bastante relativo pues como se ahorran aproximadamente 350 metros.

Una vez establecidos los lineamientos fundamentales que debía reunir tan espectacular calzada, en 1864 se encargó el proyecto constructivo al ingeniero en minas austríaco Luis Bolland Kuhmackl, (algunos le atribuyen nacionalidad francesa) quien consideraba construir un paseo de espectacular amplitud, con amplias y arboladas avenidas, glorietas y camellones y ornamentado con fuentes y esculturas, muy digno del naciente Segundo Imperio Mexicano.

El ritmo de la construcción en los distintos frentes de la obra fue verdaderamente febril durante el período comprendido entre 1864 y 1865, pues Maximiliano tenía especial impaciencia por ver terminada la calzada, aún así no fue hasta el correr del año 1866, cuando la emperatriz Carlota Amalia tuvo la satisfacción de ver concluida la primera sección de dicho paseo y que en su honor Maximiliano bautizó con el nombre de Paseo de la Emperatriz.

El carácter personal y elitista de la obra se demuestra cuando el 13 de octubre de 1866, queda estrictamente prohibido el tránsito público en dicha vía, incluyendo toda clase de vehículos, bestias de carga y cabalgaduras. Igualmente se prohíbe el tránsito de entierros, procesiones y cualquier clase reuniones de gente en la calzada, si no es con la autorización previa del emperador.

Para nuestra fortuna, gracias a que Don Benito Juárez nunca dejó de luchar por la Patria y a que ante el inminente enfrentamiento armado de Francia con Prusia, Napoleón III se vio obligado a retirar su ejército de México, el Segundo Imperio duró poco tiempo y cayó en 1867, razón por la que Maximiliano y Carlota Amalia nunca vieron concluida su muy personal obra.

EL PASEO DEGOLLADO

La caída del Segundo Imperio y el fusilamiento de Maximiliano en Querétaro el 19 de junio de 1867, permitieron el retorno al poder de Don Benito Juárez, que seguramente tendría asuntos más importantes y más urgentes, que pensar en terminar el aristocrático paseo proyectado por Maximiliano. Sin embargo se dieron dos acontecimientos importantes, el primero que cambió de nombre, adoptando durante 1867 el de Paseo Degollado y el segundo que se abolió el carácter exclusivo del paseo que tenía desde 1866 y quedó abierto al público en general a partir del 17 de febrero de 1872.

Durante el período de Don Benito Juárez la situación no permitía invertir en la continuación de las obras, aunque se dice que el trazo, el desmonte de la calzada y la



reforestación de los camellones laterales desde El Caballito hasta la glorieta intermedia.

Tras la muerte de Juárez y durante el período presidencial de Sebastián Lerdo de Tejada, 1872-1876, fue que realmente se reiniciaron las obras de ornato y urbanización del paseo, sin embargo lo más importante de esta etapa fue la decisión de darle el nombre actual de Paseo de la Reforma, mediante un decreto de 1872 y una vez que las Leyes de Reforma promulgadas previamente por Benito Juárez, adoptaron la forma constitucional en septiembre de 1873. En la siguiente figura se muestra la posición aproximada del Proyecto Reforma 27.

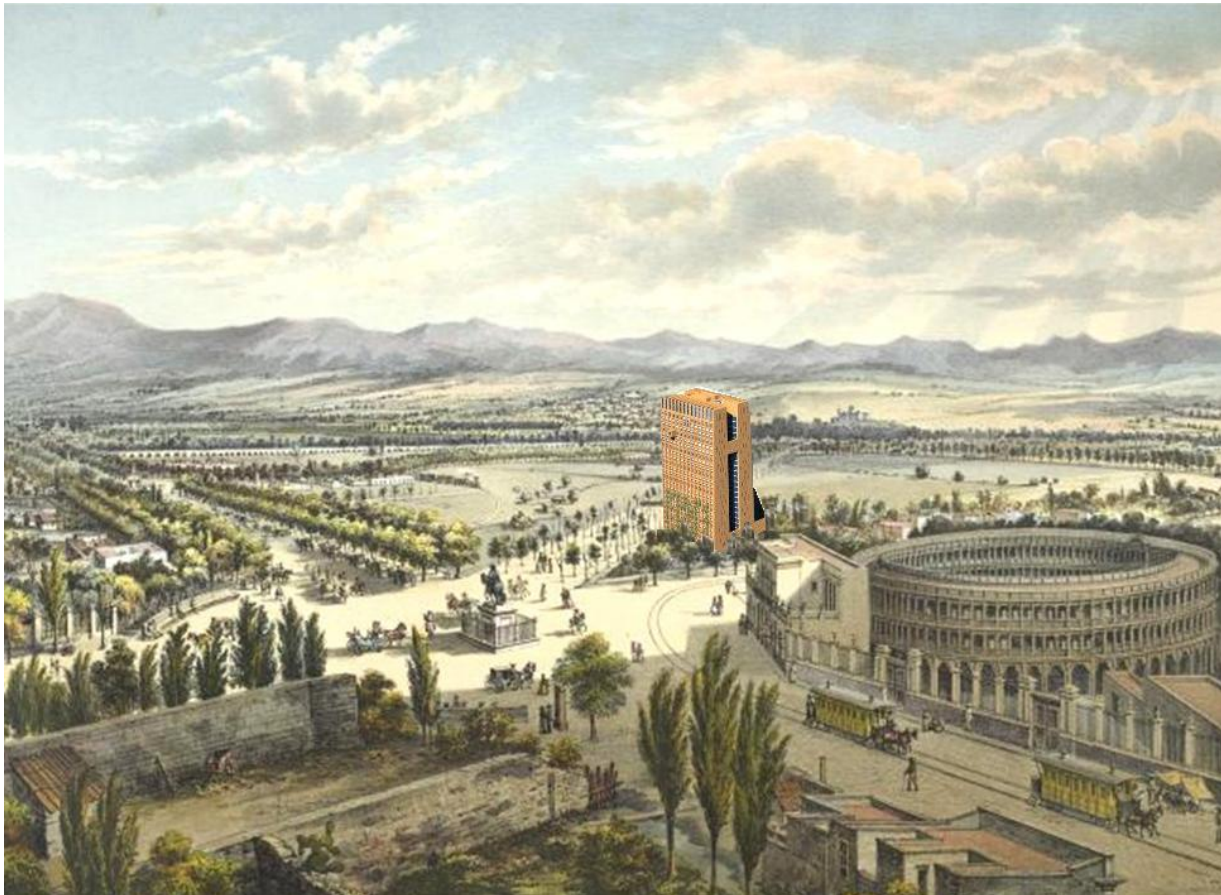


Fig. Paseo Degollado 1857.

En la siguiente tabla se muestra la descripción breve de los acontecimientos relacionados con el Paseo de la Reforma desde 1785 hasta 1908.



Fecha	Gobernante	Autor/Promotor	Descripción
1785-1787	Virrey Conde Bernardo de Gálvez		Se construye el Castillo de Chapultepec
1852	Mariano Arista	Manuel Tolsá	Se traslada la Estatua de Carlos IV al inicio del Paseo de Bucateli
1864	Emperador Maximiliano y Carlota	Arq. Luis Bolland	Hace el proyecto del Paseo inspirado en Campos Elíseos de París
1865	Emperador Maximiliano y Carlota	Arq. Luis Bolland	Se pone en uso la primera etapa del llamado Paso de la Emperatriz
1866	Emperador Maximiliano y Carlota	Arq. Luis Bolland	Se establece el uso exclusivo del Paseo para la Emperatriz y su Corte
1867	Benito Juárez		Cae Maximiliano y es fusilado en Querétaro. Carlota está fuera del país
1868	Benito Juárez		Al triunfo de la República adopta el nombre de Paseo Degollado y es público
1870	Benito Juárez		Se termina la primera etapa que incluye solamente la glorieta de Av. Niza
1872	Sebastián Lerdo de Tejada		Por decreto adquiere el nombre de Paseo de la Reforma.
1872	Sebastián Lerdo de Tejada		Se construye un terraplén y el puente de La Teja de 8m. de ancho
1873-1876	Sebastián Lerdo de Tejada		Se continúa la obra ampliando la calzada y construyendo andadores laterales y otras glorietas
1877	Porfirio Díaz	Carlos Cordier	A. Escandón dona la estatua de Cristobal Colón de la glorieta de Av. Versalles
1878	Porfirio Díaz		Se inicia el desarrollo urbano, nuevas colonias denominadas Arquitectos, del Paseo y Paseo Nuevo.
1878-1880	Porfirio Díaz		Se instalan bancas de cantera y pedestales para esculturas mitológicas
1887	Porfirio Díaz	Miguel Noreña	Se inaugura la Estatua de Cuauhtémoc en la Glorieta de Insurgentes
1887	Porfirio Díaz	Francisco Sosa	Propone usar los pedestales para personajes del movimiento de Reforma
1888	Porfirio Díaz	Francisco Sosa	La propuesta es aceptada alternando personajes con jarrones esculpidos
1889	Porfirio Díaz	Gabriel Guerra	Los jarrones de bronce se funden en los talleres de Gabriel Guerra
1889	Porfirio Díaz	Alejandro Casarín	Se inauguran las estatuas de los Indios Verdes en la glorieta del Carlos IV
1889-1895	Porfirio Díaz	Gabriel Guerra	Se colocan 38 estatuas de personajes, 18 estados y el D.F., dos de cada uno.
1895	Porfirio Díaz	Gabriel Guerra	Se inauguran oficialmente las 38 estatuas con personajes de la Reforma.
1890-1900	Porfirio Díaz	Alberto Best	Primeras unidades de alumbrado público en el Paseo de la Reforma
1902	Porfirio Díaz	Ant. Rivas Mercado	Primera piedra de la Columna de la Independencia en la glorieta de Río Tiber
1902	Porfirio Díaz		Se inicia el trazo de la colonia Reforma o La Teja que con el tiempo serían las colonias Cuauhtémoc y Juárez
1900-1910	Porfirio Díaz	Ant. Rivas Mercado	Obras de ampliación, calles laterales, banquetas, guarniciones, pavimento, iluminación
1907	Porfirio Díaz	Ant. Rivas Mercado	Por hundimiento de la Columna de la Independencia se desmontan 2400 piezas de cantera
1908	Porfirio Díaz	Ant. Rivas Mercado	Trabajos de cimentación mediante pilotes de madera de 30m. de largo

Tabla. Cronología del Paseo de la Reforma.

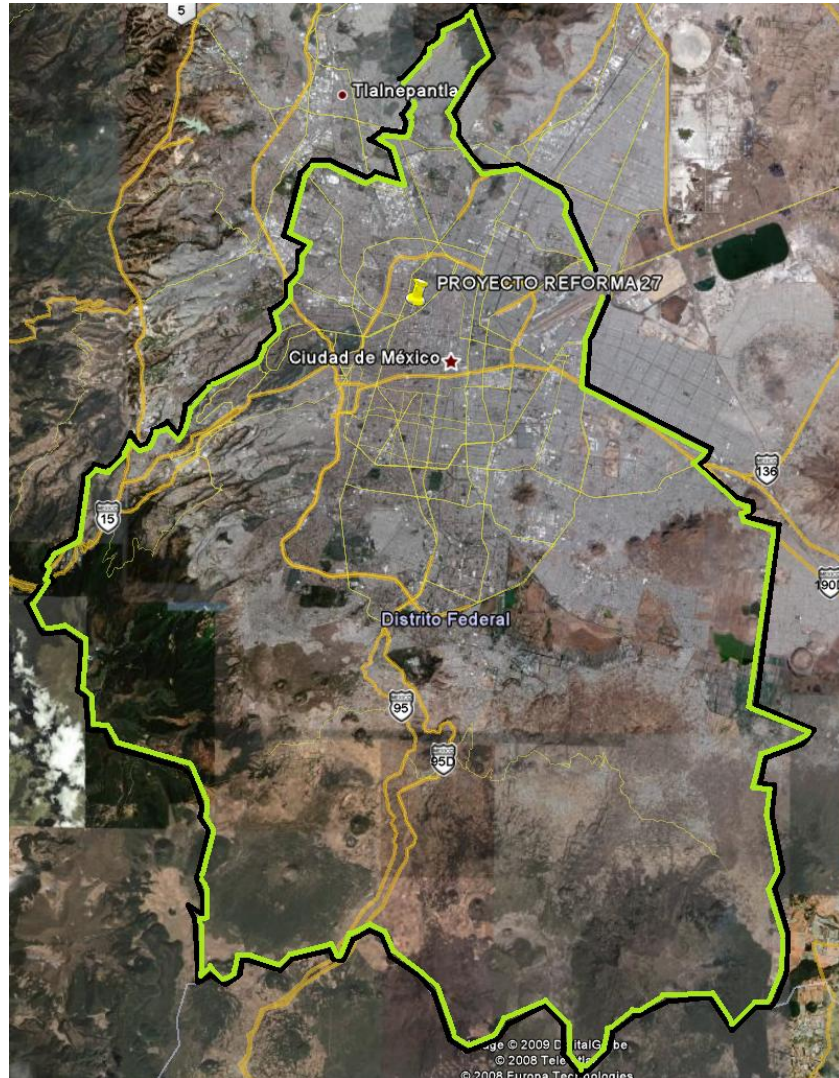


Fig. Localización del Proyecto Reforma 27 en el Distrito Federal.



OBJETIVOS

Objetivo General

Conocer las características generales y técnicas del Proyecto mixto (habitacional y comercio) denominado Reforma 27, para poder proponer una solución de procedimiento constructivo que sea lógica, eficiente, segura, ambiental y rentable para este edificio en particular y para sus características geotécnicas particulares.

Objetivos específicos

- ❖ Revisar las características del contexto histórico estratigráfico del Valle de México.
- ❖ Identificar los requerimientos técnicos particulares de este Proyecto, para que a partir de esta información, se pueda fundamentar la solución propuesta.
- ❖ Conocer la importancia tanto de una perfecta planeación del procedimiento constructivo de la cimentación de un edificio (de dimensiones cualesquiera) como de la seguridad que brindará una vez construida.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





I. LA IMPORTANCIA DE LOS SUELOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES.

1.1 TIPOS DE SUELOS EN EL VALLE DE MÉXICO

FORMACIÓN DEL VALLE DE MÉXICO

Principales eventos geológicos en la Cuenca de México



- ❖ Depósito de aproximadamente 2,000 m de calizas, areniscas y lutitas en un ambiente marino durante el Cretácico.
- ❖ Plegamiento y fallamiento normal de las rocas marinas durante el Terciario temprano, dando origen a un sistema tectónico regional de graben centrado en la Cuenca.
- ❖ Depósito de sedimentos volcánicos, fluviales y lacustres en el graben durante el Plioceno-Eoceno.
- ❖ Depósito de flujos de lava y materiales piroclásticos durante el Oligoceno, Mioceno y Pleistoceno.
- ❖ Depósito de abanicos aluviales y de piamonte en las regiones del este y oeste, durante el Plioceno superior y el Pleistoceno.
- ❖ Erupciones volcánicas de basalto y pómez durante el Pleistoceno, en la parte central y sur de la cuenca. Las más importantes efusiones del Cinturón volcánico del Chichinautzin, lo que causó el cierre de la cuenca.
- ❖ Desarrollo del ambiente lacustre como una consecuencia del cierre de la cuenca.
- ❖ Desarrollo de un conjunto de fallas NE-SW, a través del piso de la cuenca, bajo los depósitos lacustres.

La Ciudad de México está situada en una planicie lacustre en la cuenca de México. Dicha cuenca ocupa un área de aproximadamente 9,600 km² situada a 2,250 m sobre el nivel del mar, en el extremo sur de la Mesa Central. La cuenca de México tiene un contorno irregular, alargado de norte a sur, de aproximadamente 125 km de largo y 75 km de ancho. Está rodeada por altas montañas, limitada al norte por las sierras de Pachuca, Tepetzotlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán. Al sur está limitada por la sierra de Chichinautzin, al este por la sierra Nevada con sus picos Ixtacihuatl y Popocatepetl, con una altura media de 5,300 m. Al oeste la cuenca está limitada por la sierra de Monte Alto y de las Cruces.

La cuenca de México permaneció abierta (exorreica) hasta hace 700,000 años, cuando una gran actividad volcánica formó una enorme cortina natural: la sierra de Chichinautzin, que cerró la cuenca y obstruyó el drenaje que iba al río Balsas. Por esta razón se almacenó agua y dio origen a varios lagos. Los ríos que descendían de las sierras circundantes depositaron en potentes conos de deyección, materiales muy diversos al confluir a dichos lagos. La parte central de la cuenca se fue llenando con acarreos limo-arenosos, limo-arcillosos y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del sur. Al pie de las sierras y por el brusco cambio de pendiente de los ríos, se localizan grandes depósitos aluviales de composición muy variable y estratificación cruzada o lenticular, evidencia de una dinámica erosiva debido a periodos de lluvia intensa.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

En 1952 el Bureau of Reclamation y el Corps of Engineers, llegaron a un acuerdo para modificar la clasificación de los suelos para aeropuertos dando origen al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Esta descripción se concentra tanto en el material como en la descripción del suelo desde el punto de vista técnico. La mayor ventaja del SUCS es que permite identificar un suelo con un examen visual y manual del mismo sin tener que realizar gasto alguno.

El SUCS divide los suelos de la siguiente manera:



SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS

Más de la mitad del material es retenido por malla #200. Incluye gravas (de la mitad de la fracción gruesa es retenido por malla #4) y arenas (de la mitad de la fracción gruesa pasa por malla #4) que se subdividen en:

- ❖ Gravas y arenas bien graduados (GW y SW).- prácticamente sin finos (menos del 5%) y con partículas gruesas de todos los tamaños.
- ❖ Gravas y arenas mal graduados (GP y SP).- prácticamente sin finos (menos del 5%) y con granos gruesos del mismo tamaño.
- ❖ Gravas y arenas limosas (GM y SM).- material con una cantidad apreciable de finos no plásticos (mas del 12%). Se usas en combinación con GW, GP, SW y SP
- ❖ Gravas y arenas arcillosas (GC y SC).- material con una cantidad apreciable de finos plásticos (mas del 12%). Se usas en combinación con GW, GP, SW y SP

Cuando los finos se encuentran entre el 5% y el 12% son casos frontera que requieren el uso de símbolos dobles. En la tabla 1 y en la figura de la pág. 20 se muestra esta clasificación y la carta de plasticidad.

SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS

Más de la mitad del material pasa por la malla #200 y se dividen en:

- ❖ Limos y arcillas (límite líquido menor al 50%)
 - limos inorgánicos o arcillas ligeramente plásticas (ML)
 - arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad (CL)
 - limos y arcillas orgánicas de baja plasticidad (OL)
- ❖ Limos y arcillas (límite líquido mayor al 50%)
 - limos inorgánicos (MH)
 - arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH)
 - arcillas y limos orgánicos de media o alta plasticidad (OH)
 - turbas y otros suelos altamente orgánicos (PT)

LOS TIPOS DE SUELO SE PUEDEN CLASIFICAR SEGÚN SU NATURALEZA DE LA SIGUIENTE MANERA

- ❖ Gravas.- Son fragmentos de roca, se encuentran en los lechos, márgenes y los conos de deyección de los ríos, así como en depresiones.
- ❖ Arena.- Son granos finos procedentes de la trituración de las rocas. Su origen es análogo a las gravas porque suelen encontrarse en el mismo depósito.
- ❖ Limos.- Suelos de granos finos con poca plasticidad. No son adecuados para soportar cargas. Su color va entre los grises claros a oscuros.
- ❖ Arcilla.- Son minerales cristalinos, hay dos tipos: silicio y aluminio. En general, las arcillas son plásticas y se contraen al secarse.



SUELOS ESPECIALES

- ❖ Caliche.- Estratos de suelo cuyos granos se encuentran cementados. Para que se logren formar se necesita un clima semi-árido.
- ❖ Loess.- Son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos se presentan agujeros verticales. Debilitando el suelo.
- ❖ Diatomita. Son depósitos de polvo silícico de color blanco.
- ❖ Gumbo.- Suelo arcilloso fino, es pegajoso, plástico y esponjoso. Es un material difícil de trabajar.
- ❖ Tepetate.- Material polvoriento existen varias clases: *arcilloso* donde prevalece la arcilla; *areno-limoso*, predomina la arena; y *limo-arenoso* el limo es su componente principal.



División Mayor		Símbolo	Nombre típico	Clasificación laboratorio	
Suelos Gruesos	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla # 4	GW	Gravas bien graduadas	CU mayor de 4 CC entre 1 y 3	
		GP	Gravas mal graduadas	No satisface todos los requisitos	
		GM	Gravas limosas	Límites de Atterberg debajo de la línea "A" o LP menor de 4	
		<u>GRAVAS</u>	GC	Gravas arcillosas	Límites de Atterberg arriba de la línea "A" o LP mayor de 7
	Más del 50% del material es retenido por la malla #4	Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla # 4	SW	Arenas bien graduadas	CU mayor de 6 CC entre 1 y 3
			SP	Arenas mal graduadas	No satisface todos los requisitos
			SM	Arenas limosas	Límites de Atterberg debajo de la línea "A" o LP menor de 4
			<u>ARENAS</u>	SC	Arenas arcillosas
	Suelos Finos	LIMOS Y ARCILLAS	ML	Limos inorgánicos, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos	
			CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arena o limos	
OL			Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
Más del 50% del material pasa por la malla # 200		LIMOS Y ARCILLAS	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos, diatomáceos o elásticos	
			CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad	
			OH	Arcillas o limos orgánicos de media o alta plasticidad	

Tabla 1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

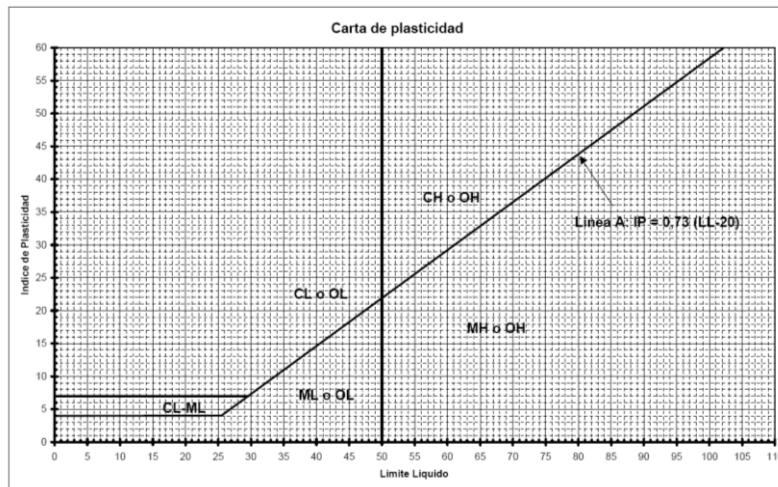


Fig. Carta de plasticidad

SUELOS SIN Y CON COHESIÓN, CLASIFICACIÓN SEGÚN SU ESTRUCTURA RELACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA PARTÍCULA

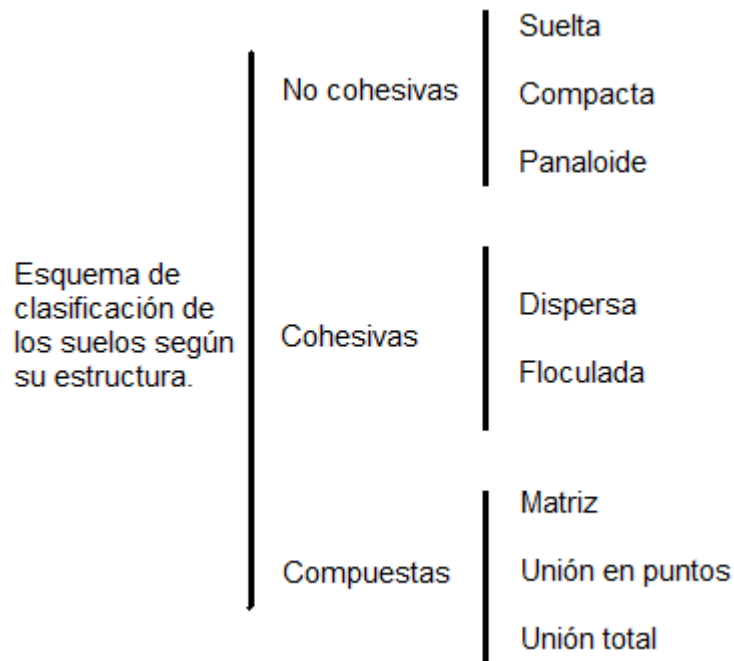


Fig. Clasificación de los suelos según su estructura

Las propiedades mecánicas de los suelos varían entre aquellas correspondientes a la arcilla plástica y a la arena limpia perfectamente seca o completamente sumergida. Si excavamos en un lecho de arena seca o completamente sumergida, el material a los costados de la excavación se desliza hacia el fondo de la misma. Este comportamiento de



Los materiales indica la ausencia completa de vínculo entre las partículas individuales de arena. El deslizamiento del material no se detiene hasta que la pendiente del talud no sea igual a un cierto ángulo conocido con el nombre de ángulo de reposo.

El vínculo entre las partículas del suelo se llama cohesión. No se pueden asignar ángulos de reposo definidos, para los terrenos con cohesión, porque la máxima pendiente de equilibrio decrece con el aumento de altura del talud. La arena, cuando está húmeda, tiene alguna cohesión. Como consecuencia, la máxima pendiente del talud decrece al aumentar su altura.

Las propiedades mecánicas de las arenas y arcillas son tan complejas que es imposible un análisis matemático riguroso de su comportamiento. Por lo tanto, la mecánica teórica de los suelos estudia exclusivamente materiales ideales, cuyas propiedades mecánicas representan una simplificación con respecto a las correspondientes a las arenas y arcillas reales.

La mayoría de los suelos reales pueden soportar una deformación considerable sin pérdida apreciable de su resistencia al corte. Con el objeto de simplificar las teorías, suponemos que la resistencia al corte de un terreno ideal es independiente del grado de deformación.

Sin embargo, la diferencia entre las propiedades mecánicas reales y las supuestas, varía en mucho con los distintos suelos. La investigación de esta diferencia pertenece al dominio de la física de los suelos y de la mecánica.

Todo esto se puede resumir en lo siguiente:

SUELOS NO COHESIVOS

Granos de forma cúbica o esférica como arenas y gravas. Se distingue por una especial compacidad y la orientación de las partículas que da una especial permeabilidad al suelo.

Estructura suelta.- suelo poco compacto cuyas partículas se deforman fácilmente ante la aplicación de una carga

Estructura compacta.- partículas con alto grado de acomodo y poca deformación. La porosidad es de 26%

Estructura panaloide.- soporta cargas estáticas con poca deformación aunque la vibración puede producir un reacomodo y con él un asentamiento.

SUELOS COHESIVOS

La estructura la determinan lo minerales arcillosos y las fuerzas q actúan entre ellos.

Estructura dispersa.- la repulsión de las partículas a medida que se acercan entre sí hace que cada una se coloque a la distancia mínima entre grano y grano, ya que las presiones osmóticas tienden a hacer que se separen las partículas. Son suelos densos e impermeables.

Estructura floculenta.- las partículas coloides (menores a 0.0002mm) pueden permanecer en suspensión pues en ellas el peso ejerce poca influencia. Cuando las partículas se acercan sus cargas ejercen una presión que las vuelve a separar. Los flóculos forman panales y suelos ligeros y muy compresibles.



SUELOS COMPUESTOS

Constituidas por granos gruesos con nexos que los mantienen unidos. Son las estructuras que mas abundan en la naturaleza ya que su sedimentación comprende partículas de todos los tamaños, tipos y propiedades. Hay varios agentes cementantes como la arcilla que se debilitan ante la acción del agua.

Estructura matriz.- el volumen del material cementante es mayor al doble del volumen de los granos redondeados que componen el suelo.

Estructura de unión de puntos.- el volumen de los granos redondeados es mayor al doble del material cementante, por lo que es rígida, incompresible y resistente al choque y vibración siempre y cuando el cementante permanezca fuerte.

Estructura de unión total.- también el volumen de granos es mayor al doble del cementante con la diferencia de que los granos se tocan unos a otros con el material cementante entre los poros que forman. Esto da como resultado suelos rígidos e incompresibles que no se ablandan con la intervención del agua

CLASIFICACIÓN NATURAL DE LOS SUELOS

TIPO	HORIZONTES, RASGOS CARACTERÍSTICOS	FERTILIDAD	DISTRIBUCIÓN
Vertisol	Ninguno; alto contenido de arcilla hinchable	Buena	Pastizales de regiones estacionalmente secas, como por ejemplo India, Sudán, Texas
Inceptisol	Incipiente; se forma en superficies de tierras jóvenes	Variable	En todo el mundo, aunque más común en regiones montañosas
Arisdisol	Diferenciado, especialmente el horizonte de arcilla	Buena con riego	En regiones desérticas de todo el mundo
Molisol	Diferenciado, con horizonte de gruesa superficie orgánica oscura	Excelente, especialmente para cereales	Grandes praderas, pampas argentinas, estepas rusas
Espodosol	Diferenciado, con concentraciones de materias orgánicas, aluminio y hierro	Buena, especialmente para trigo	Bosques septentrionales de Europa y Norteamérica
Alfisol	Diferenciado, especialmente el horizonte de arcilla	Deficiente, requiere fertilizantes	Regiones húmedas y templadas de Norteamérica y Europa
Eltisol	Diferenciado, altamente lixiviado con horizonte de arcilla ácida.	Deficiente, requiere fertilizantes orgánicos	Subtrópicos húmedos, como por ejemplo el sureste de EEUU India, el Sureste asiático
Oxisol	No diferenciado, con brillantes rojos y amarillos debido a los minerales ferrosos	Deficiente, requiere fertilizantes	Trópicos húmedos, en especial las cuencas del Amazonas y del Congo
Histosol	No diferenciado, drenaje deficiente, el más alto contenido de carbono	Variable	Regiones húmedas, tanto frías (turberas) como cálidas

Tabla 2. Clasificación natural de los suelos.



1.2 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS EN EL VALLE DE MÉXICO

CONCEPTOS Y ORÍGENES

El geólogo inglés John Michell, fue el primero en sugerir que los sismos y los terremotos eran causados por ondas emitidas por el deslizamiento de masas y rocas en los estratos más profundos de la Tierra. La investigación moderna sobre los volcanes y el papel que desempeñan en la formación de la mayor parte de la corteza terrestre la inició el geólogo francés Jean-Étienne Guettard, a mediados del siglo XVII. A fines del mismo siglo, los solitarios esfuerzos del geólogo alemán Abraham Gottlob Werner popularizaron la falsa noción de que la mayor parte de las rocas tenían un origen sedentario, a partir del océano, que en tiempos remotos había sido el "ancho mundo", algo conocido como el *neptunismo*. Sin embargo Hutton demostró que la mayor parte de las rocas habían sido formadas a través de la acción volcánica, conocido como el *plutonismo*. Tanto los volcanes como los terremotos son la expresión de la energía interna de la Tierra, que se origina, en su mayoría, a partir de la radiactividad.

En la zona de la corteza es donde se encuentran los estratos que representan la historia de la Tierra. Debido a que los estratos se acumulan (y contienen las características de su tiempo), estos se pueden dividir, y esta división se da en periodos de tiempo. Todos los ríos, lagos y océanos del mundo van depositando de manera lenta barro y cieno, en un largo proceso que ha recibido el nombre de sedimentación (de la palabra latina que significa asentamiento o instalación). Nuevas capas de sedimento se depositan sobre las ya existentes, una y otra vez, hasta que el peso de las anteriores comprime a las inferiores para convertirlas en roca sedimentaria. En nuestros días es posible calcular a qué velocidad se realiza dicha sedimentación, y si se considera que el ritmo se ha mantenido sin variantes a lo largo de los siglos, puede estimarse cuánto se tardó en producir determinado grosor de roca sedimentaria en la superficie terrestre.

MECÁNICA DEL SUELO.

PROPIEDADES DEL SUELO

Una masa de suelo es un arreglo o red de partículas sólidas, las cuales envuelven vacíos o espacios huecos de diferentes tamaños, estos espacios pueden estar llenos u ocupados por agua, aire o con parte de agua y de aire.

Las relaciones de volúmenes son: la porosidad, la relación de vacíos y el grado de saturación.

- ❖ La porosidad de la masa sólida se define como la relación entre volumen de vacíos y el volumen total de la masa.
- ❖ La relación de vacíos de la masa se define como la relación entre el volumen de espacios vacíos y el volumen de sólidos.



- ❖ El grado de saturación se define como la relación existente entre el volumen de agua y el volumen de vacíos.

La relación de vacíos es expresada por lo regular como una relación, a diferencia de la porosidad y el grado de saturación que son representados por porcentajes.

IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS

Las propiedades de los suelos que se relacionan a continuación, son importantes en la mayoría de los problemas de suelos:

- ❖ Resistencia al esfuerzo cortante (suelos cohesivos)
- ❖ Compacidad (suelos no cohesivos)
- ❖ Compresibilidad
- ❖ Permeabilidad
- ❖ Color
- ❖ Plasticidad
- ❖ Estructura del suelo

Para descripciones precisas de estas propiedades deben de hacerse ensayos de laboratorio, sin embargo una persona experimentada puede estimar la mayor parte de ellas observando y examinando cuidadosamente en el campo pequeñas muestras

- Resistencia Del Suelo.

Es una propiedad fundamental de los suelos cohesivos inalterados. Suele definirse como la resistencia a compresión, se puede estimar por la presión necesaria para comprimir entre los dedos una muestra inalterada. Los suelos frágiles fallan bruscamente con una pequeña deformación, los elásticos parecen goma, los friables se desmoronan fácilmente y los susceptibles pierden resistencia al reamarse.



Termino usado	Resistencia a compresión	Ensayo de campo
Muy blando	0-0.25 kg/cm ²	Se escuerne fácilmente entre los dedos al cerrar la mano
Blando	0.25-0.50 kg/cm ²	Se amasa fácilmente con los dedos
Firme	0.50-1.00 kg/cm ²	Se amasa con fuerte presión de los dedos
Resistente	1.00-1.50 kg/cm ²	Se deprime con fuerte presión de los dedos
Muy resistente	1.50-2.00 kg/cm ²	Se deprime ligeramente con la presión de los dedos
Duro	2.00 o mas	Se hiende ligeramente con la punta del lápiz

Tabla 3. Resistencia del suelo

- Compacidad:

Esta característica de los suelos no cohesivos, se halla comparando la relación de vacíos real del suelo, con la variación de la relación de vacíos de ese suelo al pasar del estado suelto al compacto. Se puede estimar por la facilidad con la que penetra en el suelo una barra de acero.

Termino usado	Compactividad relativa	Ensayo de campo
Suelta	0-50%	Una barra de acero de 12.5mm (1/2 pulg.) de diámetro penetra fácilmente empujada a mano
Firme	50-70%	Una barra de acero de 12.5mm (1/2 pulg.) de diámetro penetra fácilmente hincada a mano
Compacta	70-90%	Una barra de acero de 12.5mm (1/2 pulg.) de diámetro penetra fácilmente hincada con un martillo de 2.3 kg.
Muy compacta	90-100%	Una barra de acero de 12.5mm (1/2 pulg.) de diámetro penetra solo unos centímetros con un martillo de 2.3 kg.

Tabla 4. Compacidad del suelo.

- Compresibilidad:

Se estima de acuerdo con el límite líquido y la relación de vacíos.

Termino usado	Índice de compresión	Limite de liquido
Ligera o baja compresibilidad	0.019	0.30
Moderada o intermedia	0.20-0.39	31.50
Alta compresibilidad	0.40 o mayor	51 y mayor

Tabla 5. Compresibilidad del suelo.



Límite líquido (LL) .- Se define por la humedad que tiene el suelo amasado cuando con 25 golpes ligeros contra una placa de goma dura de una vasija especial, se cierra el surco de sección trapecial que se había abierto en la masa húmeda de suelo colocada en dicha vasija.

Estado	Descripción	Límite
Líquido	Una pasta; sopa de guisantes a mantequilla blanda: un líquido viscoso	
		Límite Líquido (LL)
Plástico	Mantequilla blanda a masilla dura; se deforma pero no se agrieta	
		Límite Plástico (LP)
Semisólido	Queso; se deforma permanentemente, pero se agrieta	
		Límite de retracción (LR)
Sólido	Caramelo duro; falla completamente al deformarse	

Tabla 6. Límites de Atterberg.

- Permeabilidad:

Los poros de los suelos no son cavidades aisladas en las cuales se pueda depositar el agua, sino que son pequeños conductos irregulares que están intercomunicados por los cuales puede fluir el agua de la misma manera que lo hace por otros conductos. Las variaciones de permeabilidad en los suelos naturales son aún mayores que la variedad en el tamaño de los granos.

Termino usado	Valores de k (cm./seg.)	Suelo Típico
Muy permeable	Mayor que 1×10^{-1}	Grava gruesa
Moderadamente permeable	1×10^{-1} a 1×10^{-3}	Arena, arena fina
Poco permeable	1×10^{-3} a 1×10^{-5}	Arena limosa, arena sucia
Muy poco permeable	1×10^{-5} a 1×10^{-7}	Limo, arenisca fina
Impermeable	Menos que 1×10^{-7}	arcilla

Tabla 7. Permeabilidad del suelo.

- Color:

No es una propiedad importante por si misma pero puede indicar otras propiedades más importantes. Por ejemplo: matices amarillos y rojos indican que un suelo ha sufrido severa meteorización, porque los colores están en los óxidos de hierro. Un color castaño verdoso oscuro indica a menudo presencia de materia orgánica. Si durante la excavación se encuentra un cambio de color, es con frecuencia una indicación de que se ha descubierto un estrato diferente en el suelo con propiedades diferentes.



- Plasticidad.

La plasticidad se determina por el índice de plasticidad o puede estimarse por la resistencia de una muestra secada al aire.

Termino usado	IP	Resistencia en seco	Ensayos de campo
No plástico	0-3	Muy baja	Cae en pedazos fácilmente
Ligeramente plástico	4-15	Ligera	Se tritura fácilmente con los dedos
Medianamente plástico	15-30	Mediana	Difícil de triturar
Muy plástico	31 o mayor	Alta	Imposible de triturar con los dedos

Tabla 8. Plasticidad del suelo.

- Determinación de la estructura del suelo:

Se debe determinar por una cuidadosa observación del mismo, usando los siguientes términos:

- ❖ Homogénea (propiedades uniformes)
- ❖ Estratificada (capas alternadas de suelos diferentes)
- ❖ Laminada (repetición de capas alternadas con espesor menor de 3mm)
- ❖ En franjas (capas alternadas en suelos residuales)
- ❖ Espejos de falla (antiguos planos de falla)
- ❖ Canales de raíces
- ❖ Fisuras (Grietas, de retracción, heladas)
- ❖ Meteorización (descoloramiento irregular).

QUÍMICA DEL SUELO.

El suelo ha sido comparado con un laboratorio químico muy complicado, donde tienen lugar un gran número de reacciones que implican a casi todos los elementos químicos conocidos. Algunas reacciones se pueden considerar sencillas y se comprenden con facilidad, pero el resto son complejas y de difícil comprensión. En general los suelos se componen de silicatos con complejidades que varían desde la del sencillo óxido de silicio —cuarzo— hasta la de los silicatos de aluminio hidratados, muy complejos, encontrados en los suelos de arcilla.

Las plantas obtienen nutrientes de los coloides del suelo, partículas diminutas parecidas a la arcilla que se mezclan con el agua, aunque no se disuelven en ella. Se forman como producto de la meteorización física y química de minerales primarios. Consisten en cantidades variables de óxidos hidratados de hierro, aluminio y silicio y de minerales cristalinos secundarios como la caolinita y la montmorillonita.



ORGÁNICA DEL SUELO.

El término general utilizado para definir la mezcla compleja de materia orgánica del suelo es humus. No es una mezcla estable de sustancias químicas, es más bien una mezcla dinámica, en constante cambio, que representa cada etapa de la descomposición de la materia orgánica muerta, desde la más simple a la más compleja. El proceso de descomposición está causado por la acción de un gran número de bacterias y hongos microscópicos. Estos microorganismos atacan y digieren los compuestos orgánicos complejos que constituyen la materia viva, reduciéndola a formas más simples que las plantas pueden usar como alimento. Un ejemplo típico de acción de las bacterias es la formación de amoníaco a partir de proteínas animales y vegetales.

PROCESOS DE FORMACIÓN DE SUELOS.

Se realiza una alteración física química de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas volcánicas del ambiente que surgieron interrupciones de este proceso debido a largos periodos de sequía, actividad volcánica. Todos los fenómenos anteriores fueron los causantes de las modificaciones (lentas pero constantes) en nuestro suelo.

Evolución de las propiedades mecánicas

- ❖ Consolidación natural. Se consolidaron los suelos bajo un mismo peso, a causa de una deshidratación o secado solar.
- ❖ Consolidación inducida. Afectan varios factores entre los cuales destacan:

La colocación de rellenos desde la época precortesiana
Aperturas de túneles para drenaje.
Extracción de agua del subsuelo
Construcción de estructuras

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

En relación a las zonas de lago y transición de la Ciudad de México se ha encontrado una disminución de la compresibilidad y aumento de la resistencia. A consecuencia de:

- ❖ Bombeo profundo para abastecimiento de agua potable
- ❖ Efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales
- ❖ El peso de las estructuras
- ❖ Abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para las construcciones de cimentación y mantenimiento de sótanos.

LOS ESTRATOS EN LA CORTEZA

El aspecto general de la corteza es el de una estructura compuesta por dos tipos principales de roca: basalto y granito; este último, de densidad inferior, que cabalga sobre



el basalto, forma los continentes y en los lugares en que el granito es particularmente denso, las montañas (al igual que un gran iceberg emerge a mayor altura del agua que otro más pequeño). Las montañas jóvenes hunden profundamente sus raíces graníticas en el basalto; pero a medida que las montañas son desgastadas por la erosión, se adaptan ascendiendo lentamente (para mantener el equilibrio de masas llamado *isóstasis*, nombre sugerido en 1889 por el geólogo americano Clarence Edward Dutton. La *flotación* del granito sobre el basalto sugiere, inevitablemente, la posibilidad de una traslación o deriva continental. Esta teoría fue propuesta por el geólogo alemán Alfred Lotear Wegener, quien sugirió que los continentes formaban al principio una única masa de granito a la que denominó Pangea, la cual se fracturó con el tiempo y formó las placas tectónicas.

Debido que las rocas y la mayor parte de la corteza terrestre está formada por las erupciones volcánicas, plutonismo, y debido a que la corteza convive con los mares, ríos y lagos (los cuales causan la ya dicha sedimentación), es en la corteza donde los estratos se encuentran. Con el paso del tiempo, dichos estratos se han comprimido con la aparición de los nuevos estratos (que debido a las diferencias de tiempo contienen características diferentes, así un estrato puede ser de arcilla arenosa y por debajo de esta puede haber una capa de roca sedimentaria.)

Hay que tomar en cuenta que la tierra está formada en su mayoría por roca, por lo que siempre o casi siempre hay un estrato de roca en lo más profundo de los estratos.

ESTRATIGRAFÍA EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Antecedentes de la estratigrafía en la Cuenca de México

La siguiente tabla muestra los principales depósitos lacustres de la cuenca de México. Es una síntesis de datos de Bryan (1948), Zeevaert (1953) y Foreman (1955).

Formación	Profundidad (m)	Espesor (m)	w (%)	Litología
Azteca	N/D	N/D	N/D	N/D
Teotihuacan	N/D	N/D	N/D	Relleno
Zacatenco	N/D	N/D	N/D	N/D
Totalzingo	5 - 6	1	50 - 100	Ceniza alterada y arena
Barrilaco	6 - 7	1	100	Arcilla y arena con pómez y caliche.
Becerra	7 - 8.3	1.3	60 -100	Arena, arcilla y arena pumítica
Tacubaya	8.3 - 33	24.7	200-500	Limo arcilloso, ceniza alterada e inalterada, microfósiles
Tarango	33 - 80	47	30 -300	Depósitos aluviales y lacustres de grava, arena y limo arcillosos

Tabla 9 Estratigrafía general de la Ciudad de México



ZONIFICACIÓN ESTRATIGRÁFICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Basados en una gran cantidad de sondeos realizados a diferentes profundidades, Marsal y Mazari (1959) definieron tres zonas en la Ciudad de México: la zona del Lago, la zona de Transición y la zona de Lomas. En la siguiente figura se pueden apreciar dichas zonas.

- ❖ La zona del lago, conteniendo arcillas lacustres de baja resistencia y alta compresibilidad, NAF superficial, espesores de arcilla mayores a 20 cm, sin embargo su ventaja es que se trata de la zona con el tipo de suelo más investigado.
- ❖ La zona de Transición es material predominantemente arenoso, el espesor de arcillas es menor a 20 cm, el NAF se encuentra de 3 a 6 metros de profundidad, es un suelo heterogéneo, hay posibilidad de encontrar mantos colgados y tener asentamientos diferenciales.
- ❖ La zona de Lomas (zona firme) corresponde a tobas volcánicas y rocas intemperizadas, tiene topografía poco uniforme, no hay presencia de arcillas, para fines prácticos no hay presencia de NAF, es una zona con suelos de alta resistencia y baja compresibilidad, puede haber presencia de cavidades naturales o artificiales (migración de cavernas) o podría haber terrenos con rellenos mal compactados.

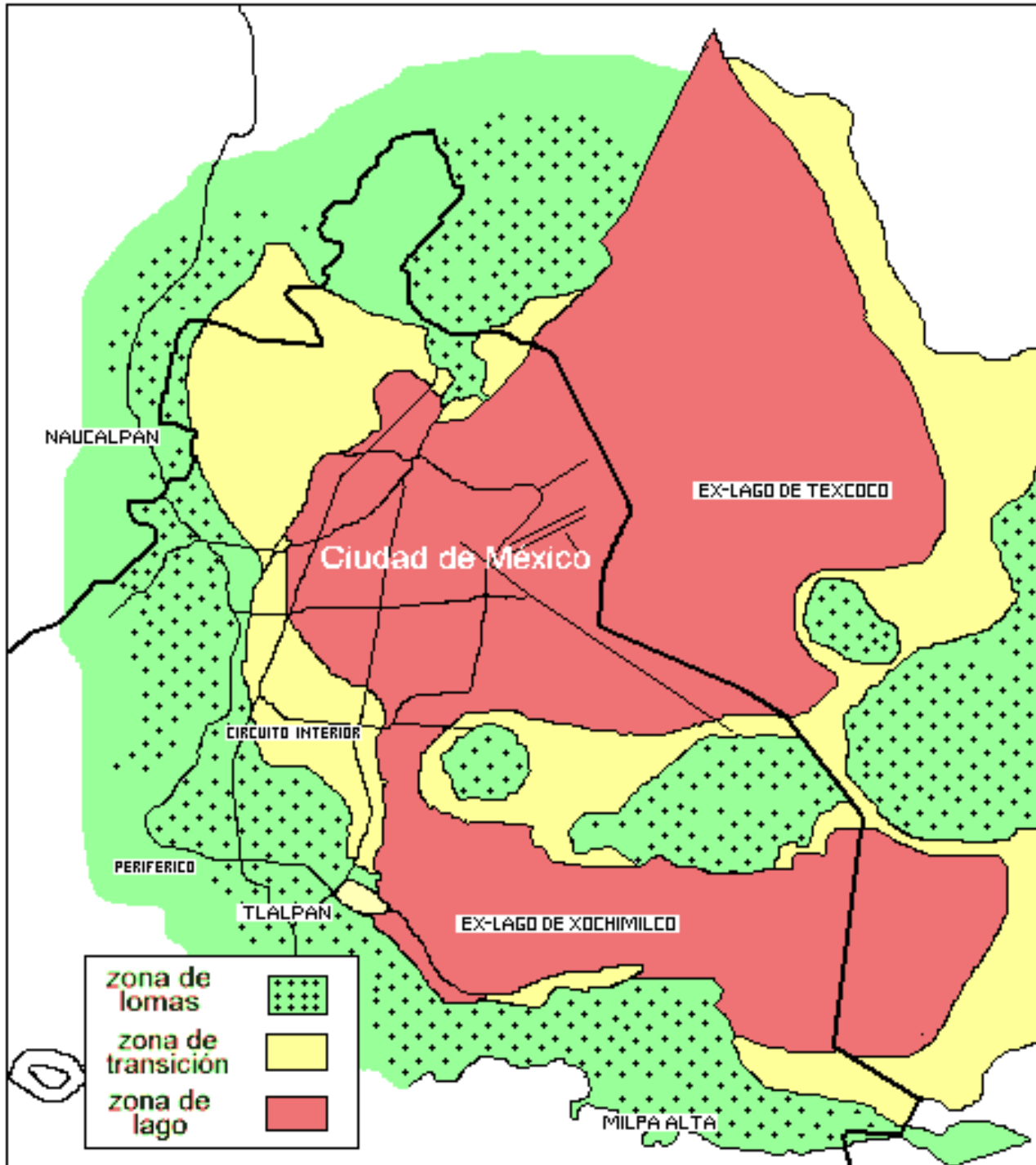


Fig. Zonificación estratigráfica de la Ciudad de México.



BOMBEO Y HUNDIMIENTO

Se inició en 1847, cuando los señores Pane y Molteni empezaron la abertura de pozos hasta de 150 m de profundidad, para 1857 se habían abierto 168 pozos. La inspección de nueve de esos pozos del centro de la Ciudad demostró que se extraía en promedio 1.5 l/seg/pozo. Posteriormente se intensificó la perforación de pozos, se requirió el bombeo y se inició el enorme problema del hundimiento regional originado por la pérdida de la presión piezométrica del agua intersticial.

Mediciones recientes de las condiciones piezométricas en el centro de la Ciudad demuestran que se está definiendo un abatimiento del nivel freático del orden de 25 m, provocando un manto colgado que es alimentado por aguas de lluvia y fugas de tuberías. Este manto tiene pérdidas debidas a bombeos en construcciones en proceso y cajones de cimentación mal impermeabilizados, así mismo lo abate la infiltración del agua a mantos inferiores a través de grietas.



1.3 ESTUDIOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN SUELOS.

ESTUDIO DE LOS ESTRATOS

En el reglamento de construcción del D.F. en el capítulo 8 del Título Sexto "De la seguridad estructural de las construcciones, referente al diseño de las cimentaciones, se indica en su artículo 171 los requisitos necesarios para la investigación del subsuelo del sitio mediante la exploración de campo y pruebas de laboratorio, con el fin de desarrollar y construir una buena cimentación.

En la siguiente tabla se presentan los requisitos mínimos de investigación del suelo según las Normas Técnicas Complementarias.



Tipo de suelo	Peso Unitario (W) (t/m ²)	Perímetro de la construcción (P)	Profundidad de desplante (Df) (m)	Procedimiento de exploración	Número de exploraciones
ZONA I	W < 5	P < 80	Df < 2.5	En rellenos sueltos, galerías de minas y oquedades, se utiliza la observación y las mediciones directas apoyadas en métodos indirectos	1 por cada 80 m del perímetro
				Pozos a cielo abierto y obtención de propiedades índices que permitan definir la profundidad de desplante	
ZONA II	W < 5	P < 80	Df < 2.5	En rellenos sueltos, galerías de minas y oquedades se utilizará la observación y las mediciones directas	1 por cada 80 m del perímetro
				Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía, la obtención de propiedades índices y definir la profundidad de desplante	
ZONA III	W < 5	P < 120	Df < 2.5	En rellenos sueltos, galerías de minas y oquedades se utilizará la observación y las mediciones directas	1 por cada 120 m del perímetro
				Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía, la obtención de propiedades índice y definir la profundidad de desplante	

Tabla 10. Requisitos mínimos de investigación del subsuelo, según las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.



Tipo de suelo	Peso Unitario (W) (t/ m ²)	Perímetro de la construcción (P) (m)	Profundidad de desplante (Df) (m)	Procedimiento de exploración	# de exploraciones
ZONA III	W > 5	P > 120	Df > 2.5	En rellenos sueltos, galerías de minas y oquedades, se utilizará la inspección detallada para su detección.	Uno por cada 120 m o fracción del perímetro
				Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía, las propiedades índices, las propiedades mecánicas y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo, con la clasificación de los materiales y su contenido de agua.	

Tabla 11. Requisitos de investigación del subsuelo para construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas en zona III.



Tipo de suelo	Peso Unitario (W) (t/ m ²)	Perímetro de la construcción (P)	Profundidad de desplante (Df) (m)	Procedimiento de exploración	Número de exploraciones
ZONA I	W > 5	P > 80	Df > 2.5	En rellenos sueltos, galerías de minas y oquedades, se utilizará la observación y las mediciones directas apoyadas en métodos indirectos	1 por cada 80 m o fracción del perímetro
				Pozos a cielo abierto y obtención de propiedades índices que permitan definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos en planta del elemento de cimentación abarcando los estratos comprensibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación	
ZONA II	W > 5	P > 80	Df > 2.5	En rellenos sueltos, galerías de minas y oquedades se utilizará la observación y las mediciones directas	1 por cada 80 m o fracción del perímetro
				Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía, las propiedades índices, las propiedades mecánicas y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo, con la clasificación de los materiales y su contenido de agua.	

Tabla 12. Requisitos de investigación del subsuelo para construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas Zonas I y II



RECONOCIMIENTO DE SUELOS

La cimentación de toda obra precisa del conocimiento de la naturaleza del subsuelo. Sin importar el tamaño de la obra o su importancia, la profundidad y calidad del estudio del subsuelo para una correcta elección de cimentación que satisfaga y supere las necesidades de la edificación, debe ser la misma, y siempre la mejor, puesto que es la vida de personas la que se arriesga al carecer el estudio de calidad, ya sea una o miles.

Es necesario proceder previamente a un reconocimiento del suelo, que ha de proporcionar los siguientes datos:

- ❖ La naturaleza de las diferentes capas: arena, roca, etc.
- ❖ Muestras inalteradas de las capas características, para su estudio en laboratorio.
- ❖ Las características de la capa freática
- ❖ La permeabilidad de las capas.

MÉTODO GEOFÍSICO

Los métodos de reconocimiento geofísico permiten determinar la naturaleza de las capas profundas utilizando, por ejemplo, sus características:

- ❖ magnéticas
- ❖ gravimétricas
- ❖ sísmicas
- ❖ eléctricas

Estos métodos se utilizan para precisar la estructura geológica del subsuelo. Permiten localizar los sinclinales y anticlinales profundos, cuyo conocimiento es indispensable para localizar los campos petrolíferos. Una aproximación somera es suficiente en estos casos.

Los métodos magnéticos y gravimétricos sólo dan resultados a gran escala. Se utiliza solamente la investigación sísmica y la eléctrica, utilizándolas a veces simultáneamente, pues ambas no siempre coinciden con sus valoraciones.

RECONOCIMIENTO CON SONDEOS MECÁNICOS

Perforaciones realizadas con extremo cuidado y con herramientas que permiten aflorar muestras del terreno tomadas en profundidad. Gracias a su precio poco elevado, si se compara con el de un pozo, permiten multiplicar las perforaciones para precisar un corte geológico. Permiten también profundizar tanto como se quiera, haya o no agua. Es preciso tener una idea del espesor de las capas para poder sacar muestras de cada una o, por ejemplo, para hacer un ensayo de permeabilidad.

La ejecución de un sondeo en macizo rocoso se realiza siempre por rotación.



Por razones de economía, el diámetro debe ser lo más pequeño posible en relación a la profundidad a la que hay que llegar. Pero por otra parte, si es demasiado pequeño, en algunos estratos será muy difícil sacar muestras.

En general se escoge el diámetro del sondeo, de forma que el de la muestra obtenida sea del orden de 50 a 60 mm.

Para mejorar las muestras hay que utilizar un aparato de sondeo doble, con tubo interior giratorio. Así, en cuanto la muestra ha rebasado la corona, ella misma inmoviliza el tubo interior suspendido por un rodamiento a bolas; de esta forma, ya no está en contacto con el fluido de perforación, ni con el tubo exterior que, al girar, podría romperla.

Suelos coherentes

Son los suelos que más interesan al especialista en geotecnia. Los sondeos se realizan generalmente por percusión. Si se trata de tomar una muestra inevitablemente alterada de arena y grava, es necesario un diámetro de unos 400 mm como mínimo, si no, la granulometría se presenta falseada por la rotura de granos provocados por el terreno.

En la toma de una muestra inalterable de suelo coherente conviene hacer un sondeo de pequeño diámetro. Sin embargo, hay que ceñirse a las dimensiones de los aparatos de laboratorio, que, con frecuencia, necesitan muestras de 80 mm.

TRABAJOS DE CAMPO

En el caso más general, los trabajos de campo de un estudio geotécnico comprenden dos etapas, cada una de las cuales cumple con un objetivo específico; estas son:

- ❖ Exploración y muestreo preliminar.
- ❖ Muestreo final y pruebas de campo.

Etapas de exploración preliminar

Su objetivo es obtener en el campo la información que permita determinar las características geotécnicas de las rocas o los suelos que constituyen el sitio explorado; tales características son:

- ❖ Origen y clasificación geológica de suelos y rocas.
- ❖ Secuencia de los estratos o capas de suelo o roca (estratigrafía).
- ❖ Clasificación geotécnica de los materiales de cada estrato.
- ❖ Estructura y consistencia natural de los materiales de cada estrato.
- ❖ Posición del nivel freático.



Esta información es la base para plantear alternativas preliminares de diseño y construcción de la cimentación.

Trabajos preliminares de campo

Las actividades comúnmente desarrolladas durante la etapa de los estudios de campo preliminares son:

1. Recopilación de información geológica y geotécnica existente del sitio en estudio. Planos topográficos y planos del proyecto preliminar. INEGI: Cartas geológicas y fotografías aéreas. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos: Datos geotécnicos de algunas ciudades.
2. Inspección del sitio por el ingeniero geotécnico encargado del estudio acompañado de un ingeniero geólogo asesor, para verificar y ampliar la información preliminar disponible e identificar la presencia y características de edificaciones colindantes al sitio o existentes en el sitio mismo, así como la presencia de instalaciones públicas que pudieran interferir con la exploración y con la construcción.

Planteamiento del programa de trabajos de campo necesarios para definir:

- ❖ Estratigrafía general del sitio.
 - ❖ Clasificación geológica y geotécnica de cada estrato de suelo o de roca.
 - ❖ En los depósitos de suelos, la compacidad o la consistencia naturales de cada estrato.
 - ❖ En las rocas, las características de las discontinuidades naturales relativas a: orientación e inclinación de planos de estratificación o de flujo; orientación e inclinación de planos de fisuramiento; apertura de las fisuras y dimensiones de los bloques de roca; presencia de fallas geológicas, de zonas de contacto entre deformaciones rocosas, de zonas de alteración de las rocas y de cavernas naturales o artificiales.
3. Ejecución de los trabajos exploratorios de campo.
 4. Presentación de un informe técnico que debe contener:
 - ❖ La descripción detallada de los trabajos realizados.
 - ❖ El análisis de la información geológica y geotécnica obtenida.
 - ❖ Las conclusiones del análisis referentes a las características geológicas y geotécnicas del sitio estudiado.
 - ❖ La identificación de problemas de diseño y construcción previsible en función del análisis preliminar de la información geotécnica.
 - ❖ El programa de estudios adicionales, de campo y de laboratorio, necesarios para medir, con precisión adecuada, las propiedades mecánicas e hidráulicas de los distintos suelos y rocas que serán afectados por la cimentación.



Muestreo final y pruebas de campo

Con base en los planteamientos de alternativas preliminares se puede definir la información de campo y laboratorio adicional, necesaria para determinar las propiedades mecánicas de cada estrato, que serán la base del análisis cuantitativo del diseño definitivo óptimo. Esta información adicional podrá requerir la obtención de muestras inalteradas del subsuelo y/o la ejecución de pruebas de campo, que forman parte de la etapa final de los estudios de campo.

Para verificar y complementar los resultados de la etapa preliminar del estudio geotécnico es necesario obtener muestras representativas de cada estrato de roca o suelo, con las cuales se pueda definir la textura, la estructura y la consistencia o compacidad naturales de sus materiales constitutivos. En el cuadro siguiente se muestra un esquema que resume los procesos de investigación para identificar los suelos y sus propiedades.

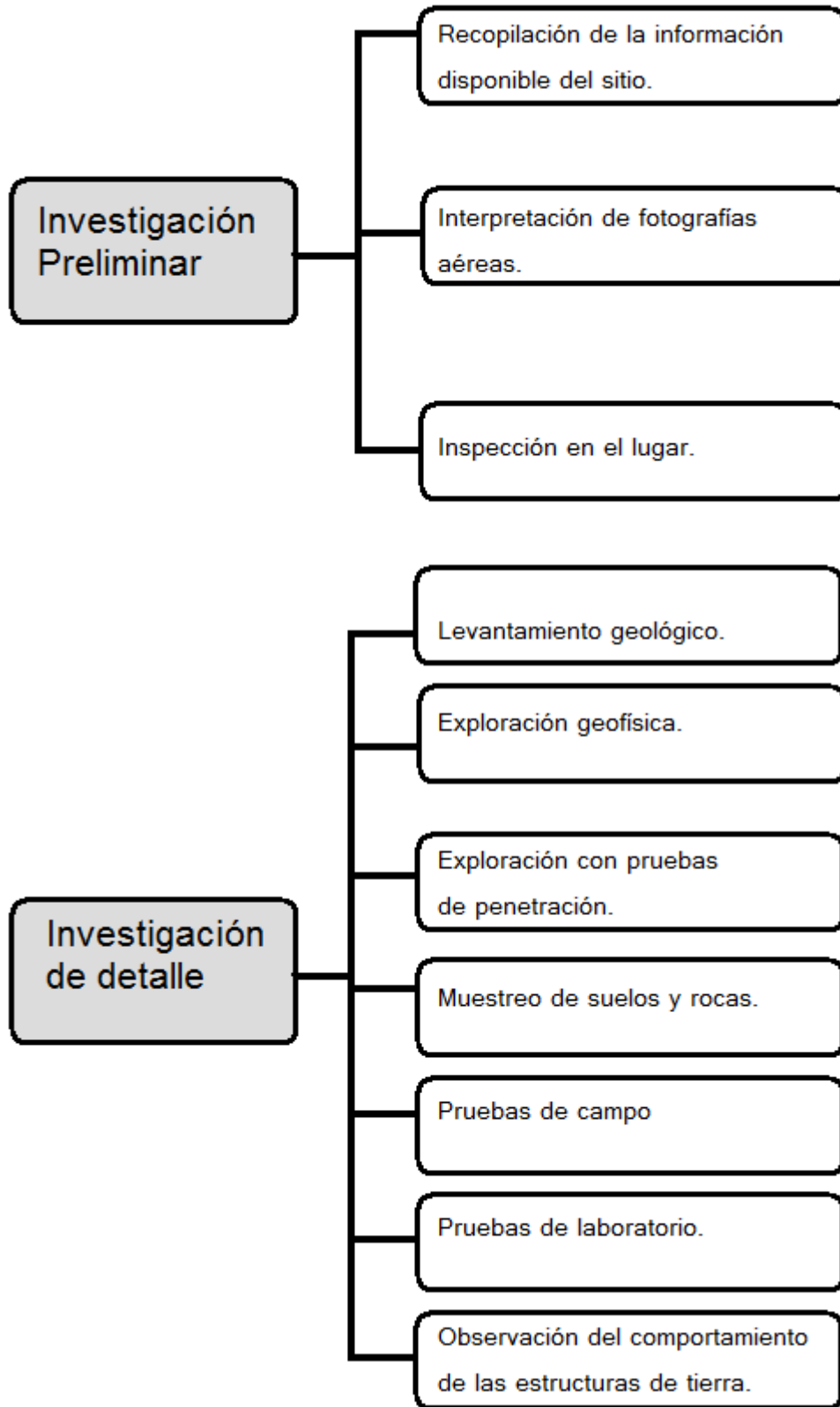


Fig. Cuadro síntesis de la exploración geotécnica.



MUESTREO DE ROCAS

Se utiliza generalmente un barril muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. El barril muestreador más adecuado para propósitos geotécnicos es el llamado doble barril giratorio (que se muestra en la figura de la página 43), el cual permite recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada por el barril.

Con base en la longitud de la muestra recuperada, por el barril muestreado, y el tamaño de los fragmentos de muestra obtenidos, los cuales son un reflejo de la intensidad del fisuramiento natural de la roca y de su grado de alteración, se obtiene el índice de calidad de roca (RQD por sus siglas en inglés y que se muestra en la Tabla 12), el cual se define como la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10 cm de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador. Se recomienda utilizar un muestreador cuyo tubo interior tenga una longitud de 1.50m y diámetro interior no menor de 57mm, con el fin de reducir el deterioro de las muestras que se producen en los muestreadores de diámetro menor.

RQD%	Calidad de la roca	q_p [$\frac{kg}{cm^2}$]
90 – 100	Excelente	200 – 300
75 – 90	Buena	120 – 200
50 – 75	Media	65 – 120
25 – 50	Mala	30 – 65
10 – 25	Muy Mala	10 – 30

Tabla 12. Correlación entre el índice de calidad de roca (RQD por sus siglas en inglés) y la capacidad de carga admisible de la roca.

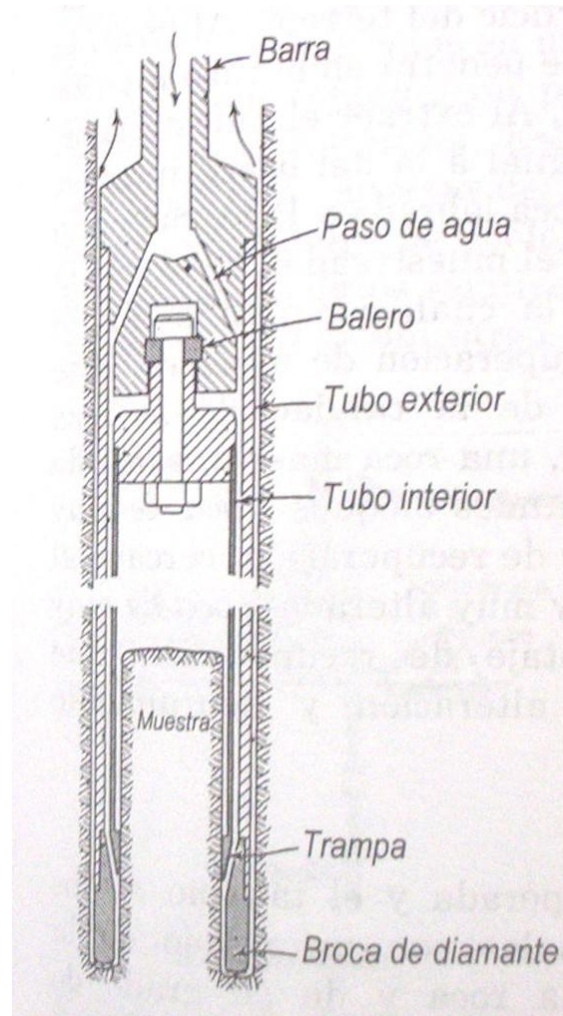


Fig. Muestreador de doble barril giratorio.

MUESTREO DE SUELOS

Los trabajos de muestreo de suelos tienen por objeto obtener la información necesaria para conocer los siguientes aspectos de los depósitos de suelos identificados en la etapa preliminar del estudio geotécnico:

- ❖ Estratigrafía del sitio.
- ❖ Clasificación geotécnica de los suelos que forman cada estrato o lente.
- ❖ Compacidad relativa o consistencia de cada tipo de suelo identificado en el perfil estratigráfico.
- ❖ Resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad de los suelos de cada estrato.



PROCEDIMIENTOS EXPLORATORIOS DIRECTOS

MÉTODOS DE MUESTREO ALTERADO

Pozos a cielo abierto:

La excavación de pozos a cielo abierto con el empleo del pico y la pala permiten recuperar buenas muestras representativas alteradas del subsuelo, sin embargo, su aplicación principal es la obtención de muestras inalteradas de la más alta calidad y solo esta aplicación justifica su costo.

Herramientas manuales

La barrena helicoidal y la pala posteadora son adecuadas para aquellos casos en los que la profundidad de la exploración sea menor de unos 12m. Con estas herramientas se obtienen muestras alteradas de arenas, limos, arcillas o mezclas de estos, que no contengan gravas cantos rodados o estén endurecidos por cementación de sus partículas.

Cuando los suelos se encuentran arriba del nivel freático las muestras obtenidas con estas herramientas son representativas. Pero cuando se encuentran bajo el agua, no es posible recuperar muestras confiables de las arenas sin cohesión, en tanto que de los suelos con cohesión, que no son lavados por el agua de la perforación, se obtienen muestras aceptables para fines de clasificación, aunque su contenido de agua es generalmente mayor que el valor natural del suelo inalterado. Con este tipo de herramientas no es posible determinar la compacidad de las arenas ni la consistencia de las arcillas.

Perforación con chiflón y ademe

Consiste en hincar, a golpe, mediante un martillo de caída libre que se mueve a lo largo de una guía, un tubo cuyo diámetro interior es de 7.5 a 15.0cm, provisto en su extremo inferior de una zapata afilada, de acero endurecido. Después que se ha hincado un tramo de tubo de ademe, se procede a introducir en él una barra de perforación o tubo para agua, reforzado, que lleva en el extremo inferior un trépano, a manera de cincel, provisto de agujeros por donde circula agua a gran velocidad y presión; la línea de tubería del trépano se conecta a una bomba de alta presión que hace circular el agua y, mediante movimientos ascendentes y descendentes alternados de la barra, acompañados de pequeños giros, se va aflojando y extrayendo el material que ha quedado dentro del ademe para limpiarlo totalmente, hasta alcanzar el nivel inferior de la zapata. Este procedimiento permite hacer perforaciones hasta de 50.0m de profundidad y es utilizable prácticamente en todo tipo de suelos.

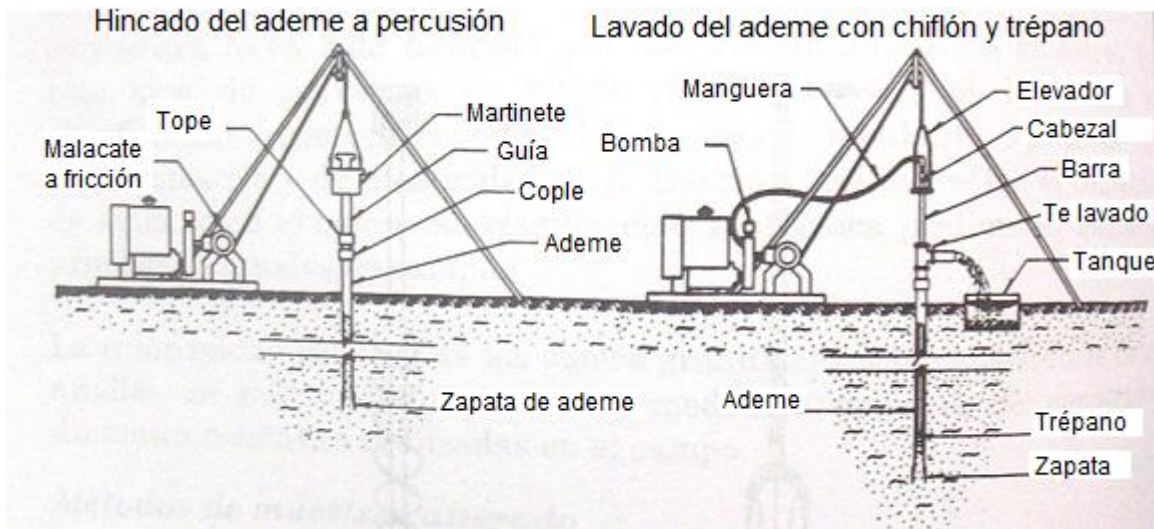


Fig. Perforación con ademe hincado a golpe y lavado con chiflón de agua.

Prueba de penetración dinámica estándar

Después de limpiar con el chiflón el interior del ademe hasta su extremo inferior, se obtienen muestras alteradas del suelo hincando a golpe un tubo muestreador, conocido como penetrómetro estándar. Este tubo muestreador consiste en un tubo de pared gruesa provisto en sus extremos de dos piezas roscadas. El tubo estándar tiene una longitud de 60.0cm, diámetro interior de 3.50cm y diámetro exterior de 5.00cm; la longitud total del muestreador es de 75.00cm. Una canastilla de laminillas de acero colocada en la zapata del muestreador y una funda interior de polietileno flexible permiten retener muestras de suelo de cualquier tipo que penetren al tubo; el polietileno sirve también de envoltura y protección a las muestras de suelo contra pérdida de agua después de extraerlas del muestreador. Este muestreador se introduce hasta el fondo de la perforación y se hinc mediante un martinete de caída libre, de 65.00kg de peso y altura constante de 75.00cm. Registrando el número de golpes necesarios para hacerlo penetrar en el terreno, cada 10.00cm de profundidad; se obtienen así un índice de penetración estándar, expresado por el número de golpes del martillo, N, necesarios para hincar los 30.00cm intermedios del tubo muestreador.

Prueba de penetración estándar en arenas

En depósitos de arena, donde la obtención de muestras inalteradas ofrece algunas dificultades prácticas, la resistencia a la penetración estándar N, se utiliza para estimar, empíricamente, el ángulo de fricción interna efectivo ϕ y la compresibilidad de estos suelos.

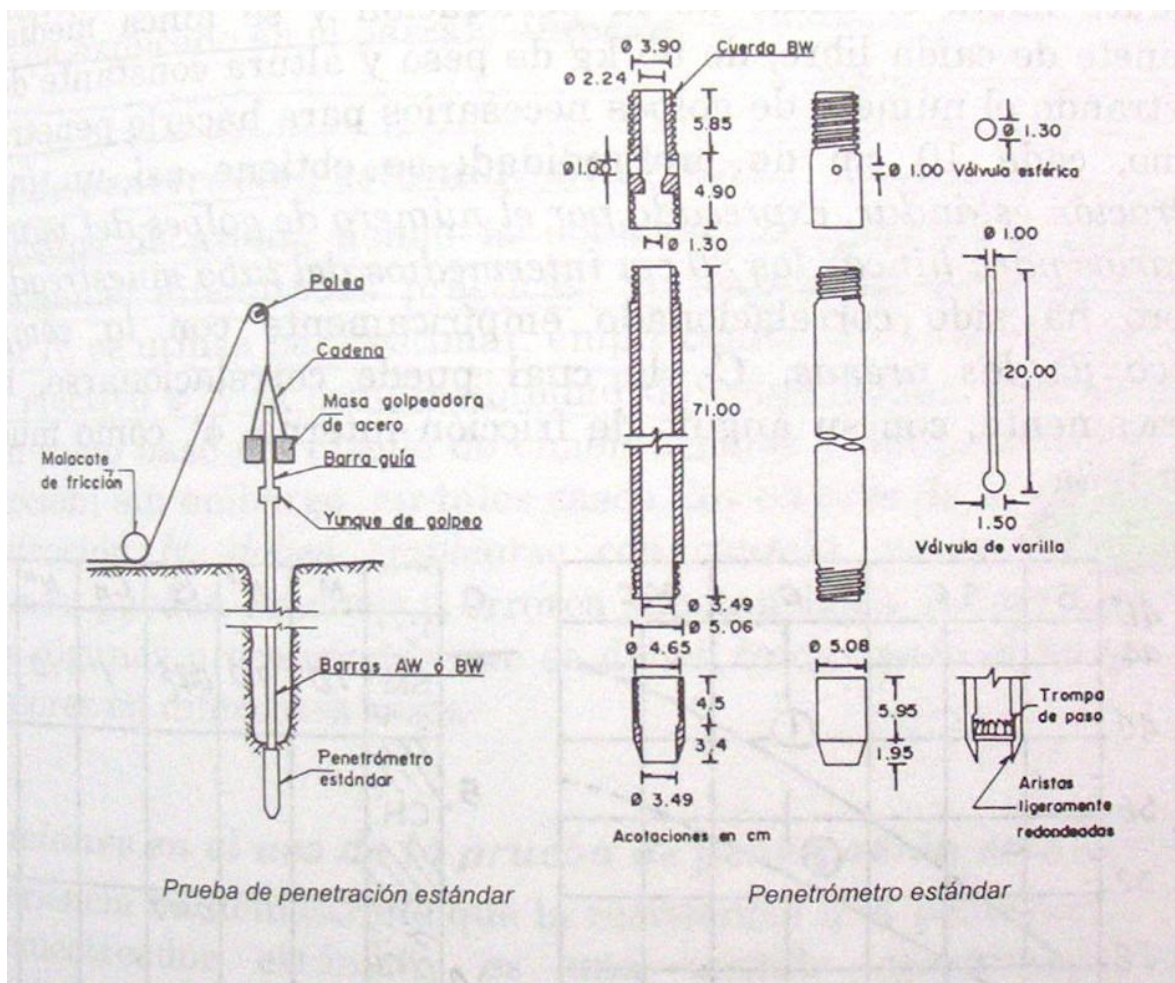


Fig. Prueba de penetración estándar.

Precauciones en el uso de la prueba de penetración estándar.

- ❖ Corrección por dilatación: Debido a que su permeabilidad es relativamente baja, las arenas finas o arenas limosas que se encuentran bajo el nivel freático y en estado semicompacto o compacto, no permiten la disipación rápida de tensiones en el agua de los poros que se desarrollan al expandirse el suelo bajo la acción de los esfuerzos dinámicos inducidos por el hincado del muestreador, fenómeno conocido como dilatación, los valores de N son mayores que los que corresponderían a la arena seca. Empíricamente se ha encontrado que, para estos casos, el valor de N puede corregirse mediante la siguiente expresión, sugerida por Peck:

$$N' = 15 + 0.5 (N - 15)$$



Esta expresión es aplicable cuando la resistencia a la penetración es mayor de 15 golpes, para las arenas finas y las arenas limosas saturadas, valor que corresponde a una compacidad a partir de la cual se manifiesta el fenómeno de dilatancia.

- ❖ Corrección por presión de confinamiento: Otra corrección a considerar en el valor de N es la influencia de la profundidad de las muestras de arena, puesto que la resistencia que ofrecen al hincado del muestreador aumenta con la presión confinante en el suelo muestreado. Peck recomienda un factor de corrección C_N dado por la siguiente ecuación empírica, la cual es aplicable para valores de p' (presión vertical efectiva a la profundidad de la muestra en kg/cm^2) mayores de 0.5 kg/cm^2 :

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{20}{p'} \right).$$

En las arenas finas y arenas limosas compactas y saturadas, es necesario hacer ambas correcciones para obtener el valor N'' :

$$N'' = N' C_N$$

Prueba de penetración estándar en arcillas

Por una parte, el remoldeo que introduce el tubo muestreador, hace que la resistencia de la arcilla a la penetración del propio tubo sea menor que la que corresponde a su estado natural; por otra, es bien sabido que las arcillas exhiben una mayor resistencia a medida que la velocidad de la deformación aumenta, como consecuencia de fenómenos de viscosidad. En tales condiciones, es evidente que la resistencia a la penetración dinámica, (número de golpes N), aún cuando proporciona alguna información relativa de la consistencia natural de la arcilla, no debe tomarse como una medida precisa de su resistencia al corte.

En estudios preliminares, cuando se tienen arcillas que ofrecen una resistencia a la penetración estándar N, mayor de 5 golpes, puede utilizarse la siguiente expresión empírica, basado en el criterio originalmente propuesto por Terzaghi y Peck para estimar, la resistencia al corte de la arcilla.

$$c_u = \frac{N}{15},$$

Donde c_u es la resistencia al corte no drenada de la arcilla, en kg/cm^2

Penetración estándar en suelos limosos, parcialmente saturados

En estos casos no puede confiarse en el valor del índice de penetración como medida de la resistencia al corte ni de la compresibilidad.



Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
qu	< 0.25	0.25 - 0.5	0.5 - 1	1 - 2	2 - 4	> 4

Tabla 13. Relación entre el número de golpes en Penetración Estándar (N) y la resistencia a la compresión simple (qu) en kg / cm².

Número de golpes	Densidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

Tabla 14. Relación entre el número de golpes en Penetración Estándar (N) y la densidad relativa de las arenas.

Prueba de penetración estática

Este tipo de prueba de campo consiste en hincar en el terreno, mediante un gato hidráulico, una barra de acero cuyo extremo inferior se instala una punta cónica; midiendo la fuerza necesaria para hincar la punta se determina la resistencia que el suelo opone a la penetración estática, y este valor se puede correlacionar, empíricamente con la resistencia al corte de las arcillas y con su compresibilidad, así como con la compacidad relativa de las arenas.

Cono eléctrico

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages). Usualmente, para exploraciones en suelos blandos, el cono y el sistema de barras tiene una capacidad de carga de 2.00t y resolución de $\pm 1.00\text{kg}$; pero, para exploración de suelos duros podrá requerirse una capacidad de 10.00t y resolución de $\pm 5.00\text{kg}$.

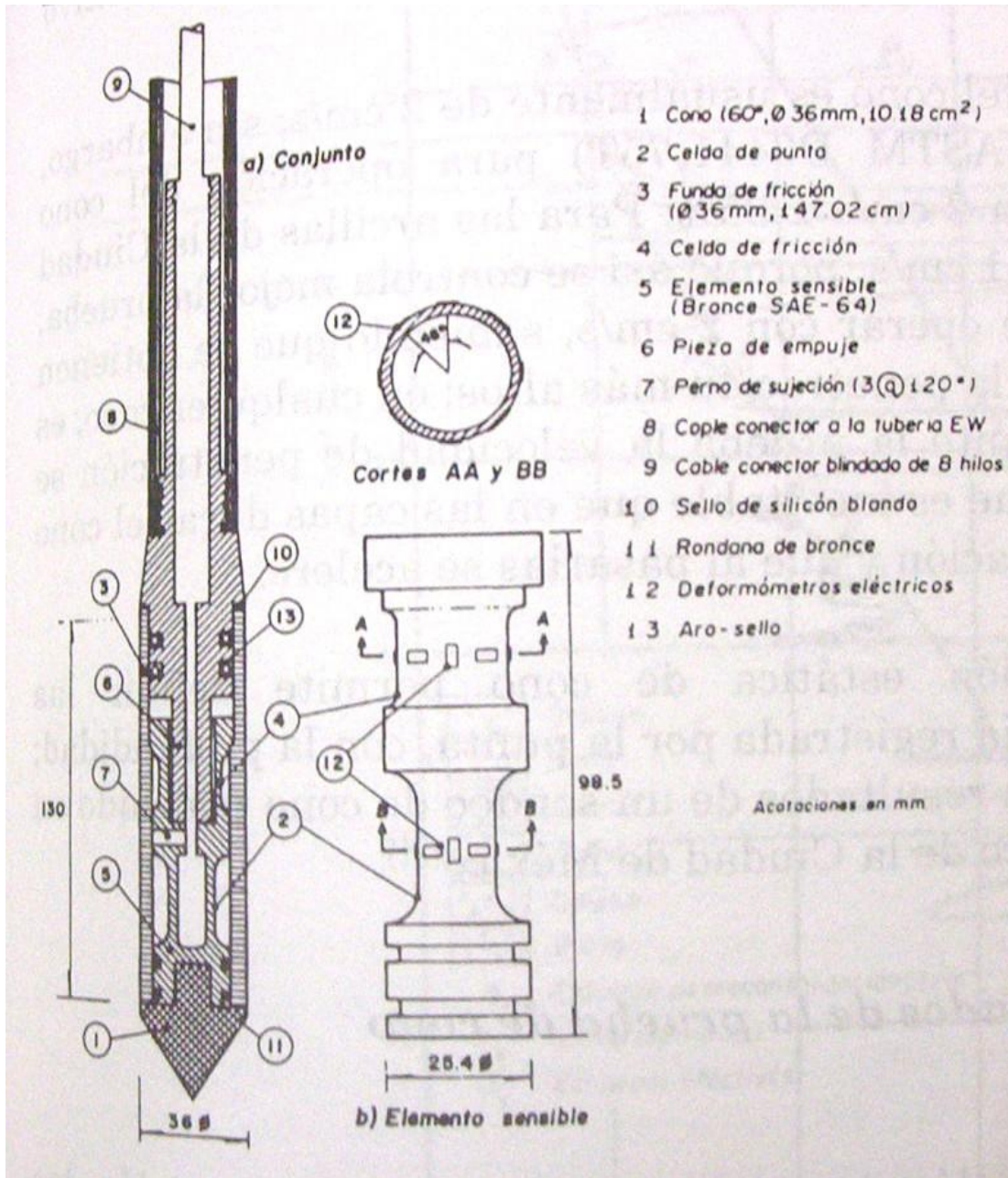


Fig. Cono eléctrico

Parámetros de resistencia de las arcillas saturadas

La resistencia al corte de las arcillas saturadas, determinada en laboratorio mediante pruebas triaxiales no drenadas cu, se ha correlacionado experimentalmente con la resistencia a la penetración de la punta del cono eléctrico, de donde se ha obtenido la siguiente expresión aproximada:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k}$$

Donde c_u es la resistencia al corte no drenada en kg/cm^2 , q_c es la resistencia a la penetración del cono en kg/cm^2 y N_k es un coeficiente de correlación empírico.

Tipo de suelo	$q_c, \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$	$c_u, \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$\frac{q_c}{14}$
Arcillas blandas	$5 < q_c$	$\frac{q_c}{13}$
Limos arcillosos duros	$10 < q_c$	$\frac{q_c}{24}$

Cuadro. Valores de N_k para suelos del Valle de México.

Barril tipo Denison

Consta de dos tubos concéntricos montados en una cabeza con baleros; el exterior se gira para cortar el suelo mientras que el interior permanece sin girar y toma la muestra por presión. Se usa en suelos más difíciles de penetrar como arcillas duras o limos compactados. Se puede usar arriba y abajo del nivel freático. Actualmente se sustituye el tubo interior por tubos de pared delgada que dan una mejor calidad.

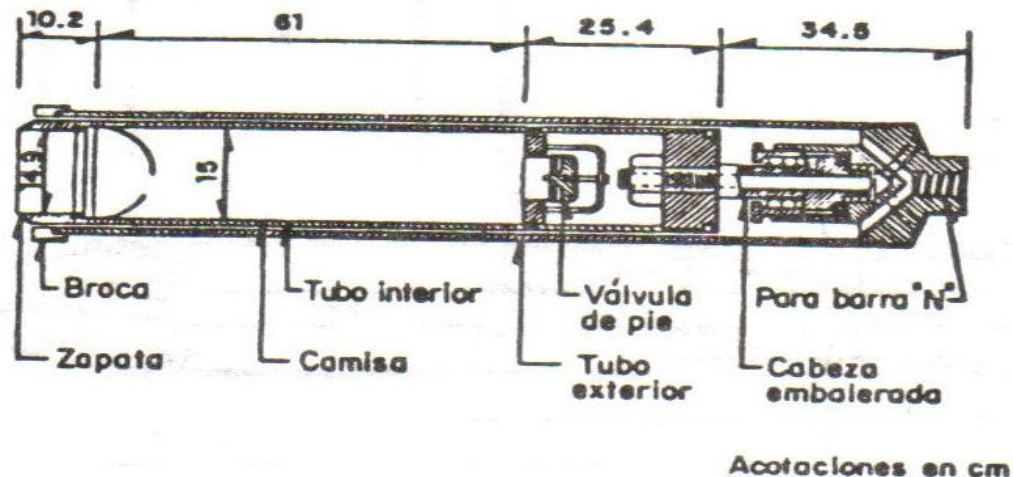


Fig. Características del barril tipo Denison

Muestreador Pitcher

Es igual al Denison, pero con un resorte axial en la cabeza para regular automáticamente la distancia entre la broca y el tubo interior. Se usa en suelos de estratos de diferentes durezas y espesores.

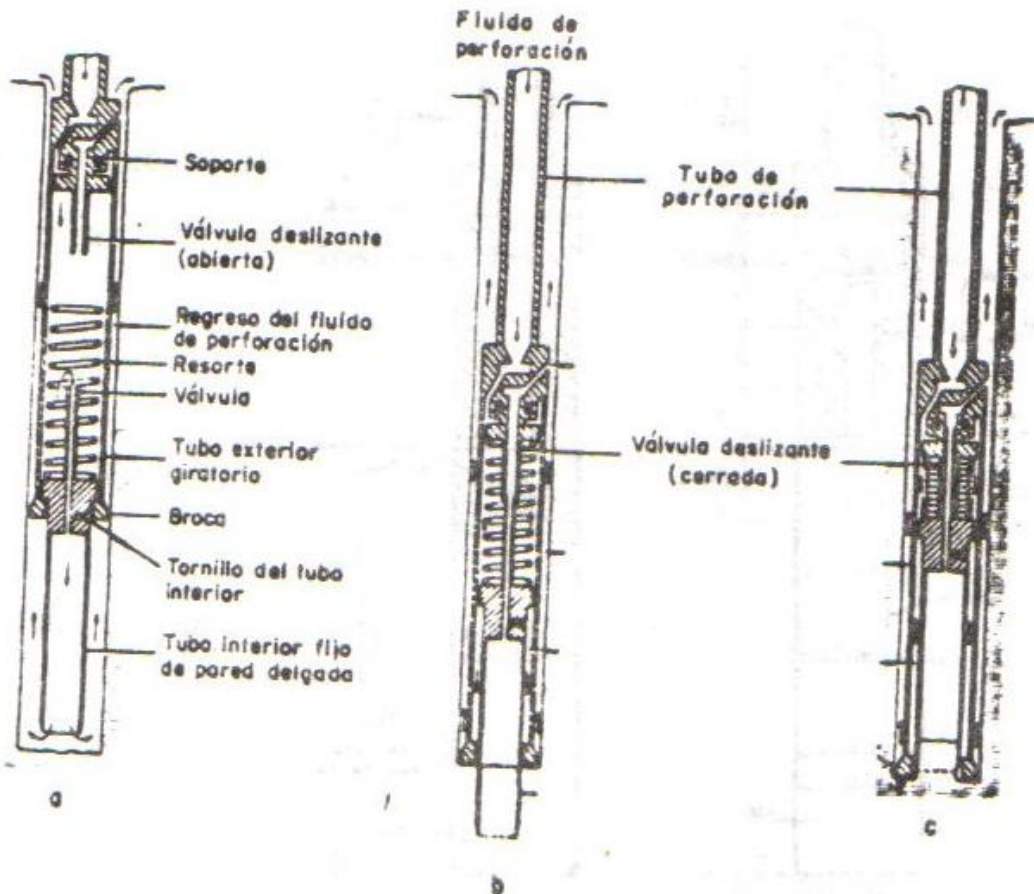


Fig. Características del muestreador Pitcher.

Muestreador de pistón libre

Puede ser fijo, retráctil o libre. Los primeros emplean una tubería doble concéntrica lo que les da poca eficiencia comparados con el último que consiste sólo en una tubería. Son usados en suelos muy blandos.

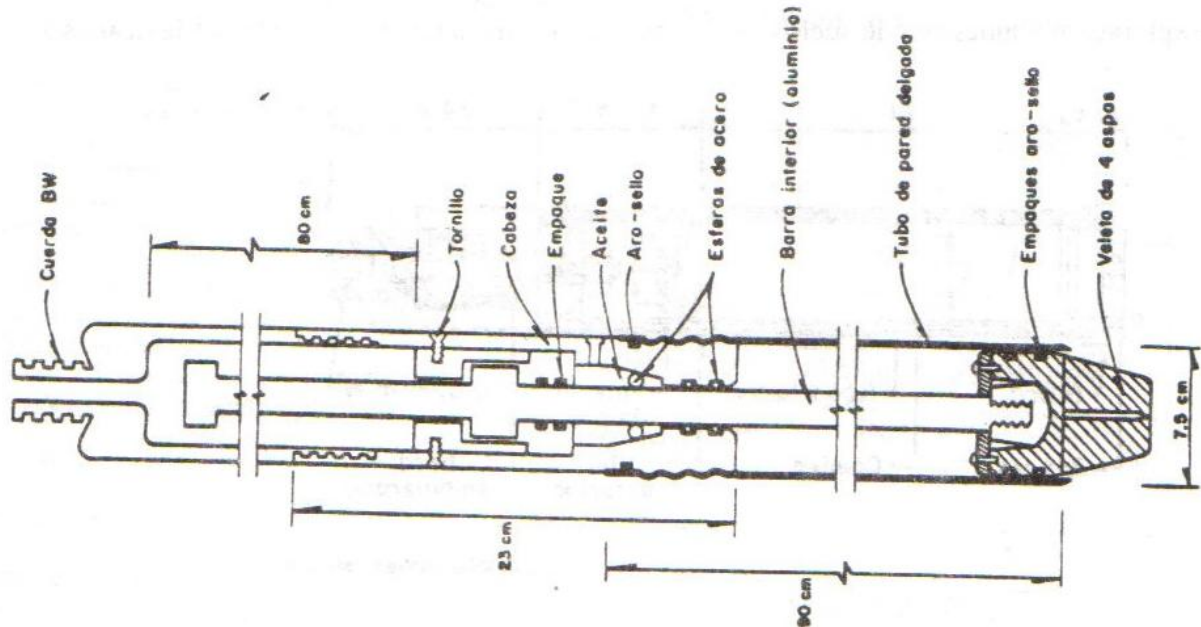


Fig. Características del muestreador de pistón libre.

Tubo rotatorio dentado

Es un tubo de pared delgada con dientes de sierra que opera a rotación. Se usa en suelos en los que los muestreadores Denison y Pitcher son adecuados, teniendo la ventaja de la simplicidad en su operación y su bajo costo.

MÉTODOS DE MUESTREO INALTERADO

Pozos a cielo abierto

Muestras inalteradas de la mejor calidad se obtienen excavando pozos a cielo abierto, con sección cuadrada o circular, de 1.50 a 2.00m por lado o diámetro, hasta profundidades de 5.00 a 10.00m, si el nivel freático se encuentra a mayor profundidad. La excavación permite obtener la siguiente información:

- ❖ La observación detallada de la estratigrafía y la clasificación geológica y geotécnica de cada estrato.
- ❖ Obtención de muestras inalteradas labradas directamente de cada uno de los estratos; las muestras pueden ser de forma cúbica, de 20cm por lado, o cilíndricas de 20cm de diámetro, después de labradas se protegen envolviéndolas en una capa de tela recubierta con una mezcla de cera, parafina y brea, en partes iguales, para evitar la pérdida de humedad; puede usarse también envoltura de plástico egapack.



- ❖ Cuando no se pueden labrar buenas muestras por falta de cohesión del suelo, o por la presencia de gravas grandes o cantos rodados, puede ser necesario utilizar en el sitio pruebas mecánicas de gran tamaño para determinar la resistencia al corte y la compresibilidad de esos materiales.

Se pueden excavar pozos a cielo abierto bajo el nivel freático, pero esta labor requiere el abatimiento del nivel del agua para mantener seca y estable la excavación.

Muestreo inalterado de suelos finos cohesivos

En los suelos finos cohesivos, como son: las arcillas, arcillas limosas o arenosas o mezclas de arena, limo y arcilla que contienen más de 20% de finos plásticos, pero no contienen grava, pueden obtenerse muestras inalteradas de calidad satisfactoria empleando muestreadores tubulares de pared delgada hincados a presión y velocidad constantes en perforaciones de pequeño diámetro, de 10.00 a 20.00cm. Existen varios diseños de tubos muestreadores de este tipo, entre los cuales el más utilizado y sencillo es el conocido como tubo Shelby. La presencia de gravas o boleos impide el uso de tubos muestreadores de pared delgada.

Muestreador de doble tubo

En arcillas duras, puede recurrirse al uso de un tubo con pared más gruesa, para darle mayor resistencia estructural; puede aceptarse una relación de áreas hasta de 20 %, colocándole una zapata de corte alargada con un ángulo exterior no mayor de 2°.

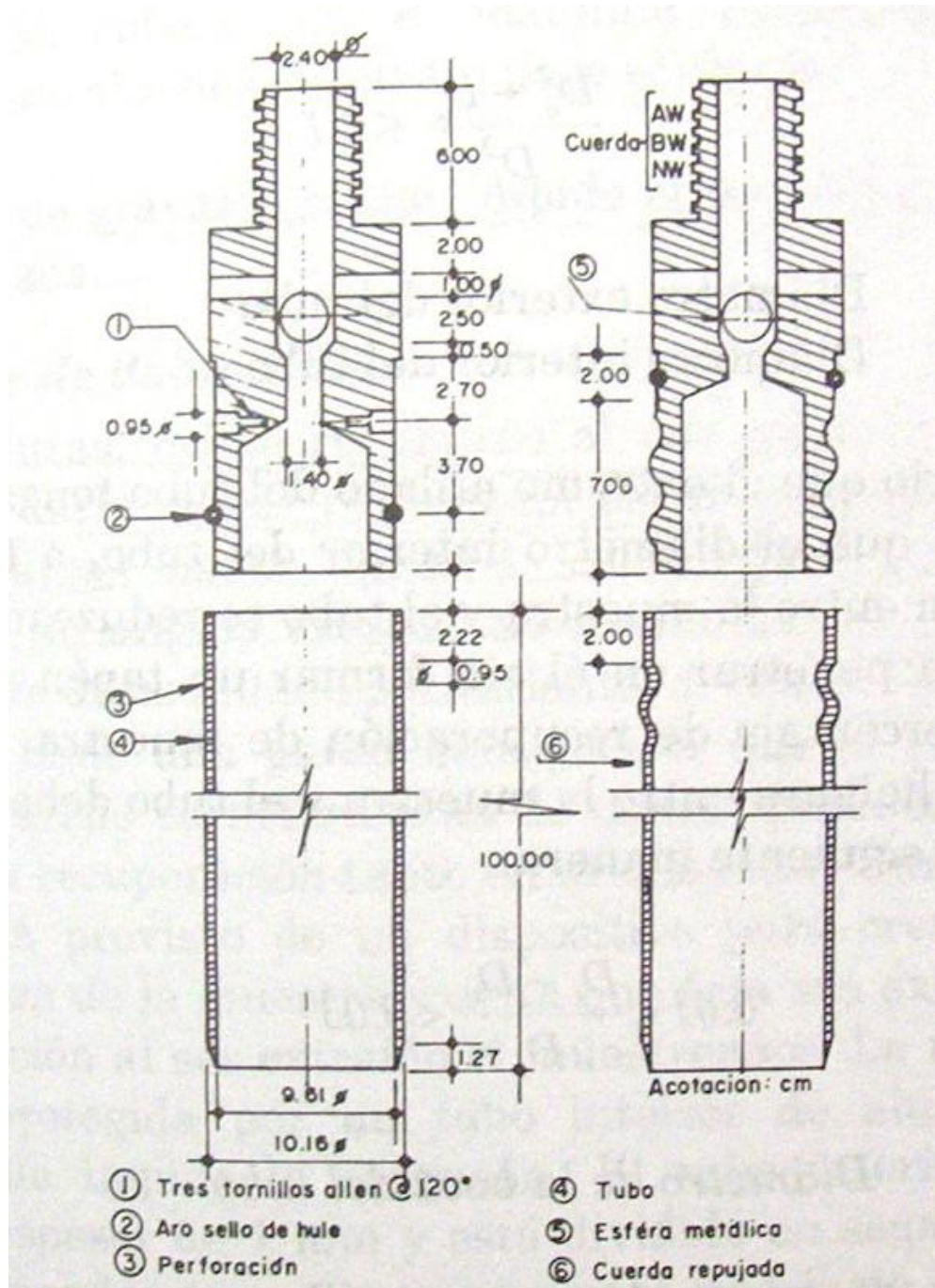


Fig. Muestreador tipo Shelby.

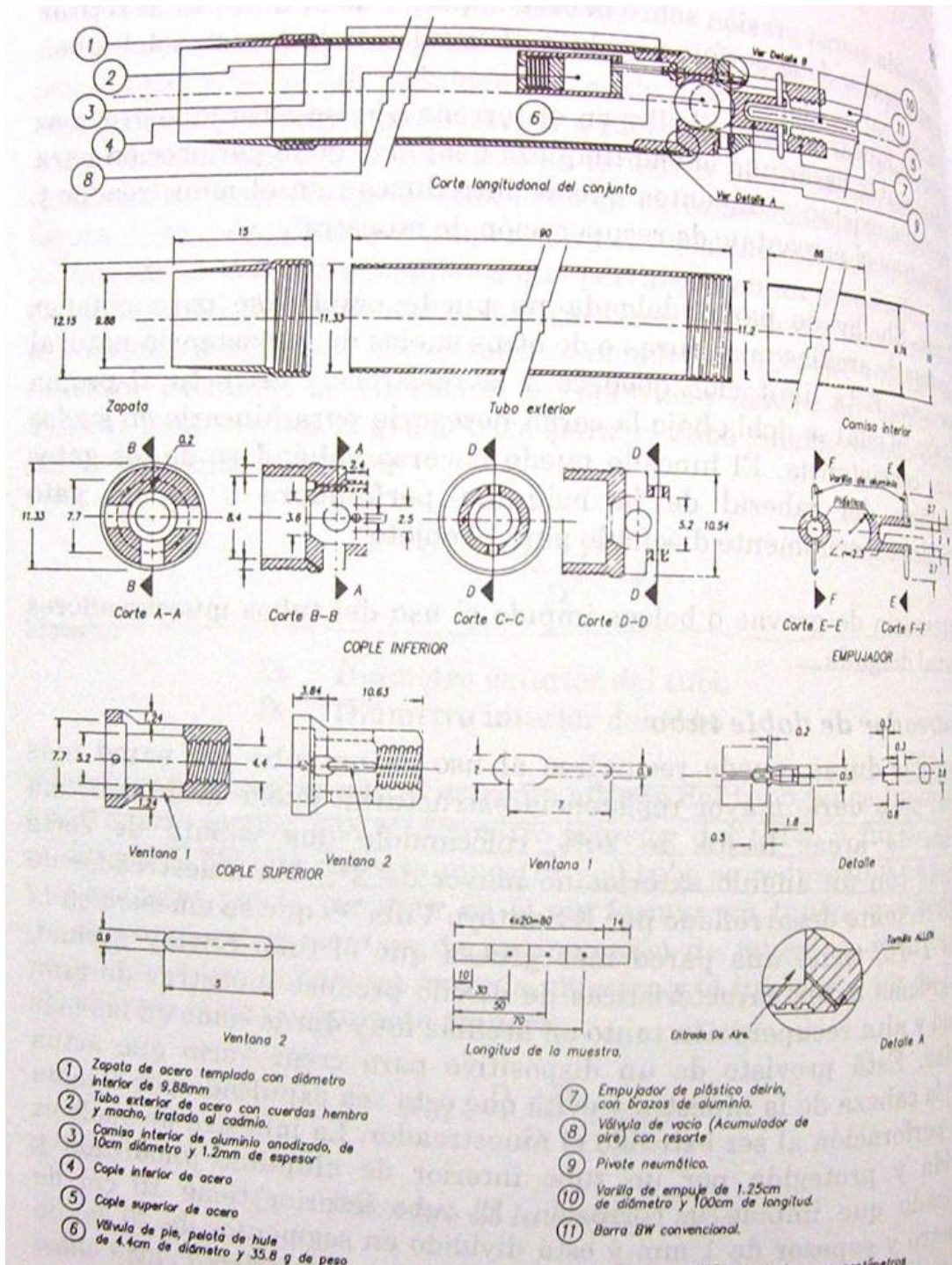


Fig. Muestrador de doble tubo.

PROCEDIMIENTOS EXPLORATORIOS INDIRECTOS

Son los relacionados con la transmisión de ondas sísmicas y la resistividad eléctrica del suelo por medio de equipos portátiles. Estos equipos se usan en áreas extensas.

Para un estudio de suelos se dividen los procesos exploratorios indirectos en tres grupos:

1.- MÉTODO GEOSÍSMICO DE REFRACCIÓN

Consiste en medir el tiempo que toma que las ondas sísmicas recorran desde el lugar de origen, mediante el impacto de un martillo o una explosión, a los detectores llamados geófonos colocados en línea, que recogen la señal y la envían al aparato registrador.

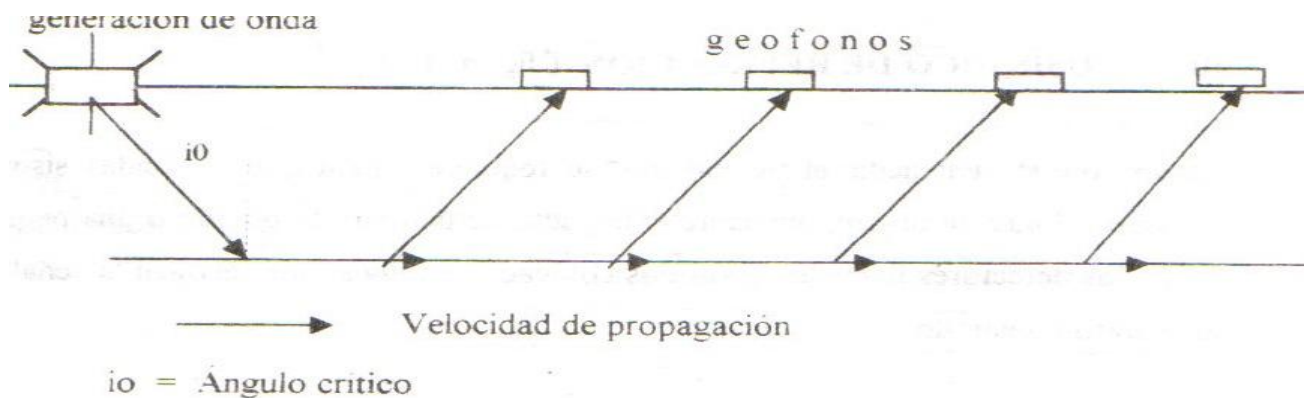


Fig. Esquema del método geofísico de refracción.

2.- MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

Basado en determinar la resistividad aparente en cada estrato induciendo un campo eléctrico en el lugar de estudio. Puede usarse bajo el nivel freático para localizar cavernas y estratos blandos que no se identifican con el método anterior.

El método más común para esta investigación es el Wenner que opera con un sondeo eléctrico que se estudia la estratigrafía según una vertical, y con un rastreo eléctrico que estudia la estratigrafía según una horizontal. Con este medio es posible explorar hasta 300m de profundidad. El equipo está compuesto por: una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores.

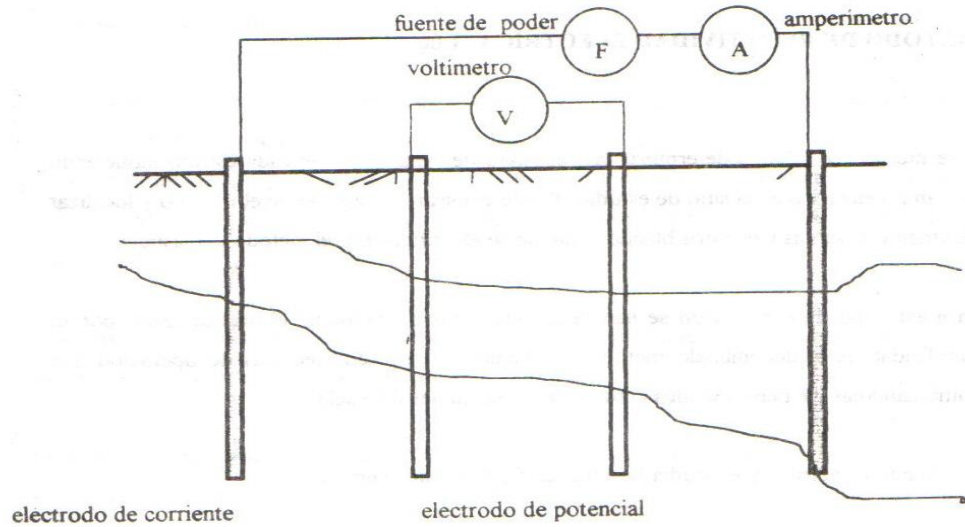


Fig. Esquema del método de resistividad eléctrica

3.- MÉTODO DE RELACIÓN DE CAÍDAS DE POTENCIAL

Consiste en determinar la relación de caídas de potencial entre tres electrodos de potencial clavados a distancias iguales en línea recta a los dos electrodos de corriente que inducen el campo eléctrico. Este método es usado para exploraciones a detalle por su mayor sensibilidad. El equipo incluye: 5 electrodos, 2 voltímetros, cables conductores y una fuente de poder.

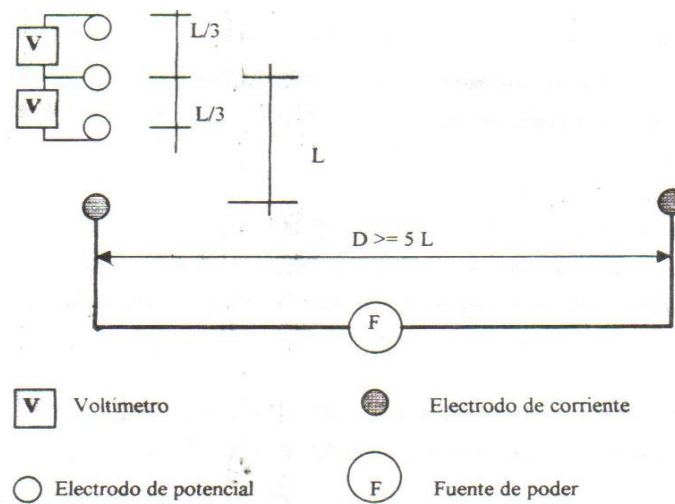


Fig. Esquema del método de relación de caídas de potencial.



PIEZÓMETROS

En suelos donde se intercepte el nivel freático y se requiera conocer la distribución de las presiones efectivas para los cálculos de capacidad de carga o asentamientos, se instalarán estaciones piezométricas que permiten obtener la magnitud y distribución de las presiones del agua en el subsuelo. Los piezómetros pueden ser: abiertos o Casagrande, en suelos de alta a mediana permeabilidad (gravas, arenas y limos arenosos) ; y neumáticos o de respuesta rápida para suelos de baja permeabilidad como arcillas.

Para determinar el tipo y profundidad de los sondeos y piezómetros, se tomará en cuenta el tipo de suelo que se espera encontrar y las características de las estructuras, ligeras o pesadas, de la unidad.

❖ Unidades ligeras:

Un nivel, muros de carga y claros pequeños. Sólo se realizan sondeos someros a no ser que no se detecte un manto de apoyo adecuado como el de suelos expansivos, colapsables, licuables u orgánicos (turba). En tal caso se requerirán sondeos profundos. La cantidad de sondeos variará de acuerdo al tamaño del predio, la naturaleza de los afloramientos y de la presencia de singularidades como pantanos, cavidades, rellenos.

❖ Unidades pesadas:

Su exploración es a base de sondeos someros o profundos alterados, inalterados o mixtos. Por lo general los someros se llevaran a 4 metros de profundidad, en cambio, en lo referente a los sondeos profundos no se tiene una profundidad específica ya que depende de cada caso particular, las propiedades del subsuelo y las cargas del edificio.



Tipo de suelo	Tipo de muestreador
Suelos cohesivos muy blandos	De pistón libre
Suelos cohesivos medios	Tubo Shelby
Suelos cohesivos duros o muy duros	Denison o T. Rotatorio o Pitcher
Arenas sueltas	De pistón libre o Tubo Shelby
Arenas muy compactas	Barril Denison
Suelos expansivos	Tubo rotatorio dentado
Suelos con estratos de diferente dureza	Muestreador Pitcher
Suelos cohesivos arriba del nivel freático	Denison o T. Rotatorio dentado
Suelos orgánicos abajo del nivel freático	Denison o T. Rotatorio o Pitcher o de Pistón libre o T. Shelby
Rocas y suelos muy duros	Barriles muestreadores

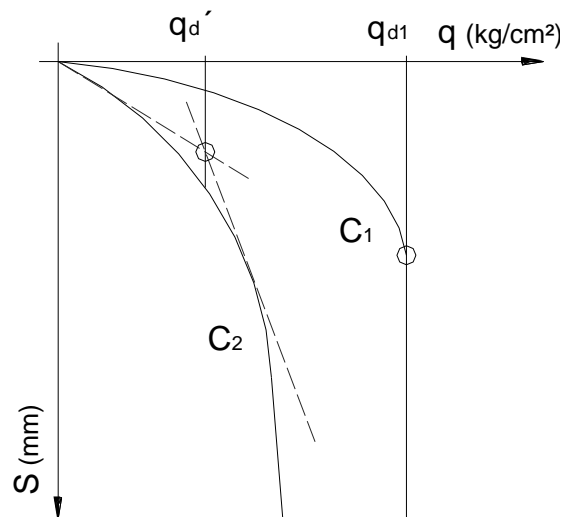
Tabla. 15 Resumen de relación de tipo de muestreador recomendado para diferentes tipos de suelos.

CAPACIDAD DE CARGA

Se puede definir *como capacidad de carga*, a la carga por unidad de área bajo la cimentación bajo la cual se produce la falla por corte, es decir, es la mayor presión unitaria que el suelo puede resistir sin llegar al estado plástico.

Al cargar un suelo de cimentación su superficie sufre asentamientos que se pueden graficar en función de la carga unitaria o presión media.

Si el suelo es compacto la curva es como C_1 y la presión q_{d1} representa su *capacidad de carga*. Si el suelo es blando, curva C_2 , las deformaciones serán más importantes en función de la carga- La capacidad de carga en este caso no queda



bien definida. Hay varias teorías para determinar, en este caso, el valor de q_d' ; una de ellas es establecer q_d' en forma gráfica como la intersección de dos tangentes: La inicial y el punto de donde la curva adquiere la máxima pendiente. Las curvas representadas se obtienen con ensayos de carga directa.

La falla de la cimentación supone asientos importantes, giro y vuelco de la estructura, según la estructura y el tipo de suelo la falla puede producirse de tres formas:

- a) Por rotura general: Se produce una superficie de rotura continua que arranca en la base de la zapata y aflora a un lado de la misma a cierta distancia. Esta es la rotura típica de arenas densas y arcillas blandas en condiciones de cargas rápidas sin drenaje.
- b) Por punzonamiento: La cimentación se hunde cortando el terreno en su periferia con un desplazamiento aproximadamente vertical. Esto se da en materiales muy compresibles y poco resistentes.
- c) Por rotura local: Se plastifica el suelo en los bordes de la zapata y bajo la misma, sin que lleguen a formarse superficies continuas de rotura hasta la superficie. Esto es típico en arcillas y limos blandos y en arenas medias a sueltas.

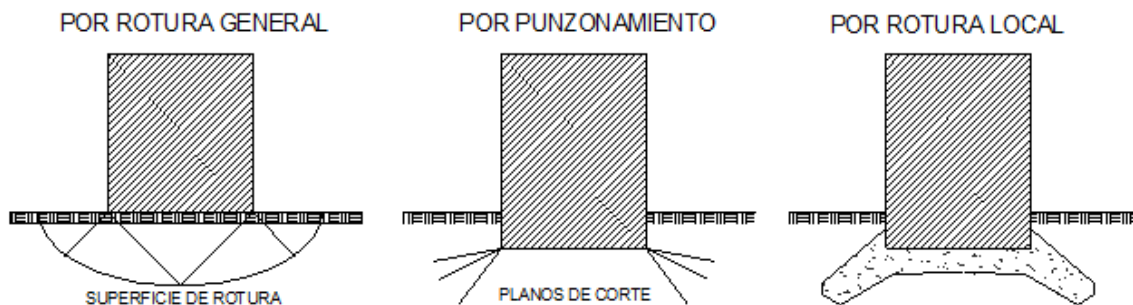


Fig. Formas de falla de la cimentación según el tipo de suelo y su estructura.

CONSOLIDACION

Cuando el suelo se somete a una sobrecarga q los esfuerzos totales se incrementan en esa misma cuantía. En suelos saturados, esto conduce al incremento de la presión de poros; pero dado que el agua no resiste esfuerzos cortantes, sin que se modifique el nuevo esfuerzo total, el exceso de presión intersticial se disipa a una velocidad controlada por la permeabilidad k del suelo, con lo que el esfuerzo efectivo se va incrementando a medida que el agua fluye. Así, en la cuantía de la sobrecarga q , cuando se reduce la presión de poros que se habían incrementado se incrementa el esfuerzo efectivo: esto significa reducción de la relación de vacíos e incremento del esfuerzo efectivo. Por lo anterior se da el asentamiento del terreno por deformación del suelo que se ve afectado con el incremento de esfuerzos causado por la sobrecarga y el



incremento de la resistencia al corte del suelo después de disiparse el exceso de presión de poros.

CLASES DE CONSOLIDACIÓN

Puede ser PRIMARIA o SECUNDARIA. Primaria, cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral, esta es la consolidación propiamente dicha, típica del caso de los suelos de Ciudad de México y de la Torre de Pisa, y con la que nace la Mecánica de Suelos (Terzaghi, 1925). Secundaria, cuando la consolidación se da por reajuste del esqueleto mineral y luego de que la carga está casi toda soportada por este y no por el agua.

EVALUACIÓN DE ASENTAMIENTOS

La consolidación impone la necesidad de evaluar la magnitud y la velocidad de los asentamientos. Si las deformaciones totales del terreno varían en la dirección horizontal, se producen asentamientos diferenciales. Si el suelo es altamente deformable, las sobrecargas producen asentamientos excesivos. Si el suelo es un limo arenoso, la permeabilidad puede ofrecer asentamientos rápidos que suelen darse durante la construcción. Si el suelo es limo arcilloso, los asentamientos pueden prolongarse durante un tiempo importante después de terminada la obra.

ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Pueden considerarse dos casos: asentamientos por una sobrecarga q en un área infinita, o asentamiento por sobrecarga q en un área de tamaño finito. Lo anterior se define según la extensión del área cargada en comparación con el espesor de la capa de subsuelo que se considera deformable. Para el caso de un área cargada de extensión infinita, según Terzaghi, las deformaciones y el flujo de agua se dan en una dimensión que es la dirección vertical, e interesa la permeabilidad vertical del suelo. En este caso se considerará el efecto de la sobrecarga constante a cualquier profundidad del terreno deformable. Para el segundo caso, cuando el área cargada es pequeña como suele darse en el caso de una zapata, es evidente la deformación tridimensional del subsuelo. Esta evaluación se hará teniendo en cuenta la variación del esfuerzo en profundidad y la rigidez o flexibilidad de la cimentación causante de la sobrecarga.

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMÉTRICA (m_v)

- ❖ Representa el grado de variación del volumen unitario que se produce a consecuencia de un aumento unitario del esfuerzo efectivo.
- ❖ El valor de m_v no es constante para un suelo dado, sino que varía con el incremento del esfuerzo efectivo ($\Delta\sigma'$).

$$m_v = \Delta e / (\Delta\sigma' * (1+e_0))$$

- ❖ $E_s = 1 / m_v$ (módulo de deformación edométrica)



- ❖ Por lo tanto el asentamiento por consolidación se puede escribir:

$$S_c = \Delta H = m_v \cdot \Delta \sigma' \cdot H_0$$

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN (C_v)

El coeficiente de consolidación permite obtener el grado de consolidación, o bien, el asentamiento esperado para un tiempo "t". Se obtiene directamente del ensayo de consolidación ó edométrico, analizando la deformación de la muestra de suelo para cada incremento de carga. Una forma de obtenerlo es la siguiente:

- ❖ En la parte inicial "parabólica" marcar "t 1", arbitrario (si la parte inicial no es parabólica, utilizar "Do" para "to",
- ❖ Marcar $t_2 = 4 \cdot t_1$, y obtener valor de "y" ==> Do,
- ❖ Obtener "t 100" y "D100",
- ❖ Obtener "D 50", como el promedio entre "Do" y "D 100" ==> "t 50",
- ❖ Calcular $C_v = T \cdot H^2 / t_{50}$, donde T es el factor tiempo, H altura de la muestra,
- ❖ $T = 0.197$, para $U = 50\%$ (consolidación), si drena por ambos lados $H = H/2$

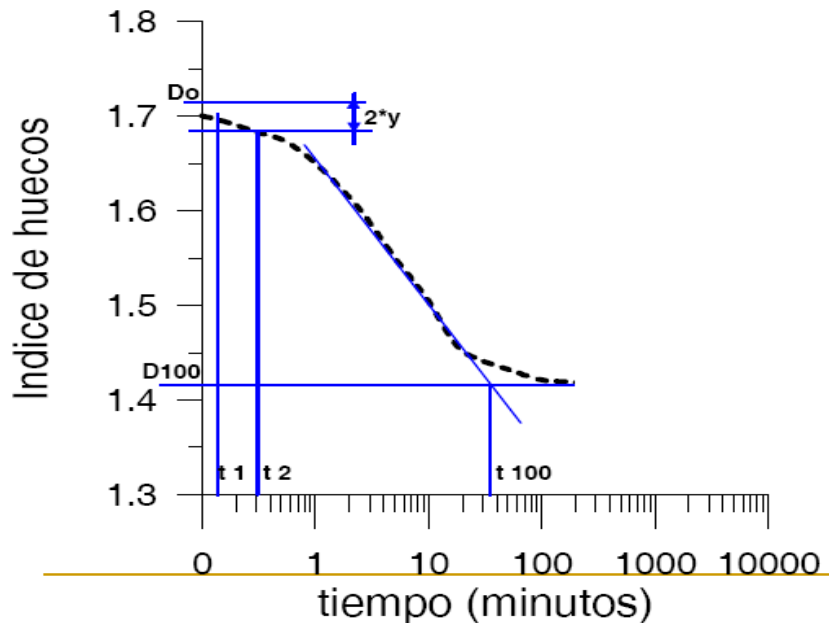


Fig. Gráfica de consolidación de un suelo.

PERMEABILIDAD VERTICAL

A partir del ensayo edométrico es posible obtener la permeabilidad del suelo que se está ensayando, mediante la siguiente expresión:

$$K_v = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w$$

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

Este método provee los procedimientos para determinar la magnitud y la velocidad de consolidación de un suelo confinado lateralmente y con drenaje axial, cuando está sujeto a cargas aplicadas incrementalmente bajo esfuerzo controlado.

Los resultados de este ensayo son usados para estimar la magnitud y velocidad de los asentamientos totales y diferenciales de una estructura o terraplén, información que es de suma importancia en el diseño de estructuras.

Edómetro o consolidómetro

Es un aparato de laboratorio útil para conocer la compresibilidad de un suelo que va a ser objeto de una consolidación (se muestra en la siguiente figura). La muestra es un cilindro aplanado y el ensayo es en condiciones de compresión confinada.

Al aplicar la carga, el agua se evacua por dos piedras porosas, superior e inferior. La carga es incremental, para registrar las deformaciones (en el extensómetro) contra el tiempo. También carga Vs relación de vacíos. Las cargas se van doblando cada vez y los incrementos se hacen cada 24 horas. Finalmente, la descarga se hace gradual.



Fig. Edómetro en laboratorio.



Metodología general del ensayo.

- ❖ Se mantiene muestra saturada
- ❖ Se aplica una carga (q)
- ❖ Se mide la deformación vertical a lo largo del tiempo
- ❖ Cuando velocidad de consolidación = 0: Final de proceso
- ❖ Se determina deformación unitaria (e) o relación de vacíos (e) en función del tiempo (t) realizando la curva de consolidación.

Características de la Curva de Consolidación

- ❖ *Consolidación Inicial*: Reducción de vacíos por eliminación del aire
- ❖ *Consolidación Primaria*: Reducción de vacíos por eliminación de agua
- ❖ *Consolidación Secundaria*: Reacomodamiento de las partículas sólidas
- ❖ La velocidad de la consolidación del suelo se caracteriza por medio del *Coficiente de Consolidación (C_v)*
- ❖ C_v no es constante durante la consolidación y dependerá de la sobrecarga aplicada y de la permeabilidad del suelo.

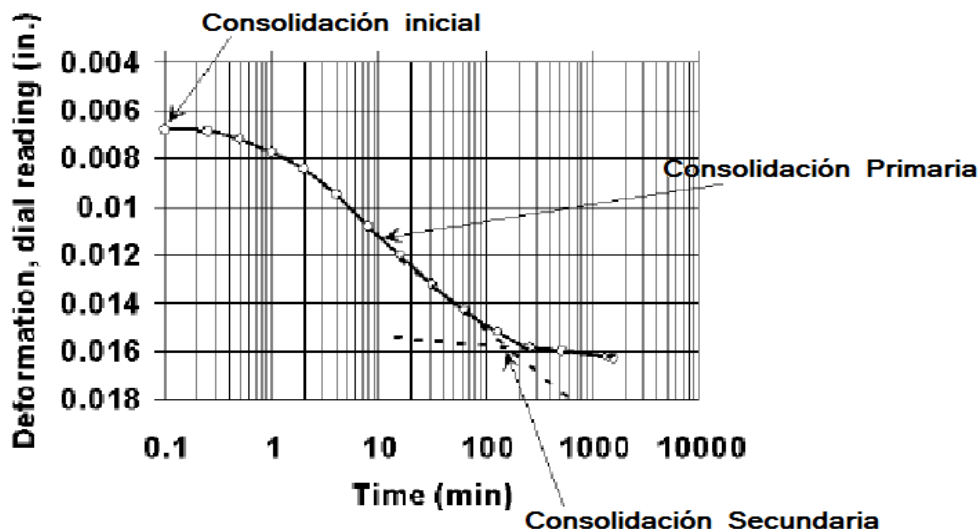


Fig. Curva de consolidación de los suelos.

- ❖ Se repite metodología del ensayo aplicando un incremento de carga (Dq): escalón de carga
- ❖ Se obtiene una Curva de Consolidación para el nuevo escalón de carga
- ❖ Se aplican un número determinado de escalones de carga
- ❖ Para cada escalón de carga medido en tensión efectiva (s') se determina la Relación de vacíos final (e)
- ❖ Luego se aplican un número determinado de decrementos de carga (escalones de descarga) y se mide la recuperación elástica de volumen
- ❖ Para cada escalón de descarga medido en tensión efectiva (s') se determina la Relación de vacíos final (e)
- ❖ Calcular el coeficiente de compresibilidad $a_v = \Delta e / \Delta s'$



❖ Se realiza la curva de compresibilidad

Características de la curva de compresibilidad

- Tramo de curvatura creciente: Se presenta cuando s' aplicada $<$ s' históricamente sufridas
- Tramo de Recarga
- Tramo recto: Se presenta cuando s' aplicada $>$ s' históricamente sufridas
- Tramo de descarga: Lineal porque la recuperación es elástica
- "Pendiente" de Tramo de Recarga \approx Pendiente de Tramo de descarga

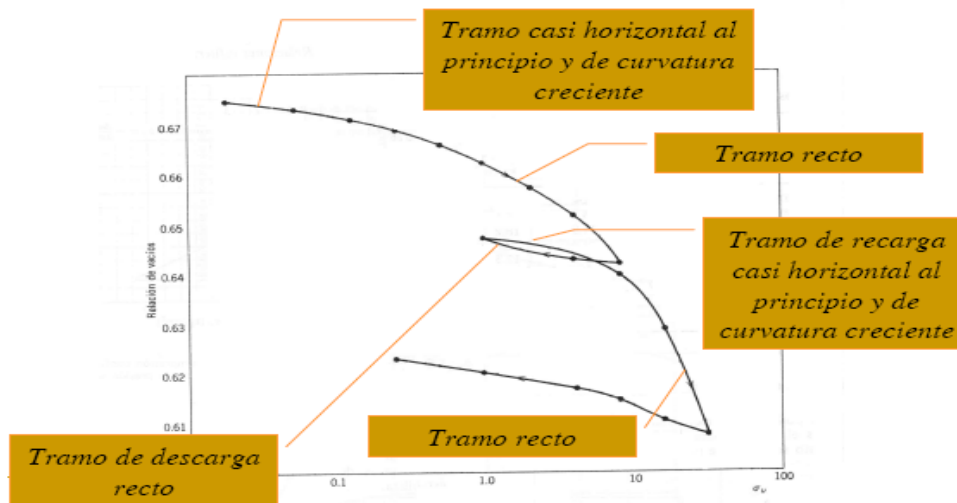


Fig. Características de la curva de compresibilidad.

ENSAYO TRIAXIAL

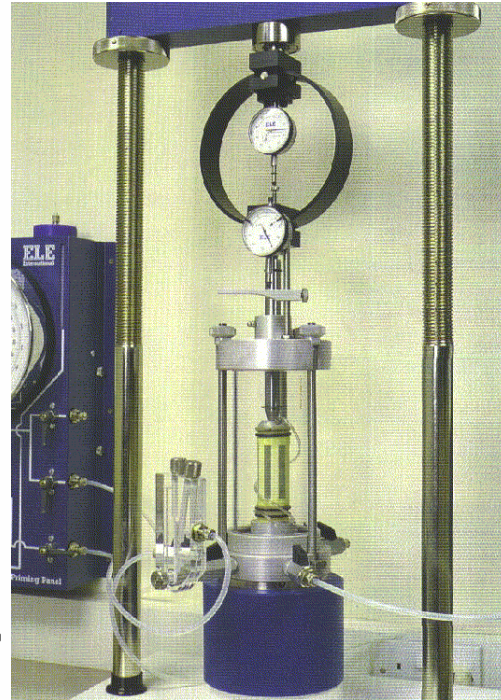
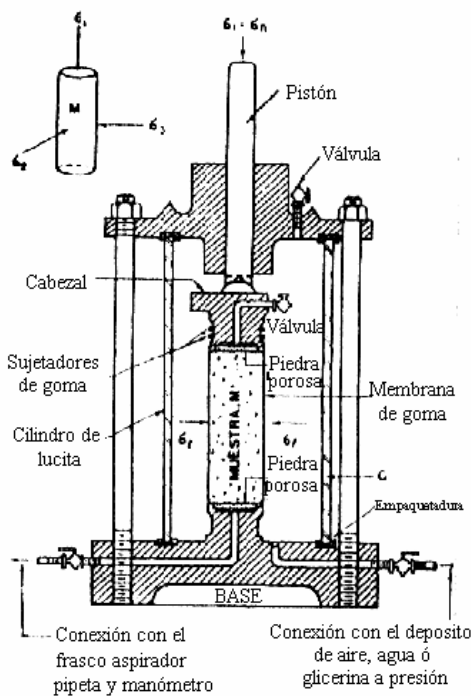


Fig. Características del equipo de laboratorio para ensayo triaxial.

Al interior de un cilindro transparente cargado de agua y denominado cámara, se encuentra un espécimen de suelo de forma cilíndrica y menor diámetro, protegido con una membrana impermeable. El interior de uno y otro pueden ser manipulados: primero, vía la salida de agua de cámara, para confinar el suelo presurizando la cámara en las 2 direcciones horizontales, y luego, vía el pistón de carga vertical, para cargar el suelo en la dirección vertical con la misma presión de la cámara. Este esfuerzo representa la presión de sepultura de la muestra de suelo y como tal, las condiciones iniciales.

El Segundo paso, vía la válvula de control, para permitir la saturación de la muestra de suelo o su drenaje, casos en los que el agua asciende por el suelo para sacar el aire, o invirtiendo el flujo, el aire baja por el para drenarlo. La columna cilíndrica de suelo está apoyada y coronada por sendas piedras porosas. Las arenas se ensayan en condiciones drenadas y las arcillas, saturadas. La consolidación supone el suelo saturado y la salida de agua y deformación estará asociada a sobrecargas y controlada por la permeabilidad del suelo.

Tercero, vía el pistón de carga vertical, gradualmente aplico la sobrecarga Q para el suelo, sometiéndolo a un esfuerzo vertical de compresión adicional que es el denominado desviador, cuya magnitud debe ir creciendo hasta fallar la muestra, ya sea permitiendo o no la salida de agua del suelo vía la válvula de control, pero sin variar la presión de cámara. Las deformaciones se miden, así como la presión de cámara y la presión de poros. Además, en el caso de asentamientos, es necesario medir las deformaciones en el tiempo.



Diferencia entre los ensayos triaxial consolidado no drenado y consolidado drenado.

Ensayos triaxiales consolidados, en estos tipos de ensayo el espécimen se consolida primeramente bajo una presión de confinamiento, así el esfuerzo llega a ser efectivo, es decir, la presión de cámara queda actuando sobre la fase sólida del suelo.

En un ensayo C.U. (consolidado no drenado), la muestra es llevada a la falla por rápido incremento de la carga axial, de manera que no exista cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de ensayos es no permitir ninguna consolidación durante el periodo de falla con la aplicación de la carga axial, esto se logra fácilmente en una cámara de compresión Triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas de la bureta (válvula que conecta el interior de la muestra de suelo con el exterior de la cámara de compresión).

Se podría pensar que todo esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión intersticial, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la parte sólida del suelo, pero en una prueba de compresión Triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde el principio.

En el ensayo C.D. (consolidado drenado), la diferencia esencial con respecto al ensayo anterior corresponde al hecho de abrir la válvula de la bureta, esto con el propósito de desalojar el agua contenida en los poros de la muestra de suelo que se está ensayando, además se cuenta con el hecho de que las velocidades de aplicación de la carga son mucho más lentas que en el ensayo C.U.

Otra de las diferencias notables entre los dos ensayos, es que durante el ensayo C.D. se pueden medir las variaciones de volumen dentro de la muestra, es decir, las variaciones de volumen que experimenta el índice de vacíos, esto se debe a que el agua contenida en ellos comienza a salir lentamente, lo que permite un reacomodo de las partículas sólidas del suelo.

Ensayo Triaxial Consolidado no drenado

Compactación

Las muestras de suelo recompactadas para pruebas de compresión, pueden ser preparadas, aplicando procedimientos de compactación estándar. Usualmente se requieren preparar las muestras a una densidad seca especificada, aplicando un esfuerzo de compactación determinado.

El procedimiento para probar muestras recompactadas, incluyendo cálculos, figuras y presentación de resultados, son los mismos para pruebas similares de muestras no perturbadas. Los procedimientos de compactación antes referidos se aplican

principalmente a suelos cohesivos y a suelos sin cohesión, parcialmente saturados. La preparación de las muestras de suelos sin cohesión, secos y completamente saturados, requieren un tratamiento especial.

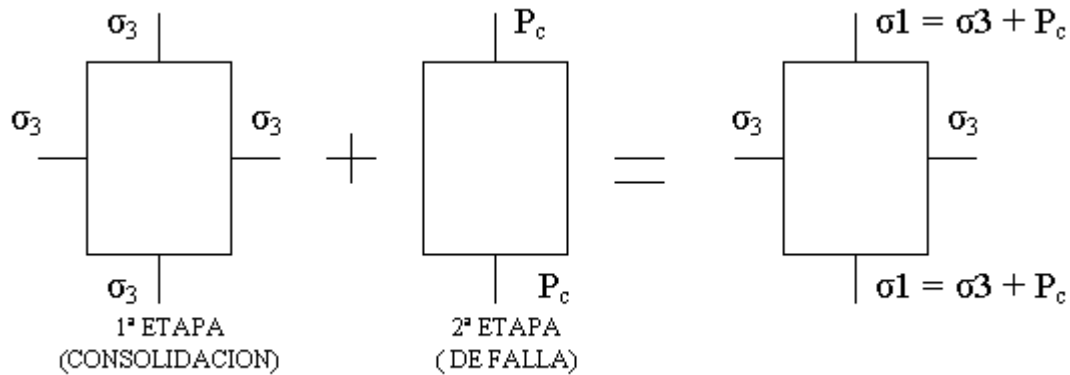


Fig. Modalidad Ensayo consolidado no Drenado

Etapa de consolidación

Una vez saturada la probeta de suelo se procederá a consolidar. Se recomienda aplicar la presión de confinamiento en pequeños intervalos con el fin de no perturbar la muestra. Incrementar la presión, hasta alcanzar la presión de confinamiento deseada para cada caso. Alcanzada la presión de confinamiento total, se dejara consolidar la muestra el tiempo que sea necesario.

Al término de la consolidación deberá determinarse la variación de volumen sufrida por la probeta por efecto de consolidación, debido a la presión confinante ejercida sobre la probeta. Este dato es acumulativo y se le adiciona a las deformaciones.

Etapa de ruptura y carga

Finalizada la etapa de consolidación se cierra la línea que conecta el interior de la probeta, por tratarse de un ensayo C.U.

Se adicionará carga mediante el giro constante de la manivela de la gata, la que produce un ascenso en el plato, materializando así el incremento de carga axial. Se deberá aplicar la carga con una velocidad controlada de 1.27 mm/min, cuyas lecturas de deformación se deberán a intervalos de tiempos controlados con cronometro.

Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada, tomándose notas del desarrollo de grietas, abultamientos, perdida de verticalidad, etc. Es recomendable disminuir la magnitud del incremento de carga a la mitad, cerca de la falla, en este caso, los intervalos en que actuaran los incrementos se reducirán también a medio minuto.

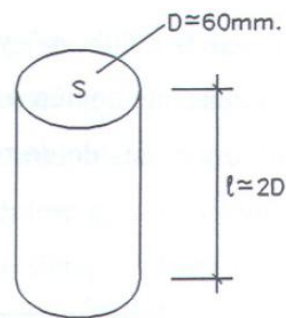


Después de que el espécimen haya fallado o que su deformación axial sobrepase el 20%, cesara el proceso de incrementar carga. A continuación se procederá a quitar la presión de cámara, liberar la carga axial y sacar el extensómetro que mide las deformaciones del largo de la probeta.

Variaciones en el procedimiento según alternativa de ensayo

- ❖ En un ensayo triaxial UU, la válvula de drenajes se mantiene cerrada en todo el ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidades de consolidarse. El ensayo comienza inmediatamente aplicada la presión de confinamiento. Este procedimiento no podrá realizarse para un suelo cohesivo 100 % saturado.
- ❖ En un ensayo triaxial CU, se mantiene la válvula de drenaje abierta al aplicar la presión de confinamiento. Al terminar la consolidación, se cierra la válvula y se aplica la presión axial (σ_1).
- ❖ En un ensayo triaxial CD, se mantiene la válvula de drenaje abierta durante todas las fases del ensayo. La presión axial deberá ser aplicada a una velocidad más baja que las anteriores, de modo de evitar que los resultados se vean afectados por la presión de poros.

Finalmente se deberá graficar la deformación unitaria ($\epsilon * 10^{-2}$) contra el esfuerzo desviador para cada presión de confinamiento, dibujar los círculos de Mohr para todos los ensayos sobre un mismo gráfico y trazar una tangente ó envolvente a estos, para obtener los parámetros ϕ y c del suelo, midiendo la pendiente de la tangente, que corresponderá al ángulo de fricción interna (ϕ) y el intercepto con la ordenada, que corresponderá a la cohesión (c).



$$\sigma_1 = \frac{P}{S} + \sigma_3; \quad \frac{P}{S} = \sigma_1 - \sigma_3$$

(Tensión desviatoria)

Fig. Dimensiones y tensión desviadora.

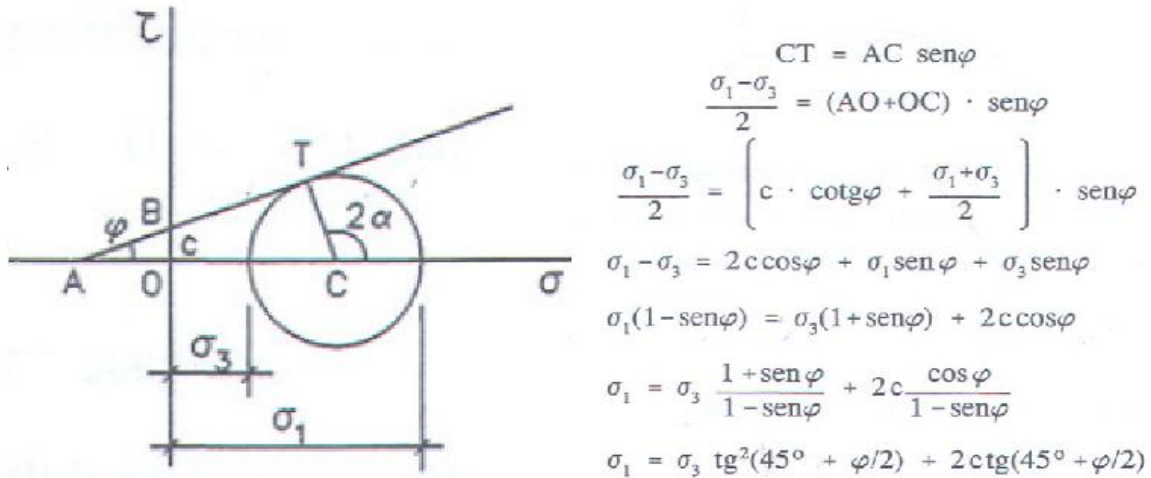


Fig. Obtención de la fórmula del criterio de rotura de Mohr

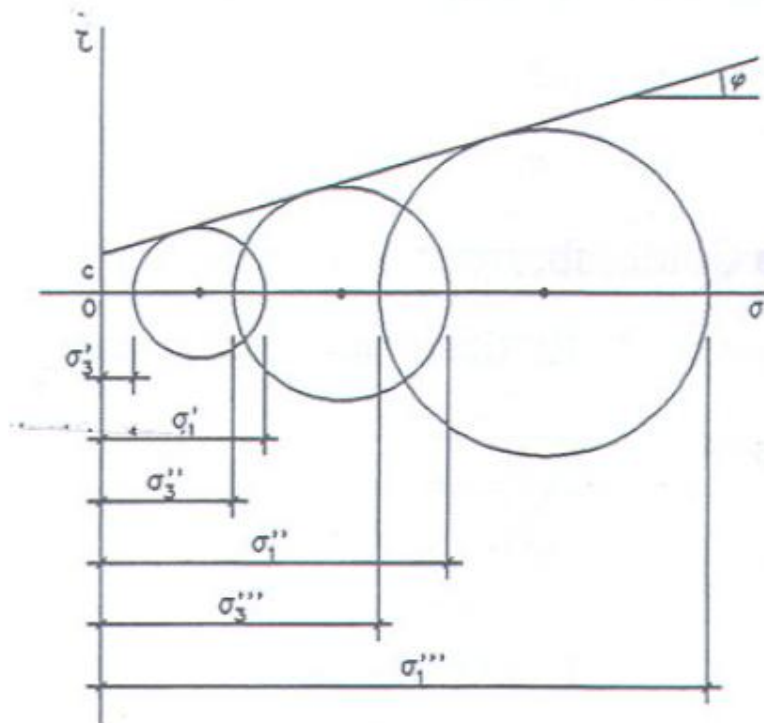


Fig. La recta de Coulomb

La recta de Coulomb está definida por la expresión:

$$\zeta = C + \sigma \tan \varphi$$

Como conclusión, esta recta se verá afectada por el tipo de suelo que se analiza, así tenemos que:

- ❖ Para suelos granulares (sin cohesión, arenas sin finos):
 $C = 0$; φ es distinto de 0.



- ❖ Para suelos finos (cohesivos, arcillas):
C es distinto de 0 y $\phi = 0$.
- ❖ Para suelos mixtos (que se encuentran normalmente):
C es distinto de 0 y ϕ es distinto de 0.

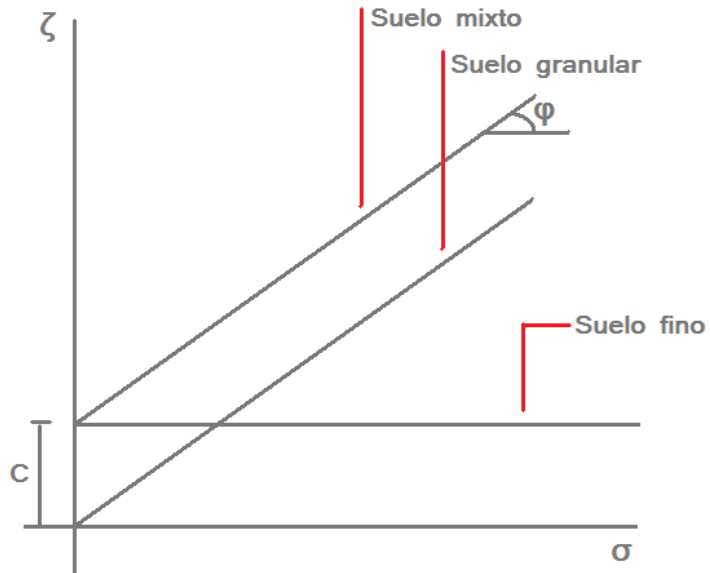


Fig. Recta de Coulomb para los distintos tipos de suelos.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





1.4 TIPOS DE CIMENTACIONES EN PROYECTOS DE EDIFICACIÓN.

La cimentación más adecuada para una estructura depende de factores como su función, las cargas a soportar, las características de la estructura, las condiciones del suelo y el costo de la superestructura. Para elegir el tipo de cimentación se dan los siguientes pasos:

1. Conocer la naturaleza de la superestructura y las cargas que transmitirá a la cimentación
2. Determinar las características del subsuelo
3. Considerar los tipos de cimentación por medio de algún criterio como el presentado a continuación:

SUELO		ZONA	MAGNITUD DE CARGA DE LA ESTRUCTURA		
Resistencia	Compresibilidad		Pequeña $w \leq 2 \text{ t/m}^2$	Mediana $2 \text{ t/m}^2 < w < 5$	Grande $w > 5 \text{ t/m}^2$
Muy baja	Muy alta	III	S / L	P	P
Baja	Alta	III	L / Z	P / S	P
Media	Media	II	Z	S / L	S
Alta	Baja	I	Z	L / Z	L
Muy alta	Muy baja	I	Z	Z	Z

Z - Cimentación de zapatas de concreto armado mampostería de piedra

L - Cimentación de losa de concreto armado

S - Cimentación por sustitución parcial o total

P - Cimentación de pilotes y pilas

Tabla 14. Relación entre la resistencia y la compresibilidad de un suelo de acuerdo al tipo de cimentación utilizada.

CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

- ❖ Superficiales.- Cuando el producto de dividir la profundidad de desplante por el ancho del cimienta es menor a 4. Puede ser: mampostería de piedra, zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación



- ❖ Semiprofundas.- Cuando el producto de dividir la profundidad de desplante por el ancho del cimiento esta entre 4 y 10. Se les conoce como cimentaciones por sustitución.
- ❖ Profundas.- Cuando el producto de dividir la profundidad de desplante por el ancho del cimiento es mayor a 10. Aquí se tendrían que construir pilas y pilotes.

También se pueden dividir de acuerdo al la relación de la carga unitaria y la capacidad admisible del suelo en:

- ❖ Zapatas aisladas.- hay carga concentrada y la carga unitaria es menor al 40% de la capacidad admisible del suelo
 - ❖ Zapatas corridas.- hay carga concentrada o uniformemente repartida y la carga unitaria es entre el 40 y el 60% de la capacidad admisible del suelo
 - ❖ Losas de cimentación.- hay carga concentrada o uniformemente repartida y la carga unitaria es entre el 60 y el 80% de la capacidad admisible del suelo
 - ❖ Sustitución o pilotes.- hay carga concentrada o uniformemente repartida y la carga unitaria es mayor al 80% de la capacidad admisible del suelo
4. Hacer estudios de las posibilidades de cimentación.
 5. Analizar la factibilidad económica de cada alternativa y elegir la cimentación más aceptable para las características de la superestructura, las del suelo y el costo.

Cimentaciones	Según la geometría	Superficiales $D_f/B \leq 1,2$ o 4	En sentido transversal Sentido longitudinal Según el número de columnas	h/(B/2) grande \Rightarrow h/(B/2) pequeña \Rightarrow L/(B/2) grande \Rightarrow L/(B/2) pequeña \Rightarrow Aislada Continua Losa de cimentación	Rígida Flexible Flexible Rígida
		Intermedias \Rightarrow	$4 < D_f/B < 10$		
	Según la superficie de contacto	Profundas $D_f/B = 1/D > 10$	Según el diámetro	Pilotín \Rightarrow Pilote \Rightarrow Pilote de gran diámetro \Rightarrow Pila \Rightarrow Cajones \Rightarrow	15 a 20 cm 20 a 50 cm 60 cm a 2 m > 2 m > 2 m (cuadrados)
		Directas \Rightarrow	Según la interacción suelo - pilote	Hincados Excavados Inyectados	
		Indirectas \Rightarrow	Superficie de contacto discontinua	Resistencia de punta Fricción lateral	

Cuadro. Resumen de clasificación de cimentaciones según sus características.



Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas		5 cm
Construcciones colindantes		2.5 cm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas		30 cm
Construcciones colindantes		15 cm
Emersión:	Construcciones aisladas	30 cm
	Construcciones colindantes	15 cm
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana

Cuadro. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación

TEORIA DE TERZAGHI

Esta teoría se aplica a suelos con cohesión y fricción, cuya ley de resistencia al corte es:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg} \varphi$$

Se supone una carga de tipo repartida uniformemente y lineal (zapata continua). Se desprecia la resistencia al corte del suelo situado sobre la profundidad de fundación D_f , al que se considera como una sobrecarga actuando sobre la fundación:

$$q = \gamma \cdot D_f$$

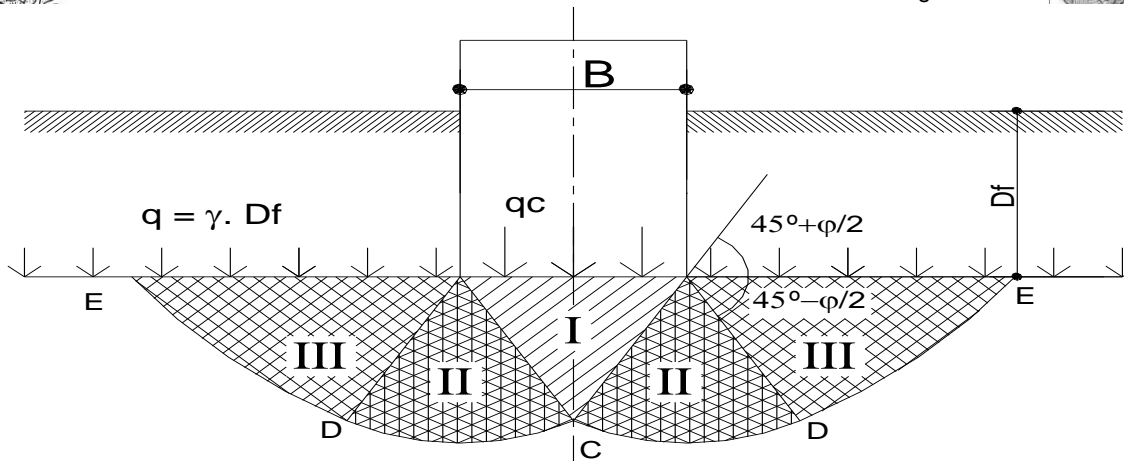


Fig. Esquema de falla de cimentación por resistencia del subsuelo.

Se considera que la carga actuante es estática, vertical y centrada. La fundación es del tipo superficial rígida y corrida. El comportamiento del suelo en cuanto a sus asentamientos responde a la curva C_1 , es decir que se trata de arenas densas y arcillas compactas.

Se propone un mecanismo de falla para una zapata continua uniformemente cargada y el sector de fallas se divide en tres zonas: zonas I, II y III.

- ❖ La **zona I** es una cuña que actúa como si fuese parte de la zapata (estado activo), sus límites forman ángulos de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal.
- ❖ La **zona II** es una cuña de corte radial, dado que las líneas de falla son rectas con origen en A y espirales logarítmicas con centro en A. La frontera AD forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.
- ❖ La **zona III**, es donde se desarrollan las superficies de deslizamientos que corresponden al estado pasivo de Rankine, pues sus límites forman ángulos de $45^\circ - \phi/2$.

Con esta hipótesis la capacidad de carga resulta:

$$q_{ult} = cN_c s_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

Donde:

$$N_q = \frac{\exp\left(2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan(\phi)\right)}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot(\phi)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan(\phi)}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\phi)} - 1\right)$$



Forma de la zapata	Rectangular	Circular	Cuadrada
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Tabla 15. Parámetros de forma para cimentaciones.

Donde q_c es la carga de falla, c es la cohesión del terreno de cimentación, q es la sobrecarga efectiva, B el ancho de la zapata corrida y N_c , N_q y N_γ son los factores de capacidad de carga. Estos factores son adimensionales y son función del ángulo de fricción interna ϕ . El coeficiente N_c está relacionado con la cohesión del suelo, N_q con la sobrecarga y N_γ con el peso de las zonas II y III.

Para arenas sueltas o arcillas y limos blandos, la deformación crece mucho para cargas próximas a la falla, alcanzándose niveles de asentamiento en el cimiento que equivalen a la falla de la estructura (falla local). Para este caso Terzaghi corrigió su teoría introduciendo nuevos valores de c y ϕ en la fórmula de capacidad de carga

$$c' = 2/3.c \quad \text{tg}\phi' = 2/3\text{tg}\phi$$

Entonces la expresión queda: $q_c = 2/3.c.N'c + q.N'q + 1/2.\gamma.B.N'\gamma$

En esta expresión, $N'c$, $N'q$ y $N'\gamma$, son los *factores de capacidad de carga modificada*. Se calculan con las mismas expresiones que N_c , N_q y N_γ , reemplazando ϕ por ϕ' .

Para cimientos cuadrados o circulares, Terzaghi modificó su expresión original basándose en resultados experimentales:

Para zapatas cuadradas: $q_c = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma$

Para zapatas circulares: $q_c = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma$

Para zapata cuadrada B = lado de la cimentación y para la circular, B = diámetro de la zapata.

Como se ha dicho más arriba, estas fórmulas son válidas para cimientos sometidos a carga vertical centrada. Para cargas excéntricas las superficies de falla dejan de ser simétricas, por lo que en la expresión de Terzaghi debe considerarse un área efectiva en lugar del área real de la zapata, que tiene su centro de gravedad coincidente con el punto de aplicación de la carga.



Cuando la carga está inclinada la superficie de rotura de mayor influencia es la que se contrapone a la dirección de la carga, para considerar este efecto hay factores de corrección.

A partir de la fórmula de Terzaghi, diferentes investigadores fueron modificando sucesivamente tanto la fórmula como los coeficientes de corrección. Hoy en día, la fórmula más empleada es la fórmula generalizada de BRINCH – HANSEN.

INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO

Las ecuaciones citadas en el punto anterior, se han desarrollado suponiendo que el nivel freático se encuentra situado por debajo del nivel de fundación, a una profundidad mayor que el ancho de la base de modo tal que no haya afectación del mismo en las superficies de falla generadas. Cuando la posición del nivel freático es diferente, se deben efectuar las correcciones siguientes:

- ❖ Caso 1 : Si el nivel freático se encuentra en la profundidad D_f o intermedio entre la superficie y D_f , el **factor q** toma la forma :

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

Además, en el último término de la fórmula, el valor de γ debe ser reemplazado por

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

- ❖ Caso 2: Si el nivel freático está por debajo de D_f , pero a una profundidad inferior al ancho de la base B por debajo de D_f , una parte del suelo movilizado estará en condición sumergida y otra parte no. En ese caso, el factor γ en el último término de la ecuación de capacidad de carga, debe reemplazarse por :

$$\gamma = \gamma' + d / B (\gamma - \gamma')$$

para cálculo de la sobrecarga, se debe adoptar

$$q = \gamma * D_f$$

- ❖ En este caso, la presencia del nivel freático no afecta la capacidad de carga. Se adopta el valor de γ_h para el cálculo de q (sobrecarga), y se considera el mismo peso específico en el término que corresponde a N_γ .

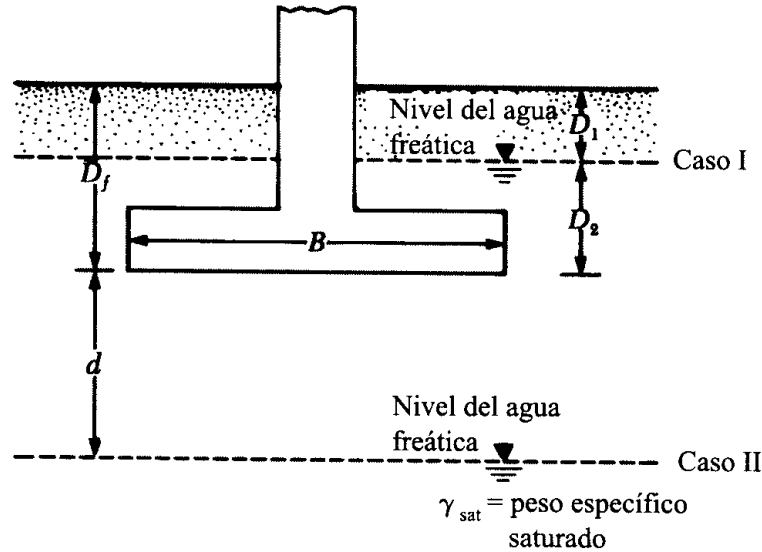


Fig. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por el nivel de agua

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

Las capacidades de carga mencionadas corresponden a valores de falla. En la práctica se emplea **la capacidad de carga admisible**:

$$q_{adm} = q_c / F_s$$

Este coeficiente de seguridad cubre las incertidumbres sobre las propiedades de los suelos y su determinación, la teoría de capacidad de carga que se use, las desviaciones sobre la construcción, etc. En el caso de zapatas este valor es de 2 a 3.

CAPACIDAD DE CARGAS EN LOSAS DE CIMENTACIÓN

Fórmula de Terzaghi

Se emplean las mismas fórmulas vistas para zapatas con las mismas consideraciones en lo que respecta al nivel freático.

Losas de cimentación rectangulares: $q_c = 1,2.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma$

Losas de cimentación circulares: $q_c = 1,2.c.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma$

ZAPATAS

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.



HISTORIA

Las zapatas representan la forma más antigua de cimentación. Hasta mediados del siglo diecinueve, la mayor parte de las zapatas eran de mampostería. Si se construían de piedra cortada y labrada a tamaños especificados, se les llamaba zapatas de piedra labrada. En contraste, las zapatas de mampostería ordinaria se construían con pedazos de piedra de todos los tamaños, unidos con mortero. Las zapatas de mampostería eran adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que aparecieron los edificios altos con cargas pesadas en las columnas. Estas cargas requerían zapatas grandes y pesadas que ocupaban un valioso espacio en los sótanos.

En los primeros intentos para ampliar las áreas de las zapatas, sin aumentar el peso, se construían emparrillados de madera, y las zapatas convencionales de mampostería se colocaban sobre ellos. En 1891, se utilizó un emparrillado construido con rieles de acero de ferrocarril, ahogados en concreto como una mejora del emparrillado de madera. El emparrillado de rieles fue un adelanto importante, porque ahorraba mucho peso y aumentaba el espacio en el sótano. En la siguiente década, los rieles de ferrocarril fueron sustituidos por las vigas I de acero, que ocupaban un poco más de espacio, pero que eran apreciablemente más económicas en acero. Las vigas de acero en I se adaptaban admirablemente a la construcción de zapatas en cantiliver.

Con el advenimiento del concreto reforzado, poco después de 1900, las zapatas de emparrillado fueron superadas casi por completo por las de concreto reforzado, que son todavía el tipo dominante.

CONSIDERACIONES GENERALES

Una de las variables a considerar en el diseño de las zapatas es su profundidad de desplante. En zonas frías se desplantan comúnmente a una profundidad no menor que la penetración normal de la congelación, lo cual no es el caso en la Ciudad de México. En el otro extremo, es decir, en climas calientes o en regiones semiáridas, la profundidad mínima de las zapatas puede depender de la mayor profundidad a que los cambios estacionales de la humedad produzcan una contracción y expansión apreciable del suelo.

En términos generales, la profundidad a la que se desplanta una zapata, depende del carácter del subsuelo, de la carga que debe soportar, y del costo del cimiento. La excavación para una zapata de concreto reforzado debe mantenerse seca, para poder colocar el refuerzo y sostenerlo en su posición correcta mientras se cura el concreto. Para hacer esto en los suelos que contienen agua, como buena parte de los de la Ciudad de México, puede ser necesario bombear, ya sea de cárcamos o de un sistema de drenes instalado previamente.

PRESIONES ADMISIBLES EN EL SUELO

En los primeros tiempos de la ingeniería de cimentaciones se elegía el área de las zapatas de acuerdo con el criterio del ingeniero, basándose en su experiencia. En la mayor



parte de los lugares se inventaron reglas empíricas sencillas. Por ejemplo, en algunas partes de los Estados Unidos, el ancho de una zapata corrida en pies era igual al número de pisos de la estructura. No se pensó en dar áreas mayores a las zapatas para soportar cargas más pesadas.

Al principio de la década de 1870, la determinación de las dimensiones se hizo apoyándose en una base más racional. Los ingenieros progresistas de aquellos días recomendaban que las áreas de las zapatas en un lugar dado, se hicieran proporcionales a las cargas que obraban en ellas, y que el centro de gravedad de la carga debía coincidir con el centroide de la zapata. Aquí es importante reflexionar en cuanto a que progresista no es sinónimo de simplista, como actualmente tiende a considerarse; por el contrario, el ser progresista implica sí, un uso más audaz, pero también más racional, de los elementos con los que se cuenta. Se creía que con ese procedimiento de dimensionamiento, los asentamientos de todas las zapatas serían iguales y que no se inclinaría ninguna zapata si se seguían concienzudamente estas recomendaciones.

En gran parte de las construcciones que iban exigiendo una especialización mayor en la ingeniería de cimentaciones de la época, no se encontraban en zonas sísmicas, por lo que podía ser realista el intento por hacer que las cargas que obraban sobre la zapata coincidieran con el centroide de la misma. Además, se creía que para cada suelo existía una presión específica bajo la cual los asentamientos de las diferentes zapatas no excederían de valores razonables.

Con el perfeccionamiento de la mecánica de suelos, se hizo evidente que la seguridad o el asentamiento de una zapata dependen de muchos factores, además de la presión ejercida en el subsuelo. Sin embargo, como el concepto de la presión admisible en el suelo es tan cómodo, se ha conservado en la moderna ingeniería de cimentaciones, pero con modificaciones y limitaciones dictadas por los criterios actuales.

REQUISITOS BÁSICOS DE DISEÑO

Cualquiera que sea el tipo de cimentación seleccionada, el diseñador debe dimensionar los elementos estructurales que componen a la cimentación, de tal manera que satisfaga los siguientes requisitos básicos:

- ❖ Los esfuerzos que transmita la cimentación al terreno de apoyo deben ser compatibles con su resistencia al corte, dentro de un factor de seguridad. Esto implica determinar la capacidad de carga admisible del terreno de apoyo, para la cimentación elegida.
- ❖ Las deformaciones que sufran el terreno y la estructura por la aplicación de estos esfuerzos deben ser tolerables para la estructura misma y para las estructuras o instalaciones municipales colindantes. Esto requiere determinar los asentamientos que sufrirá el suelo, o la roca, en que se apoye la cimentación.

En los suelos de alta resistencia y baja compresibilidad, o en rocas inalteradas (sanas), la cimentación sobre zapatas aisladas o continuas es adecuada, aún para cargas de gran magnitud.

❖ Zapatas en Arcilla Saturada

La fig. de abajo muestra el mecanismo de falla plástica de una zapata continua desplantada sobre arcilla saturada, con el nivel freático a la misma profundidad que el desplante de la zapata. En un punto cualquiera P dentro de las zonas plásticas II o III, el estado de esfuerzos se representa por el círculo de Mohr también mostrado en la figura.

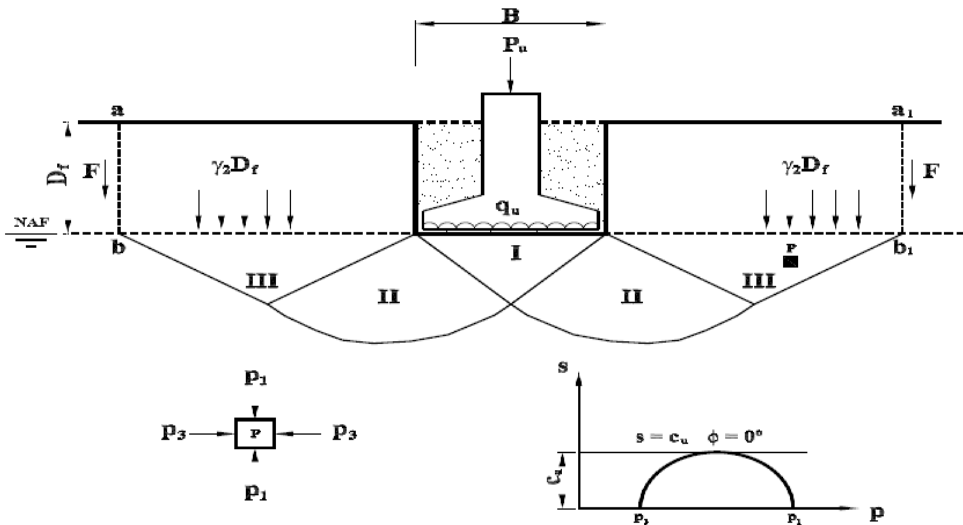


Fig. Mecanismo de falla de zapatas en arcilla saturada

Este círculo es tangente a la envolvente de resistencia dada por la recta horizontal, cuya ordenada al origen es c_u , e inclinación dada por el ángulo $\phi = 0^\circ$. Por tanto, su resistencia al corte se expresa por la ecuación:

$$s = c_u$$

Esta envolvente corresponde a una prueba triaxial no drenada (UU), en la que la carga de ruptura se aplica a la probeta de suelo en corto tiempo y sin drenaje. En el campo, la baja permeabilidad de la arcilla no permite la disipación rápida de las presiones desarrolladas en el agua de los poros, por lo que se considera que las condiciones de carga y de drenaje de las probetas de laboratorio son semejantes a las que ocurren en el suelo que está bajo la zapata.

En cuadros de factores N_c , N_q y N_γ , puede verse que, para $\phi = 0^\circ$, los factores de capacidad de carga para una zapata continua son: $N_c = 5.14$, $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$. La ecuación general se convierte en:

$$Q_{ult} = c_u N_c + D_f$$

Sustituyendo $N_c = 5.14$ en la ecuación anterior se obtiene:



$$Q_{ult} = 5.14 cu + Df$$

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0°	5.70	1.00	0.00	26°	27.09	14.21	9.84
1°	6.00	1.10	0.01	27°	29.24	15.90	11.60
2°	6.30	1.22	0.04	28°	31.61	17.81	13.70
3°	6.62	1.35	0.06	29°	34.24	19.98	16.18
4°	6.97	1.49	0.10	30°	37.16	22.46	19.13
5°	7.34	1.64	0.14	31°	40.41	25.28	22.65
6°	7.73	1.81	0.20	32°	44.04	28.52	26.87
7°	8.15	2.00	0.27	33°	48.09	32.23	31.94
8°	8.60	2.21	0.35	34°	52.64	36.50	38.04
9°	9.09	2.44	0.44	35°	57.75	41.11	45.41
10°	9.61	2.69	0.56	36°	63.53	47.16	54.36
11°	10.16	2.98	0.69	37°	70.071	53.80	65.27
12°	10.76	3.29	0.85	38°	77.50	61.55	78.61
ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
13°	11.41	3.63	1.04	39°	85.97	70.61	95.03
14°	12.11	4.02	1.26	40°	95.66	81.27	115.31
15°	12.86	4.45	1.52	41°	106.81	93.85	140.51
16°	13.68	4.92	1.82	42°	119.67	108.75	171.99
17°	14.60	5.45	2.18	43°	134.58	126.50	211.56
18°	15.12	6.04	2.59	44°	151.95	147.74	261.60
19°	16.56	6.70	3.07	45°	172.28	173.28	325.34
20°	17.69	7.44	3.64	46°	196.22	204.19	407.11
21°	18.92	8.26	4.31	47°	224.55	241.80	512.84
22°	20.27	9.19	5.09	48°	258.28	287.85	650.67
23°	21.75	10.23	6.00	49°	298.71	344.63	831.99
24°	23.26	11.40	7.08	50°	347.50	415.14	1072.80
25°	25.13	12.72	8.34				

Cuadro: Factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi.



❖ Zapatas en Arena

En arenas secas o en arenas saturadas, carentes de cohesión entre sus partículas, la resistencia al corte s es solamente el resultado de la fricción entre los granos y es una función lineal de la presión intergranular efectiva p'_{n} , normal al plano de falla.

La envolvente de resistencia típica de las arenas, es representada por una línea recta cuya ecuación es:

$$s = p'_{n} \tan (\phi)$$

Esta envolvente se obtiene mediante pruebas triaxiales del tipo consolidada drenada (CD), en especímenes de arenas saturadas, o pruebas del tipo no drenada (UU) en arenas secas. La ordenada al origen es $c = 0$. Sustituyendo este valor en la ecuación general se obtiene la capacidad de carga última q_{ult} , para una zapata infinita apoyada en arena, desplantada a la profundidad D_f , que incluye el peso propio de la zapata y del relleno.

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma} + \gamma_2 D_f N_q$$

Capacidad de Carga Admisible

La capacidad de carga admisible q_{adm} para diseño, se obtiene afectando a la capacidad límite q_{ult} por un factor de seguridad, usualmente $FS = 3$, según la expresión:

$$q_{adm} = q_{ult} / FS = q_{ult} / 3$$

LOSA DE CIMENTACIÓN

Una losa de cimentación se define como una estructura que puede soportar las cargas de varias columnas o muros al mismo tiempo. Se emplean cuando la capacidad de carga del suelo es muy baja y las zapatas aisladas resultan demasiado grandes y juntas para ser una opción viable, de igual manera para los siguientes casos:

- La construcción posee una superficie pequeña en relación al volumen (rascacielos, depósitos, silos).
- El terreno tiene estratificación desigual y son previsibles asentamientos irregulares
- El terreno de asiento es flojo y de gran espesor y los pilotes a colocar serían exageradamente largos.

CLASIFICACIÓN DE LOSAS DE CIMENTACIÓN

- ❖ Losas de espesor constante:

Las losas de espesor constante son losas o placas de concreto armado cuya sección es constante y pareja, sobre la cual apoyan directamente las columnas; se usan generalmente para las estructuras que poseen cargas equilibradas.

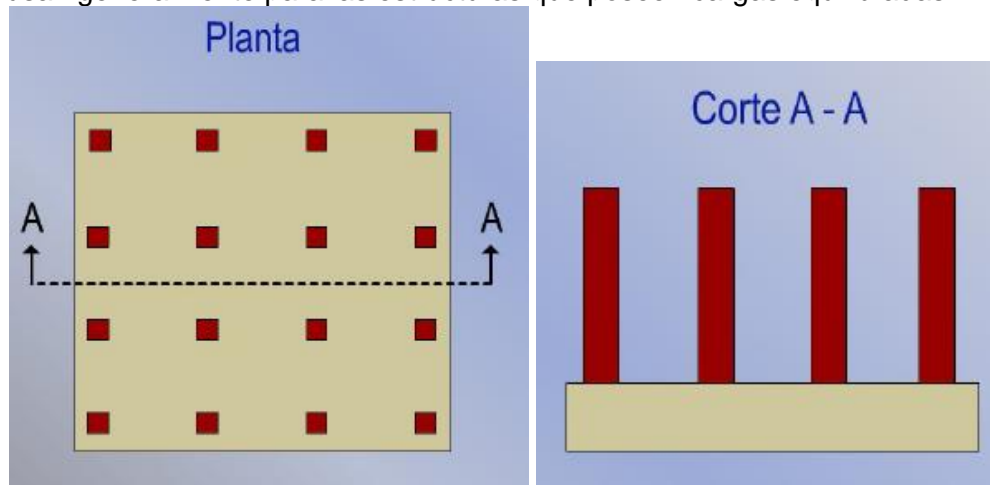


Fig. Ejemplo de losas de espesor constante.

❖ Losas con Capitel o nervadas:

En los casos en que, por diseño, es conveniente aligerar la sección constante de la losa que pueda resultar muy gruesa, se emplea la losa con capitel. Esta opción nos presenta dos tipos de losas, según el efecto de punzonamiento que ejercen las columnas:

• Losas con Capitel:

Se utilizan cuando existen cargas importantes, de modo que entre la placa y la columna se construye un capitel (superior e inferior) que optimiza el trabajo de la losa, tanto a los esfuerzos de flexión como de corte. Su armado es similar a las de losas de espesor constante.

• Losas Nervadas

Las Losas Nervadas son un tipo de cimentaciones por Losa que, como su nombre lo indica, están compuestas por vigas a modo de nervios que trabajan en colaboración ofreciendo gran rigidez y enlazan los pies de las columnas del edificio.

Características:

- Estas losas se construyen para estructuras de cargas desequilibradas.
- Las vigas de unión de los pilares se calculan como zapatas continuas bidireccionales.
- Por lo general, el espesor mínimo de la losa es de 20 cm.
- Estas losas nervadas definen los inicios de las columnas en los encuentros de las vigas bidireccionales.

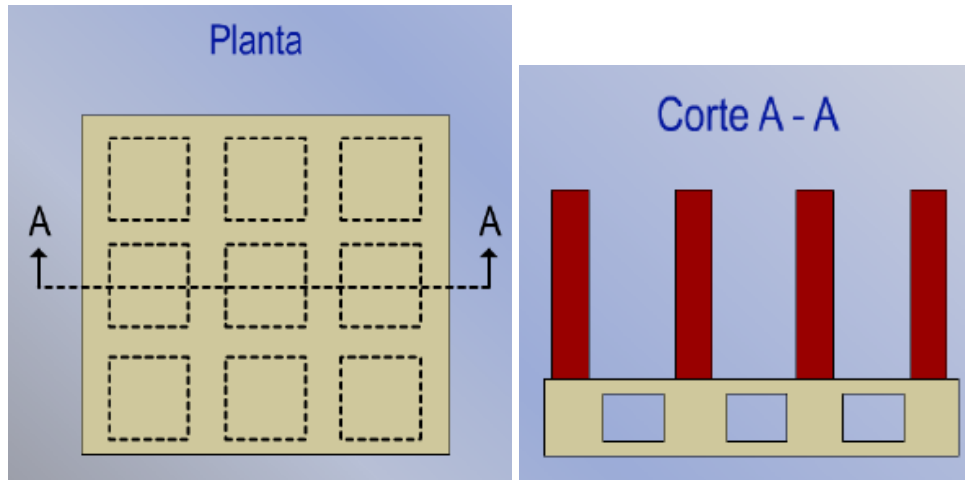


Fig. Ejemplo de losas con capitel o nervadas.

❖ Losas aligeradas

Este tipo de losa se caracteriza por disminuir el volumen de concreto a utilizar, debido a que sólo se emplea el espesor determinado en las secciones críticas en el diseño; el resto se disminuirá hasta donde permita el esfuerzo cortante involucrado en el diseño.

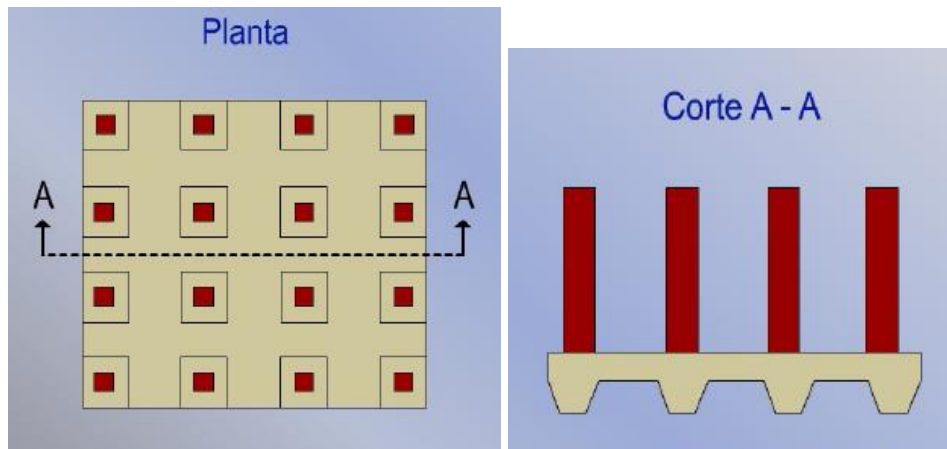


Fig. Ejemplo de losas aligeradas.

CAJONES DE CIMENTACIÓN

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se



denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre-compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

ESTADOS LÍMITE DE FALLA

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el Reglamento de Construcciones del D.F. y que se explicará más adelante. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomará en cuenta las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática-carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su resistencia estática no-drenada.



- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación– suelo.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (se indica más adelante). La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \Delta z$$

Donde:

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H ;

e_o es la relación de vacíos inicial;

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo– estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.



Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobre- compensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre- compensación no será superior a 10 kPa (1 t/m²) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación.

PRESIONES SOBRE MUROS EXTERIORES DE LA SUBESTRUCTURA

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

CONDICIÓN DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.

Para cimentaciones someras y compensadas desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

En esta verificación, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se



alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[p_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$$

Donde:

ΣQFC es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;

A es el área del cimientó;

p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

p_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

γ es el peso volumétrico del suelo;

c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

B es el ancho de la cimentación;

N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f / B + 0.25B / L)$$

Para $D_f / B < 2$ y $B / L < 1$;

donde D_f , es la profundidad de desplante y L la longitud del cimientó; en caso de que D_f / B y B / L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados;

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares

o cuadrados; y

F_R es el factor de resistencia (.35 para todas las zapatas en zona I, zapatas de colindancia con $D_f < 5$ m en zonas II Y III y para pilas y pilotes de punta; .7 para todos los demás casos).

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones

En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimientó, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:



Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B' L'$.

$$B' = B - 2e$$
$$L' = .3(L - 2e)$$

El valor del .3 de la longitud efectiva se utiliza para tomar en cuenta el 100% de la magnitud de un sismo en dirección a un eje y el 30% de la magnitud en dirección al otro eje.

CIMENTACIONES PROFUNDAS

Los cimientos, a fin de distribuir la carga, pueden extenderse horizontalmente, pero también pueden desarrollarse verticalmente hasta alcanzar estratos más bajos capaces de soportarla. En estos casos se recurre a la solución de cimentación profunda, que se constituye por medio de muros verticales profundos de concreto o bien a base de pilares hincados o perforados en el terreno, denominados pilas o pilotes dependiendo su diámetro.

Un pilote es un soporte, normalmente de concreto armado, de una gran longitud en relación a su sección transversal, que puede hincarse o construirse "in situ" en una cavidad abierta en el terreno. Los pilotes son columnas esbeltas con capacidad para soportar y transmitir cargas a estratos más resistentes o de roca, o por rozamiento en el fuste. Por lo general, su diámetro o lado no es mayor de 60 cm.

Los pilotes son necesarios cuando la capa superficial o suelo portante no es capaz de resistir el peso del edificio o bien cuando esta se encuentra a gran profundidad; también cuando el terreno está lleno de agua y ello dificulta los trabajos de excavación. Con la construcción de pilotes se evitan edificaciones costosas y volúmenes grandes de cimentación.

Las pilas pueden alcanzar profundidades superiores a los 40 mts teniendo una sección transversal de 2–4 m, pudiendo gravitar sobre ellos una carga de 2000 t. Los pilotes y pilas deben recibir fuerzas longitudinales de compresión, ya que las cargas por flexión producen deformaciones mayores con alto grado de peligrosidad; sin embargo, en ocasiones deberán tomarse en cuenta otras sollicitaciones de cargas horizontales como viento y sismo. Una excentricidad por pequeña que sea provoca cambios importantes en los esfuerzos de los pilotes. La capacidad de estos para soportar las cargas dependerá de la resistencia desarrollada entre ellos y el subsuelo. De acuerdo con su función de trabajo, los tipos de pilotes son:

- ❖ Pilotes apoyados en manto resistente (pilotes de punta).
- ❖ Pilotes trabajando por fricción del fuste con el suelo.
- ❖ Una combinación de ambos, es decir, por apoyo directo en la capa resistente y por rozamiento sobre una parte de su longitud empotrada.



❖ Pilote de control.

En 1951 el Ing. Manuel González Flores inventó el pilote de control, que es una modificación básica a los pilotes apoyados en estratos firmes, rígidamente unidos a la cimentación (pilotes de punta). La modificación consiste en:

- Que en lugar de que los pilotes estén rígidamente unidos a la cimentación, la atraviesan libremente y se ligan a ella mediante un mecanismo o marco de carga, que contiene un componente de material compresible entre este marco y la cabeza del pilote.
- A través del mecanismo se pueden controlar los movimientos del edificio.
- Los pilotes de control, son dispositivos que tienen un paquete compresible entre el pilote y la estructura, que es el que absorbe los movimientos verticales de la estructura, con un rango de deformación del 50%, de manera que a la vez que hay una transmisión de carga al pilote, el edificio queda en condiciones de seguir al suelo durante el hundimiento de la ciudad, por la compactación de estos elementos a la misma velocidad que se presente el hundimiento regional del suelo.

La capacidad de carga de un pilote depende de muchos factores, como propiedades del suelo, peso del martillo, frecuencia de los golpe, nivel freático, etc, de tal manera que es difícil determinar su capacidad portante si antes no se hace una prueba de carga. Dicha prueba consiste en cargarle al pilote un peso conocido que determine su capacidad y su asentamiento en el suelo.

La eficacia de un pilote o de una pila depende de:

- ❖ El rozamiento y la adherencia entre el suelo y el fuste del pilote o pila.
- ❖ La resistencia por punta, en el caso de transmitir compresiones. Ante posibles esfuerzos de tracción, se puede ensanchar la parte inferior del pilote, de forma que trabaje el suelo superior.
- ❖ La combinación de las dos anteriores.

El empleo de cimentaciones mediante pilotaje está indicado en los siguientes casos:

- ❖ Cuando la carga transmitida por las estructuras no puede ser distribuida en el terreno de forma uniforme mediante el empleo de sistemas de cimentación directa como zapatas o losas.
- ❖ Cuando el nivel del firme no puede ser alcanzado de forma sencilla o se encuentra a gran profundidad.
- ❖ Cuando los estratos superiores del terreno son poco consistentes hasta cotas profundas, contienen gran cantidad de agua o bien se necesita cimentar por debajo del nivel freático.
- ❖ Cuando se prevea que los estratos inmediatos a la superficie de cimentación pueden determinar asientos imprevisibles de cierta importancia.
- ❖ Si se quiere reducir o limitar los posibles asientos de la edificación.
- ❖ En presencia de grandes cargas y concentradas.



- ❖ Si las distintas capas superficiales de los terrenos pueden sufrir variaciones estacionales como hinchamientos, retracciones, etc.
- ❖ En edificaciones sobre el agua.

PILAS O PILOTES COLADOS EN EL LUGAR "In Situ"

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 50 cm. No deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el "sangrado" del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.



En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas de menos de 80 cm hasta 30 m de profundidad, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. Las pilas deberán ser construidas con ademe o estabilizadas con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 10 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En pilotes de fricción el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que el 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote. En caso de recurrir a la perforación previa, el factor de reducción FR de la ecuación antes mencionada de pilas y pilotes se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1 - 0.4D_{\text{perf}} / D_{\text{pil}})$ donde D_{perf} y D_{pil} son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando muy en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.



La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción al que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

MATERIALES QUE TAMBIÉN SE UTILIZAN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y PILOTES

❖ Madera

La madera se emplea desde la prehistoria; en ese entonces los habitantes lacustres construían sus chozas apoyándolas sobre troncos hincados en el lecho del lago. Estos troncos lograron conservarse mientras las aguas que los rodeaban eran ácidas, es decir de pantanos turbosos.

Los rollizos de madera se conservan más tiempo si se los mantiene permanentemente mojados o secos, pero si se alternan estas condiciones de humedad, se destruyen rápidamente.



Antes de colocar los pilotes se aconseja impregnarlos a presión con una sustancia protectora para evitar el ataque de hongos o insectos que destruyen sus fibras.

Las maderas más usadas, por ser más económicas, son pino y abeto. Si se requiere de mayor resistencia por el ataque de aguas de mar o por impactos, se debe recurrir a maderas más costosas pero de mayor dureza, como por ejemplo la haya o la teca.

Los rollizos naturales son más económicos, pero si poseen sección cuadrada, son mejores para sus posibles empalmes. El hincado debe realizarse con golpeteo suave sobre la parte más gruesa del tronco.

En pilotes más grandes la carga de trabajo no ha de superar las 25 T. Esta clase de pilotaje se emplea donde el tronco de árbol es un material habitual fácil de encontrar en ese lugar, o cuando se trata de cimentaciones en zonas lacustres.

❖ Acero

Se utilizan con secciones en H o en Cajón. En tipo cajón pueden rellenarse de concreto después de haberse colocado.

A veces se constituye el pilotaje con perfiles planos empalmables, es el caso de las tablestacas, que se consiguen con secciones de acero laminado en caliente. Se los utiliza como contención de tierras y como barrera del agua en caso de excavaciones para cimentaciones, sótanos. En muelles y zonas ribereñas también suele usarse.

Para evitar la corrosión, el acero puede contener una cantidad importante de cobre, se le llama acero de oxidación controlada o estar impregnado con pintura bituminosa. Si es necesario, pueden recuperarse y se les puede hacer variar su longitud por corte o por soldadura.

ESTADOS LÍMITE DE FALLA (PILOTES DE FRICCIÓN)

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatitas o suelo-losa de cimentación. Despreciando la capacidad de los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de las desigualdades siguientes ya sea el caso de un suelo cohesivo o friccionante respectivamente (estas fórmulas se describieron anteriormente):

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_V$$

Ó



$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$$

Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo–zapata o suelo–losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ecuación que se explicará más adelante con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

$$C_f = A_L f F_R$$

- b) Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes de fricción
Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma Q F_C < R$$

Donde:

$\Sigma Q F_C$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R es la capacidad de carga que se considerará igual a:

- 1) Para la revisión de cada pilote individual: a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia del pilote considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecuaciones mencionadas anteriormente, con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7.

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo–losa o suelo–zapatas.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo–estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.



La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, C_f , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R$$

Donde:

A_L es el área lateral del pilote;

f es la adherencia lateral media pilote-suelo; y

F_R se tomará igual a 0.7, salvo para pilotes hincados en perforación previa.

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III, la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (UU).

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la última ecuación considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

ESTADOS LÍMITE DE FALLA (PILOTES DE PUNTA Ó PILAS)

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad $\Sigma QF_c < R$ para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas.

Capacidad por punta

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila, C_p , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes (se explicará mas adelante).

En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

a) Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c * F_R + p_v) A_p \quad (1)$$

b) Para suelos friccionantes

$$C_p = (\bar{P}_v N_q * F_R + p_v) A_p \quad (2)$$

Donde:

A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote;

p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;



\bar{p}_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;
 c_u es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU); y
 N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la siguiente tabla.

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

Tabla 16. Coeficiente N_c^*

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente;
 N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)}$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$N_q^* = N_{\max}$
 cuando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$:

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{\min}	7	11.5	20	39	78	130

Tabla 17. Valor de N_{\max} y N_{\min} para el cálculo de N_q^*

L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente;
 B es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;
 ϕ es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.a; y
 F_R se tomará igual a 0.35.

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecs.

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p$$

ó

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p$$



deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- b) Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor

$$F_{re} = \left(\frac{B + 0.5}{2B} \right)^n$$

Donde:

B es el diámetro de la base del pilote o pila ($B > 0.5\text{m}$); y

n es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES

Las estimaciones de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos.

En pruebas de pilotes de punta, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta.



II. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO REFORMA 27

TIPO DE OBRA: OBRA NUEVA, HABITACIONAL, PLURIFAMILIAR

UBICACIÓN: REFORMA No. 27, COL. TABACALERA, DELEGACION
CUAUHTEMOC, MEXICO D.F.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.

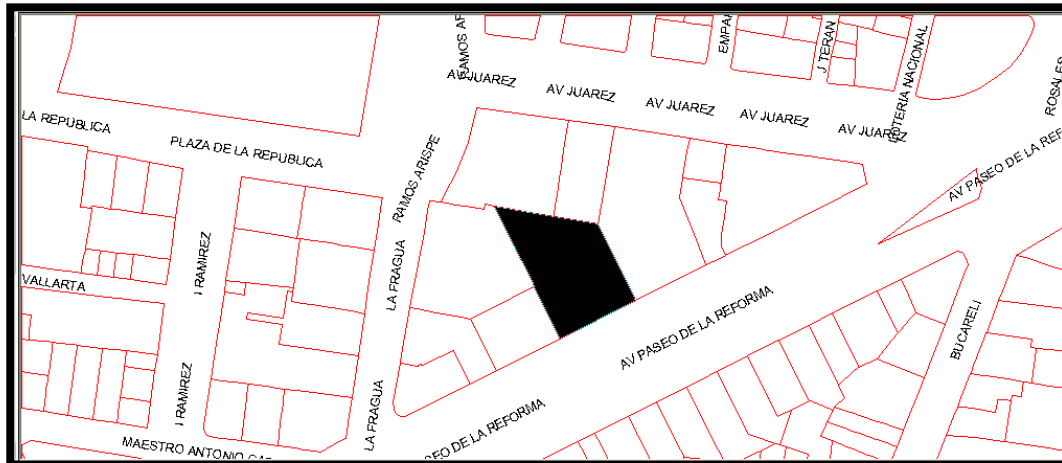




2.1 GENERALIDADES

El Proyecto tipo Mixto Reforma 27 se ubica en la Delegación Cuauhtémoc, Número 27 de Paseo de la Reforma, Colonia Tabacalera, C.P. 06600, México D.F.

El predio colinda al norte en 62.77 m, con la casa no. 38, del Paseo Legislativo, hoy calle del Ejido; al noreste en 50.44 m con la casa 23 del Paseo de la Reforma; al sureste en 50.38 m con el Paseo de la Reforma; al suroeste en 33.86 m con el resto de la casa 27 del Paseo de la Reforma y 53.36 m con la casa 16 de calle La Fragua.



PLANTA DE UBICACIÓN

El terreno es irregular, sensiblemente plano y tiene una superficie de 3,467.96 m², se planea construir un edificio de 54,028.62 m², denominado REFORMA 27, con 280 departamentos distribuidos en los niveles 1 al 23, área comercial en la planta baja, amenidades en el Nivel 24 y 5 sótanos de estacionamiento.

Sobre nivel de banqueta el edificio se desplanta con una superficie de construcción de 39,721.87 m² y PB más 5 sótanos de estacionamientos subterráneos con una superficie de construcción de 14,306.75 m², dando un total de superficie construida de 54,028.62 m².



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





2.2 REQUERIMIENTOS TÉCNICOS

ZONIFICACIÓN

El predio cuenta con Certificado Único de Zonificación de Uso de Suelo y Factibilidades (SIG) expedido por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda (SEDUVI).

El certificado marca los siguientes lineamientos:

Uso de Suelo	Habitacional Mixto (H/M)
Altura máxima	25 niveles.
% Área libre	40 %
Metro cuadrado mínimo por vivienda	No Aplica
Superficie máxima de construcción	52,019.40 m ²

NORMAS PARTICULARES

Aplica norma de Ordenación sobre Vialidad

HM 25/40 (Habitacional mixto, 25 niveles máximos de construcción, 40% mínimo de área libre) Por norma de Ordenación sobre vialidad de Paseo de la Reforma, en el tramo M- N, de circuito interior J. Vasconcelos a Eje 1 Poniente Guerrero – Bucareli (a excepción de la Glorieta del Ángel de la independencia). Aplica un 20% de incremento de la demanda reglamentaria de estacionamiento para visitantes. Superficie máxima de construcción: 52,019.40 m², sujeta a restricciones.

ÁREAS DE ACTUACIÓN

Área con Potencial de Reciclamiento Norma 19



Por ser la superficie máxima de construcción mayor a 5,000 m², con fundamento en lo dispuesto al artículo 60- Fracción IV – de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal y de conformidad con los artículos 76,77 y 78 del Reglamento de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal Vigente, se requiere de Dictamen de impacto Urbano, estudio de Impacto ambiental Dictamen de Impacto Urbano – Ambiental, para la obtención de autorización, licencia o registro de manifestación de construcción correspondiente.

PROTECCIÓN DEL PATRIMONIO CULTURAL URBANO

Si aplica

FACTIBILIDAD DE USO DE SUELO, SERVICIOS DE AGUA, DRENAJE, VIALIDAD Y MEDIO AMBIENTE

Tipo de terreno para conexión de servicios de agua y drenaje: Terreno tipo I y II

Terreno urbano con dureza media que requiere de equipo manual y mecánico para realizar todo tipo de obras.

Zonas de impacto vial: Zona 1

DE PROMOCIÓN DEL DESARROLLO URBANO

Con base en lo anterior y en apego al Programa Parcial de Desarrollo Urbano el uso del suelo Habitacional con uso Mixto (Departamentos y área comercial) está permitido.

ALTURA MÁXIMA PERMITIDA Y PROTECCIÓN A COLINDANCIA

ALTURA MÁXIMA PERMITIDA

Según la Norma 8 de las Normas de Ordenaciones Generales, la altura máxima es la siguiente:

25 niveles x 3.60 m (máximo de entrepiso) = 90 m de altura total, más servicios.

El proyecto cuenta con un frente de 50.38 m, y la distancia de paramento a paramento es de 60 m.



COEFICIENTES DE OCUPACIÓN Y UTILIZACIÓN

COEFICIENTE DE OCUPACIÓN DEL SUELO

$$(\text{Área total terreno}) - (.4) * (\text{Área total terreno})$$

$$\text{COS} = \frac{\text{Área total terreno} - (.4) * (\text{Área total terreno})}{\text{Área total terreno}}$$

$$\text{COS} = \frac{3,467.96 \text{ m}^2 - 1,387.18 \text{ m}^2}{3,467.96 \text{ m}^2} = 0.60 = 60\% \text{ utilización}$$

Equivalente a 2,080.78 m² de ocupación del suelo, en proyecto se tiene un área de desplante de 1,756.90 m², lo cual cumple con la norma.

COEFICIENTE DE UTILIZACIÓN DEL SUELO

$$(\text{Área ocupación suelo}) * (\# \text{ de niveles sobre banquetta})$$

$$\text{COS} = \frac{(\text{Área ocupación suelo}) * (\# \text{ de niveles sobre banquetta})}{\text{Área total terreno}}$$

$$\text{CUS} = \frac{2,080.78 \text{ m}^2 \times 25 \text{ niveles}}{3,467.96 \text{ m}^2} = 15.0$$

Equivalente a 52,019.40 m² de superficie máxima de construcción sobre nivel de banquetta, en proyecto se tiene 39,721.87 m², por lo tanto, se cumple con la norma.

ÁREA LIBRE DE CONSTRUCCIÓN

El área libre especificada en el Certificado Único de Zonificación de Uso de Suelo y Factibilidades es de 40%.

CONCEPTO	SUPERFICIE (m ²)	%
Superficie del Terreno	3,467.96	100.0
Superficie de desplante	1,756.90	50.66



Área Libre	1,711.06	49.34
------------	----------	-------

Por lo anterior, el proyecto cumple con lo establecido en la norma correspondiente.

ÁREA PERMEABLE

Debido a los requerimientos del proyecto arquitectónico, se está utilizando la superficie del predio bajo nivel de banqueta en su totalidad, por lo que el área permeable se sustituirá por un sistema alternativo de captación y reutilización de agua pluvial.

SISTEMA ALTERNATIVO DE REUTILIZACIÓN DE AGUA PLUVIAL

El sistema alternativo de reutilización de agua potable se compone de cuatro elementos: drenaje de agua pluvial, cisterna de almacenamiento de agua pluvial, cuarto de bombeo y tubería de recirculación.

El objetivo de este sistema es captar el agua pluvial y reutilizarla para el funcionamiento de los baños, riego y limpieza. El área de captación es aproximadamente igual al área del terreno, y cuando existe precipitación, el agua de lluvia se canaliza a la cisterna por medio del drenaje de agua pluvial donde se almacena para su posterior utilización, un arreglo de bombas lleva el agua hasta tanques que se ubican en niveles intermedios del edificio de donde es dirigido por gravedad hasta las salidas. En la siguiente figura se muestra en planta la ubicación del sistema.

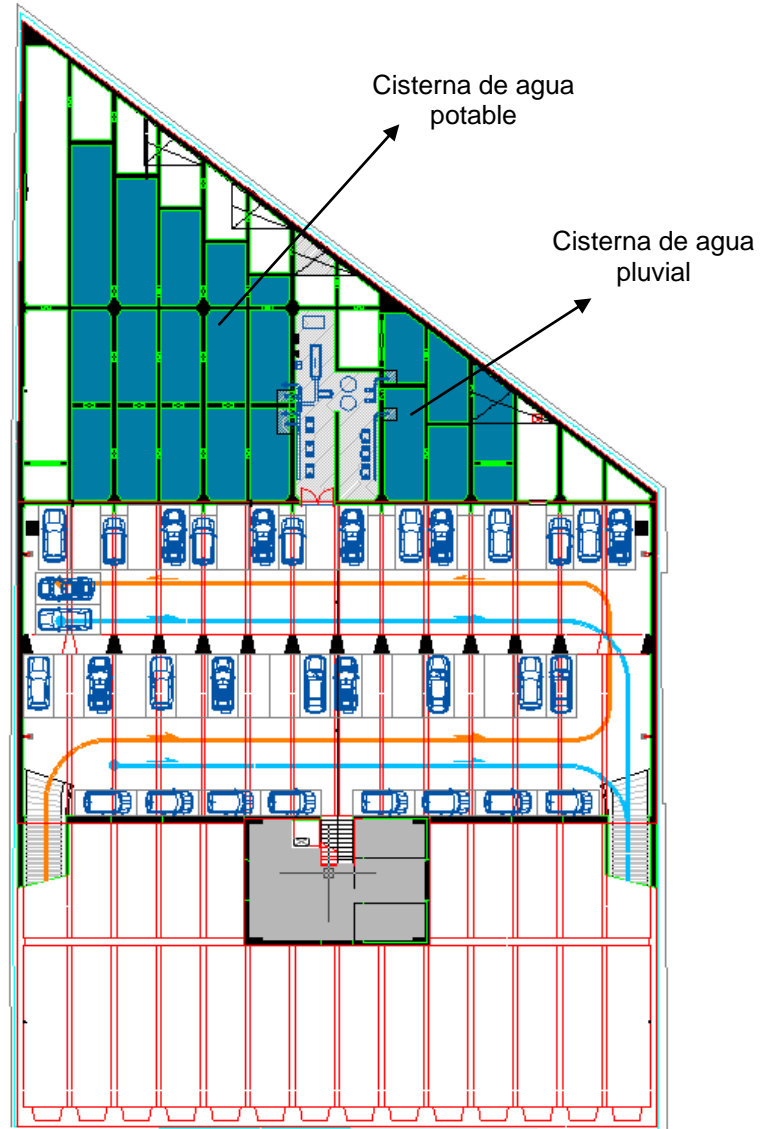


Fig. Ubicación del sistema alternativo de reutilización de agua pluvial.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





2.3 DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto Residencial REFORMA 27, es un conjunto mixto (habitacional y comercio), el cual tiene un área comercial en la planta baja, 280 departamentos con áreas desde 55.25 m² hasta 191.65 m² (incluyendo indivisos) en los niveles 1 al 23 y 639 cajones de estacionamientos en planta baja y 5 sótanos, en el nivel 24 se encuentra el área de amenidades el cual será de uso exclusivo de los condóminos para la utilización de servicios de recreación, esparcimiento y descanso en donde habrá alberca, gimnasio, spa, cafeterías, terrazas y áreas jardinadas.

El área de construcción es de 39,721.87 m² sobre el nivel de banqueta y de 14,306.75 m² bajo nivel de banqueta, con un total de 54,028.62 m², desplantado en un terreno sensiblemente plano con una superficie de 3,467.96 m².

El edificio se desplanta en un área de 1,756.90 m² dejando un área libre de 1,711.06 m². Esta disposición se muestra en la figura de la página 112.

La planta de conjunto se resuelve desplantando las torres a partir de la colindancia sur paralela al Paseo de la Reforma, con medidas y normatividades marcadas por el uso de suelo y alineamiento. En la parte posterior del predio se deja una franja libre como marca la normatividad para la restricción de la colindancia. Igualmente el diseño de las torres permite dar a los interiores de los departamentos una adecuada iluminación, ventilación y vistas agradables.

El edificio esta conformado por dos núcleos de elevadores, 2 núcleos de escaleras, 1 núcleo de montacargas, todo esto cumple con los requerimientos y así mismo están comunicados por un pasillo central que permite el acomodo de los departamentos hacia ambos lados.

El proyecto tiene plantas tipo para departamentos que se ubicarán en los niveles 1 al 23. Además existen otras plantas destinadas para estacionamiento, acceso y comercio, y amenidades.

Los ductos verticales para las instalaciones hidrosanitarias, eléctricas y especiales se desarrollan en su mayoría desde la azotea hasta el sótano de estacionamiento y su ubicación logra la mayor eficiencia posible.

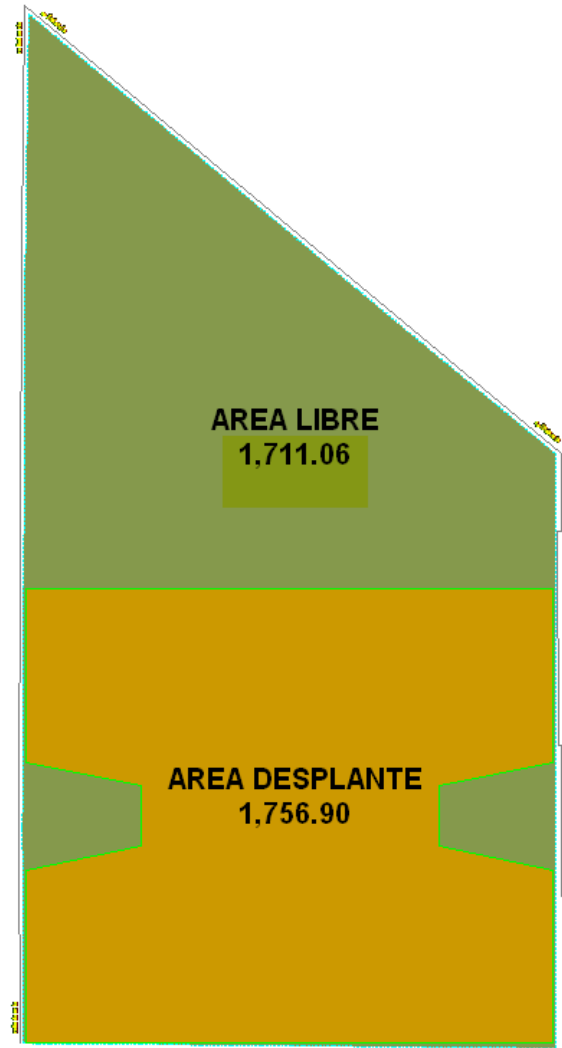


Fig. Área libre y de desplante



Fig. Fachada Reforma

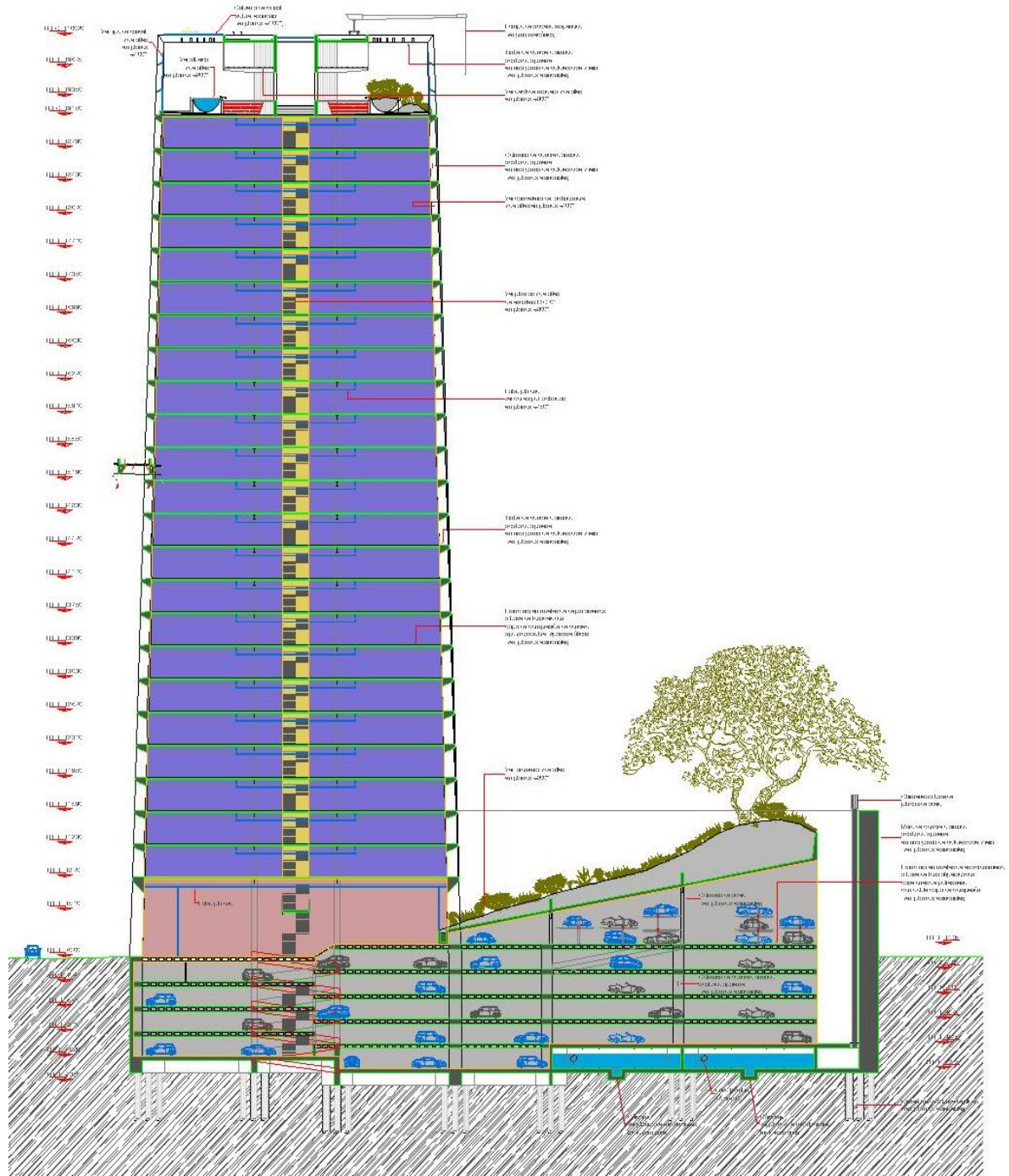
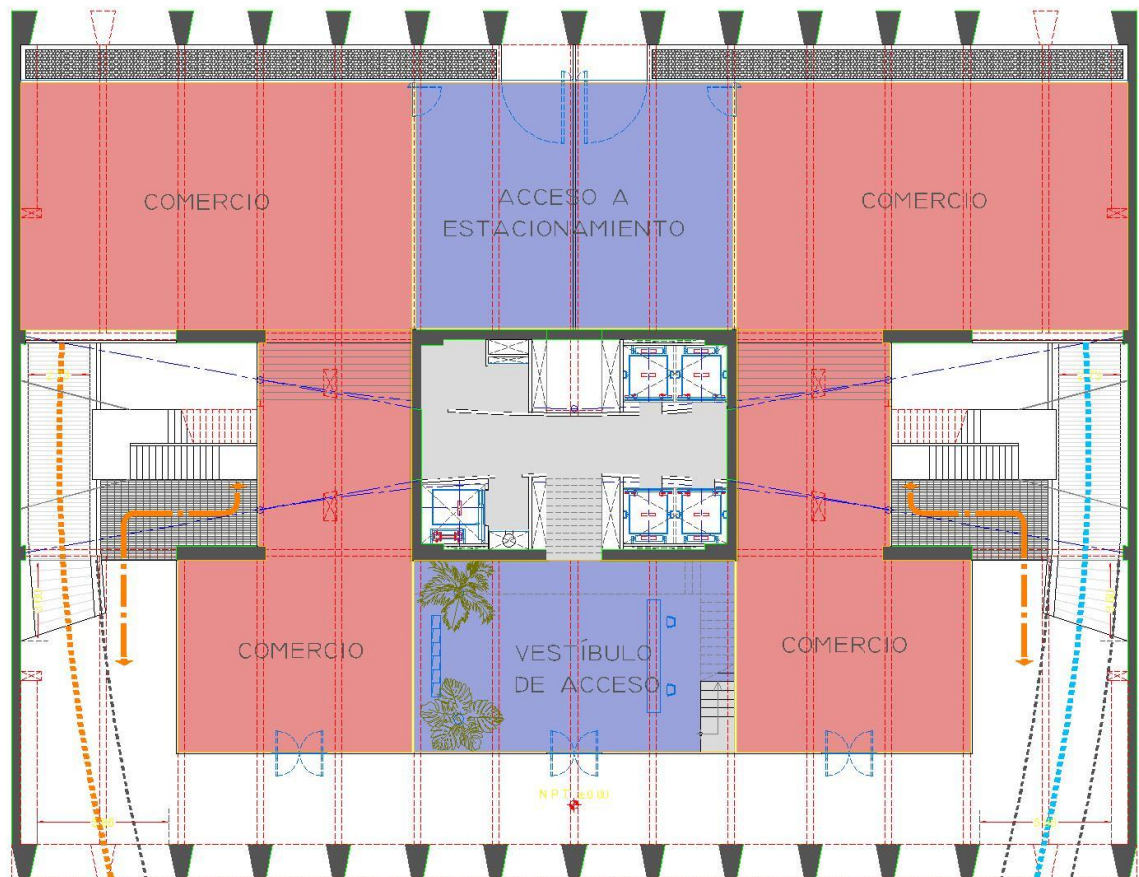


Fig. Corte transversal

DESCRIPCIÓN DE LAS PLANTAS

PLANTA BAJA

La planta de acceso se ubica sobre el nivel de banqueta, aquí se proponen cuatro áreas comerciales, 2 núcleos de salida de emergencia y 1 vestíbulo de acceso para las torres de departamentos; El acceso peatonal y vehicular es por Paseo de la Reforma.



Planta Baja Acceso

NIVELES DE DEPARTAMENTOS (1 - 23)



El edificio cuenta con 9 prototipos de departamentos, los cuales se distribuyen de acuerdo a la siguiente tabla.

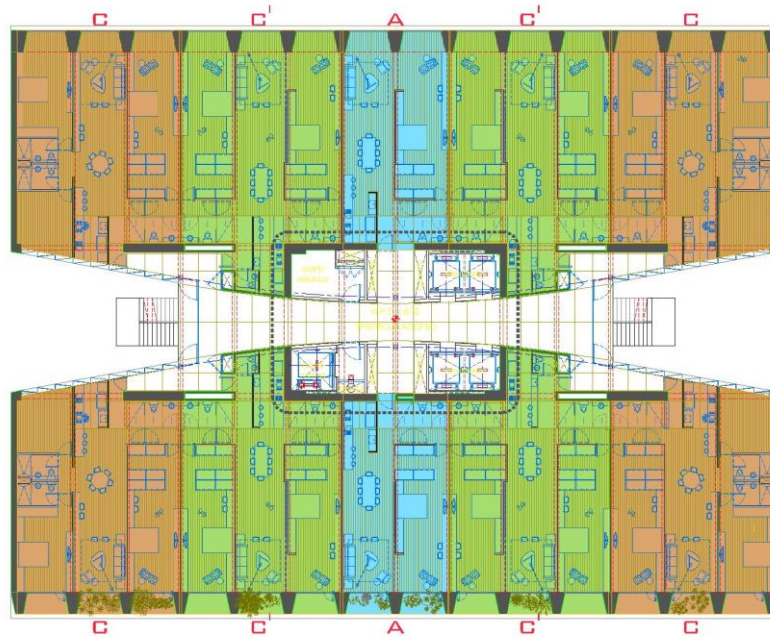
Nivel	Torre	Prototipos									Total por fachada	Total por nivel
		A	A1	A2	B	C	C1	D	E	F		
1	Norte	1				2	2				5	10
	Sur	1				2	2				5	
2	Norte	1				2	2				5	10
	Sur	1				2	2				5	
3	Norte	1				2	2				5	10
	Sur	1				2	2				5	
4	Norte	1				2	2				5	10
	Sur	1				2	2				5	
5	Norte	1				2	2				5	10
	Sur	1				2	2				5	
6	Norte	1				2	2				5	10
	Sur	1				2	2				5	
7	Norte	1				2	2				5	10
	Sur	1				2	2				5	
8	Norte	1				2	2				5	10
	Sur	1				2	2				5	
9	Norte	1	2			2			2		7	14
	Sur	1	2			2			2		7	
10	Norte	1	2			2			2		7	14
	Sur	1	2			2			2		7	
11	Norte	1	2			2			2		7	14
	Sur	1	2			2			2		7	
12	Norte	3	2		2						7	14
	Sur	3	2		2						7	
13	Norte	3	2		2						7	14
	Sur	3	2		2						7	
14	Norte	3	2		2						7	14
	Sur	3	2		2						7	
15	Norte	3	2		2						7	14
	Sur	3	2		2						7	
16	Norte	3	2		2						7	14
	Sur	3	2		2						7	
17	Norte	3	2		2						7	14
	Sur	3	2		2						7	
18	Norte	3	2		2						7	14
	Sur	3	2		2						7	
19	Norte	3	2		2						7	14
	Sur	3	2		2						7	
20	Norte	2	2		1	1				1	7	14



	Sur	2	2		1	1				1	7	
21	Norte	2	2	1	2						7	14
	Sur	2	2	1	2						7	
22	Norte					2	2	1			5	10
	Sur					2	2	1			5	
23	Norte					2	2				4	8
	Sur					2	2				4	
TOTAL DEPTOS		78	52	2	38	54	40	2	12	2	280	280

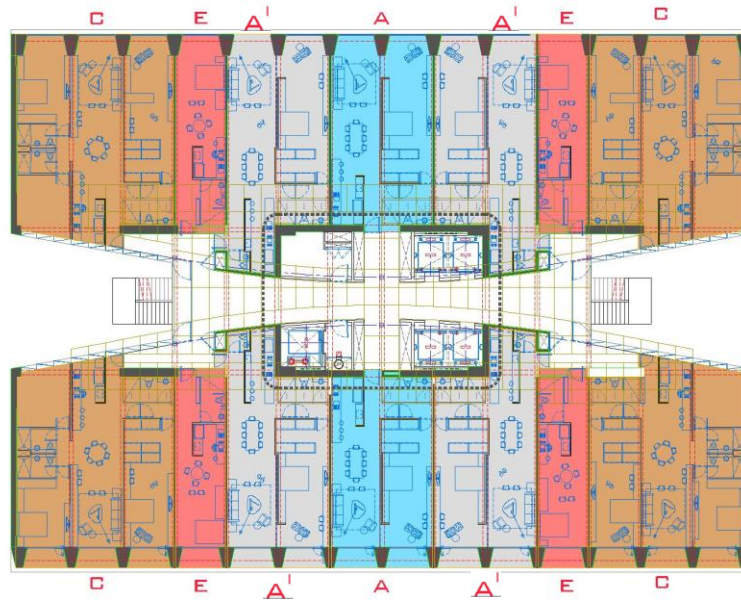


Nivel 1 al 8



DEPARTAMENTOS NIVEL 1 A 8

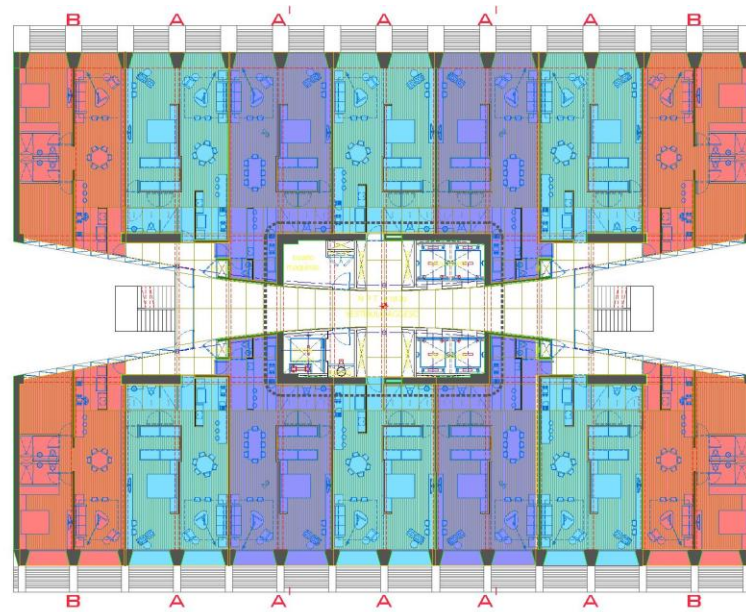
Nivel 9 al 11



DEPARTAMENTOS NIVEL 9 A 11

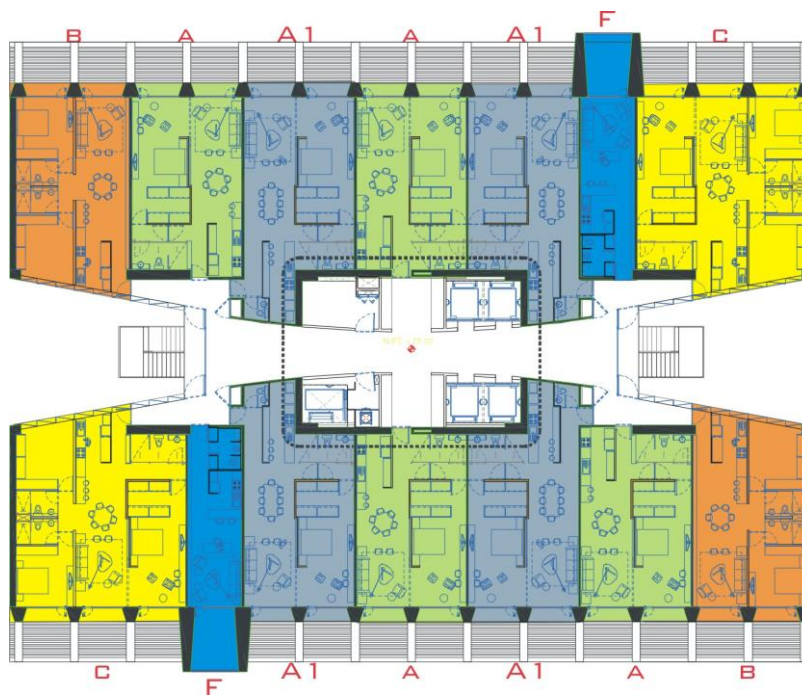


Nivel 12 al 19



DEPARTAMENTOS NIVEL 12 AL 19

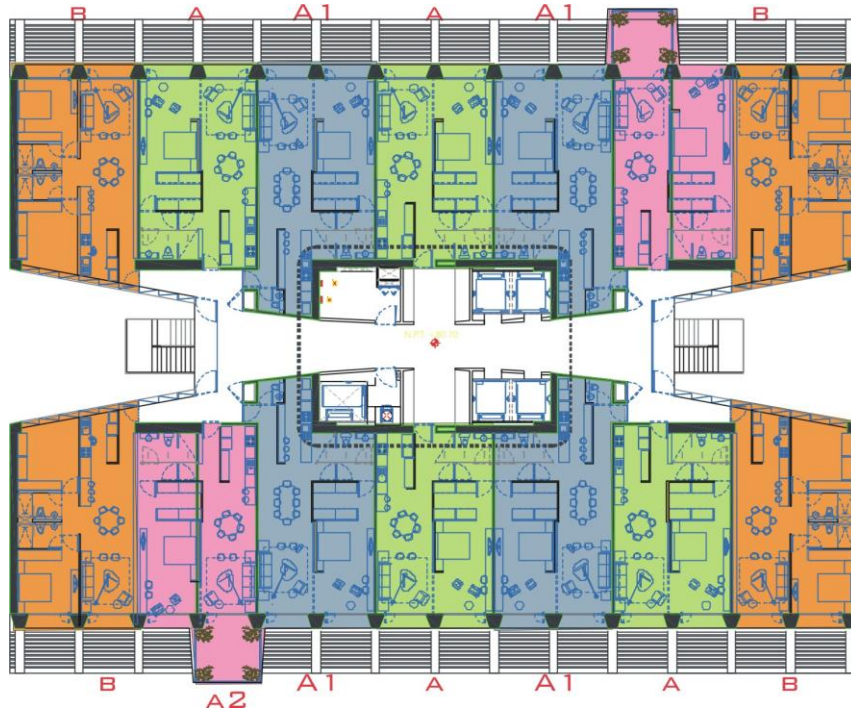
Nivel 20



DEPARTAMENTOS NIVEL 20

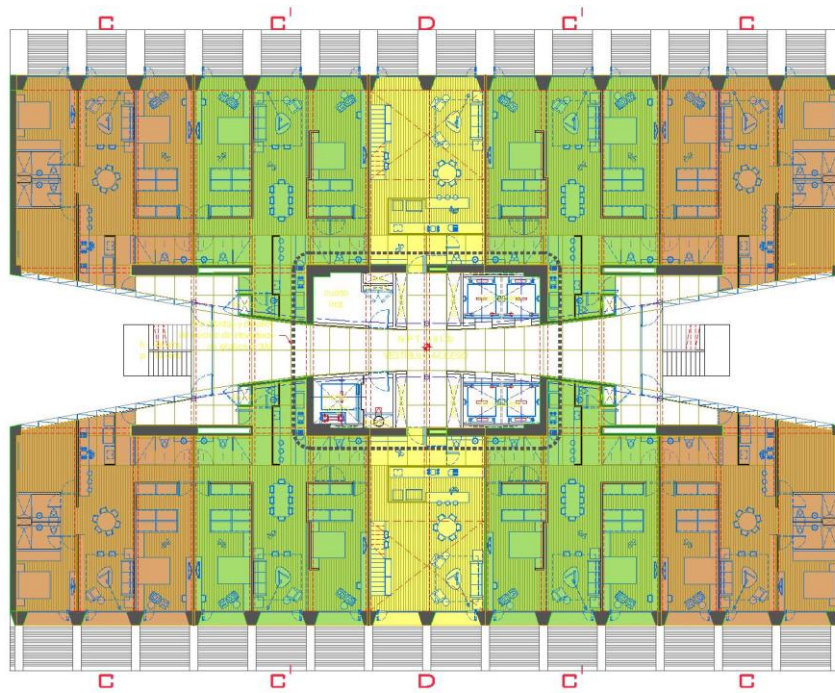


Nivel 21



DEPARTAMENTOS NIVEL 21

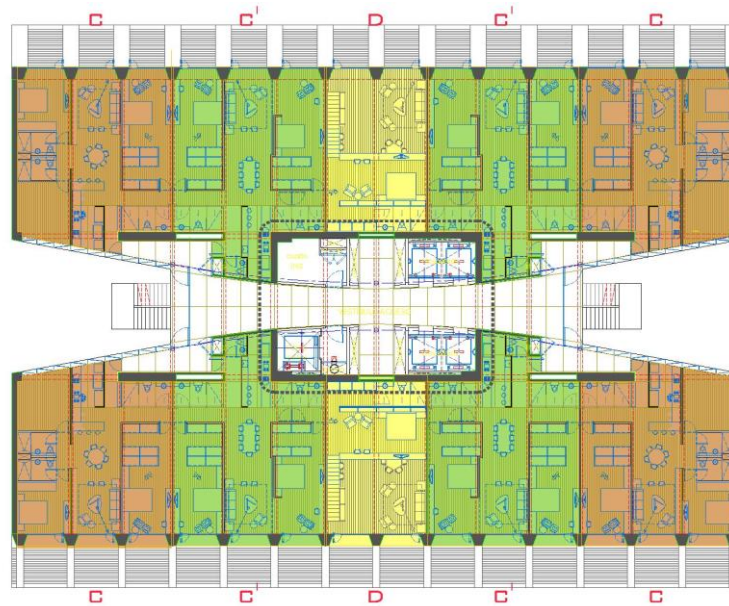
Nivel 22



DEPARTAMENTOS NIVEL 22



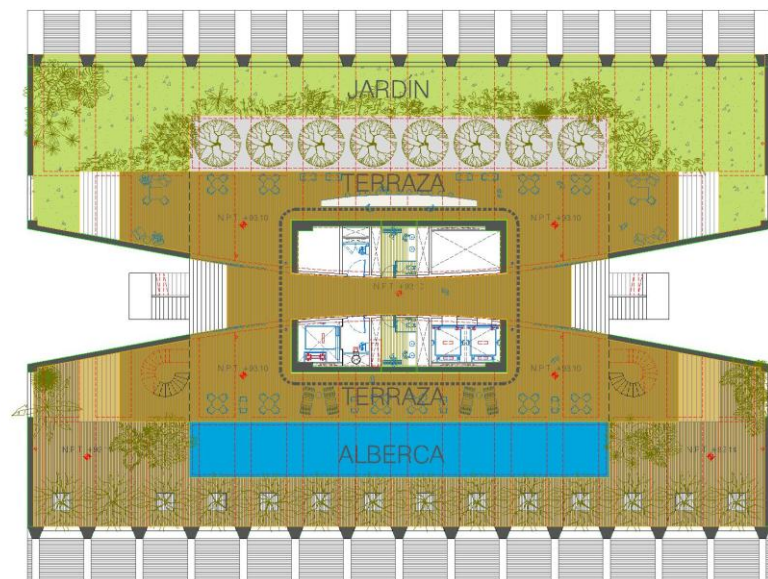
Nivel 23



DEPARTAMENTOS NIVEL 23

Nivel 24 amenidades

Esta área cuenta con zonas de recreación y esparcimientos contenidas en una alberca, 2 terrazas y 2 áreas jardinadas, núcleos de elevadores y montacargas y áreas de servicios generales.

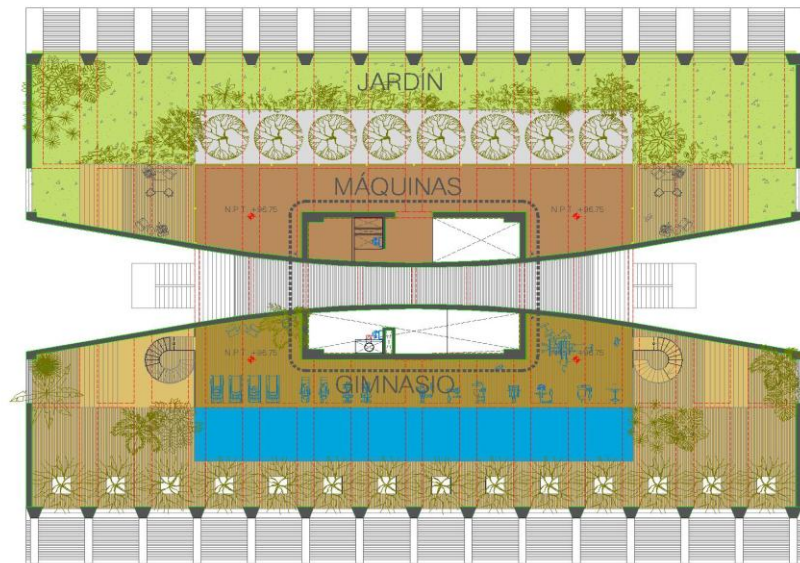


AZOTEA - JARDÍN NIVEL 24



Nivel tapanco

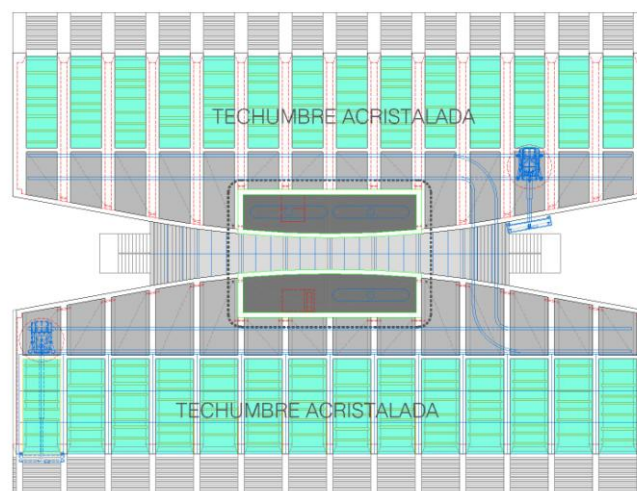
En el nivel de tapanco podemos encontrar el cuarto de máquinas y azotea jardinada, mismo que están cubiertos con una losa de concreto.



GIMNASIO / MAQUINAS

Nivel azotea

En esta zona se encuentra la losa de azotea, que cubre el cuarto de maquinas y el gimnasio y el resto del área se cubre con una techumbre acristalada.



PLANTA AZOTEA

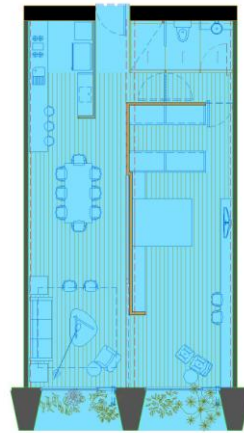


DESCRIPCION DE LOS PROTOTIPOS

Existen nueve prototipos de departamentos clasificados de la siguiente manera:

Prototipo A

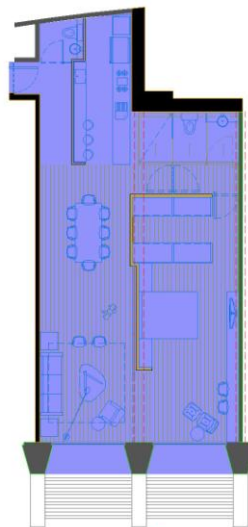
78 departamentos desde 79.44 a 95.46 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un solo nivel con altura simple; se componen de: sala, comedor, cocina un baño completo y una recamara.



A

Prototipo A1

52 departamentos desde 90.62 a 99.51 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un solo nivel con altura simple; se componen de: sala, comedor, cocina, 1.5 baños y una recamara con vestidor.

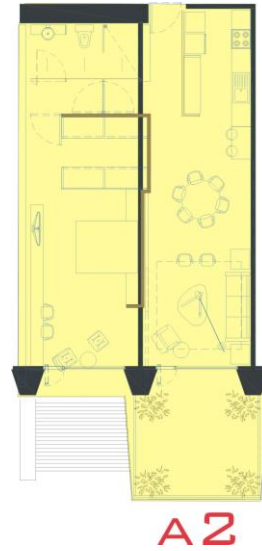


A'



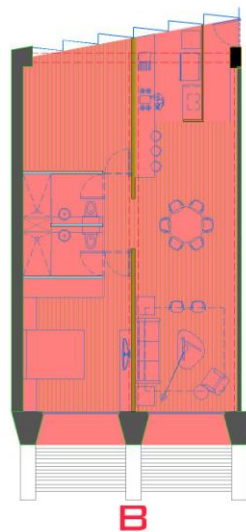
Prototipo A2

2 departamentos de 79.86 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un solo nivel con altura simple; se componen de: sala, comedor, cocina, 1 baño, una recamara con vestidor y terraza.



Prototipo B

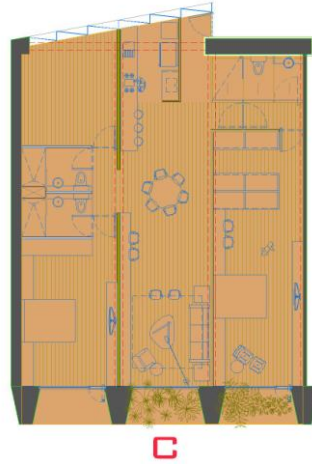
38 departamentos desde 93.51 a 101.30 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un solo nivel con altura simple; se componen de: sala, comedor, cocina, una recamara con baño completo, un estudio y baño para visitas.





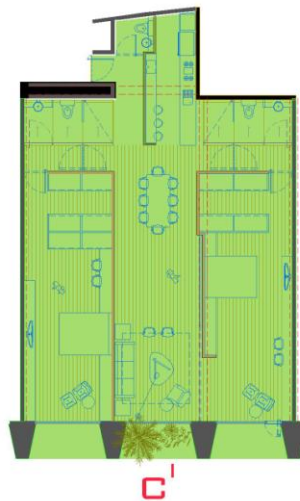
Prototipo C

54 departamentos desde 130.95 a 158.83 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un solo nivel con altura simple; se componen de: sala, comedor, cocina, una recámara principal con baño completo y vestidor, una recámara secundaria con baño completo, cuarto de estudio y baño para visitas



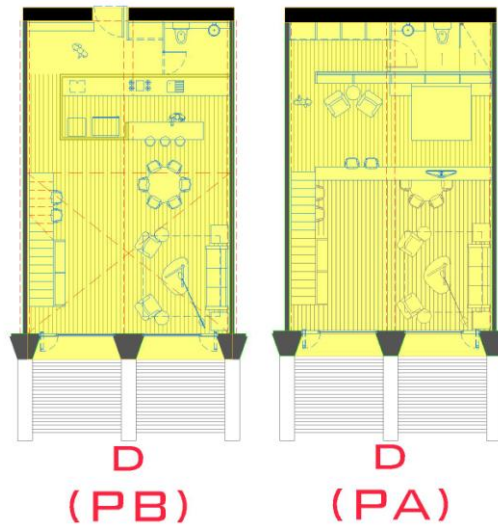
Prototipo C1

40 departamentos desde 129.28 a 155.70 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un solo nivel con altura simple; se componen de: sala, comedor, cocina, 1/2 baño para visitas y dos recámaras con baño completo y vestidor.



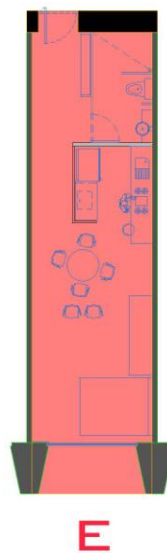
Prototipo D

2 departamentos duplex de 113.05 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un dos niveles; se componen de: sala, comedor, cocina, 1/2 baño en planta baja y una recamara con baño completo y vestidor en planta alta.



Prototipo E

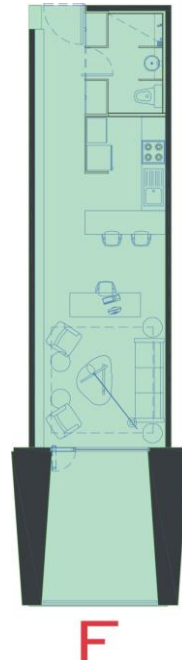
12 departamentos duplex desde 45.79 a 46.59 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un solo nivel con altura simple; se componen de: un estudio con recamara, comedor, cocineta y un baño completo.





Prototipo F

2 departamentos de 55.03 m² de construcción (sin incluir indivisos), resuelto en un solo nivel con altura simple; se componen de: un estudio con recamara, comedor, cocineta, un baño completo y terraza.



F



DESCRIPCION DEL ESTACIONAMIENTO

El estacionamiento se encuentra distribuido en planta baja (1,370.93 m²) mas 5 niveles de sótano (bajo nivel de banquetta construidos (14,306.75 m²), algunos de ellos se resuelven con el apoyo de equipos de montacargas (eleva-autos).

DISTRIBUCIÓN DE CAJONES POR NIVEL

PB				
	Grandes	Chicos	Discapacitado	Suma
			S	
En piso	18	42	0	60
Eleva-autos	13	37	0	50
Suma	31	79	0	110
NIVEL 1				
	Grandes	Chicos	Discapacitado	Suma
			S	
En piso	40	67	2	109
Eleva-autos	0	0	0	0
Suma	40	67	2	109
NIVEL 2				
	Grandes	Chicos	Discapacitado	Suma
			S	
En piso	42	74	8	124
Eleva-autos	0	0	0	0
Suma	42	74	8	124
NIVEL 3				
	Grandes	Chicos	Discapacitado	Suma
			S	
En piso	42	74	8	124
Eleva-autos	0	0	0	0
Suma	42	74	8	124
NIVEL 4				
	Grandes	Chicos	Discapacitado	Suma
			S	
En piso	42	74	8	124
Eleva-autos	0	0	0	0
Suma	42	74	8	124

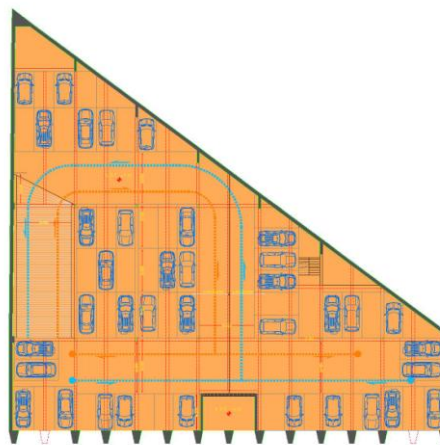


NIVEL 5				
	Grandes	Chicos	Discapacitado	Suma
			S	
En piso	34	14	0	48
Eleva-autos	0	0	0	0
Suma	34	14	0	48
TOTAL				
En piso	218	345	26	589
Eleva-autos	13	37	0	50
Suma	231	382	26	639
Porcentaje	36.2%	59.8%	4.0%	100.0%

DESCRIPCIÓN DE PLANTAS DE ESTACIONAMIENTO

Planta baja

En la planta baja se plantea un área de estacionamientos de 1,370.93 m², para un total de 110 cajones de estacionamiento.



ESTACIONAMIENTO PLANTA BAJA



Nivel -1

En el sótano 1 se plantea un área de estacionamientos de 2,940.01 m², para un total de 109 cajones de estacionamiento.



ESTACIONAMIENTO NIVEL -1

Nivel -2

En el sótano 2 se plantea un área de estacionamientos de 3,107.62 m², para un total de 124 cajones de estacionamiento.



ESTACIONAMIENTO NIVEL -2



Nivel -3

En el sótano 3 se plantea un área de estacionamientos de 3,107.62 m², para un total de 124 cajones de estacionamiento.



ESTACIONAMIENTO NIVEL -3

Nivel -4

En el sótano 4 se plantea un área de estacionamientos de 3,107.62 m², para un total de 124 estacionamientos.

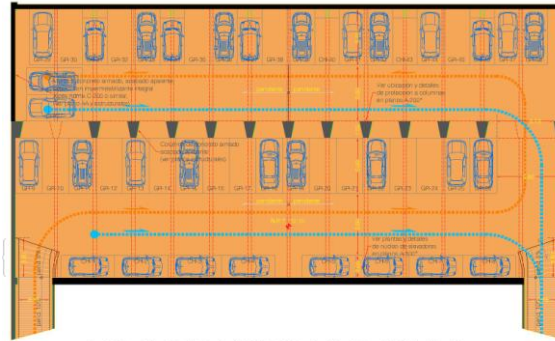


ESTACIONAMIENTO NIVEL -4



Nivel -5

En el sótano 5 se plantea un área de estacionamientos de 1,239.34 m², para un total de 48 estacionamientos.



ESTACIONAMIENTO NIVEL -5



DESCRIPCION DE ACABADOS DEL PROYECTO

LOCAL	PISO	PLAFON	MUROS
ESTACIONAMIENTO	firme de concreto aparente, acabado pulido, con juntas hechas con cortadora	losa de concreto armado con casetones de poliestireno, con doble cáscara de concreto, acabado aparente sellador transparente brillante en lado inferior	Muro de concreto armado acabado aparente-espejo, hecho con cimbra de contacto para muros, en una gama de colores ocre y tierra.
VESTIBULO	mármol negro monterrey de 2 cms. de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero.	plafón a base de placas de aluminio color blanco.	Muro de concreto armado acabado aparente-espejo, hecho con cimbra de contacto para muros, en una gama de colores ocre y tierra.
CASETA DE VIGILANCIA	mármol negro monterrey de 2 cms. de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero.	plafón suspendido con perfiles de aluminio acabado liso color blanco	Cancel con cristal transparente, marquetería de aluminio.
AMENIDADES / TERRAZA	deck de madera, a base de duela de ipe de 4" x 3/4" atornillada a bastidor de ptr de 2"x2" sin clavacotes	pérgola a base de vigas de madera asentadas sobre estructura de concreto.	muro de concreto armado acabado aparente-espejo, hecho con cimbra de contacto para muros, en una gama de colores ocre y tierra .mármol negro monterrey de 2 cms de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero sobre muro de concreto armado
ALBERCA	deck de madera, a base de duela de ipe de 4" x 3/4" atornillada a bastidor de ptr de 2"x2" sin clavacotes	pérgola a base de vigas de madera asentadas sobre estructura de concreto. cancel a base de estructura de acero (cold rol) con 2 manos de	Muro de concreto armado acabado aparente-espejo, hecho con cimbra de contacto para muros, en una gama de colores ocre y tierra.



		variprimer y laca automotiva, y cristal transparente.	
DEPOSITO DE BASURA	firme de concreto aparente, acabado pulido, con juntas hechas con cortadora		Muro de concreto armado acabado aparente -espejo, hecha con cimbra de contacto para muros.
ESCALERAS GRALES	Escalera a base de alfardas de canales "c" de acero con escalones de lamina antiderrapante de 3/16" con acabado tipo "barra", doblada según diseño. con 2 manos de variprimer primario verde autoacondicionador y 2manos de laca automotiva color gris acero.		Barandal a base de rejilla tipo irving con una altura de 1.10mts.
PASILLOS GRALES (cada nivel)	mármol negro monterrey de 2 cms. de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero.	plafón de tablaroca color blanco	mármol negro monterrey de 2 cms de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero sobre muro de concreto armado.
AZOTEA	losa de concreto armado acabado aparente en su lecho inferior con sellador transparente brillante, colada con impermeabilizante integral, y con sistema de impermeabilización a base de manto impermeable prefabricado.		
AREA DE INSTALACIONES (sótano)	firme de concreto aparente, acabado pulido, con juntas hechas con cortadora	losa de concreto armado acabado aparente en su lecho inferior con sellador transparente brillante, colada	Muro de concreto armado acabado aparente-espejo, hecho con cimbra de contacto para muros.



		con impermeabilizante integral	
AREA DE INSTALACIONES (Azotea)	firme de concreto aparente, acabado pulido, con juntas hechas con cortadora	losa de concreto armado acabado aparente en su lecho inferior con sellador transparente brillante, colada con impermeabilizante integral	Muro de concreto armado acabado aparente-espejo, hecho con cimbra de contacto para muros.
DEPARTAMENTOS	Piso de madera, a base de tablón de 15cms. x 90cms. x 2cms. de espesor, sobre bastidor de madera.	aislante acústico fijo a losa-acero, recubierto de tablaroca acabado color blanco	Muro de block cemento arena de 15 x 20 x 40cms. con acabado a base de yeso pulido con cera, color blanco.
DEPTOS BAÑOS	Placa de mármol travertino de 2 cms. de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero.	plafón suspendido con perfiles de aluminio acabado liso color blanco	mármol travertino de 2cms. de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero sobre muro. cancel con cristal translucido, marquetería de aluminio
PASILLO NIVEL. TERRAZA	Mármol negro monterrey de 2 cms. de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero.	cancel a base de estructura de acero (cold rol) con 2 manos de variprimer y laca automotiva, y cristal transparente.	mármol negro monterrey de 2 cms de espesor, pulido sin brillar, sin retapar, asentado con mortero sobre muro de concreto armado.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





III: ESTUDIOS REALIZADOS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

En este informe se presentan los criterios geotécnicos de diseño y dimensionamiento de la cimentación y una propuesta de procedimiento constructivo, que fue definida con base en la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos estudiados en los trabajos de campo y de laboratorio.

CONDICIONES ACTUALES

El predio de Reforma 27 se encontraba baldío al momento de empezar la construcción, con un firme de concreto en su periferia y al centro un relleno de tepetate compactado.



EDIFICIOS ANTERIORES

A continuación se describe la historia de cargas en el predio:

El Paseo de la Reforma fue proyectado en el año de 1864 y su objetivo fue abrir una vía de comunicación directa entre el Castillo de Chapultepec y el Palacio de Gobierno y se inauguró su primer tramo en el 1865; esta calzada cruzó los terrenos de cultivo de fincas y haciendas ganaderas que existieron en esa época. La Foto 1 corresponde a una litografía del año de 1856, en la cual se observa la estatua de Carlos IV ("El Caballito"), que daba inicio al Paseo de Bucareli; se observa hacia el poniente terrenos planos. La Foto 2 representa una litografía del año de 1880, en la cual se aprecia el inicio del Paseo de la Reforma en la cercanía de la estatua de "El Caballito"; para esta época, se continúa con la ampliación de la calzada hasta Chapultepec.

La Foto 3 corresponde al año de 1900, en la cual se observa que se ha concluido la construcción del Paseo y las construcciones que se encuentran a ambos lados corresponden a casas de dos plantas; se ha marcado la ubicación aproximada del predio en estudio; la Foto 4 muestra la casa típica de finales del siglo XIX que probablemente se construyó en el predio. En la fotografía aérea de 1936 (Foto 5) se aprecia que en el predio existe una construcción al centro del mismo y que se encuentra probablemente rodeada por jardines.

En el año de 1945 (Foto 6) el predio ya está ocupado por una construcción que en planta tiene la forma de una letra "H" y que está separado de sus colindancias por unos pasillos; este edificio fue construido entre 1936 y 1945. La Fig. 3 muestra aproximadamente la ubicación de la planta de este edificio dentro del predio. La Foto 7 corresponde al año de 1950 y muestra una panorámica del área de la estatua "El Caballito" y en la cual se ha marcado el edificio que ocupó el predio en estudio y que constaba de planta baja, cinco niveles y azotea, tal vez con un nivel en sótano; este edificio probablemente fue remodelado y reforzado debido al sismo de 1957; como dato adicional, el edificio que se encontraba en la esquina de Paseo de la Reforma y Plaza de la República tuvo que ser demolido después del sismo de 1957.

En el año 1985, Foto 8, se aprecia la presencia del edificio que data de antes de 1945. La Foto 9, correspondiente al año 1987, se observa que el edificio se mantuvo después del sismo de 1985. Para el año de 2001 el predio de Reforma N° 27 se aprecia sin construcción; es decir, que entre 1987 y 2001 se llevó a cabo la demolición del edificio, Foto 10.

3.1 CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE

Según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el predio de Reforma N° 27 se localiza en la Zona III, denominada de Lago; esta zona está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios del siglo XX y ha estado sujeta a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas. Se caracteriza por la presencia de una costra endurecida superficial de espesor variable, seguida por grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad.

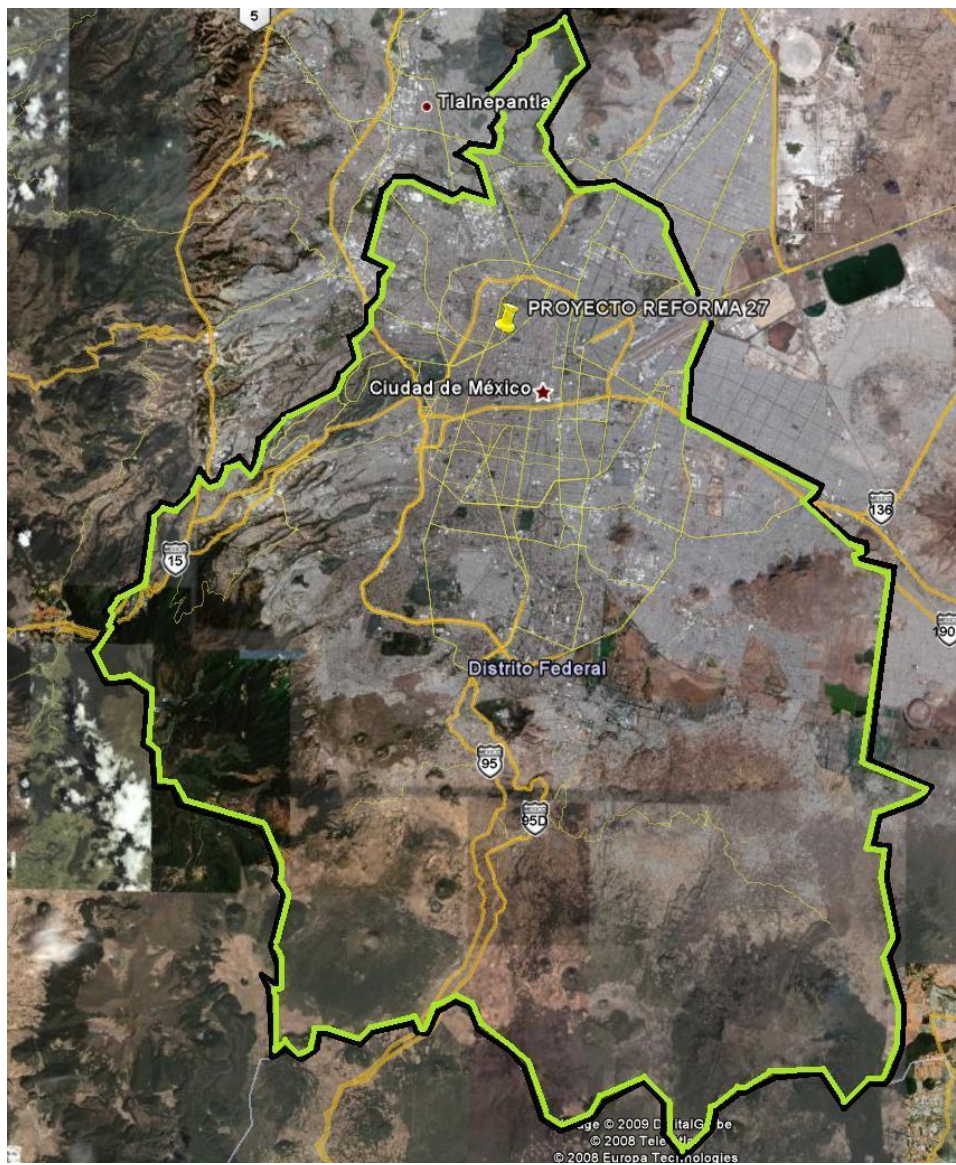


Fig. Ubicación del Proyecto en el Distrito Federal.

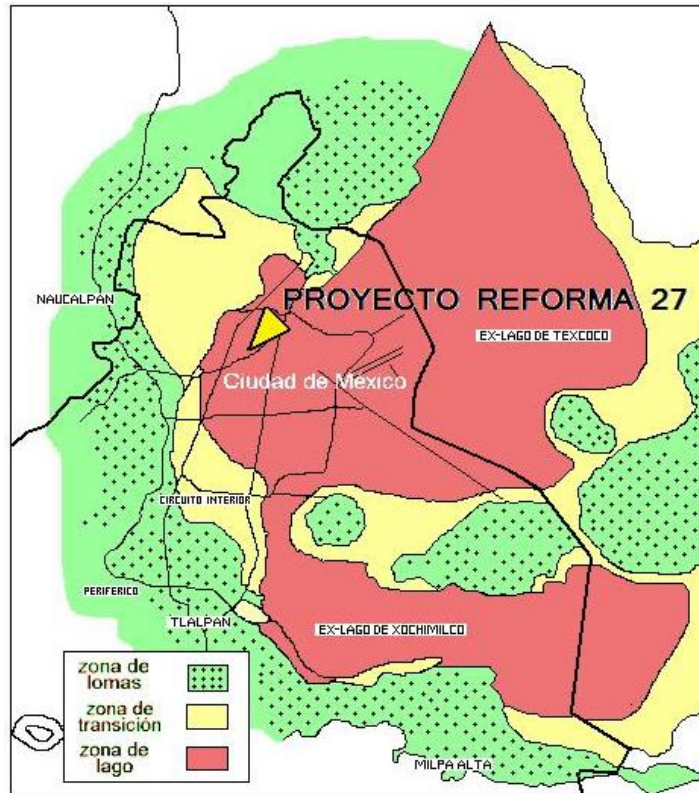


Fig. Ubicación del proyecto dentro de las zonas geotécnicas del D.F.

HUNDIMIENTO REGIONAL

Debido a la ubicación y condiciones estratigráficas del sitio, el hundimiento regional registrado en la zona en el período de 1985 a 1995 fue de 10 cm por año, provocado por el intenso bombeo profundo para abastecer de agua a la ciudad; a este hundimiento contribuyen tanto los depósitos arcillosos superiores como los suelos conocidos como *Depósitos Profundos*, ya que como muestra en la Fig. 6, de un asentamiento de 11.4 cm/año medido en la superficie de la Alameda Central, el 34% (3.9 cm/año) ocurre en los suelos compactos que se encuentran debajo de 120 m (Ref. 5).

COEFICIENTE SÍSMICO

De acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (Ref. 6), el predio se localiza en la Zona IIIb, a la cual corresponde un coeficiente sísmico de 0.45.



TRABAJOS DE EXPLORACIÓN

Para conocer la secuencia estratigráfica del subsuelo se realizaron dos sondeos exploratorios: el SE-1 a 55.0 y el SE-2 a 70.0 m de profundidad, en los cuales se combinaron las técnicas de cono eléctrico y penetración estándar en aquellos estratos en los que el cono no penetró. En la Fig. 7 se muestra la ubicación de los sondeos realizados.

A partir de los resultados de los sondeos de exploración se programó un sondeo de muestreo selectivo (SMS-1), recuperando muestras inalteradas en los estratos más característicos. Las muestras inalteradas fueron enviadas a un laboratorio con el fin de definir sus propiedades de compresibilidad y resistencia.

Con el fin de determinar las condiciones piezométricas en el sitio se realizó un sondeo con piezocono que permitió conocer la presión hidráulica a diferentes profundidades, realizándose diferentes mediciones hasta la profundidad de 67.0 m. Se excavaron tres pozos a cielo abierto (PCA-1 a 3) para definir la profundidad de desplante de la cimentación de los edificios colindantes. En el Anexo 2 se incluyen los registros de los sondeos realizados en el predio.

ENSAYES DE LABORATORIO

Las propiedades índices de las muestras extraídas se determinaron por medio de las siguientes pruebas: a) clasificación visual y al tacto, b) contenido de agua y c) límite líquido y plástico.

Para medir los parámetros de resistencia y deformabilidad, se realizaron los siguientes ensayos en muestras inalteradas:

- a) Ensaye de consolidación unidimensional
- b) Ensaye triaxial no consolidado no drenado (*UU*)
- c) Ensaye triaxial consolidado no drenado (*CU*)

En las figuras del Anexo 2 se consignan los valores de las pruebas índice efectuadas a las muestras. Las propiedades mecánicas se resumen en las Tablas 1 y 2; las gráficas de las pruebas triaxiales y de compresibilidad se presentan en el Anexo 3.

INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA

Corte estratigráfico

La estratigrafía del sitio se definió a partir de los sondeos realizados; a continuación se describen los estratos característicos. La Fig. 8 muestra el corte estratigráfico del sitio.

- ❖ *Relleno*. De 0.0 a 3.0 m, constituido por cascajo y limo arenoso.
- ❖ *Costra superficial*. De 3.0 a 5.5 m, formada por suelos limoarenosos; la resistencia medida con el cono eléctrico es variable, teniéndose valores de qc de 50 kg/cm².



- ❖ *Capa arcillosa superior.* Se extiende hasta 30.0 m de profundidad; corresponde con la secuencia de arcillas de la zona de lago, cuya consistencia varía de blanda a firme conforme aumenta su profundidad y se encuentra intercalada con estratos limoarenosos y arenosos; la resistencia del cono aumenta con la profundidad entre valores mínimos de 3 kg/cm² hasta alcanzar máximos de 15 kg/cm². La resistencia al corte no drenada en prueba triaxial (*c*) varía de 0.34 a 0.95 kg/cm².
- ❖ *Capa dura.* Se encuentra entre 30.0 y 33.5 m de profundidad; es un depósito heterogéneo en el que predomina material limoso, con resistencias mayores que la capacidad del cono (100 kg/cm²); en la prueba de penetración estándar se registraron valores de número de golpes entre 25 y más de 50.
- ❖ *Capa arcillosa inferior.* De 33.5 a 41.5 m de profundidad, está formada por estratos de arcilla preconsolidada por el bombeo profundo separados por lentes duros; la resistencia medida en la prueba de penetración estándar *NSPT* varía de 3 a 30 golpes y en los lentes duros es de 50 golpes y corresponden a ceniza y vidrio volcánico y arena fina gris. En los suelos arcillosos, la resistencia al corte no drenada en prueba triaxial (*c*) es del orden de 1.7 kg/cm².
- ❖ *Depósitos profundos,* que se encontraron a partir de los 41.5 m, formados por una secuencia de estratos que a continuación se describen:

De 41.5 a 47.6 m una serie de limos cementados, formada por limos poco arenosos cuyo *NSPT* varía entre 25 y 40 golpes; en el sondeo SE-1 se encontró un sustrato de arenas de 3.0 m de espesor, con resistencia mayor a 50 golpes, y en su parte superior se detectó la presencia de gravas.

De 47.6 a 59.0 m una serie arenosa, compuesta por dos sustratos: un depósito de arena pumítica compacta café verdoso y gris verdoso con *NSPT* variable entre 44 y mayor a 50 golpes, que se extiende hasta 53.6 m; a partir de esta profundidad se tienen arenas compactas gris y gris ligeramente rojizo con *NSPT* mayor a 50 golpes.

Entre 59.0 y 69.0 m una serie arcillosa profunda, formada por dos sustratos: un depósito de limos café olivo con *NSPT* variable entre 6 y 34 golpes, con un lente de arena fina pumítica e intercalaciones de ceniza volcánica, en los cuales el *NSPT* es mayor a 50 golpes, que se extiende hasta 65.5 m; a partir de esta profundidad se tiene una secuencia de limos orgánicos café oscuro y gris oscuro, separados por un lente de arena fina y media pumítica, con *NSPT* variable entre 16 y 38 golpes.

De 69.0 hasta más de 71.0 m (profundidad máxima explorada), intercalaciones de limos y arenas finas café olivo y café grisáceo, con *NSPT* variable entre 27 y 40 golpes.



Sondeo	Prof		ω	e_0	Gw	γ	c	ϕ	E	qc	Nk
SMS-1	m	SUCS	%		%	t/m ³	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²	
	2.6	CL	63	1.57	97	1.53	0.1	17°	37	---	---
	6.7	MH	423	7.53	100	1.14	0.34	---	28	3.6	8.1
	10.7	MH	345	7.53	100	1.14	0.34	---	28	3.6	10.5
	15.9	MH	382	8.34	100	1.14	0.38	---	44	4.6	12.1
	22.3	MH	276	5.95	100	1.19	0.66	---	124	6.97	10.6
	27.5	MH	260	5.55	100	1.2	0.95	---	189	9.6	10.1
	30.6	SM	30	1	78	1.7	0.3	31°	387	---	---
	31.5	ML	35	0.92	92	1.68	1	20°	304	---	---
	32.3	ML	35	1.1	80	1.62	1.2	27°	377	---	---
	39.55	CH	136	3.31	98	1.31	1.7	---	156	---	---
45.3	MH	50	1.19	100	1.65	1.9	---	219	---	---	

Tabla 1. Resultados de ensayos triaxiales UU.

Sondeo	Prof		ω	e_0	Gw	γ	c	ϕ	E
SMS-1	M	SUCS	%		%	t/m ³	kg/cm ²		kg/cm ²
	6.5	MH	291	6.3	100	1.17	0.14	19°	60
	10.5	MH	354	7.69	100	1.14	0.1	18°	45
	15.7	MH	331	7.22	100	1.16	0.2	17°	65
	27.3	MH	283	6.1	96	1.18	0.55	15°	190
	31.7	MH	42	1.23	86	1.6	0.6	27°	265
45.3	MH	59	1.38	100	1.59	0.8	27°	412	

Tabla 2. Resultados de ensayos triaxiales CU.

Sondeo	Prof		ω	γ	Ss	e_0	σ_c	σ_0	OCR
SMS-1	m	SUCS	%	t/m ³			kg/cm ²	kg/cm ²	
	6.5	MH	369	1.13	2.19	8.1	0.9	0.67	1.34
	10.5	MH	299	1.16	2.19	6.5	0.92	0.85	1.1
	15.7	MH	324	1.15	2.21	7.18	1.45	1.1	1.3
	22.3	MH	276	1.17	2.2	6.1	2.1	1.76	1.19
	27.3	MH	274	1.17	2.19	6	3.3	2.75	1.2
	39.75	CH	110	1.38	2.48	2.76	3.7	---	---
	61.6	MH	144	1.26	2.4	3.65	---	---	---
	67.2	MH	71	1.49	2.34	1.69	---	---	---

Tabla 3. Resultados de ensayos de consolidación.



Donde:

Prof	Profundidad de la muestra en metros
SUCS	Clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
σ_c	Esfuerzo crítico (carga de preconsolidación)
σ_0	Esfuerzo vertical efectivo en el sitio
OCR	Relación de preconsolidación (σ_c/σ_0)
c	Parámetro de cohesión
Qc	Resistencia de punta del cono eléctrico
e0	Relación de vacíos inicial
ω	Contenido natural de agua
γ	Peso volumétrico natural
Ss	Densidad de sólidos
Gw	Grado de saturación
E	Módulo de Young equivalente
Nk	Coeficiente de correlación de pruebas UU a cono eléctrico

CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS

Para precisar las condiciones de la presión de agua del subsuelo en el sitio se realizó un sondeo con piezocono con mediciones en lentes permeables a diferentes profundidades. La Fig. 9 presenta la distribución actual de la presión hidráulica del subsuelo. La línea roja continua representa la referencia de la distribución hidrostática y la verde discontinua la presión piezométrica medida referida al nivel freático actual a 3.2 m bajo la superficie; desde esa profundidad se presenta una disminución hasta alcanzar una pérdida de 23.5 t/m² en la *Capa Dura* a 30.0 m de profundidad. Al inicio de los *Depósitos Profundos* a 45.0 m se tiene una pérdida de 33.5 t/m²; desde esa profundidad se tiene una distribución menor a la hidrostática alcanzando una pérdida de presión a 60.7 m de profundidad de 43.0 t/m². La gráfica de presión de poro contra profundidad muestra que en la capa arcillosa superior se puede estar formando un manto colgado.

INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DE DISEÑO

En la Fig. 10 se presenta la variación de la resistencia de punta del sondeo de cono eléctrico SE-1 con la profundidad, así como los diagramas de esfuerzos totales y efectivos; éste último muestra la misma tendencia que la gráfica de resistencia q_c , con un incremento de resistencia con la profundidad generado por el abatimiento piezométrico registrado (Fig. 9).

También se ha graficado la resistencia no drenada y el esfuerzo de preconsolidación; ambos presentan una tendencia igual a la registrada con el cono.



3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Considerando las condiciones estratigráficas del sitio, así como las grandes concentraciones de cargas previstas en el proyecto, la solución de cimentación serán pilas empotradas en los depósitos profundos y desplantadas a 53.0 m de profundidad respecto del nivel de la calle.

Además, se prevé una excavación con profundidad promedio de 14.0 m que alojará el cajón de estacionamiento; para alcanzar el fondo de la excavación es necesario formar taludes estables y soportar las colindancias con una tablestaca o muro Milán de concreto reforzado apuntalado. La parte norte del edificio, en la cual sólo se construirán los cinco niveles en sótano, quedará sobrecompensada; para lograr un comportamiento compatible con la torre deberá reducirse al mínimo la emersión mediante un anclaje en los depósitos profundos, para lo cual se usarán también las pilas propuestas como solución de cimentación.

CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS DE CIMENTACIÓN

METODOLOGÍA DE DISEÑO

La capacidad de carga total de las pilas utilizadas en el proyecto reforma 27, mismas que fueron empotradas en los depósitos profundos en base a los análisis realizados, se obtuvo de la suma de las siguientes componentes:

- a) la capacidad por punta debida al desplante de la pila
- b) la capacidad por fricción que se desarrolla en la longitud empotrada del fuste (L_e) en los depósitos profundos (Fig. 10).

Por otra parte, se consideró en el análisis el efecto del hundimiento regional que presenta la zona en la cual se construye el proyecto, éste efecto sin duda generará cargas adicionales al peso de la estructura debidas a la fricción negativa que se desarrollará en el tramo de pila embebido en los suelos arcillosos; por lo anterior las cargas reducirán la capacidad de carga útil de las pilas, produciendo una aparente emersión estas estructuras.

La metodología que se utilizó para determinar cada una de las componentes de la capacidad de carga total, se determinó sumando las dos componentes que integran la capacidad de carga total.

La primera que se alcanza es la debida a la fricción lateral en el fuste; lo que nos provoca que el desplazamiento requerido para desarrollar la fricción lateral varía de 0.6 a 1.0 centímetro, independientemente de la geometría de la pila; mientras que para



alcanzar la capacidad de carga por punta es necesario que el material de apoyo bajo la punta de la pila se deforme una magnitud del orden del 10 por ciento de su diámetro.

En conclusión, para obtener la capacidad de carga total de una pila, es indispensable tomar en cuenta el desplazamiento necesario para movilizar cada una de las componentes de punta y fricción.

CAPACIDAD DE CARGA

Capacidad por punta. La capacidad de carga última por punta se obtuvo utilizando el criterio de Berezantzev (Ref. 8), en base a la siguiente ecuación:

$$q_{pu} = \alpha_T \sigma_d N_q$$

Donde:

α_T factor de profundidad, $\alpha_T \approx 2/3$

σ_d esfuerzo efectivo al nivel de desplante, 46.8 t/m^2

N_q factor de capacidad de carga igual a 78 según Berezantzev para un $\phi = 35^\circ$

Por otra parte, basándose en las recomendaciones de O'Neil y Reese (Ref. 9), la capacidad de carga puede estimarse en:

$$q_{pu} = 2N_{SPT}$$

Donde:

N_{SPT} tiene un valor de 41 ya corregido por efecto del esfuerzo confinante.

Con el promedio de las expresiones anteriores se obtiene $q_{pu} = 1620 \text{ t/m}^2$; con este valor se calcularon las capacidades para diferentes diámetros de pilas con la expresión:

$$Q_{pu} = q_{pu} A_p$$

Donde:

Q_{pu} capacidad de carga última por punta

A_p área de la punta de la pila

Estos valores se resumen en la Tabla 4.

FRICCIÓN LATERAL EN EL EMPOTRAMIENTO

La aportación a la capacidad de carga de las pilas por fricción lateral en la longitud empotrada se estimó con la siguiente expresión (Ref. 10):

$$Q_{fe} = \left[\gamma_c \left(L + \frac{L_e}{2} \right) - u \right] p \tan \phi L_e$$

Donde:

γ_c peso volumétrico del concreto, 2.2 t/m^3

L distancia entre el fondo de la excavación y la frontera superior del material de empotramiento, 33.0 m

L_e longitud de empotramiento de la pila, 6.5 m

u presión de poro promedio en el empotramiento de la pila, 11.7 t/m^2



ρ perímetro de la pila, m

ϕ ángulo de fricción interna del material de empotramiento, 35°

Con la expresión se obtiene una resistencia friccionante última de 47.6 t/m^2 ; en la Tabla 6 se resumen los valores de capacidad de carga última por fricción para diferentes diámetros de pila.

FRICCIÓN NEGATIVA

La fricción negativa FN que actuará sobre las pilas y el muro del sótano es una consecuencia del hundimiento regional, aspecto que se explicó en párrafos anteriores. Para ello se consideró que en el sitio, los estratos potenciales de generar fricción negativa son los depósitos arcillosos que se encuentran desde la superficie del terreno hasta 46.5 m de profundidad.

La magnitud de la fricción negativa que actuará sobre las pilas es el menor valor que resultó del esfuerzo cortante actuante en el fuste y del peso del bloque de suelo comprendido en un área tributaria alrededor de la pila; en ambos casos se consideraron las condiciones piezométricas más probables que actuarán en la vida útil de la estructura.

a) Fricción negativa por esfuerzo cortante en el fuste de las pilas

La fricción negativa sobre las pilas se estimó con la siguiente expresión (Ref.

$$FN = \pi D \sum h_i K \phi_i \sigma_i$$

11):

Donde:

FN fricción negativa sobre la pila

D diámetro de la pila

h_i espesor del estrato i en que se ha dividido la estratigrafía en toda la profundidad de la pila, m

$K \phi_i$ coeficiente de empuje a largo plazo del estrato i , $K \phi_i \approx 0.33$

σ_i esfuerzo efectivo vertical medio en el estrato i

b) Fricción negativa provocada por el peso del suelo

El peso del bloque de suelo comprendido en un área tributaria alrededor de la pila se estimó con la siguiente expresión (Ref. 11):

$$FN = a_t \sum \gamma_i h_i$$

Donde:

FN fricción negativa sobre la pila

a_t área tributaria de la pila

h_i espesor del estrato i en que se ha dividido la estratigrafía en toda la profundidad de la pila, m

γ_i peso volumétrico medio del estrato i



c) Fricción negativa de diseño

La magnitud de la fricción negativa que actuará sobre las pilas corresponde al menor valor de los anteriormente calculados y resulta de 8.5 t/m²; en la Tabla 4 se presentan los valores correspondientes para diferentes diámetros de pilas.

Diámetro	Perímetro	Area	Qpu	Qfe	FN	FP
m	m	m ²	t	t	t	t
0.8	2.51	0.5	815	778	211	106
1	3.14	0.79	1273	972	264	132
1.2	3.77	1.13	1834	1167	317	158
1.4	4.4	1.54	2496	1361	370	185
1.6	5.03	2.01	3260	1556	423	211

Tabla 4. Capacidad de carga última de las pilas.

d) Fricción negativa sobre muro milán.

La fricción negativa que se desarrollará sobre el muro Milán se estimó con la ecuación (4) para toda la profundidad del muro y para un ancho tributario (*bt*) que depende de la separación entre ejes de columnas, llegando a la siguiente expresión:

$$FN_m = 57.2b_t$$

Ancho (bt)	FNm	Observación	
m	t		
3.48	199	Muro	en Reforma
8	458	Entreje	H-5
9	515	Entreje	G-9
10	572	Entreje	H-1
13	744	Entreje	F-1
15	858	Entreje	G-1

Tabla 5. Fricción negativa sobre el muro Milán.

FRICCIÓN POSITIVA

Para determinar la capacidad de carga en compresión en condiciones sísmicas se requiere evaluar la fricción positiva *FP* en los suelos compresibles por encima del empotramiento de la pila; los valores de *FP* para diferentes diámetros de pilas se calcularon con la misma expresión que se utilizó para determinar la fricción negativa por esfuerzo cortante en el fuste de las pilas y se consignan en la Tabla 4. Debido a que será necesario el uso de ademe perdible para evitar el fracturamiento hidráulico de la arcilla, se



consideró una longitud de fricción positiva igual a la mitad de la longitud del fuste embebido en la arcilla.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE A COMPRESIÓN

Para definir la capacidad de carga admisible de una pila individual, deben considerarse dos criterios: a) la resistencia estructural y b) la capacidad de carga del suelo de apoyo.

a) Capacidad de carga por resistencia estructural

De acuerdo con el diagrama de carga axial en la pila (Fig. 10), la sección más esforzada corresponde a la profundidad donde inicia el empotramiento; en el límite:

$$Q_a + FN = f'_c A_p$$

Donde:

Q_a capacidad de carga admisible aplicada en la cabeza

FN fricción negativa sobre la pila

f'_c resistencia del concreto ($f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$)

A_p área de la sección transversal de la pila

La carga axial máxima de diseño en la pila debe ser menor o igual que la resistencia del concreto afectada por un factor de dimensionamiento:

$$Q_{aESTR} = \frac{f'_c}{F_{DE}} A_p - FN$$

Donde:

F_{DE} factor de dimensionamiento estructural (F_{DE} igual a 1.75)

b) Capacidad de carga por resistencia del suelo de apoyo

De acuerdo con el diagrama de carga axial en la pila, la carga máxima en la punta de la pila se expresa mediante:

$$Q_{pu} = Q_a + FN - Q_{fe}$$

Donde:

Q_{pu} capacidad de carga última por punta

Q_{fe} capacidad de carga última por fricción en la longitud empotrada

Las demás literales fueron definidas en el inciso anterior.

Despejando la carga aplicada en la cabeza de la pila, se obtiene:

$$Q_a = Q_{pu} + Q_{fe} - FN$$

La carga máxima en la punta de la pila debe ser menor a la capacidad de carga del suelo afectada por un factor de dimensionamiento; considerando la heterogeneidad natural de los depósitos y el grado de aproximación usual en la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos, se acostumbra aplicar factores de



dimensionamiento a las capacidades por fricción y punta para estimar la capacidad

$$Q_{a\text{SUELO}} = \frac{Q_{pu}}{F_{DP}} + \frac{Q_{fe}}{F_{DF}} - FN$$

admisible:

Donde:

FDP factor de dimensionamiento por punta (*FDP* igual a 3)

FDF factor de dimensionamiento por fricción (*FDF* igual a 1.5)

c) Capacidad de carga admisible estática a compresión

La capacidad de carga admisible de una pila individual corresponde al menor valor de aplicar los dos criterios anteriores y que se resumen en la Tabla 6.

d) Capacidad de carga admisible a compresión en sismo

En condiciones sísmicas, también deben compararse las capacidades estructural y de resistencia del suelo de apoyo, mediante la aplicación de las siguientes condiciones.

La carga axial máxima de diseño en la pila debe ser menor o igual que la resistencia del concreto afectada por un factor de dimensionamiento:

$$Q_{a\text{ESIS}} = \frac{f'_c}{F_{DE}} A_p$$

Donde:

FDE factor de dimensionamiento estructural (*FDE* igual a 1.4)

Por otra parte, en condiciones sísmicas en compresión, la fricción negativa se invierte y la capacidad admisible del suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{a\text{SSIS}} = \frac{Q_{pu}}{F_{DPS}} + \frac{Q_{fe} + FP}{F_{DFS}}$$

Donde:

Qpu capacidad de carga última por punta

Qfe capacidad de carga última por fricción en la longitud empotrada

FP fricción positiva en los depósitos compresibles por arriba de la profundidad de empotramiento (Tabla 1)

FDPS factor de dimensionamiento por punta en sismo igual a 2.5

FDPS factor de dimensionamiento por fricción en sismo igual a 1.5

La capacidad de carga admisible de una pila individual corresponde al menor valor calculado con las expresiones anteriores y se resume en la Tabla 6.

e) Resumen de capacidad de carga admisible a compresión

Las capacidades de carga admisible en condiciones estáticas y sísmicas se presentan en la Tabla 6 y en la gráfica de la Fig. 11; dichos valores deberán compararse con las cargas de servicio que transmita la estructura sin aplicar ningún factor de carga.



Diámetro	Compresión		Tensión
	Qa Estática	Qa Sísmica	Qa Tensión
m	t	t	t
0.8	579	915	432
1	808	1246	540
1.2	1072	1617	648
1.4	1370	2029	756
1.6	1701	2482	864

Tabla 6. Capacidad de carga admisible en pilas

En el caso de las pilas perimetrales, deberán sumarse a las cargas estructurales la fricción negativa que se desarrolla sobre el muro Milán, Tabla 5.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE A TENSIÓN

La capacidad a tensión se desarrollará por fricción lateral en la longitud empotrada dividida por un factor de dimensionamiento $F_{DT} = 1.8$:

$$Q_{a\text{ TENSIÓN}} = \frac{Q_{fe}}{F_{DT}}$$

En la Tabla 6 y la gráfica de la Fig. 11 se ejemplifican valores de la capacidad admisible de pilas para resistir tensiones; estos valores deberán compararse con las cargas de servicio que transmita la estructura sin aplicar ningún factor de carga. El peso de la pila se deberá adicionar a las acciones debidas al peso de la estructura bajo cualquier combinación.

ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Se obtuvieron como la suma de la deformación elástica del elemento trabajando como columna corta y el asentamiento originado en el material de apoyo; la expresión empleada es la siguiente, Ref. 11:

$$\delta_p = \frac{QL_T}{E_c A_b} + \frac{(3 - 4\nu)(1 + \nu)Q_p}{2\pi E_s d}$$

Donde:

- Q carga media en la pila incluyendo fricción negativa, toneladas
- Qp carga de trabajo por punta, toneladas
- LT longitud total de la pila, igual a $L+Le=39.0$ m
- Ec módulo de Young de la pila, t/m^2 , para un $f'c=300$ kg/cm²
- Es módulo de Young del suelo de apoyo, 5000 t/m²
- Ab sección transversal de la pila, m²
- v relación de Poisson ($\nu=0.3$)



d diámetro de la pila, m

En la Fig. 11 se presentan los asentamientos estimados de las pilas una vez que la cimentación reciba la carga de la estructura; en el cálculo se consideró el incremento de carga por efecto de la fricción negativa, la aportación de la fricción positiva en el empotramiento de la pila y la carga transmitida por la punta al suelo. Estos asentamientos serán adicionales a los que se presentarán por efecto del hundimiento regional de los estratos bajo el desplante.

DISTRIBUCIÓN DE PILAS

A partir de la baja de cargas proporcionada por el estructurista (Ref. 12), se definió el diámetro de la pila por columna y se revisó el factor de seguridad general con la siguiente expresión:

$$FS_g = \frac{Q_{pu} + Q_{fe}}{Q + FN}$$

Donde:

Q_{pu} capacidad de carga última por punta

Q_{fe} capacidad de carga por fricción en la longitud empotrada de la pila

Q carga aplicada en la cabeza de la pila debido al peso de la estructura

FN fricción negativa desarrollada en el fuste de la pila

De acuerdo a la baja de cargas proporcionada por DYS (Ref. 12), se tienen altas concentraciones de cargas en las cuatro esquinas del edificio tanto en condiciones estáticas como en sismo y para soportar dichas cargas se requerirá colocar un grupo de pilas cuya separación centro a centro mantengan una distancia mínima de tres veces su diámetro; por lo que el centro de reacción quedaría excéntrico en relación al punto de aplicación de la carga, creando una losa muy peraltada y reforzada para poder transmitir las acciones al grupo de pilas. En la Fig. 12 se indica la carga estática a nivel de cimentación, así como la fricción negativa sobre la longitud de muro tributario y la carga máxima que incluye la combinación de estática más el sismo en ambas direcciones.

Por lo anterior, se revisó la solución de elementos rectangulares (muros-pila) apoyados en los depósitos profundos y cuya capacidad de carga se reduce con un factor $FR=0.83$ por efecto bidimensional. La Fig. 13 muestra una distribución de pilas desde el punto de vista geotécnico.

ASENTAMIENTO POR HUNDIMIENTO REGIONAL

Los asentamientos que sufrirá el edificio se presentarán principalmente durante la etapa de construcción; sin embargo, la periferia del edificio será el que presente el mayor asentamiento debido al hundimiento regional. Tomando en cuenta el nivel de desplante de la cimentación del edificio y la velocidad de hundimiento regional se estima que el asentamiento diferencial con su entorno a 20 años será del orden de 70 cm, lo que deberá considerarse en el diseño de las instalaciones del edificio, escaleras y rampas de acceso.



ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN

El análisis de la estabilidad de la excavación consistió en la revisión del muro de contención perimetral y de los taludes interiores; para el primer caso se estudiaron los dos mecanismos de falla factibles: empotramiento de la pata del muro y falla general por el fondo para la excavación.

EMPOTRAMIENTO DE LA PATA DEL MURO

El factor de seguridad del empotramiento de la pata del muro se evaluó revisando el *pateo* que ocurre al vencerse la resistencia del suelo frente al muro; considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica; se revisaron varias longitudes de empotramiento de la pata del muro, para la excavación de cinco niveles en sótano y de 20.5 m de profundidad, aplicando la siguiente expresión, Ref. 3.

$$FS_p = \frac{cLr + Wl}{p \frac{D^2}{2}}$$

Donde:

c valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla, 5 t/m²

L longitud de la superficie de falla

r radio de la superficie de falla

W peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla

p presión promedio sobre el muro, 11.3 t/m²

Para la longitud de empotramiento de 6.5 m que tendrá el muro a partir del nivel máximo de excavación se contará con un factor de seguridad de 1.56; este análisis consideró que todos los troqueles o puntales se colocarán en general a 50 cm por arriba del lecho superior de la losa de entrepiso.

FALLA GENERAL POR EL FONDO

El factor de seguridad se calcula con la siguiente expresión, Ref. 3:

$$FS_f = \frac{cN_c}{\gamma D_f + q}$$

Donde:

N_c factor de capacidad de carga, 5.14

c valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla, 6.7 t/ m²

γD_f presión total inicial al nivel máximo de excavación, 18.0 t/ m²

q valor de las presiones de sobrecarga en la superficie, 4 t/ m²



Para la máxima profundidad de excavación de 14.0 m el factor de seguridad contra la falla de fondo es de 1.56, mayor al mínimo recomendado de 1.5.

FALLA POR SUPRESIÓN

Esta falla se presenta debido a la presión que el agua ejerce sobre los lentes permeables que se encuentran por debajo del fondo de la excavación, la cual se contrarresta con el peso del bloque de suelo que se encuentre por arriba del estrato permeable; en caso contrario deberá abatirse la presión hidráulica y para lo cual se requerirá de la instalación de un sistema de bombeo. Para el proyecto en estudio la distancia entre el fondo de la excavación y el lente permeable más próximo es de 4.5 m el cual tiene una presión hidráulica de 10 t/m²; por lo que será necesario instalar un sistema de bombeo que abata los niveles piezométricos en el estrato a una profundidad de 18.0 m medidos respecto del nivel de banqueta.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Para alcanzar el nivel de desplante de la losa de fondo del cajón a 14.0 m de profundidad se requerirá de una excavación a cielo abierto con taludes; se plantea alcanzar el nivel de desplante de la losa de fondo con una excavación por etapas y que consistirá en ir colocando puntales conforme se vaya descendiendo, limitando la altura de los taludes que se dejen. La estabilidad se revisó empleando el método simplificado de Jambú y con parámetros de resistencia no drenados; este método define el factor de seguridad (FS) de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{N_{cf} c}{\gamma H}$$

Donde:

N_{cf} número de estabilidad, que depende del ángulo del talud:

c resistencia no drenada representativa del material arriba del fondo de la excavación, $c = 3.2 \text{ t/m}^2$

γH presión total al nivel del pie del talud, 7.9 t/m^2

Para un talud compuesto de 7.0 m de altura con una inclinación de 30° y con el peso propio de los suelos en la altura del talud y con una sobrecarga de 2.0 t/m^2 en la corona; el factor de seguridad calculado es de 1.8 sin sismo.

Efecto del tiempo en la estabilidad del talud.

En las excavaciones a cielo abierto que se realizan en las arcillas de la *Zona de Lago* y que deben permanecer abiertas largo tiempo, se debe tomar en cuenta la disminución de la resistencia al corte de la arcilla; por ensayos de laboratorio se conoce que esta resistencia se reduce a un 80% de su valor inicial; el factor de seguridad disminuye en esa



misma proporción. Por lo que el talud recomendado que permita alcanzar los diferentes niveles de puntales a largo plazo tendrá un factor de seguridad de 1.44.

Implicaciones para el diseño estructural

Pilas. Las pilas soportarán la totalidad de las cargas transmitidas por el edificio, por lo que se diseñaron estructuralmente para las cargas axiales de trabajo en compresión y tensión, incluyendo los incrementos de carga debidos a la fricción negativa más el peso del elemento de cimentación, sin factor de carga. Sin embargo, durante la excavación y construcción de la cimentación, las pilas estarán sometidas a fuerza de tensión ascendente generados por la descarga de 18 t/m^2 , por lo que se deberá disponer de acero de refuerzo para soportar esta condición.

Las pilas contribuirán a restringir, localmente, la expansión del fondo; este efecto es mayor junto a la pila y disminuye gradualmente hasta anularse a una distancia horizontal aproximada de 5 a 6 veces el radio de la pila.

Debe garantizarse la continuidad estructural entre columnas y muros de rigidez y sus pilas de apoyo; la estructura deberá ser capaz de soportar los asentamientos diferenciales entre pilas adyacentes y que ocurrirán principalmente durante la construcción.

En el caso de los muros pila que se proponen instalar en los ejes A-1 y A-15 el área efectiva de contacto, requerida geotécnicamente quedará delimitada por el acero de refuerzo y será de 7.5 m^2 ; mientras que para los muros pila de los ejes B-1, B-15, D-1, D-15, E-1 y E-15 el área será de 6.0 m^2 .

En el caso de las pilas que se colocarán en la zona del estacionamiento sobrecompensado (6.5 t/m^2) los elementos de cimentación servirán para "anclar" la estructura, al quedar empotradas las pilas en los depósitos profundos y la carga de tensión que cada una de las pilas tomará se estima en 400 toneladas.

MÓDULO DE REACCIÓN DE LAS PILAS

Se define como el esfuerzo aplicado en la cabeza de la pila necesario para generar un asentamiento unitario, el cual se calculó con la siguiente expresión:

$$k = \frac{Q_a}{\delta_T}$$

Donde:

k módulo de reacción de la pila en t/cm

Q_a capacidad de carga admisible en condiciones estáticas

δ_T asentamiento total de la pila

En la siguiente tabla se resumen los valores de k para diferentes diámetros.



Diámetro	k
m	t/cm
0.8	180
1	213
1.2	241
1.4	267
1.6	290

Tabla 7. Módulo de reacción estático.

El módulo de reacción horizontal kh para el cajón y una pila de 1.4 m de diámetro, se estimaron a partir de correlaciones empíricas, donde el parámetro G se infirió a partir de la correlación entre resistencia de punta de cono q_c y velocidad de onda de corte v_s , por lo que los valores indicados presentan un alto grado de incertidumbre y solamente deben utilizarse para estimar órdenes de magnitud.

Para el cajón considerar un $kh=146,000$ t/m
Pila de 1.4 m de diámetro $kh=1600$ t/m

LOSA DE FONDO

Las presiones que deberá soportar la losa de fondo, además de las transmitidas por la estructura, serán variables en el tiempo:

- a) a corto plazo se tendrá la presión de compensación actuante hacia arriba y uniformemente distribuida de 18 t/ m^2 ;
- b) a mediano plazo actuará la supresión de 10 t/ m^2
- c) a largo plazo desaparecerán el efecto de compensación y supresión y la losa de fondo trabajará como losa de entrepiso.

MUROS DE CONTENCIÓN PERIMETRAL

En el diseño de los muros perimetrales se consideraron dos condiciones generales de empuje de tierra. La primera es la condición a corto plazo que se presentará en los muros y soportes durante la excavación y construcción de la cimentación. La segunda condición es la que se desarrollará a largo plazo y que se aplicará a los muros definitivos del sótano. Las Figs. 14 y 15 muestran los diagramas de presiones horizontales sobre los muros de sótano para las condiciones indicadas. Se debe considerar que los puntales que se instalarán durante la excavación se les aplicará una precarga que es igual al 10% de la fuerza que resulte de considerar el área tributaria que le corresponde a cada nivel de puntales de acuerdo a los diagramas de la Fig. 14.



3.3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

A partir de los análisis de estabilidad realizados a continuación se describe el procedimiento constructivo de la cimentación y el sótano de estacionamiento. En forma general consistirá en una excavación en todo el terreno para desenterrar las cimentaciones existentes, la ubicación topográfica de los pilotes de madera, extracción de los pilotes de madera en los puntos donde se ubiquen pilas y muro Milán o tablestaca, formar una plataforma de trabajo, construcción de las pilas y muro Milán, instalación y puesta en funcionamiento del sistema de bombeo, excavación hasta el nivel de desplante de la losa de fondo, construcción del sótano y de la superestructura.

La instalación del muro Milán se realizará desde el nivel de banquetta, por lo que la construcción del brocal guía ayudará a proteger las colindancias; dependiendo de las condiciones de las cimentaciones colindantes es probable que se requiera alguna protección adicional, lo cual dependerá de lo que se observe al inicio de la construcción.

Se propone el siguiente procedimiento constructivo cuya elección dependerá de un análisis económico y del programa de obra; a continuación se describe brevemente:

EXCAVACIÓN CON TRES TABLESTACAS AUXILIARES

Este procedimiento consiste en forma general, en el empleo de tres tablestacas auxiliares que se instalarán en el interior del predio y que tienen por objeto dividir en cuatro secciones toda el área del proyecto; esto permitirá reducir los claros de apuntalamiento y el efecto en las colindancias que pueda tener el bombeo profundo que se requiere para trabajar "en seco". La Fig. 16 muestra esquemáticamente la secuencia constructiva:

ETAPA 1a

Fase 1

La excavación se iniciará del lado de Paseo de la Reforma dirigiéndose hacia la colindancia norte. Se efectuará la excavación hasta el nivel -3.0 m con un talud a 45° en relación a la horizontal entre los ejes A y B; una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -2.5 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 2

Excavación hasta el nivel -3.0 m con un talud de 45° de inclinación entre los ejes B y D, una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -1.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación entre los ejes A y B hasta el nivel -6.0 m y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -5.5 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.



Fase 3

Se continuará con la excavación al nivel -3.0 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -1.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación al nivel -6.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -2.5 y -1.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Se realizará la excavación hasta el nivel -9.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -8.5 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 4

Se continuará con la excavación al nivel -3.0 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -1.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación al nivel -6.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -4.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Se realizará la excavación hasta el nivel -9.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -8.5 y -7.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Se continuará la excavación hasta el nivel -12.0 m con un talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -11.5 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 5

Se continuará la excavación de acuerdo a la secuencia indicada con los números (etapas), es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 6

Afinar el fondo de la excavación y colocar la plantilla de trabajo, realizar el armado y cimbrado de la losa de fondo; se instala el poste vertical de 13.7 m altura y se procede al colado de la losa de fondo. En el poste se apoyarán los troqueles de la siguiente etapa y permitirá distribuir la carga en la estructura de concreto del sótano.

Se continuará la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación.



Fase 7

Se afinará el fondo de la excavación en el área liberada, colocar una plantilla de trabajo y realizar el armado y colado de la losa de fondo.

Se continuará con la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación. Iniciar con la construcción de columnas del nivel 4 del sótano.

Fase 8

Se continúa con la excavación hasta el nivel -7.5 m en el área del eje G y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -7.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación.

Se realiza la excavación hasta el nivel de proyecto de la losa de fondo entre los ejes C y E.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, para tomar los empujes laterales del suelo, se procederá a retirar el cuarto nivel de puntales entre los ejes A y B; se continúa con la construcción de la estructura de sótano.

Fase 9

Se afinará el fondo de la excavación en el área liberada entre los ejes C y E, colocar la plantilla de trabajo y realizar el armado y colado de la losa de fondo.

Se continuará con la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, para tomar los empujes laterales del suelo, se procederá a retirar el quinto nivel de puntales entre los ejes B y D. De igual manera, una vez que la losa de entrepiso del N-S3 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el tercer nivel de puntales entre los ejes A y B.

Fase 10

Se afinará el fondo de la excavación en el área liberada entre los ejes E y F, colocar la plantilla de trabajo y realizar el armado y colado de la losa de fondo.

Se continuará con la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación.

Una vez que la losa de entrepiso N-S2 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el segundo nivel de puntales entre los ejes A y B.



Fase 11

Continuar con la excavación hasta el nivel -13.0 m y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación. Se concluye la excavación hasta el nivel de proyecto al -15.2 m de profundidad.

Una vez que la losa de entrepiso N-S1 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el primer nivel de puntales entre los ejes A y B.

Una vez que la losa de entrepiso N-S4 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el cuarto nivel de puntales entre los ejes B y D.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, se retirará el quinto nivel de puntales entre los ejes D y E.

Fase 12

Afinar el fondo de la excavación y colocar la plantilla de trabajo, realizar el armado y cimbrado de la losa de fondo; se instalarán los postes verticales de 15.0 m altura y se procede al colado de la losa de fondo. Los postes servirán para apoyar el apuntalamiento de la siguiente etapa.

Una vez que la losa de entrepiso N-S3 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el tercer nivel de puntales entre los ejes B y D.

Una vez que la losa de entrepiso N-S4 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el cuarto nivel de puntales entre los ejes D y E.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, se retirará el quinto nivel de puntales entre los ejes E y F.

Continuar con la construcción de la estructura de sótano, teniendo prioridad concluir el área de la torre, entre los ejes A y E.

ETAPA 1b

Fase 1

La excavación se iniciará del lado de Paseo de la Reforma dirigiéndose hacia la colindancia norte. Se efectuará la excavación hasta el nivel -3.0 m con un talud a 45° en relación a la horizontal entre los ejes A y B; una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -2.5 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 2

Excavación hasta el nivel -3.0 m con un talud de 45° de inclinación entre los ejes B y D, una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -1.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.



Continuar con la excavación entre los ejes A y B hasta el nivel -6.0 m y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -5.5 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 3

Se continuará con la excavación al nivel -3.0 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -1.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación al nivel -6.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -2.5 y -1.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Se realizará la excavación hasta el nivel -9.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -8.5 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 4

Se continuará con la excavación al nivel -3.0 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -1.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación al nivel -6.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -4.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Se realizará la excavación hasta el nivel -9.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -8.5 y -7.0 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Se continuará la excavación hasta el nivel -12.0 m con un talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina al nivel -11.5 m, así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 5

Se continuará la excavación de acuerdo a la secuencia indicada con los números (etapas), es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de continuar con la excavación.

Fase 6

Afinar el fondo de la excavación y colocar la plantilla de trabajo, realizar el armado y cimbrado de la losa de fondo; se instala el poste vertical de 13.7 m altura y se procede al colado de la losa de fondo. En el poste se apoyarán los troqueles de la siguiente etapa y permitirá distribuir la carga en la estructura de concreto del sótano.

Se continuará la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación.



Fase 7

Se afinará el fondo de la excavación en el área liberada, colocar una plantilla de trabajo y realizar el armado y colado de la losa de fondo.

Se continuará con la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación. Iniciar con la construcción de columnas del nivel 4 del sótano NS-4

Fase 8

Se realiza la excavación hasta el nivel de proyecto de la losa de fondo entre los ejes C y E.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, para tomar los empujes laterales del suelo, se procederá a retirar el cuarto nivel de puntales entre los ejes A y B; se continua con la construcción de la estructura de sótano.

Fase 9

Se afinará el fondo de la excavación en el área liberada entre los ejes C y E, colocar la plantilla de trabajo y realizar el armado y colado de la losa de fondo.

Se continuará con la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, para tomar los empujes laterales del suelo, se procederá a retirar el quinto nivel de puntales entre los ejes B y D. De igual manera, una vez que la losa de entrepiso del N-S3 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el tercer nivel de puntales entre los ejes A y B.

Fase 10

Se afinará el fondo de la excavación en el área liberada entre los ejes E y F, colocar la plantilla de trabajo y realizar el armado y colado de la losa de fondo.

Se continuará con la excavación de acuerdo a lo indicado, es importante que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes antes de seguir con la excavación.

Una vez que la losa de entrepiso N-S2 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el segundo nivel de puntales entre los ejes A y B.

Fase 11

Continuar con la excavación hasta el nivel -13.0 m y una vez que se libere el espacio suficiente se colocará la viga madrina así como los troqueles correspondientes



antes de seguir con la excavación. Se concluye la excavación hasta el nivel de proyecto al -14.0 m de profundidad.

Una vez que la losa de entrepiso N-S1 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el primer nivel de puntales entre los ejes A y B.

Una vez que la losa de entrepiso N-S4 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el cuarto nivel de puntales entre los ejes B y D.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, se retirará el quinto nivel de puntales entre los ejes D y E.

Fase 12

Una vez que la losa de entrepiso N-S3 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el tercer nivel de puntales entre los ejes B y D.

Una vez que la losa de entrepiso N-S4 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el cuarto nivel de puntales entre los ejes D y E.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, se retirará el quinto nivel de puntales entre los ejes E y F.

Continuar con la construcción de la estructura de sótano, teniendo prioridad concluir el área de la torre, entre los ejes A y E.

ETAPA 2

Fase 1

Para poder iniciar la excavación de la Zona 2 es requisito haber concluido con la construcción de la estructura de concreto de los entresijos del sótano en toda el área de la torre, correspondiente a las Zonas 1 y 1 A.

La excavación en la Zona 2 se iniciará del lado de Paseo de la Reforma dirigiéndose hacia la colindancia norte. Se efectuará la excavación hasta el nivel -3.0 m con un talud a 45° en relación a la horizontal entre los ejes A y B; una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca a ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -2.5 m apoyados en los postes, antes de continuar con la excavación.

Fase 2

Excavación hasta el nivel -3.0 m con un talud de 45° de inclinación entre los ejes B y D, una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación entre los ejes A y B hasta el nivel -6.0 m y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en



ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -5.5 m apoyados en los postes antes de continuar con la excavación.

Fase 3

Se continuará con la excavación al nivel -3.0 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación al nivel -6.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Se realizará la excavación hasta el nivel -9.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -8.5 m apoyados en los postes, antes de continuar con la excavación.

Fase 4

Se continuará con la excavación al nivel -3.0 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación al nivel -6.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Continuar con la excavación al nivel -9.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Se realizará la excavación hasta el nivel -12.0 m, dejando un talud de 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -11.5 m apoyados en los postes, antes de continuar con la excavación.

Fase 5

Se continuará la excavación de acuerdo a la secuencia indicada con los números (etapas), es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

En la zona comprendida entre los ejes A y B se realizarán las siguientes actividades: afinar el fondo de la excavación y colocar la plantilla de trabajo, realizar el armado, cimbrado y colado de la losa de fondo.

Fase 6

Se continuará con la excavación entre los ejes F y G al nivel -1.5 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -1.0 m apoyados en los postes, antes de continuar con la excavación.



Se continuará la excavación de acuerdo a la secuencia indicada, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Fase 7

Se continuará con la excavación entre los ejes F y G al nivel -4.5 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -4.0 m apoyados en los postes, antes de continuar con la excavación.

Se continuará la excavación de acuerdo a la secuencia indicada con los números (etapas), es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación. Iniciar con la construcción de columnas del nivel 4 del sótano

Fase 8

Se continuará con la excavación entre los ejes F y G al nivel -7.5 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -7.0 m apoyados en los postes, antes de continuar con la excavación.

Se realizará la excavación hasta el nivel de proyecto de la losa de fondo entre los ejes D y E.

En la zona comprendida entre los ejes B y D se realizarán las siguientes actividades: afinar el fondo de la excavación y colocar la plantilla de trabajo, realizar el armado, cimbrado y colado de la losa de fondo.

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, para tomar los empujes laterales del suelo, se procederá a retirar el cuatro nivel de puntales entre los ejes A y B; se continua con la construcción de la estructura de sótano.

Fase 9

Se afinará el fondo de la excavación en el área liberada entre los ejes D y E, colocar la plantilla de trabajo y realizar el armado y colado de la losa de fondo.

Se continuará con la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números, es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Una vez que la losa de entrepiso del N-S3 tenga la resistencia recomendada por el estructurista, para tomar los empujes laterales del suelo, se retirará el tercer nivel de puntales entre los ejes A y B.

Se continua con la construcción de la estructura de los entrepisos de sótano.



Fase 10

Se afinará el fondo de la excavación en el área liberada entre los ejes E y F, colocar la plantilla de trabajo y realizar el armado, cimbrado y colado de la losa de fondo.

Se continuará con la excavación entre los ejes F y G al nivel -10.5 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -10.0 m apoyados en los postes, antes de continuar con la excavación.

Se continuará con la excavación de acuerdo a la secuencia o etapas mostradas con los números (2 y 3), es importante indicar, que en cada etapa una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados antes de continuar con la excavación.

Una vez que la losa de entrepiso del N-S2 tenga la resistencia recomendada por el estructurista, para tomar los empujes laterales del suelo, se retirará el segundo nivel de puntales entre los ejes A y B.

Se continúa con la construcción de los entrepisos de sótano

Fase 11

Continuar con la excavación entre los ejes F y G al nivel -13.0 m con talud a 45° y una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca en ambos lados y se colocarán los troqueles al nivel -12.5 m apoyados en los postes, antes de continuar con la excavación.

Se concluirá el colado de la losa de fondo del área liberada.

Una vez que la losa de entrepiso N-S1 tenga la resistencia recomendada por el estructurista se retirará el primer nivel de puntales entre los ejes A y B.

Fase 12

Afinar el fondo de la excavación y colocar la plantilla de trabajo, realizar el armado y cimbrado de la losa de fondo.

Continuar con la construcción de la estructura de sótano, teniendo prioridad concluir el área de la torre, entre los ejes A y E.

Una vez que se pueda construir la estructura del sótano entre los ejes E y G se irán retirando los troqueles conforme las losas de entrepiso adquieran la resistencia suficiente de acuerdo con el estructurista, para tomar los empujes del suelo.

ETAPA 3

Fase 1

Se efectuará la excavación hasta el nivel -1.5 m con un talud a 45° en relación a la horizontal y conforme se vaya liberando el espacio suficiente se retirará la



correspondiente sección de tablestaca y se colocará la viga madrina y los troqueles al nivel -1.0 m, antes de continuar con la excavación.

Fase 2

Se continuará la excavación hasta el nivel -4.5 m con un talud de 45° de inclinación, una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca y se colocarán la viga madrina y los troqueles al nivel -4.0 m, antes de continuar con la excavación.

Fase 3

Se continuará la excavación hasta el nivel -7.5 m con un talud de 45° de inclinación, una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca y se colocarán la viga madrina y los troqueles al nivel -7.0 m, antes de continuar con la excavación.

Fase 4

Se continuará la excavación hasta el nivel -10.5 m con un talud de 45° de inclinación, una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca y se colocarán la viga madrina y los troqueles al nivel -10.0 m, antes de continuar con la excavación.

Fase 5

Se continuará la excavación hasta el nivel -13.0 m con un talud de 45° de inclinación, una vez que se libere el espacio suficiente se retirará la correspondiente sección de tablestaca y se colocarán la viga madrina y los troqueles al nivel -12.5 m, antes de continuar con la excavación.

Fase 6

Se continuará la excavación hasta el nivel -14.0 m, una vez que se alcance el nivel de proyecto se procederá a realizar el armado, cimbrado y colado de la losa de fondo.

Fase 7

Una vez que la losa de fondo tenga la resistencia adecuada, de acuerdo con el estructurista, para tomar los empujes laterales del suelo, se procederá a retirar el quinto nivel de puntales y se continúa con la construcción de la estructura del sótano.

Fase 8

Se continúa con la construcción de la estructura del sótano y conforme las losas de entrepiso vayan adquiriendo la resistencia necesaria, de acuerdo a las recomendaciones del estructurista, para soportar los empujes laterales se procederá a retirar en cada entrepiso los troqueles conforme se vaya subiendo hasta alcanzar el nivel de baqueta.

En la etapa I se iniciará la excavación a cielo abierto por el centro, excavando en su totalidad el primer nivel del sótano, se avanzará hacia las colindancias con un talud de 45° y altura máxima de 3.0 m, los puntales se colocarán conforme se vayan liberando los



puntos que les correspondan. Se podrá continuar la excavación dejando una berma a la profundidad de 7.0 m con una longitud de 5.0 m y los taludes con una inclinación de 1:1 y se irán colocando los puntales conforme se alcancen los niveles de proyecto. Una vez que se haya construido en esta primera etapa toda la estructura del sótano hasta el nivel de calle, se podrá continuar con la etapa II de acuerdo a lo descrito al principio.

De manera preliminar en la Fig. 17 se presenta esquemáticamente como podría llegar a realizarse la excavación. Las fases se muestran de manera conceptual y deberán ajustarse estudiando detalladamente los requisitos de seguridad geotécnica, así como sus implicaciones estructurales.

La secuencia de construcción de las etapas será a partir de la colindancia con Paseo de la Reforma hacia el interior del predio, lo que permitirá liberar en las dos primeras etapas el área que ocupará la torre.

SISTEMA DE BOMBEO

El sistema de bombeo más adecuado para el abatimiento de aguas freáticas durante la construcción de grandes excavaciones son las puntas eyectoras o bombas sumergibles de pequeño diámetro con electro nivel.

Los pozos alcanzarán un metro por debajo del estrato permeable que se encuentra a 18.0 m de profundidad aproximadamente colocando filtro y empleando ademe ranurado en toda su longitud, en una cantidad aproximada de uno por cada 50 m². El nivel dinámico de los pozos deberá permitir un abatimiento de 2.0 m por debajo del nivel máximo de excavación, para lo cual se realizarán pruebas de bombeo en los primeros pozos, mismas que se controlarán mediante la instalación de tubos de observación colocados al centro del conjunto de pozos.

CONSTRUCCIÓN DE PILAS

- a) Durante la construcción de las pilas se llevará un registro con todos los detalles relevantes de la obra.
- b) Para la perforación de la pilas se requerirá colocar un brocal de 2.0 m de longitud para evitar socavación de la superficie durante la excavación. La perforación para las pilas podrá efectuarse empleando bote y/o broca helicoidal, manteniendo estables las paredes mediante lodo bentonítico, con una viscosidad Marsh de 40 s o polímero. Este lodo sustituirá progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel muy cerca al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes. Se requerirá de un ademe perdible tipo espirotubo que impida el fracturamiento hidráulico de la serie arcillosa superior provocado por la presión que ejercerá el concreto fluido sobre las paredes de la perforación.
- c) Al alcanzarse el nivel de desplante de las pilas deberá verificarse mediante la clasificación del material excavado, que éste corresponda al recomendado para el



apoyo de las pilas. Se realizará la limpieza del fondo de la perforación retirando el azolve con el bote o air lift.

- d) Una vez terminada la perforación, se colocará el acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar un recubrimiento libre mínimo de 7 cm, entre paños de estribos y perforación.
- e) El concreto para el colado de las pilas deberá tener un revenimiento mínimo de 21 cm; se utilizará tubo tremie hermético y el colado se realizará con un balón deslizante, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de 3.0 m. El suministro de concreto deberá permitir un colado continuo sin interrupciones; deberá terminarse el colado de toda la pila antes de que el concreto presente su fraguado inicial. El tiempo máximo para iniciar el colado de una pila, una vez concluida la perforación, no excederá de 4 horas; de lo contrario volverá a limpiarse la perforación sustituyendo el lodo bentonítico.
- f) Con el propósito de verificar la calidad, durante el colado de las primeras pilas se deberán efectuar pruebas de integridad física. Esta prueba se basa en la propagación y reflexión de una onda en un medio heterogéneo, y permite verificar las dimensiones y homogeneidad en toda su longitud.

CONSTRUCCIÓN DE MURO MILÁN

Se construirá un brocal hasta una profundidad de 2.0 m para estabilizar los rellenos superficiales y evitar posibles desalineamientos del equipo hidráulico durante la excavación de la zanja del muro Milán. Las paredes de la excavación en zanja para los tableros del muro se estabilizarán con lodo bentonítico, con una viscosidad Marsh de 40 s o polímero. Este lodo sustituirá progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel muy cerca al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes. El lodo se deberá hidratar 24 hrs antes de su uso y para su elaboración se empleará agua limpia.

Terminada la excavación de la zanja se procederá a realizar la limpieza del fondo y a la sustitución de lodos. A continuación, se colocarán las parrillas de acero de refuerzo y se deberá garantizar el correcto alineamiento en el sentido horizontal y vertical del armado del muro Milán

En los muros profundos al alcanzarse el nivel de desplante de los muros pila deberá verificarse mediante la clasificación del material excavado, que éste corresponda al recomendado para el apoyo de los muros.

Previo al colado deberá limpiarse las juntas entre los muros y el colado se realizará con tubo tremie hermético y balón deslizante. Entre las juntas de los tableros deberá dejarse un tubo de manguitos de 2 pulgadas para realizar una inyección de sello y reducir futuras filtraciones al interior del sótano.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





3.4 INSTRUMENTACIÓN

Con objeto de tener un conocimiento de la magnitud de los movimientos que se puedan presentar en la periferia del proyecto se propone la siguiente instrumentación.

TUBOS DE OBSERVACIÓN Y PIEZÓMETROS

Con el fin de evitar la falla por supresión, disminuir las expansiones generadas al realizar la excavación y facilitar la construcción "en seco", se propone instalar un sistema de bombeo a base de puntas eyectoras.

Para conocer el nivel de abatimiento logrado por el sistema de bombeo se recomienda instalar tubos de observación del nivel freático en el estrato que se encuentra a 18.0 m de profundidad aproximadamente, los cuales se ubicarán al centro de un grupo de cuatro puntas eyectoras.

Adicionalmente, para conocer el efecto que el bombeo pueda tener en el abatimiento de la presión de poro fuera del área confinada por el muro Milán se propone la instalación de una estación piezométrica con un conjunto de piezómetros abiertos instalados en los estratos más característicos, así como un indicador de la posición del nivel freático. La instalación se deberá realizar un mes antes de iniciar el bombeo para asegurarse que se han estabilizado las presiones y los niveles.

BANCO DE NIVEL PROFUNDO

La velocidad de hundimiento regional en la zona del proyecto se determinó a partir de la información existente en la cercanía del edificio, por lo que es necesario conocer este valor para lo cual se deben instalar por lo menos dos bancos de nivel profundo, uno a los 100.0 m de profundidad y otro a la profundidad de desplante de las pilas a 53.0 m; ambos bancos deberán tomar como referencia el banco Atzacolco.

REFERENCIAS TOPOGRÁFICAS

Para conocer la magnitud de los posibles movimientos que puedan sufrir los edificios colindantes a la excavación, en el Paseo de la Reforma se deberán instalar los tres tipos de puntos que se indican en la Fig. 18.



Los puntos tipo A permitirán conocer los movimientos verticales que puedan presentar el muro milán y se instalarán en su corona; los puntos tipo B se instalarán en los muros de los edificios colindantes y de igual manera permitirán conocer los movimientos que sufrirán las estructuras durante el proceso constructivo; los puntos tipo C se instalarán en la banquetta o en el arroyo vehicular y con ellos se determinará el efecto del proceso constructivo en la banquetta y el arroyo vehicular.

La nivelación topográfica que se realice de los puntos de control deberá tener como base el banco de nivel profundo Atzacolco.

INCLINÓMETROS

Con objeto de conocer las deformaciones horizontales que presentará el muro Milán perimetral durante la excavación para alcanzar los niveles de proyecto, se instalarán inclinómetros en el interior de los muros en toda su altura y serán por lo menos dos por cada lado del predio.



IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DEL PROYECTO REFORMA 27

RESUMEN

En este capítulo se presentan las especificaciones geotécnicas constructivas para la cimentación del proyecto que se construirá en el predio marcado con el N° 27 de la avenida Paseo de la Reforma, en la ciudad de México; que se ubica en la zona geotécnica III, denominada de Lago.



El proyecto arquitectónico consistirá de un sótano que ocupará todo el terreno con cuatro niveles en la parte frontal y cinco en la parte de atrás; y sobre el cual se construirá enfrente un edificio con planta baja de doble altura y 24 niveles, ocupando un área rectangular de 1850 m²; mientras que en la parte posterior en un área de 1131 m² con una forma trapezoidal se construirá la zona de estacionamiento con planta baja.

La solución de cimentación será mediante pilas desplantadas en los Depósitos Profundos a 53.0 m de profundidad, para soportar adecuadamente las concentraciones de carga de cada una de las columnas.

ANTECEDENTES

Localización. El proyecto se ubica en el número 27 de la avenida Paseo de la Reforma en la colonia Tabacalera; el cual colinda al sureste con Paseo de la Reforma, al suroeste con un edificio de 10 niveles y otro de 4 niveles que sirve de estacionamiento, al norte con un edificio de 10 niveles y al noreste con edificaciones de tres y cuatro niveles.

Características del proyecto. En términos generales el proyecto arquitectónico consistirá en la parte frontal de un edificio con cuatro niveles en sótano, planta baja de doble altura y 24 niveles, ocupando un área rectangular de 48.7x38 m; mientras que en la parte posterior en un área de 1131 m² con una forma trapezoidal se construirá la zona de estacionamiento con un sótano de cinco niveles y planta baja.

Solución de cimentación. Considerando las condiciones estratigráficas del sitio, así como las grandes concentraciones de cargas previstas en el proyecto, la solución de cimentación son empotradas en los depósitos profundos y desplantadas a 53.0 m de profundidad respecto del nivel de la calle. Además, se prevé una excavación con profundidad promedio de 14.0 m que alojará el cajón de estacionamiento; para alcanzar el fondo de la excavación es necesario formar taludes estables y soportar las colindancias con una tablestaca o muro Milán de concreto reforzado apuntalado. La parte norte del edificio, en la cual sólo se construirán los cinco niveles en sótano, quedará sobrecompensada; para lograr un comportamiento compatible con la torre deberá reducirse al mínimo la emersión mediante un anclaje en los depósitos profundos, para lo cual se usarán también las pilas propuestas como solución de cimentación.



4.1 EXCAVACIÓN

ACTIVIDADES INICIALES

Se realizarán recorridos de inspección así como un levantamiento notariado o Fe de Hechos de las condiciones que presentan cada una de las colindancias.

INSTRUMENTACIÓN

Con el propósito de verificar que la construcción se realice dentro de los rangos de seguridad establecidos por el Reglamento de Construcciones del DF, así como advertir oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, se establecerá el programa de instrumentación que constará de:

- ❖ Banco de nivel profundo
- ❖ Referencias superficiales
- ❖ Testigos en fisuras
- ❖ Plomos en cada una de las colindancias

Las mediciones de los controles aquí propuestos se efectuarán 2 veces por semana en el periodo comprendido entre la instalación del muro Milán y la terminación de la excavación; posteriormente se continuará con lecturas semanales para revisar que se espacien a lecturas mensuales.

En la obra se deberá llevar un registro gráfico de cada una de las mediciones, para poder determinar directamente en el sitio, cualquier correlación de movimientos con posibles asentamientos en superficie y de las construcciones colindantes, así como el desarrollo del procedimiento constructivo; de tal forma, que puedan detectarse oportunamente deformaciones inadmisibles o bien, condiciones de inestabilidad.

TRABAJOS PRELIMINARES

1. Excavación en la zona donde se encontraba el edificio anterior, para descubrir la profundidad de desplante del cajón, que se estima a 2.5 m en relación al nivel actual de banqueta. Demoler y retirar la cimentación de la barda de colindancia del predio y dependiendo de las condiciones que presenten las cimentaciones de las estructuras vecinas se requerirá de ejecutar alguna obra de protección de la misma, probablemente a base de un remamposteo o se protegerán contra el intemperismo con concreto lanzado

reforzado con malla electrosoldada, lo cual se definirá al momento de realizar las excavaciones correspondientes.

3. Construcción de los brocales guía para el muro Milán hasta una profundidad de 2.0 m. En las figuras siguientes se muestra la geometría del brocal. Para proteger las colindancias se colocará una capa de concreto lanzado de 7 cm de espesor reforzado con dos capas de malla electrosoldadas 6x6\10-10, para evitar el intemperismo del terreno de apoyo de las estructuras colindantes en caso de que se descubra al construir el brocal.

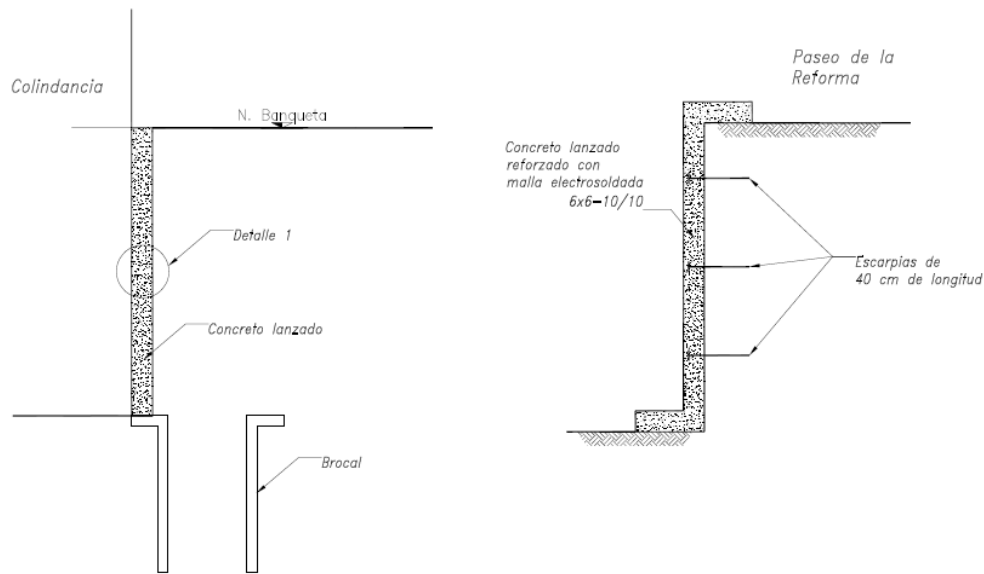
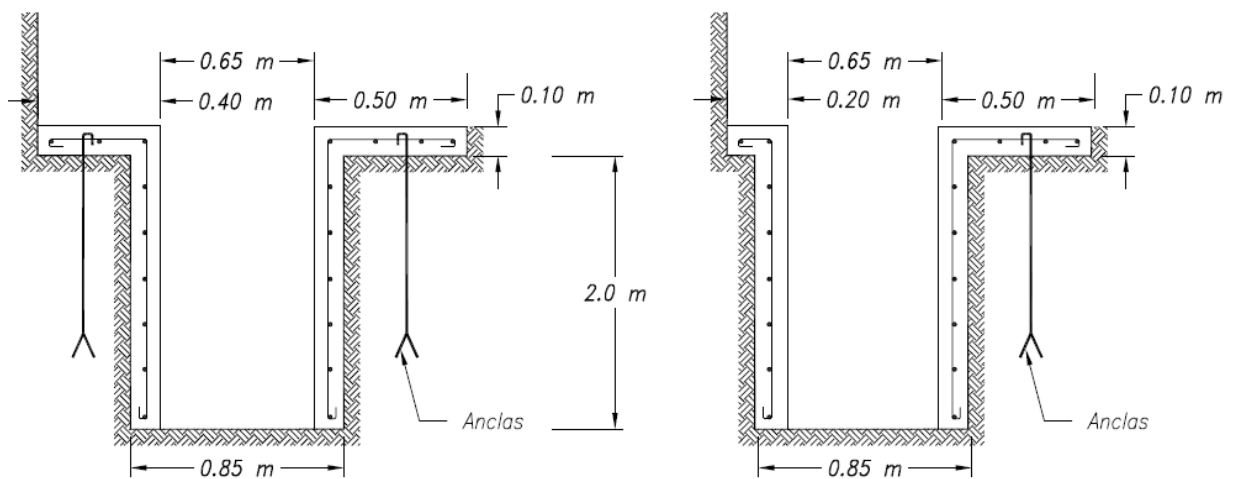


Fig. Protección de colindancias.



Brocal en colindancia

Fig. Solución del brocal.



4. Construcción del muro Milán perimetral a 21.5 m en la colindancia con Reforma y hacia la parte norte del predio a 23.0 m de profundidad, en relación al nivel actual de banqueta.
5. Demoler la losa de fondo y contratraves de concreto que existan en las zonas que interfieran con la perforación para las pilas y el hincado de la tablestaca metálica y retirar los pilotes de madera que se descubran, rellenando los huecos que queden con una mezcla fraguante.
6. En aquellas áreas donde no se haya demolido la losa del sótano se podrá usar como plataforma de trabajo y en aquellas zonas en las que no se tenga dicha losa se formará una plataforma de trabajo de 0.7 m de espesor, con material de banco compactada.
7. Construcción de la trabe de remate en la parte superior del muro Milán que permitirá unir los tableros para que trabajen en conjunto.
8. Hincado de la tablestaca metálica a 23.0 m de profundidad.
9. Construir las pilas que se desplantarán en los Depósitos Profundos a una profundidad de 53 m respecto al nivel actual de la calle. Para estabilizar la perforación se usará lodo bentonítico y el colado de la pila se suspenderá 30 cm arriba del nivel de desplante de la losa de fondo. Se requerirá de un ademe perdible tipo espirotubo que impida el fracturamiento hidráulico de la serie arcillosa superior provocado por la presión que ejercerá el concreto fluido sobre las paredes de la perforación. El resto de la perforación se rellenará con lodo fraguante fluido.
10. En caso de que por logística de construcción se decida construir primero las pilas y después el muro Milán; se procederá de la siguiente manera, una vez colada la pila hasta el nivel de proyecto, deberá rellenarse el hueco restante con lodo fraguante para evitar que la pared delgada de suelo que quede entre la perforación previa de la pila y la que se realice para el muro milán se colapse debido a la presión que ejercerá el concreto fluido al colarlo y se presente una fuga hacia el hueco libre de la pila.
11. Instalación del sistema de bombeo a 19.5 m de profundidad, formado con puntas eyectoras, una punta por cada 50 m² y al centro de cada grupo de puntas eyectoras se instalará un tubo de observación a 18.0 m para verificar la profundidad de abatimiento. El sistema de bombeo se pondrá a funcionar por lo menos dos semanas antes de iniciar la excavación y se deberá verificar que el nivel abatido se ubique por lo menos dos metros por abajo del nivel máximo de excavación.

SISTEMA DE APUNTALAMIENTO O TROQUELAMIENTO

Se propone que a los troqueles colocados en los primeros 6.0 m de profundidad se de una precarga del 10% de la fuerza generada de acuerdo con las áreas tributarias del diagrama de empuje a corto plazo, del 20% del área tributaria de 6 a 10 m de profundidad y del 25% de 10 m a la máxima profundidad de excavación.



En la tabla siguiente se indica la magnitud de la precarga que se debe mantener en los troqueles

Nivel puntal	Profundidad	Precarga, Toneladas
NP-1	-2.5 m	11
NP-2	-5.5 m	37
NP-3	-8.5 m	41
NP-4	-11.5 m	59

Tabla. Precarga en troqueles ejes A –B.

Tabla. Precarga en troqueles resto del edificio.		
Nivel puntal	Profundidad (m)	Precarga, Toneladas
NP-1	-1	5
NP-2	-4	15
NP-3	-7	40
NP-4	-10	40
NP-5	-12.5	63

Tabla 1. Precarga en troqueles resto del edificio.

La precarga en los puntales se dará con una celda hidráulica de carga para apuntalar temporalmente el muro milán. La celda hidráulica de carga es un cilindro o gato de presión hidráulica de doble acción, operado con una bomba manual o eléctrica, tiene un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad usual del gato es de 50 toneladas.

Durante la instalación del puntal, el gato hidráulico se coloca en el extremo del troquel que tiene una caja para soporte y apoyo del gato hidráulico. El conjunto gato-bomba-manómetro debe calibrarse por lo menos cada dos meses de uso. El procedimiento de operación consiste en aplicar presión hasta alcanzar la carga de diseño, en ese momento se ajustan las cuñas de apoyo que determinan la longitud fija del troquel; a continuación se descarga el gato hidráulico para montarlo en otro troquel.

El manómetro es el elemento más débil de este dispositivo, los golpes lo desajustan y obligan a realizar nuevas calibraciones; por este motivo, se recomienda montar el manómetro en una manguera con conexión rápida, este artificio permite instalar todo el sistema sin poner en riesgo el manómetro, el cual se conecta hasta que se inicie la operación del gato hidráulico.



Para verificar la magnitud de las cargas durante el periodo de excavación se deberá instalar nuevamente el gato hidráulico y aplicar carga hasta despegar muy ligeramente el puntal; en ese momento la carga determinada será la que está soportando el puntal.

Debido a variaciones de temperatura a lo largo del día, se presentan dilataciones y contracciones de los puntales o troqueles que ocasionarán una reducción en la precarga por lo que se deberá llevar un control de la magnitud de las cargas aplicadas inicialmente cada tercer día.

SECUENCIA DE EXCAVACIÓN

De manera general el procedimiento de excavación consistirá en liberar primero el área que ocupará la torre, con objeto de seguir con la construcción de la superestructura en esta área aunque todavía se continúe con la excavación en la parte norte (estacionamiento).

Para cumplir con lo anterior, el área del proyecto se dividió en cuatro zonas que se excavarán secuencialmente para cumplir con el propósito de liberar primero el área de la torre.

Las zonas divididas se excavarán en forma simultánea conforme se vaya retirando el suelo y liberando el área suficiente se colocará la viga madrina y los troqueles correspondientes los cuales se irán instalando alineados entre sí y precargados.

La excavación se iniciará en la colindancia con Paseo de la Reforma hacia el norte con un talud de 45° y altura máxima de 3.0 m y del centro del claro de la división hacia el muro Milán, la viga madrina y los troqueles se colocarán conforme se vayan liberando los puntos que le correspondan.

Se podrá continuar la excavación dejando una berma, (tal y como se muestra en los planos de PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN (planos G-02 a G-05) y se irán colocando los troqueles conforme se alcancen los correspondientes niveles de proyecto.

Una vez que se alcance el nivel de proyecto de la losa de fondo se realizarán las actividades necesarias para llevar a cabo el colado de la losa. Para poder iniciar con la excavación de la Zona 2 es requisito haber concluido la construcción de la estructura de sótano en la zona 1 y así consecutivamente.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





4.2 MUROS MILÁN

Debido a su importancia se recomiendan algunas actividades que se deberán seguirse para la construcción del muros Milán:

ZANJA GUÍA Y BROCALES

La zanja guía es una ranura en la superficie del terreno de ancho igual al muro más la tolerancia que permita el paso de la almeja de excavación. Esta zanja se protege con un revestimiento que se le conoce como el brocal, que refuerza esa parte superior de la excavación; las funciones de la zanja guía con brocal son:

- a) Precisar la posición topográfica de los muros incluyendo los ángulos y las curvas necesarias.
- b) Comprobar que no hay instalaciones municipales, ductos o cables en la traza del muro.
- c) Controlar la operación de excavación obligando a que la almeja entre en la posición correcta.
- d) Estabilizar la parte superior de la excavación y evitar caídos locales.
- e) Confinar el lodo bentonítico y facilitar el control de su nivel durante la excavación.
- f) Facilitar la colocación de la junta y en caso necesario servir de apoyo para sostenerla.
- g) Soportar la jaula del acero de refuerzo en posición fija para evitar que penetre o se levante.
- h) En caso necesario servir de apoyo al paso de la maquinaria pesada de excavación y maniobra.

La zanja se excava con maquinaria ligera y en caso de tropezar con instalaciones se procedería manualmente, esta excavación se realiza hasta una profundidad no menor a 1.5 m ni mayor que la profundidad del nivel freático; en cuanto al brocal mismo lo más usual es hacerlo de concreto reforzado.

Los brocales son piezas en forma de ángulo recto, de concreto reforzado colado en el lugar; en general el refuerzo se puede hacer con malla electrosoldada 6x6-10/10; un detalle que siempre se debe tener es el de colocar juegos de pares de orejas para sujetar la jaula del acero de refuerzo, que la mantienen en su posición y evitan que descienda o que se hunda en el fondo o ascienda durante el vaciado del concreto.

Es importante advertir que la estabilidad de los brocales es casi siempre precaria y que por ello siempre deben mantenerse acuñados con puntales de madera para evitar que se muevan horizontalmente, estos puntales se retiran durante la excavación y de ser necesario se vuelven a colocar hasta que se inicie el vaciado del concreto.



LODO BENTONÍTICO

El profundizado de las zanjas guía o brocales, se realizará excavando el tramo entre tableros hasta el nivel de desplante de los muros Milán, se hará manteniendo siempre el nivel del lodo no más de 50 cm abajo del borde superior de los brocales.

Los lodos tienen como función estabilizar las paredes y el fondo de la excavación por presión hidrostática, la cual será superior a la del manto freático no sólo por la diferencia de densidades entre el lodo y el agua sino también por la diferencia de cargas. El faldón del brocal aislará de la excavación los rellenos superficiales y los depósitos más permeables de la capa superficial, que se encuentran arriba del nivel freático principalmente; los que se encuentran debajo de éste quedarán sujetos al empuje del lodo. Éste tenderá a infiltrarse en los materiales más permeables separándose parte del agua libre y quedando una costra plástica de residuo de bentonita llamada cake.

El espesor de esta costra es mayor cuanto mayor es el contenido de agua libre en el lodo, pero cuanto mayor es su espesor menor es su resistencia dando por resultado derrumbes o caídos. Lo ideal es que el espesor del cake sea pequeño para que trabaje como una membrana delgada y resistente que contenga al suelo deleznable transmitiéndole las presiones del lodo. Es decir, para garantizar la estabilidad de las paredes de la zanja, especialmente en los materiales deleznales y erosionables de la capa superficial, debe mantenerse esta siempre llena con un lodo cuyas características estén dentro de los márgenes especificados y controlados por pruebas de laboratorio realizadas periódicamente.

El lodo bentonítico que se utilizará para estabilizar las paredes de la excavación de la zanja tendrá una viscosidad Marsh de 30 a 55 segundos; densidad entre 1.03 y 1.07 medida en balanza de lodos; contenido de arena menor al 3% y un pH entre 7 y 9.5. Para obtener los valores recomendados de densidad y de la viscosidad deberán realizar mezclas de prueba con diferentes contenidos de bentonita.

Por ningún motivo deberá permitirse abatir el nivel del lodo por debajo de los 50 cm medidos del borde superior de los brocales. Deberán preverse las instalaciones para la preparación de lodos y la capacidad de almacenamiento suficiente para cubrir ampliamente las necesidades diarias de la obra; esta amplitud cubrirá un 50% en exceso del volumen de las zanjas por rellenar en el día, para absorber el consumo adicional que se tenga por fugas o pérdidas de lodo por los de los materiales más permeables.

Cuando se perciba cualquier fuga de lodo durante las operaciones de excavación deberán anotarse todas sus características y señalarse de inmediato a la Supervisión. Por ningún motivo se admitirá colar en un tramo donde se hayan percibido fugas y no se hayan tratado adecuadamente hasta asegurarse de que hayan desaparecido.



ELABORACIÓN DEL LODO BENTONÍTICO

- ❖ Mezclado e hidratado. Se inicia en un tanque de preparación utilizando un mezclador, se vacía la bentonita en la tolva y se va incorporando el agua que sale a presión por el chiflón ubicado en la parte inferior; esta mezcla se hace circular durante 15 minutos por una tubería en circuito cerrado utilizando una bomba de lodos. Una vez que se tiene un lodo homogéneo, se deja hidratar durante un tiempo mínimo de 24 hrs; descuidar esta recomendación siempre genera problemas: el más común es el sobreconsumo de bentonita y que los lodos fraguantes quedan mal dosificados.
- ❖ Transporte y colocación. El envío de lodo hacia la zanja se realiza con mayor eficiencia por medio de tubería, a mayor o menor presión según la viscosidad y distancia de bombeo, vaciándolo conforme la excavación progresa, de tal forma que su nivel se mantenga igual al del agua freática o a la profundidad que el proyecto indique.
- ❖ Recuperación y regeneración. Los lodos se pueden utilizar para controlar la excavación de varios módulos y por ello se suelen contaminar de partículas sólidas durante la excavación o cuando se coloca el concreto. Así cuando el lodo no reúne las condiciones requeridas de densidad, viscosidad y contenido de arena debido a una contaminación, se bombea a un depósito de regeneración de lodos donde se le agrega agua y se hace circular a través de unos ciclones desarenadores. El lodo cargado de arena entra tangencialmente al desarenador centrífugo o hidrociclón y crea un remolino, que provoca la separación de las arenas por centrifugación. El lodo depurado es expulsado por un orificio superior en tanto que la arena desciende por las paredes y sale por el orificio inferior. Para normar un criterio, el lodo fresco tiene una viscosidad Marsh del orden de 35 seg, por contaminación crece a unos 45 seg y en reposo por efecto tixotrópico llega hasta 55 seg.
- ❖ Eliminación del lodo. Una vez que los lodos no se puedan reutilizar debido a que resulte antieconómica su regeneración, se deberán eliminar, depositándolos en sitios que reduzcan el riesgo de contaminación.

EXCAVACIÓN MURO MILÁN

La excavación para profundizar las zanjas podrá hacerse con uno de los siguientes equipos:

- a) Cucharón de almeja guiado con cuchillas laterales
- b) Cucharón de almeja libre con estabilizador en la parte superior, combinado con perforaciones previas que sirvan de guía al cucharón
- c) Zanjadora guiada.



La excavación de los tableros para el muro Milán se hará atacando tableros alternados con la idea de que cada tablero excavado quede respaldado por un bloque de tierra sin excavar. Cualquiera de los anteriores equipos que sea el que se emplee, debe ofrecer amplia garantía de la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes y alcanzar la profundidad de proyecto.

La excavación se realizará hincando la herramienta de ataque con suavidad, sin chicoteos ni golpes, accionar las quijadas o el cucharón para cortar firmemente sin arrastrar, sacudir o arrancar. Una vez cargada la herramienta se sacará del interior de la zanja también con suavidad para no provocar succión o chicoteo.

El máximo tiempo que podrá dejarse una zanja excavada y ademada con lodo no excederá de 24 horas entre la excavación de un tablero y su colado. Asimismo, no se excavará un tablero hasta que el concreto del contiguo haya pasado su fraguado inicial. El desconocimiento de estas limitaciones puede llevar a caídos y deslaves que azolven la zanja y provoquen socavación de las paredes, y a movimientos no despreciables de las propias paredes y del fondo que se pueden difundir hacia el exterior, causando desplazamientos en la superficie del suelo vecino a la excavación o en las estructuras vecinas.

LIMPIEZA DE FONDO DE EXCAVACIÓN

Aunque se está limitando el tiempo en que permanezca un tablero excavado sin colar y se está especificando un control de lodos diario, es imposible asegurar que no existan azolves en el fondo de los tableros excavados. Si se descienden las parrillas y se cuelan en una excavación cuyo fondo tenga azolves, por pequeños que estos sean, se corre el riesgo de que en los pasos más estrechos del emparrillado se estanquen estos y se mezclen con el concreto que va fluyendo hacia la superficie. Es indispensable evitar esto, por lo que habrá que hacer una buena limpieza del fondo de la excavación y del lodo que establezca esta, antes de descender las parrillas de armado.

La limpieza del fondo de la excavación se hará con un "air-lift" o una bomba eléctrica sumergible cuya boca se trasladará por el fondo en varias pasadas. A la vez se recirculará el lodo procurando no descender el nivel del mismo. Después de ejecutar estas operaciones se verificará la profundidad del fondeo de la excavación, asegurándose que este haya quedado limpio de azolves.

JUNTAS PARA COLADO

Las juntas para los muros Milán son perfiles de acero que permiten confinar temporalmente uno o los dos extremos verticales de uno de sus módulos durante el proceso del vaciado del concreto, con la finalidad de conformar su superficie para producir un machihembrado que permita la unión estructural por cortante con el siguiente módulo.



Para la construcción del primer panel se requiere colocar dos juntas de colado, para así formar el muro primario con dos lados hembra. Tan pronto como se haya realizado la excavación hasta el nivel de desplante del muro Milán se deberán colocar los moldes de las juntas dentro de la zanja antes de que la jaula de acero de refuerzo sea colocada y de iniciar el vaciado del concreto; las juntas deben estar en posición firme dentro del terreno para lo cual su punta debe ser delgada y penetrar por lo menos 10 cm en el fondo de la excavación, para confinar adecuadamente el concreto fresco y evitar que éste las levante. Asimismo deberán quedar bien centradas y perfectamente verticales, nunca con inclinación que deje un hueco inferior que origine pendiente negativa y dificulte gradualmente su extracción

En los suelos blandos el peso de la junta puede causar la falla del suelo y su descenso y penetración, en esos casos la junta debe tener topes que se apoyen en los brocales de la zanja guía o bien contar con prensas laterales

Deben tenerse iguales cuidados en cuanto a la ubicación en planta, profundidad y verticalidad que los que se tienen con pilotes precolados hincados en perforación previa. De la verticalidad y correcta ubicación en planta y profundidad de las juntas depende en alto grado el éxito de las siguientes etapas de construcción. Cuando hayan quedado debidamente colocadas las juntas, se procederá a colocar los emparrillados del acero de refuerzo del muro Milán.

Una vez que un módulo de un muro Milán ha alcanzado el fraguado inicial del concreto, lo cual empieza unas 2 horas después de su colado, conviene levantar axialmente la junta unos 2 cm con la finalidad de romper la adherencia. Antes de este lapso cualquier movimiento producirá deformaciones y alteración en la resistencia del módulo recién colado.

PARRILLAS DE REFUERZO PARA MURO MILÁN

- ❖ Izado. Al levantar los armados de acero suelen sufrir distorsiones y deformaciones por peso propio. En el diseño de la jaula de acero de refuerzo es necesario decidir si las parrillas del armado serán una jaula rígida o flexible; las jaulas rígidas se logran agregando varillas soldadas para arriostrar; en muchos casos se prefieren las jaulas flexibles, debido a economía y a que son menos susceptibles a sufrir deformaciones permanentes durante el manejo. Una vez que el armado se encuentra en posición vertical se colocan los centradores que permiten que el armado deslice dentro de la zanja y también aseguran el recubrimiento mínimo, los cuales se describen más adelante.
- ❖ Uniones. La altura de las parrillas está determinada por: la altura libre en obra, la capacidad del equipo disponible, la longitud y profundidad de los muros, las condiciones de apoyo dadas por el procedimiento constructivo; si es necesario recurrir al corte de las parrillas, la unión de ellas deberá realizarse por medio de traslape, soldadura o de algún dispositivo mecánico.



El procedimiento de unión de las parrillas empieza por levantar e introducir el primer tramo dentro de la zanja, dejando un tramo libre fuera de ella soportado con barras transversales horizontales apoyadas en los muros guía; se iza y se acopla el segundo tramo de acero de refuerzo; para hacer la unión vertical de los dos tramos se recurre a alguna de las siguientes uniones:

- a) Traslape de las varillas con la longitud de especificación y amarre con alambre.
 - b) Traslape de las varillas con la longitud de especificación y amarre con grapas "U".
 - c) Soldadura longitudinal de las varillas con la longitud de especificación.
- ❖ Descenso del refuerzo. La maniobra se realiza lentamente de manera constante, plomeado verticalmente el armado y haciendo coincidir los centros de zanjas y parrilla; se deberá cuidar que los armados no se asienten en el fondo de las zanjas; al terminar de introducir el acero deberá mantenerse suspendido a la elevación correcta, por lo que las parrillas deberán tener orejas o lazos de varillas para su anclaje con el brocal.
 - ❖ Centreadores del refuerzo. Los más utilizados son ruedas de concreto simple mal llamados "pollos", fijados en ambos lechos del armado para centrarlo horizontalmente dentro de la excavación. Esta técnica es adecuada si el rodillo de concreto tiene el ancho suficiente para deslizarse sobre las paredes de la zanja sin hundirse; si lo anterior no ocurre, como en el caso de las arcillas blandas del Valle de México, es mejor el uso de tubos rectangulares de centrado apoyados en los muros guías. Las parrillas de refuerzo deben contar en su parte superior con orejas o lazos de varilla que ayuden a la colocación de la parrilla en su correcta posición vertical y a la vez para anclarla.

COLADO DE CONCRETO

Después de colocadas, centradas y niveladas las parrillas se introducirán en el espacio respectivo, la trompa de colado o tubo tremie, por tramos. Es conveniente realizar la operación de colado en el menor tiempo y sin discontinuidades o interrupciones para evitar la adherencia excesiva con los coples, bloqueos en la tubería y flotación de la jaula causada por el ascenso de concreto endurecido. El concreto debe ser premezclado para el mejor control de calidad, con la suficiente fluidez para acomodarse más rápidamente en muros de 60 cm de ancho. El revenimiento mínimo del concreto debe ser de unos 20 cm. El flujo de concreto ocurre en dos direcciones hacia fuera y hacia arriba, mientras el flujo sea lento y la superficie no se agite físicamente, el muro resultante será de alta calidad; el tubo tremie nunca deberá trasladarse a través del concreto fresco. En muros de más de 3 m de largo se recomienda operar simultáneamente con dos tubos tremie para reducir la distancia horizontal que debe fluir el concreto.

Antes de iniciar el colado se colocará un tapón deslizante dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinil o de poliestireno; la función del tapón, también conocida como diablo es evitar que el concreto se contamine con el lodo; cuando el concreto entra a la tubería; el tapón desciende por el peso de la masa fresca y llega al



fondo. En este estado el tubo tremie se levantará levemente permitiendo que el concreto empuje al tapón hacia fuera; una vez que esto ocurre el concreto empieza a descargarse y rellenar el panel mientras la tubería permanece sumergida y llena completamente; en la medida que el concreto va llenando la zanja el tubo se levanta cuidando que la punta siempre esté sumergida entre 1 y 1.5 m. Este último requerimiento deberá ser controlado vigilando la velocidad a la cual el concreto fresco puede ser suministrado.

Una vez que inicia la colocación, el proceso de verificación debe ser continuo del nivel de concreto alrededor del tubo y en los extremos del panel. El tapón inicial eventualmente es recuperado gracias a su flotación. El concreto no deberá descender demasiado rápido en la tubería ya que el desalojamiento de lodo fuera de la punta erosionará el fondo o desplazará el acero de refuerzo.

El colado deberá realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto. El concreto debe ser suficientemente fluido para que sin necesidad de vibrarlo penetre y se distribuya uniformemente por todo el tablero. La boca de descarga de la trompa de colado no debe quedar nunca ahogada a menos de 1.5 m en el concreto que se esté colando. Para ayudar al concreto a fluir al principio, puede desplazarse la trompa verticalmente hacia arriba y a hacia abajo vigilando que permanezca siempre suficientemente ahogada en el concreto. Si el concreto cumple con las especificaciones debe desplazar al lodo por la diferencia de densidades, prácticamente sin necesidad de mover la tubería.

El proceso de llenado de la zanja con concreto es de abajo hacia arriba y por ello en la parte superior se encuentra la capa de contacto entre el lodo y concreto, la cual puede ser de unos centímetros a un par de decímetros, le subyace el concreto no contaminado o sano. El concreto alterado debe rebosar en la superficie y se debe retirar para deshacerse de la parte contaminada que pudiera haberse formado. El acero debe estar dentro de concreto sano y aún así parte de él debe ser demolido para la consecución de la construcción. Es conveniente precisar que el curado de los muros Milán suele ser perfecto y estar exento de contracción por secado por el ambiente húmedo en que se encuentra. Una vez concluido el colado se debe lavar cuidadosamente el tubo tremie y en caso necesario cambiar los sellos de hule.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





4.3 PILAS DE CIMENTACIÓN

Durante la construcción de las pilas se llevará un registro con todos los detalles relevantes de la obra.

- ❖ **Perforación.** Para la perforación de las pilas se requerirá colocar un brocal de 2.0 m de longitud para evitar socavación de la superficie durante la excavación. La perforación para las pilas podrá efectuarse empleando bote y/o broca helicoidal, manteniendo estables las paredes mediante lodo bentonítico, con una viscosidad Marsh de 40 seg o polímero. Este lodo sustituirá progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel muy cerca al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes. En la preparación del lodo bentonítico se seguirán las indicaciones establecidas en el apartado respectivo al capítulo de muro Milán.

Se requerirá de un ademe perdible tipo espirotubo que impida el fracturamiento hidráulico de la serie arcillosa superior provocado por la presión que ejercerá el concreto fluido sobre las paredes de la perforación y que se instalará hasta una profundidad del orden de 22.0 m.

Al alcanzarse el nivel de desplante de las pilas deberá verificarse mediante la clasificación del material excavado, que éste corresponda al recomendado para el apoyo de las pilas. Se realizará la limpieza del fondo de la perforación retirando el azolve con el bote o air lift.

- ❖ **Acero de refuerzo.** Una vez terminada la perforación, se colocará el acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar un recubrimiento libre mínimo de 7 cm, entre paños de estribos y perforación. Para el manejo del acero que se colocará en el interior de la pila, debe colocarse refuerzo adicional para formar "armaduras" que permitan su manipulación y traslado una vez armado, sin que se presenten deformaciones, movimientos o desplazamientos del acero longitudinal o transversal.

Para el corte y armado del acero de refuerzo debe planearse su "secuencia de utilización" con objeto de que además de procurar que los empalmes o traslapes no queden en la misma sección transversal, de acuerdo con los reglamentos respectivos, se logre un aprovechamiento más racional del mismo.

Para permitir un adecuado colado de la punta de la pila no se realizarán ganchos o dobleces en el acero de refuerzo longitudinal que se ubicará en la punta.

COLOCACIÓN DEL CONCRETO

El concreto para el colado de las pilas deberá tener un revenimiento mínimo de 20 cm; se utilizará tubo tremie hermético y el colado se realizará con un balón deslizante,



manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de 3.0 m. El suministro de concreto deberá permitir un colado continuo sin interrupciones; deberá terminarse el colado de toda la pila antes de que el concreto presente su fraguado inicial. El tiempo máximo para iniciar el colado de una pila, una vez concluida la perforación, no excederá de 4 horas; de lo contrario volverá a limpiarse la perforación sustituyendo el lodo bentonítico.

El procedimiento de colocación del concreto con tubo tremie se apegará a lo indicado en el apartado correspondiente a colado del capítulo de muro Milán. Una vez concluido el colado de la pila, el resto de la perforación se rellenará de grava con lechada de cemento o suelo cemento fluido para una resistencia del orden de los 7 kg/cm² que es similar a la que presenta la arcilla en el sitio.

Con el propósito de verificar la calidad, durante el colado de las primeras pilas se deberán efectuar pruebas de integridad física. Esta prueba se basa en la propagación y reflexión de una onda en un medio heterogéneo, y permite verificar las dimensiones y homogeneidad en toda su longitud.



4.4 BOMBEO

La perforación para los pozos será de 25 cm de diámetro, se perforará con máquina rotaria, equipada con una broca de aletas, inyectando agua como fluido de perforación. Una vez alcanzada la profundidad especificada, se lavará el pozo hasta comprobar que el agua de retorno salga limpia (de lodo o arena). En la perforación terminada y lavada se colocará el ademe ranurado en toda su longitud, formado por un tubo de PVC de 10 cm de diámetro interior, con ranuras de 1 mm espaciadas 10 mm entre sí. El espacio entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm en toda la longitud del pozo.

Dentro del ademe se instalarán la punta eyectora o bombas sumergibles de pequeño diámetro con electro nivel, a una elevación de 0.50 m sobre el fondo de la perforación, sobre una cama de material filtrante; se estima un gasto por punta eyectora del orden de 0.3 l/s. A la punta eyectora se conectará una tubería de inyección de 3/4 de pulgada de diámetro y una tubería de descarga o retorno de 1 pulgada de diámetro; las cuales se unirán al sistema general de circulación de agua, formado por tuberías galvanizadas y conectadas a un cárcamo regulador, que también funcionará como sedimentador; este tanque tendrá una salida por donde se eliminará el agua excedente del ciclo de inyección y retorno. La circulación del agua se realizará con bombas centrífugas eléctricas.

El nivel dinámico de los pozos deberá permitir un abatimiento de 2.0 m por debajo del nivel máximo de excavación, para lo cual se realizarán pruebas de bombeo en los primeros pozos, mismas que se controlarán mediante la instalación de tubos de observación. La prueba consistirá en hacer funcionar un conjunto de cuatro pozos de bombeo en cuyo centro se tenga un tubo de observación; se llevará un registro del abatimiento alcanzado dentro del tubo en el tiempo, así como del gasto de bombeo.

Durante el proceso de excavación será conveniente ir recortando el tubo ademe de los pozos de bombeo, para lo cual se recomienda que a partir de la salida de las tuberías del pozo se empleen mangueras flexibles reforzadas que faciliten su movimiento de acuerdo con las necesidades de los trabajos de excavación.

Para la operación eficiente de los sistemas de bombeo, es necesario que se cuente con un tablero para la instalación eléctrica de las bombas que incluya interruptores, arrancadores, estaciones de botones, ductos y conexiones.

El sistema de bombeo deberá iniciar su funcionamiento dos semanas antes del comienzo de la excavación y se suspenderá cuando se tenga colada la losa tapa del sótano. Una vez que se suspenda el bombeo se procederá a recortar el ademe de PVC y se rellenará el pozo con una mezcla de bentonita cemento y se sellará la losa de fondo en el punto del pozo con concreto adicionado con un expansor de volumen.



El tubo de observación consiste en un ducto vertical instalado dentro de una perforación previa que se profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel de abatimiento previsto; su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial entre al tubo.

El tubo que se usará será de PVC de una pulgada de diámetro con ranuras horizontales de 1 mm de espesor en un tramo de longitud de 1.5 m; para evitar que el suelo penetre al interior del tubo se protege con un filtro geotextil o una malla tipo mosquitero.

Para la instalación se requiere una perforación de 7.5 cm de diámetro que se realiza con una broca de aletas y como fluido de perforación se emplea únicamente agua. Una vez terminada la perforación se introduce el tubo de observación protegido con una funda de polietileno cuya función es evitar que el filtro se contamine por la maniobra; cuando el tubo está apoyado en el fondo de la perforación se levanta la protección. A continuación se rellena la perforación en su parte inferior con arena media y el último metro con bentonita. El nivel del agua dentro del tubo se determina con ayuda de una sonda eléctrica integrada por un cable dúplex flexible y un medidor de resistencia o voltímetro.



4.5 PROGRAMA DE OBRA DE LA CIMENTACIÓN

Se consideró como fecha de inicio de la construcción de la cimentación del Proyecto Reforma 27 el día 12 de Enero de 2009 y la fecha de entrega el día 17 de Julio de 2009.

De acuerdo a tiempos y eficiencias de construcción consultadas a supervisores y dueños, se obtuvo que la construcción de la cimentación se construirá dentro de un plazo no mayor a 7 meses, como lo indica la siguiente figura:

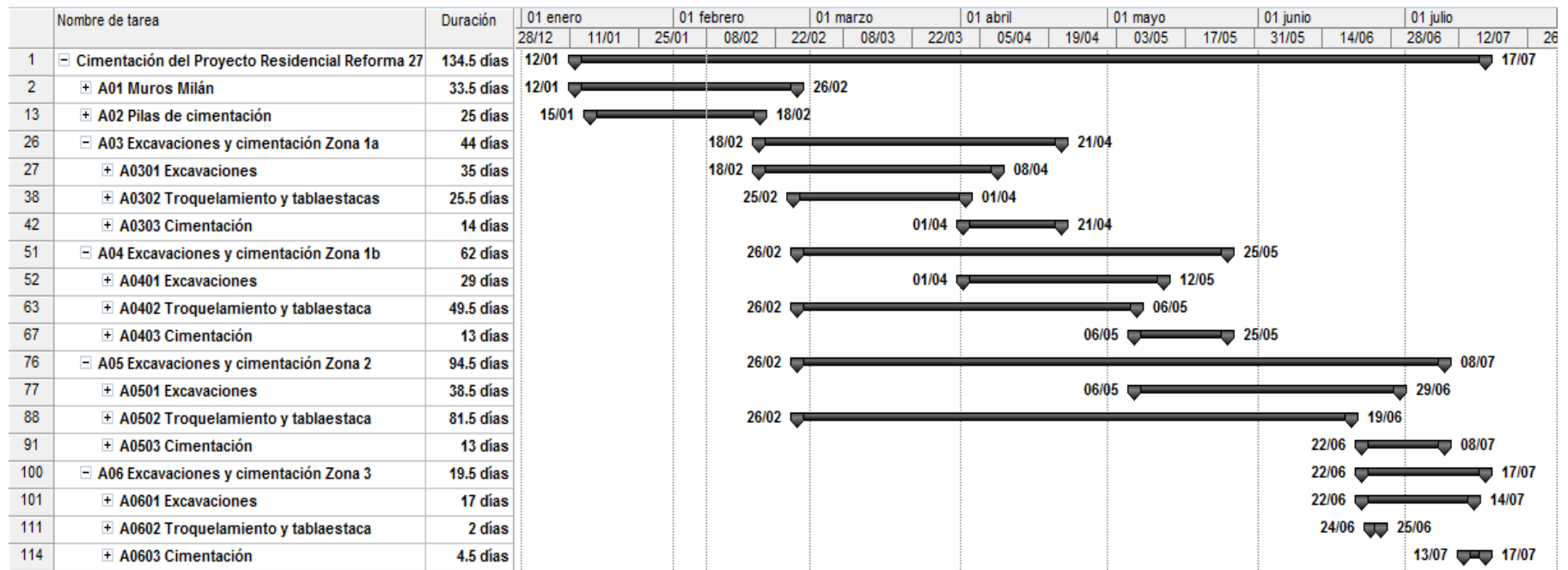


Fig. Resumen de Programa de obra para la Cimentación del Proyecto Reforma 27.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





CONCLUSIÓN

Comentarios finales

- 1) Se recomienda que los futuros proyectos de edificación como el de Reforma 27, tengan información documental de las estructuras que se construyeron anteriormente, con el objeto de estimar de manera rápida las propiedades del suelo que se modificaron con esta construcción y poder realizar los análisis correspondientes que permitan obtener las propiedades mecánicas del suelo, tomando en cuenta el proyecto actual.
- 2) El subsuelo de la Ciudad de México tiene propiedades únicas, tal es el caso del contenido de agua que es mayor a 400%, el índice de plasticidad que excede 300% y el índice de compresión C_c puede llegar a un valor de 10, cuando en la mayoría de los suelos es menor a 1. Lo anterior, ubica a los sedimentos lacustres de la Ciudad de México como altamente



compresibles, lo que ha dado lugar a problemas de cimentación para la construcción de edificios elevados y de gran peso en la Ciudad de México, por lo tanto, son de suma importancia los estudios previos del subsuelo, conjugados con un buen cálculo estructural, una planeación para el procedimiento constructivo y con la misma importancia que las anteriores, la ética profesional del grupo de ingenieros encargados del desarrollo del proyecto.

- 3) Los sedimentos lacustres de origen volcánico de la Ciudad de México presentan propiedades índices y mecánicas singulares, que no se ajustan a los patrones de comportamiento de la mayoría de los suelos en otras ciudades. Su comportamiento mecánico, estático y dinámico es complejo y a la fecha aún presenta desafíos de interpretación para la ingeniería, no obstante, que hoy día, la experiencia y los avances tecnológicos en técnicas y equipos de construcción son las herramientas que nos permiten enfrentar estos retos para poder utilizar al máximo los espacios disponibles o áreas del proyecto; por consecuencia, los avances tecnológicos deben seguir avanzando de manera paralela al desarrollo de la ingeniería, y no esperar un desastre natural para poder canalizar recursos a la investigación de sus causas.
- 4) Debido a que el edificio tenderá a emerger es necesario que todas las conexiones de los servicios se realicen con tuberías flexibles y de igual manera deberá contemplarse una solución arquitectónica que tome en cuenta esta emersión en todos los accesos durante la vida útil del edificio.
- 5) Durante la construcción deberá contarse con una supervisión técnica constante que garantice la seguridad de la obra y el cumplimiento de los criterios de diseño geotécnicos adoptados.
- 6) Otra parte importante en el desarrollo de proyectos, y no sólo me refiero a los de edificación, si no a todos aquellos en los que participan los ingenieros civiles, es la ética profesional, la cual desde mi punto de vista establece que los proyectos utilicen materiales especificados en el proyecto, así como procedimientos constructivos adecuados.
- 7) La cimentación de un edificio es la única estructura, que una vez terminado el proyecto, resulta difícil observar su comportamiento y verificar los materiales con los cuales se realizó, en este sentido resulta difícil que como cliente o como usuario de estos departamentos se puedan estimar los vicios ocultos de un proyecto, lo que ocasiona que siempre exista un riesgo asociado a la compra de un inmueble de éste tipo.



8) El código de ética que las empresas del sector de la industria de la construcción deben contemplar:

- Evitar compromisos cuando se sabe de antemano la imposibilidad de su capacidad técnica y económica para realizar proyectos a tiempo.
- Cumplir con las acciones de mitigación ambiental establecidas en los Estudios de Impacto Ambiental aprobados.
- Pago del 100% de los salarios, prestaciones e insumos a tiempo.
- Profesionalizar a los colaboradores y orientarlos a aumentar la productividad y la calidad.
- Promover un trato digno a los colaboradores, permitiendo un diálogo de doble vía.
- Denunciar todo acto de corrupción en la ejecución de proyectos, como por ejemplo, trámite de licencias, uso de suelo, materiales, entre otros y presentar las evidencias.

En México se tiene la capacidad para crear, construir, planear e innovar sobre las especialidades de la ingeniería, uno de las más importantes y que debe cuidarse es la de las cimentaciones, por la importancia que representa en todo proyecto, por otra parte es recomendable que como profesionistas y como ingenieros trabajemos en conjunto para contribuir al desarrollo y crecimiento de México, aprovechando al máximo sus recursos y previéndolos para las generaciones posteriores y poniendo en alto la formación obtenida en nuestra Máxima Casa de Estudios.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.



ANEXOS



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.



FOTOGRAFÍAS E IMÁGENES:



Foto 1. Litografía del año 1856.



Foto 2. Fotografía del año 1880.



Foto 3. Año 1900.



Foto 4. Año de 1900.



Foto 5. Año de 1936.



Foto 6. Año de 1945.



Foto 7. Año de 1950.



Foto 8. Año de 1985.



Foto 9. Año de 1987.



Foto 10. Año 2001.

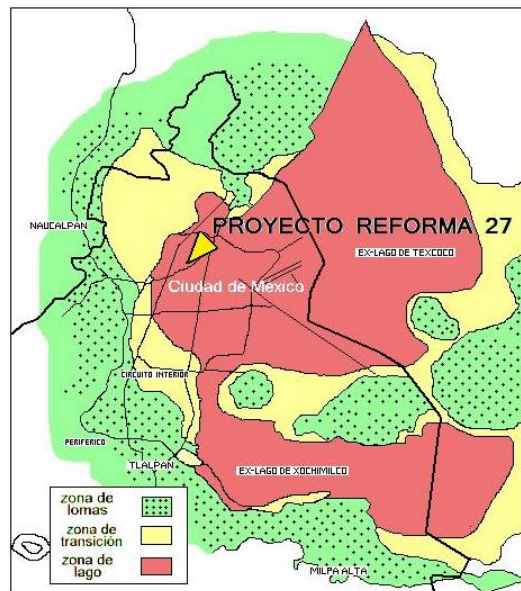
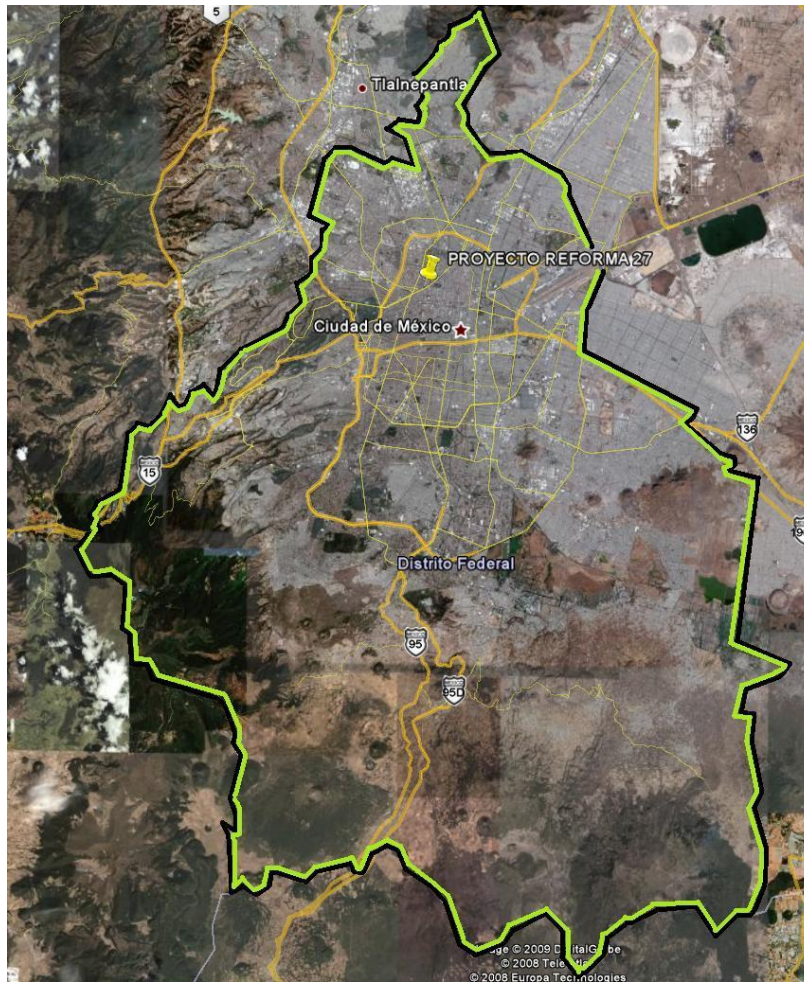
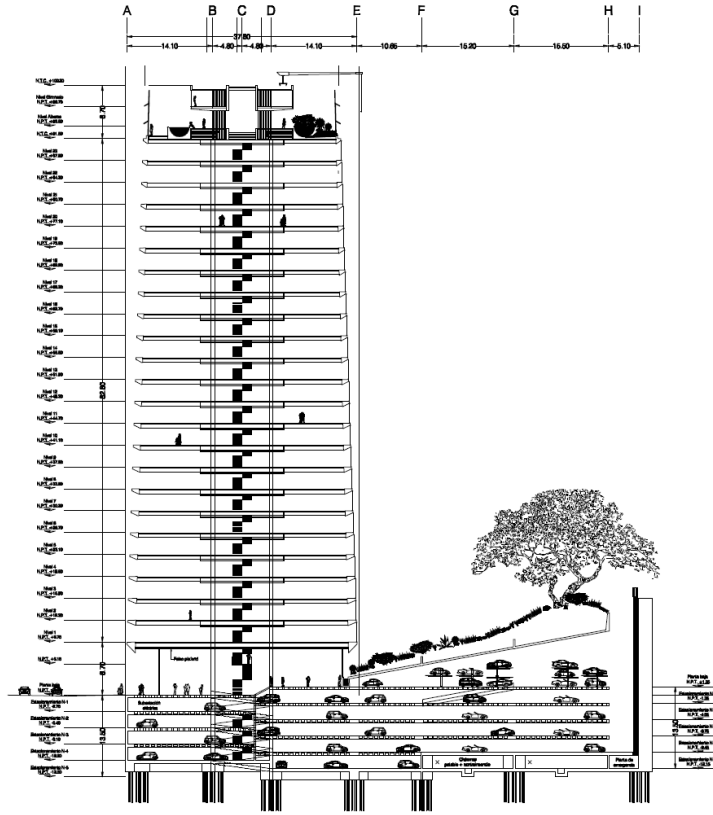
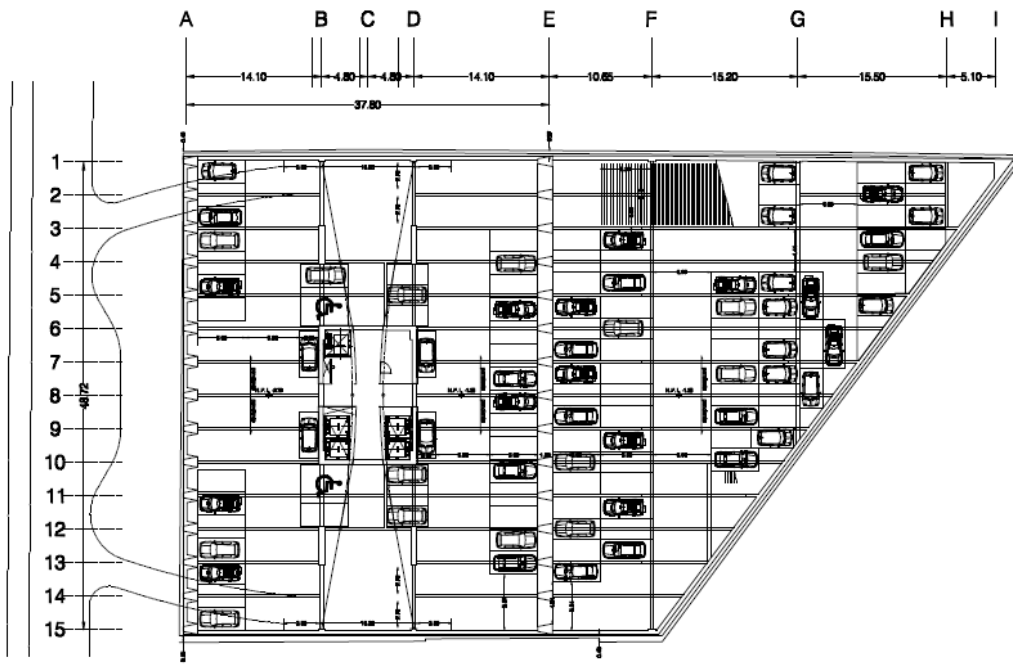


Fig. 1 Ubicación del predio



CORTE LONGITUDINAL



PLANTA



Fig. 2 Proyecto arquitectónico Ref. 1

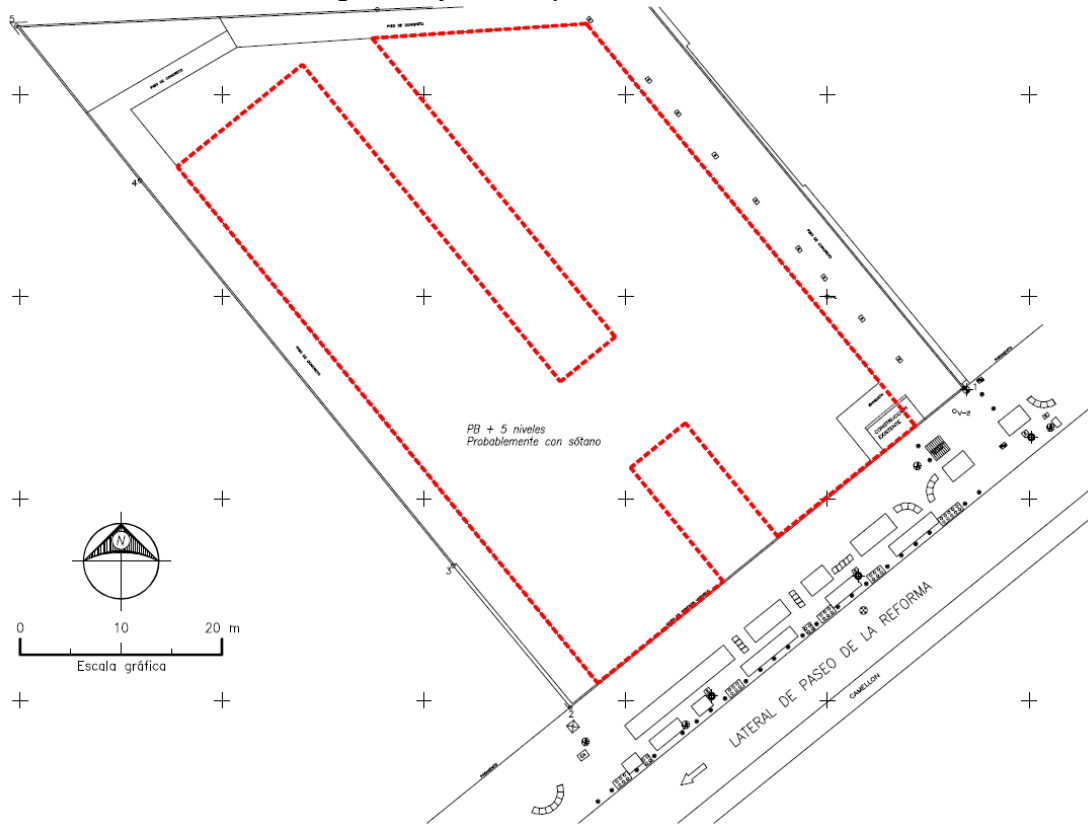


Fig. 3 Trazo del edificio construido entre 1936 y 1945.

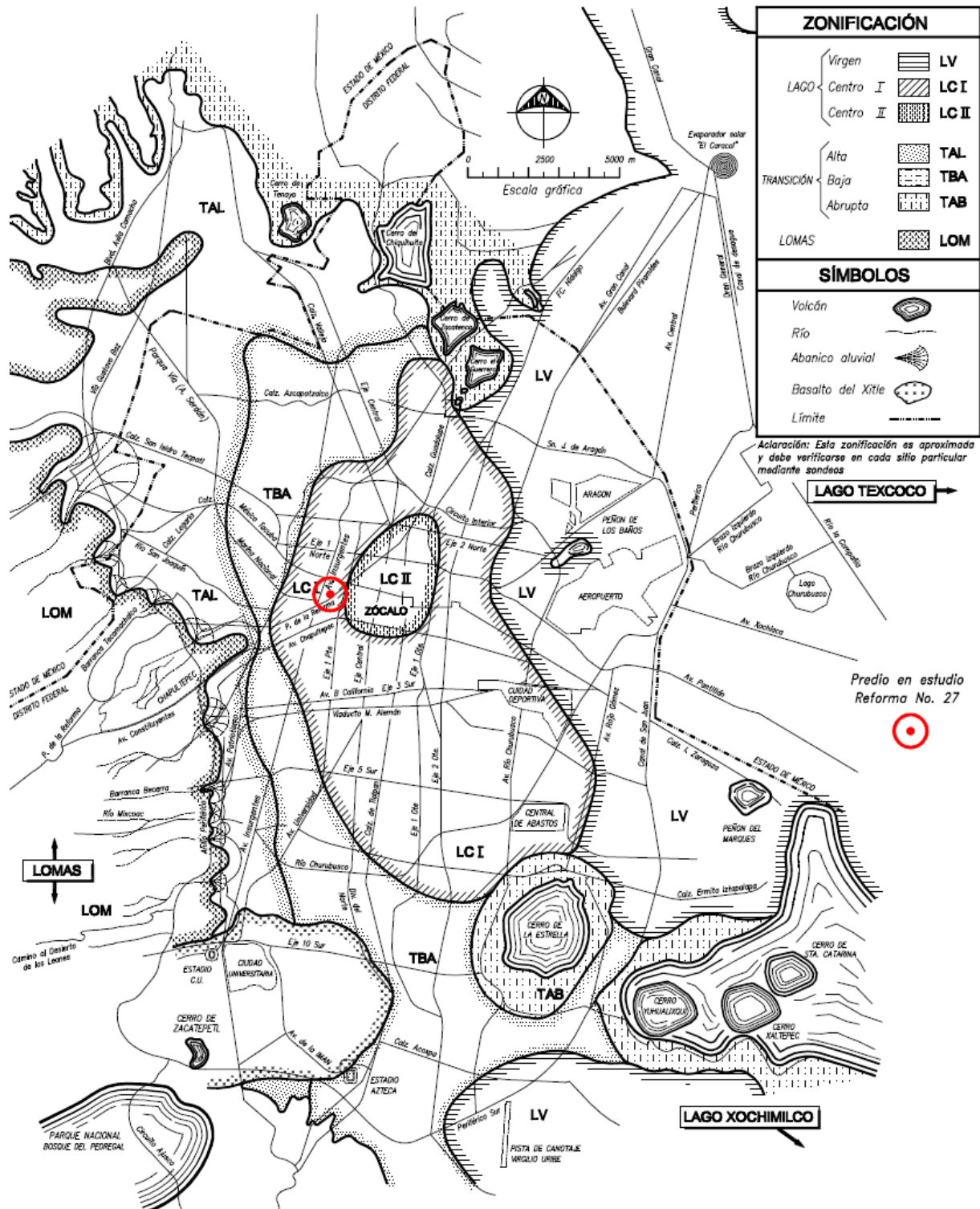


Fig. 4 Ubicación geotécnica del Proyecto Reforma 27.

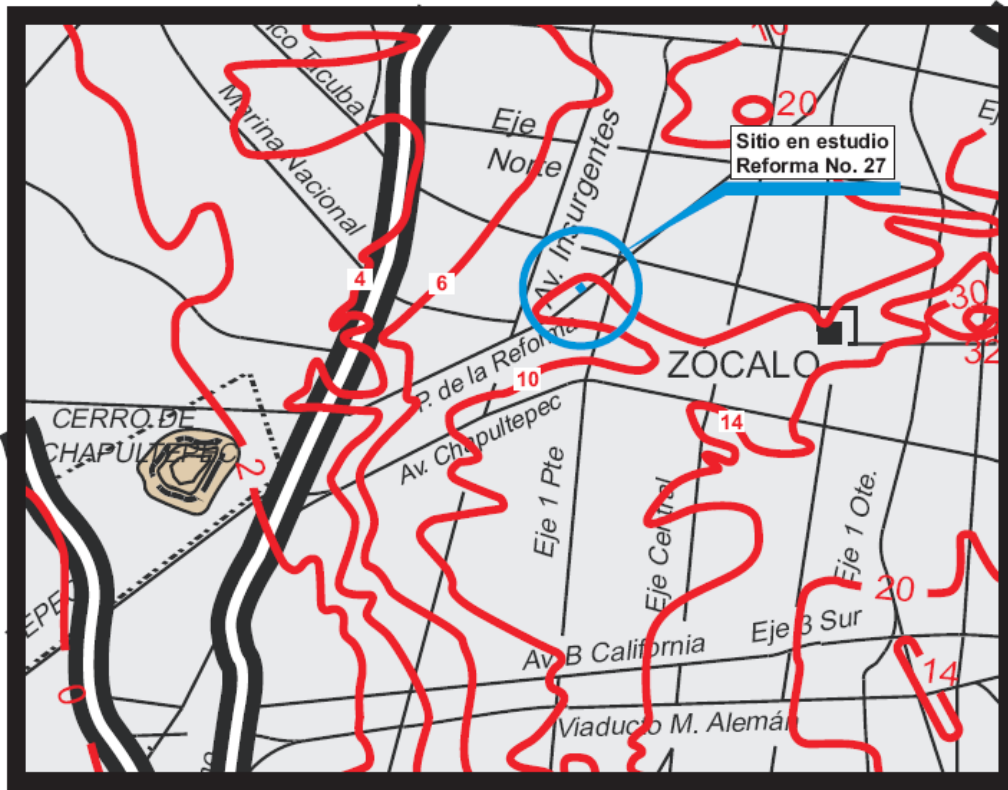


Fig. 5 Hundimiento regional (1985 – 1995).

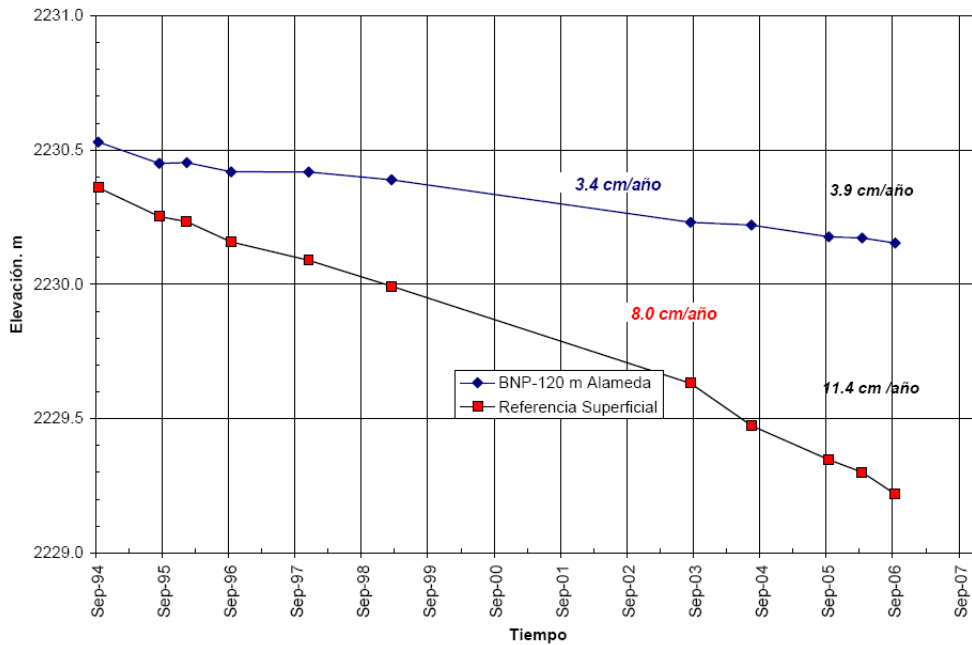


Fig. 6 Asentamiento del banco de nivel profundo instalado en la Alameda Central respecto a Atzacolco.

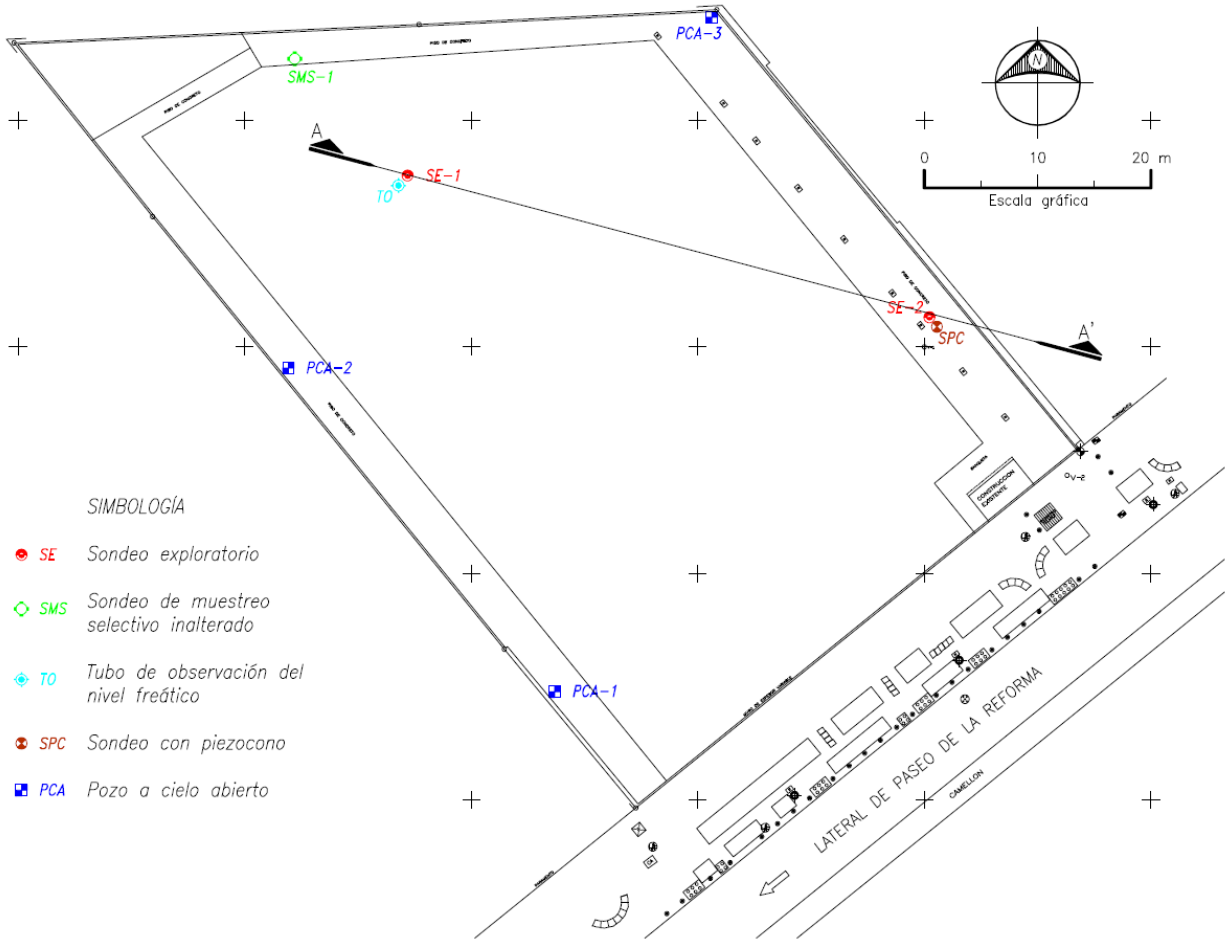


Fig. 7 Ubicación de sondeos geotécnicos.

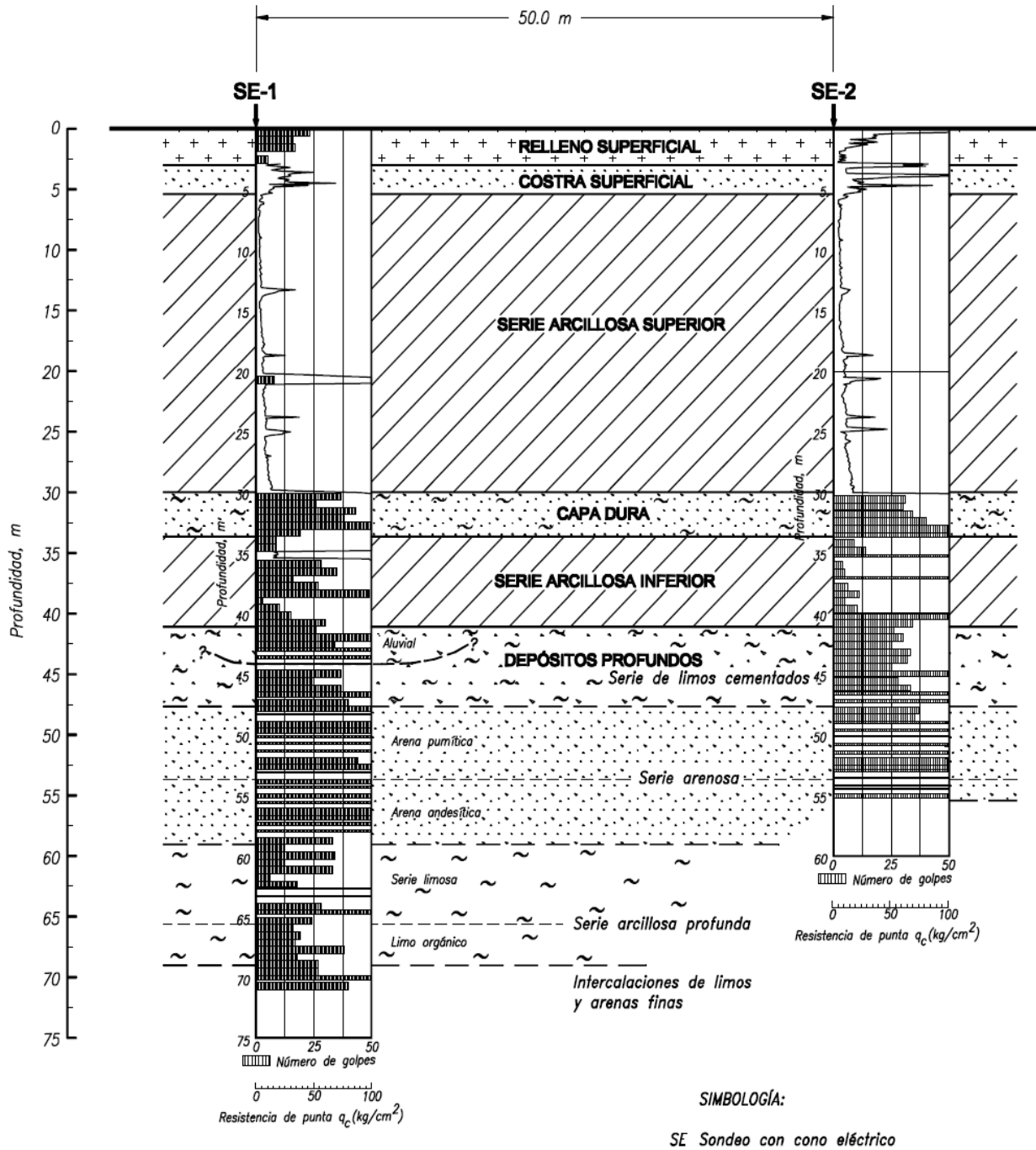


Fig. 8 Corte estratigráfico A- A'.

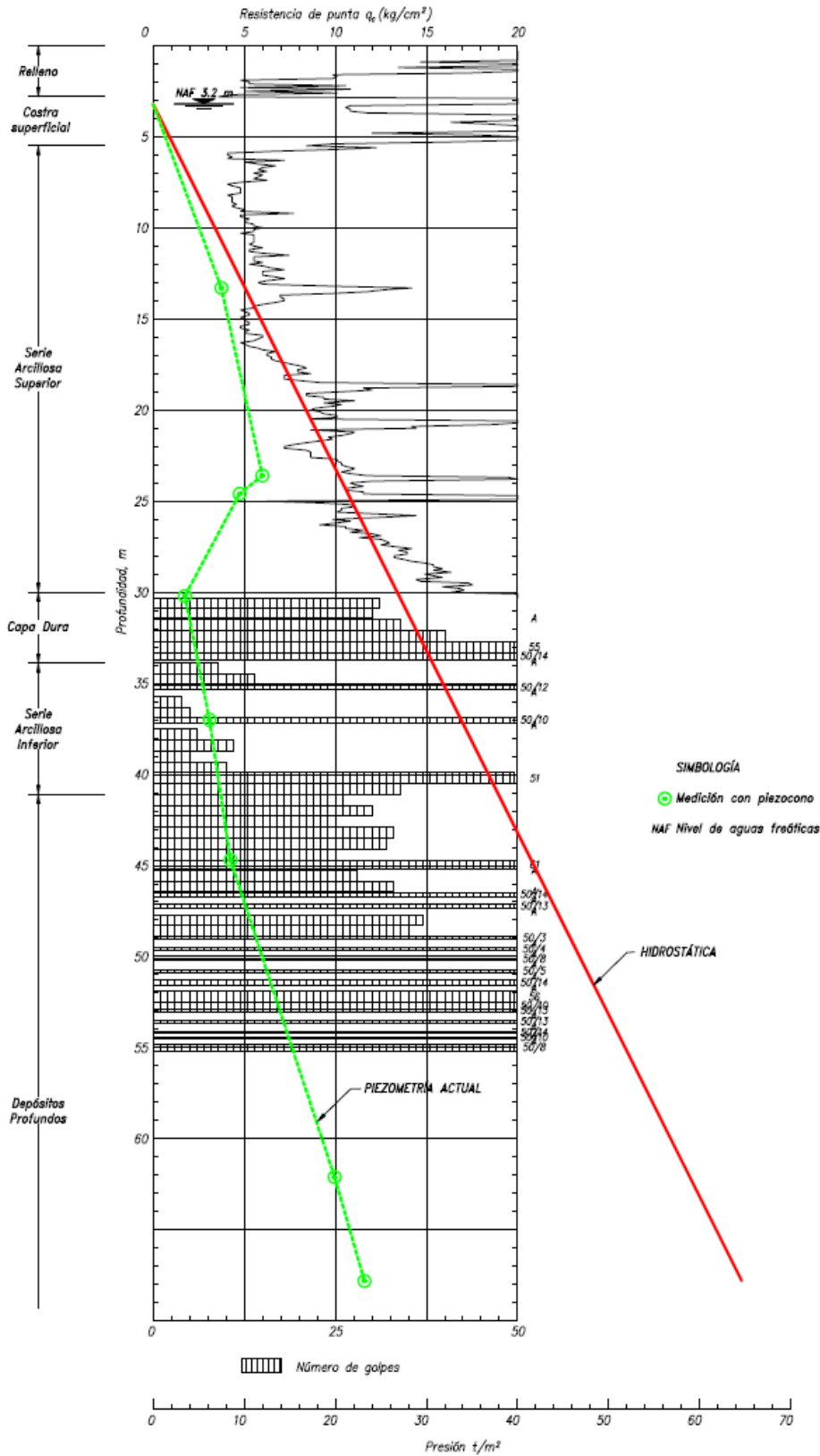


Fig. 9 SE – 2 Condiciones piezométricas en el sitio.

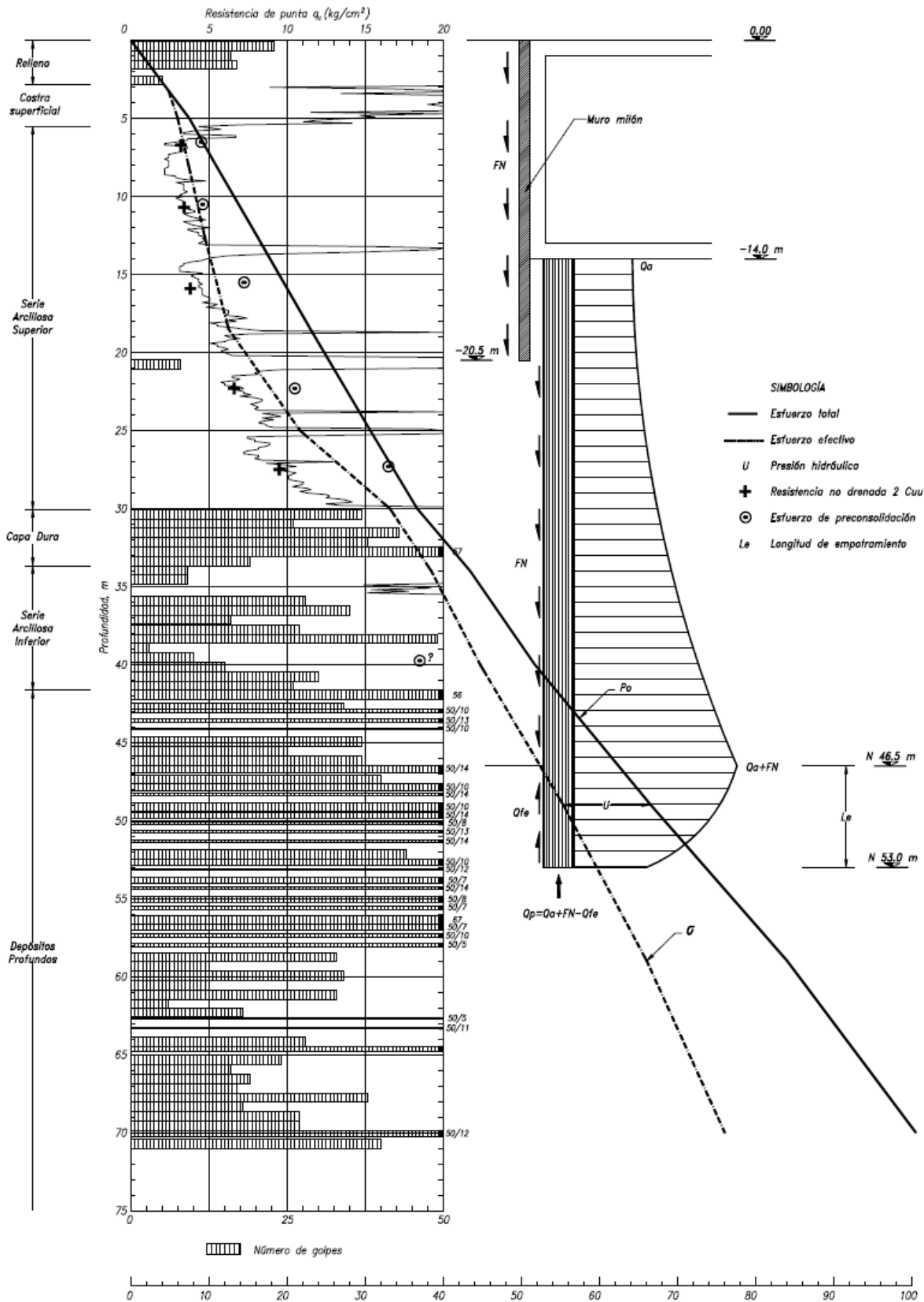


Fig. 10 SE -1 Condiciones geotécnicas de diseño.

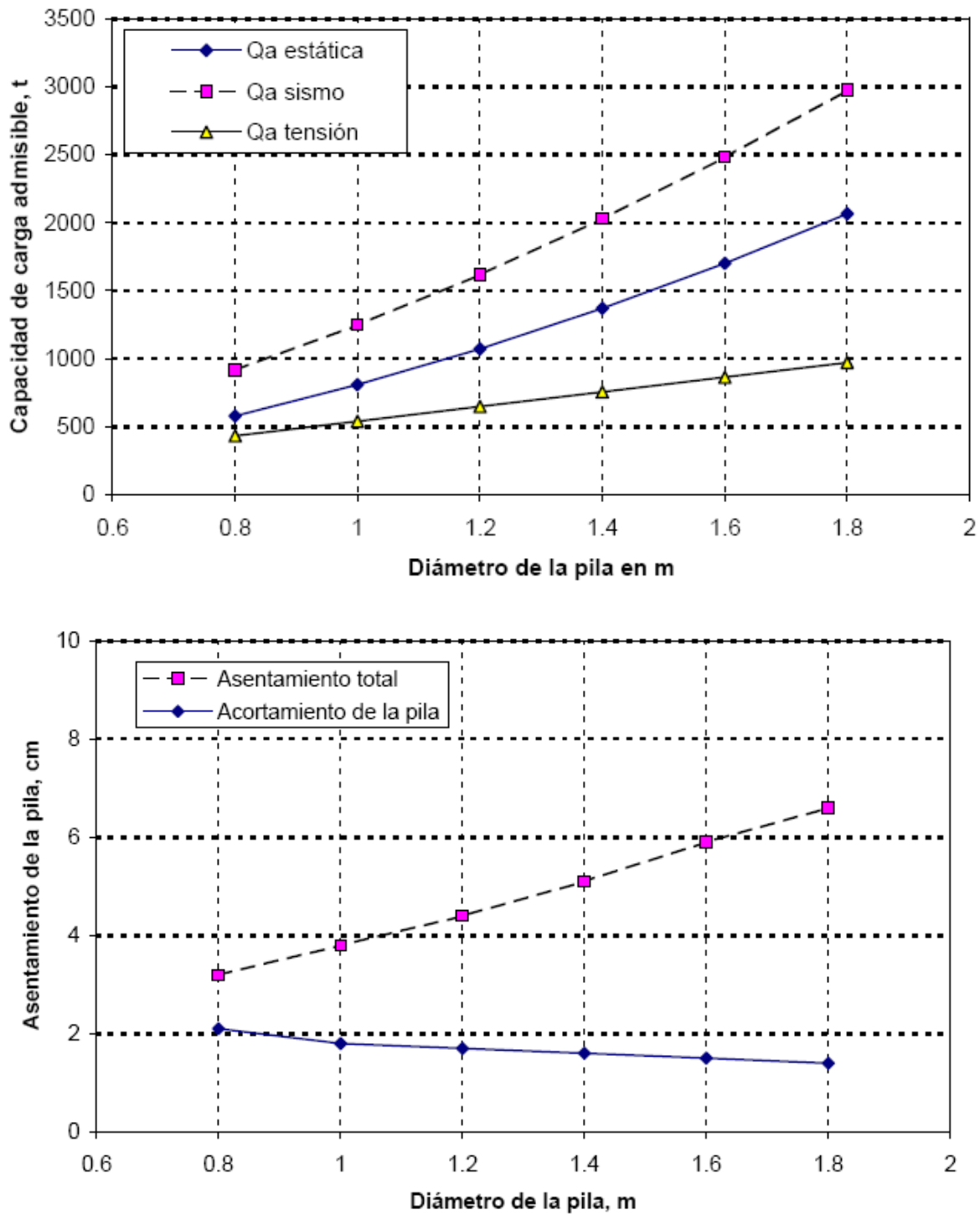


Fig. 11 Carga admisible y asentamiento para diferentes diámetros

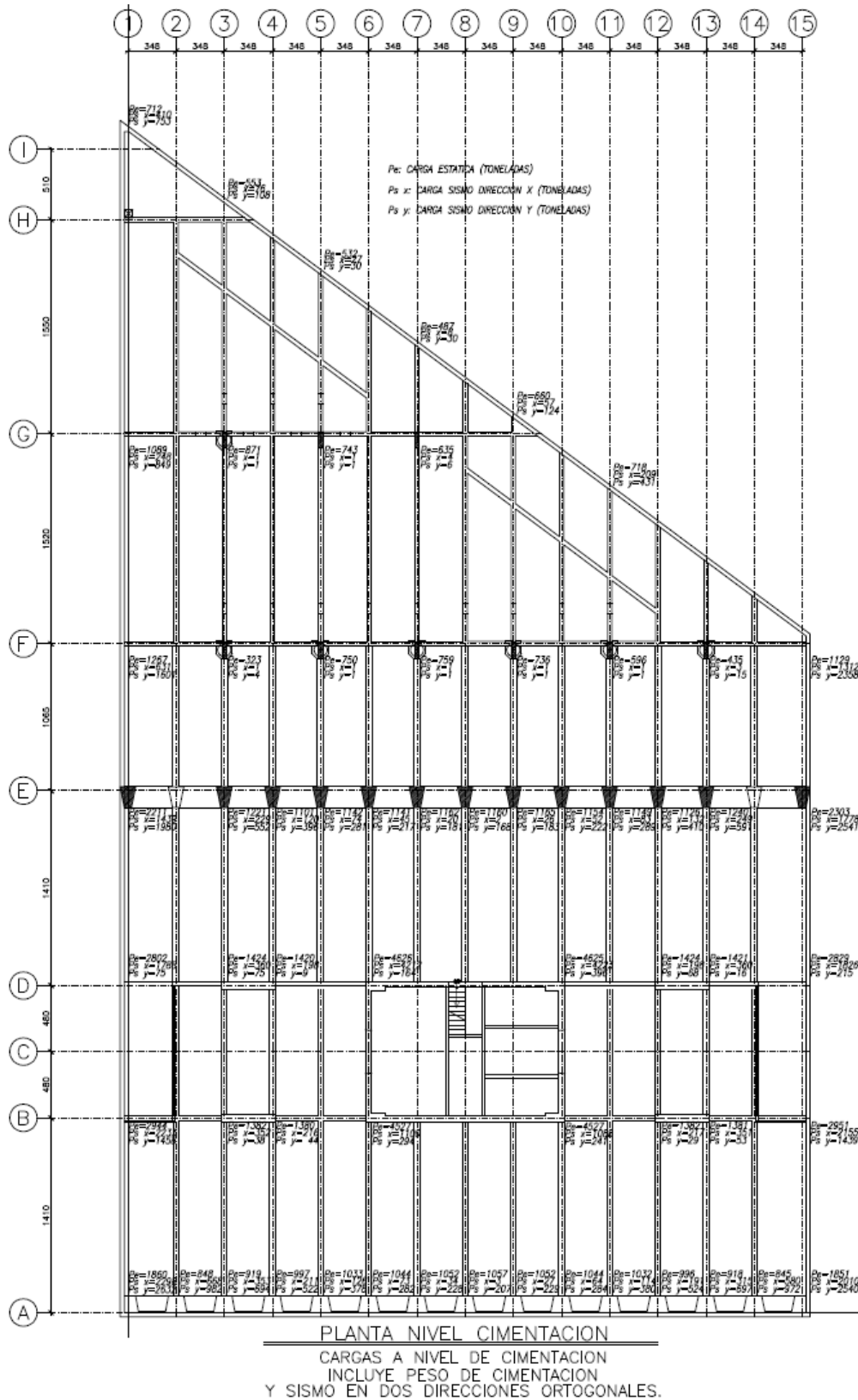


Fig. 12 a Cargas a nivel de cimentación para Q = 2.

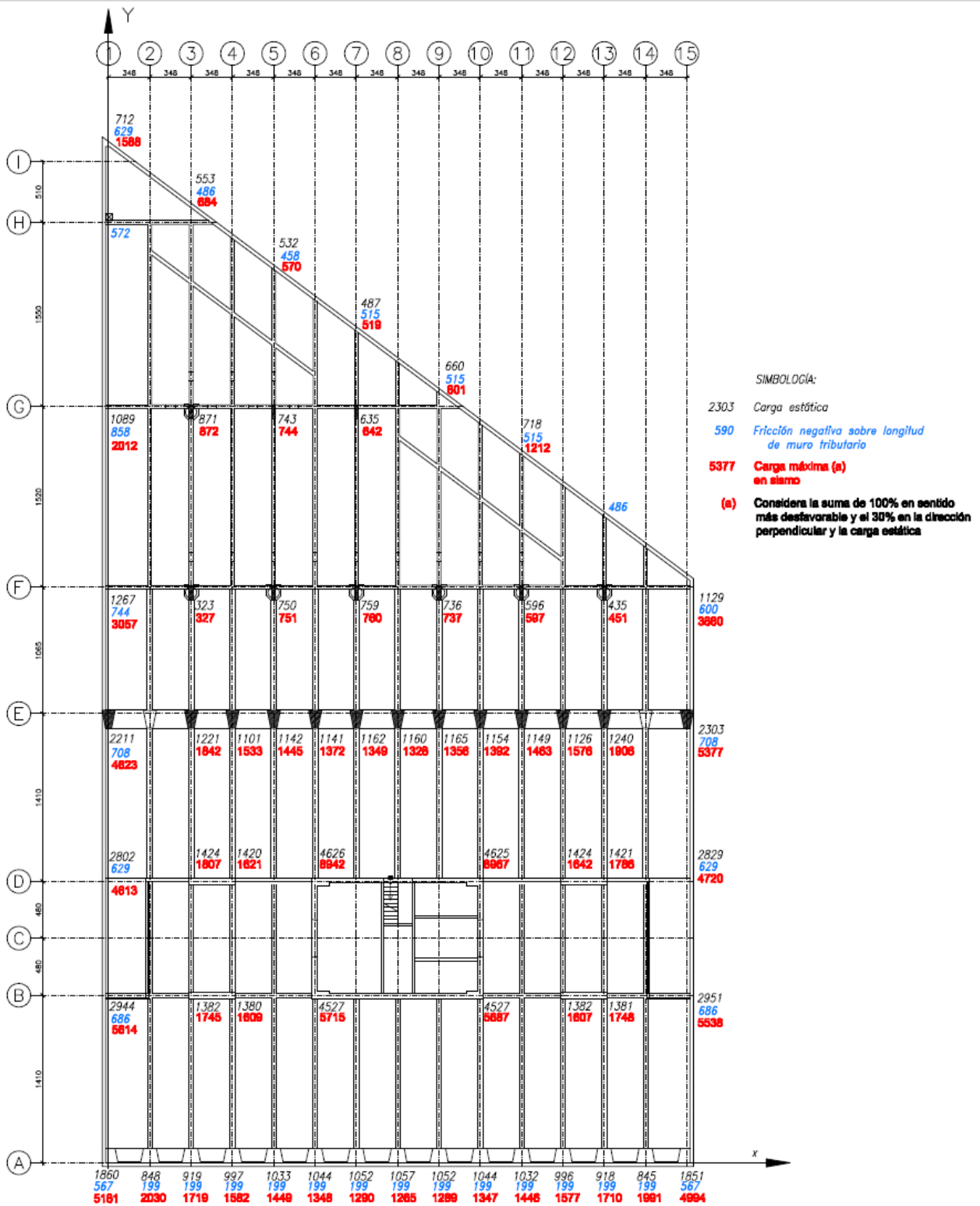


Fig. 12 b Cargas a nivel de cimentación para Q = 2, datos proporcionados por DYS.

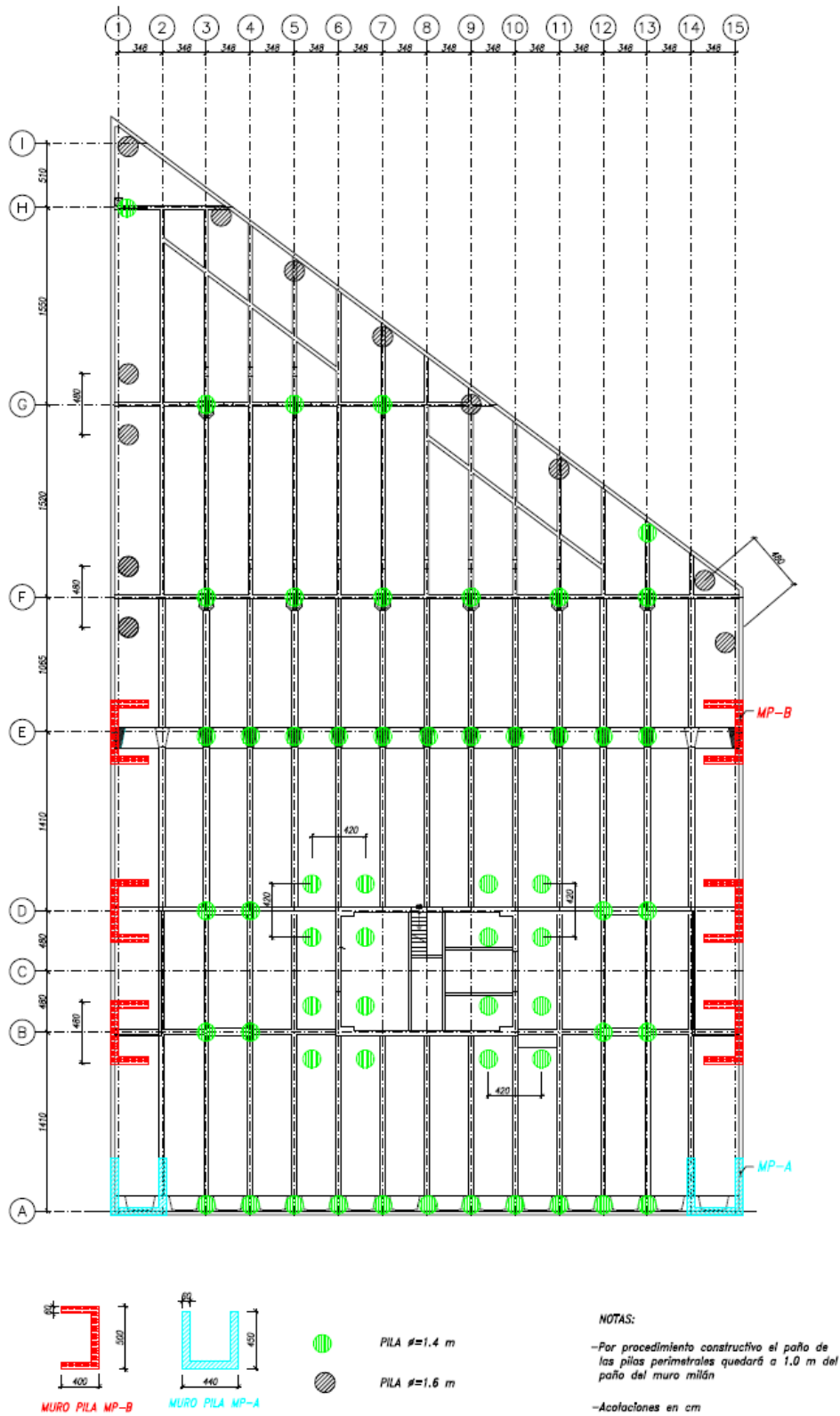


Fig. 13 a Distribución de pilas.

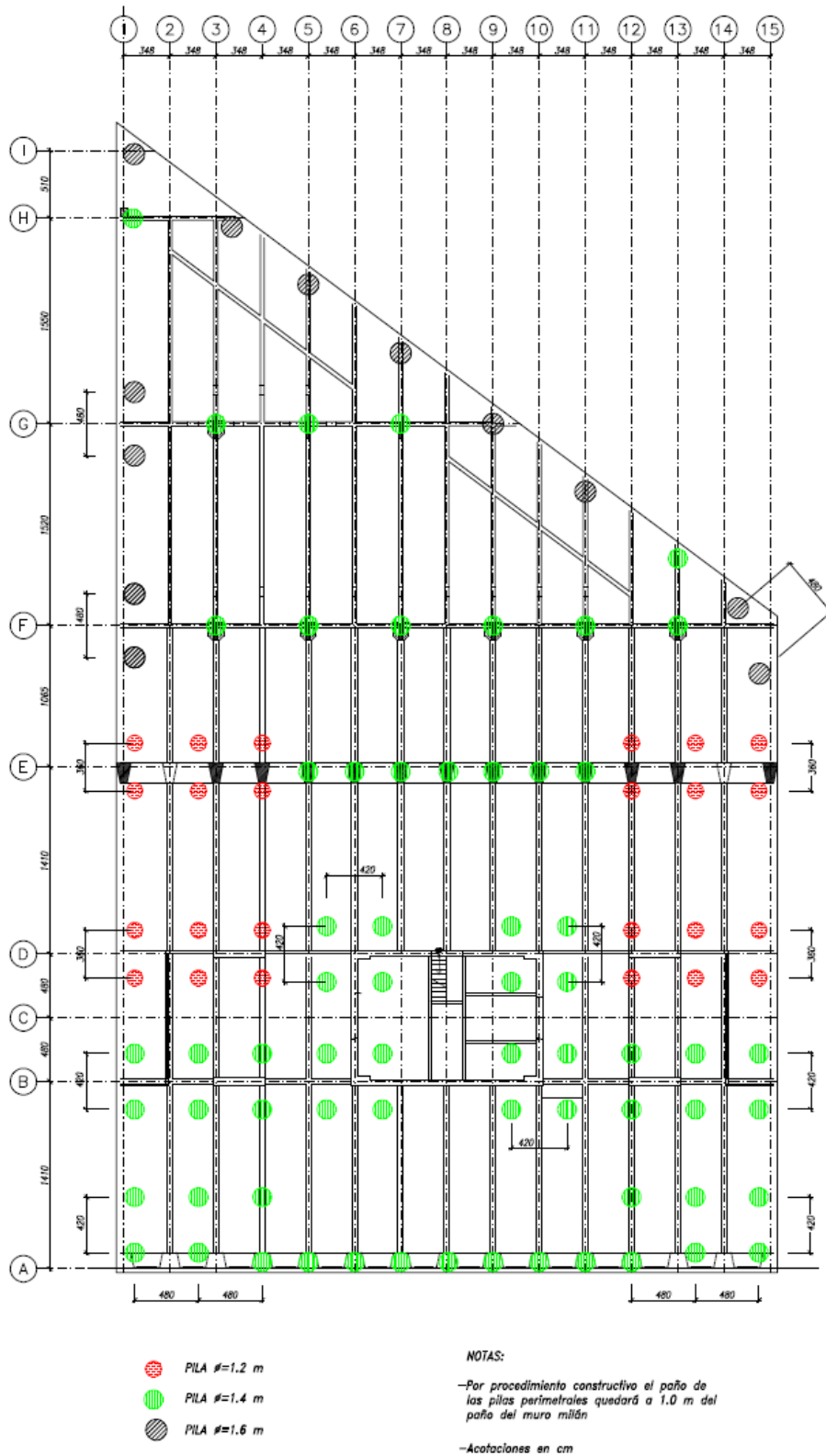


Fig. 13 b Distribución de pilas.

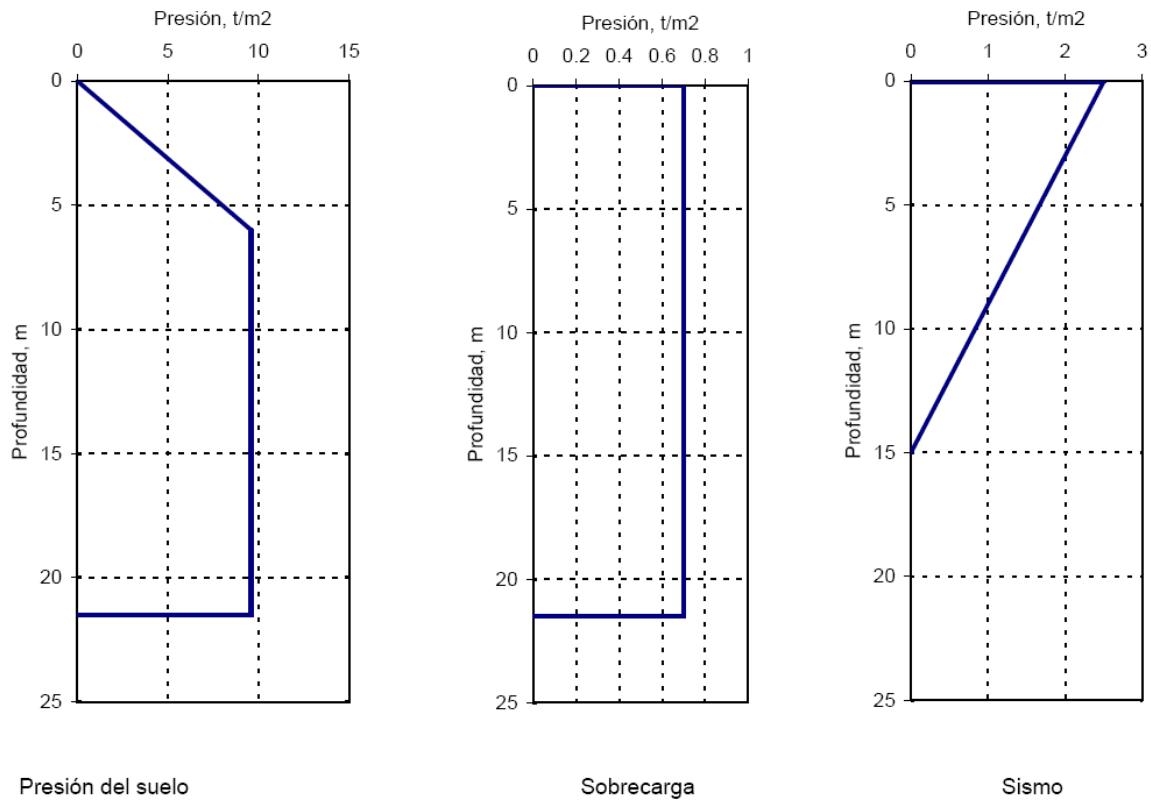


Fig. 14 Presiones sobre muro Milán a corto plazo (durante la construcción).

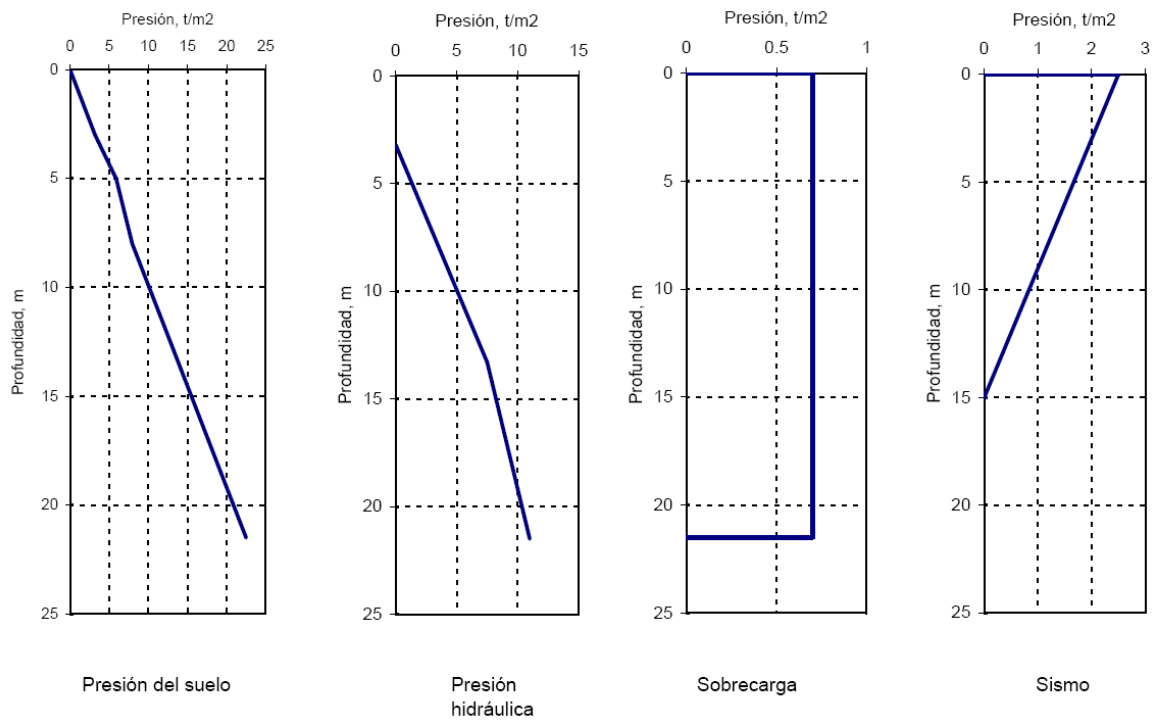


Fig. 15 Presiones sobre muro Milán a largo plazo.

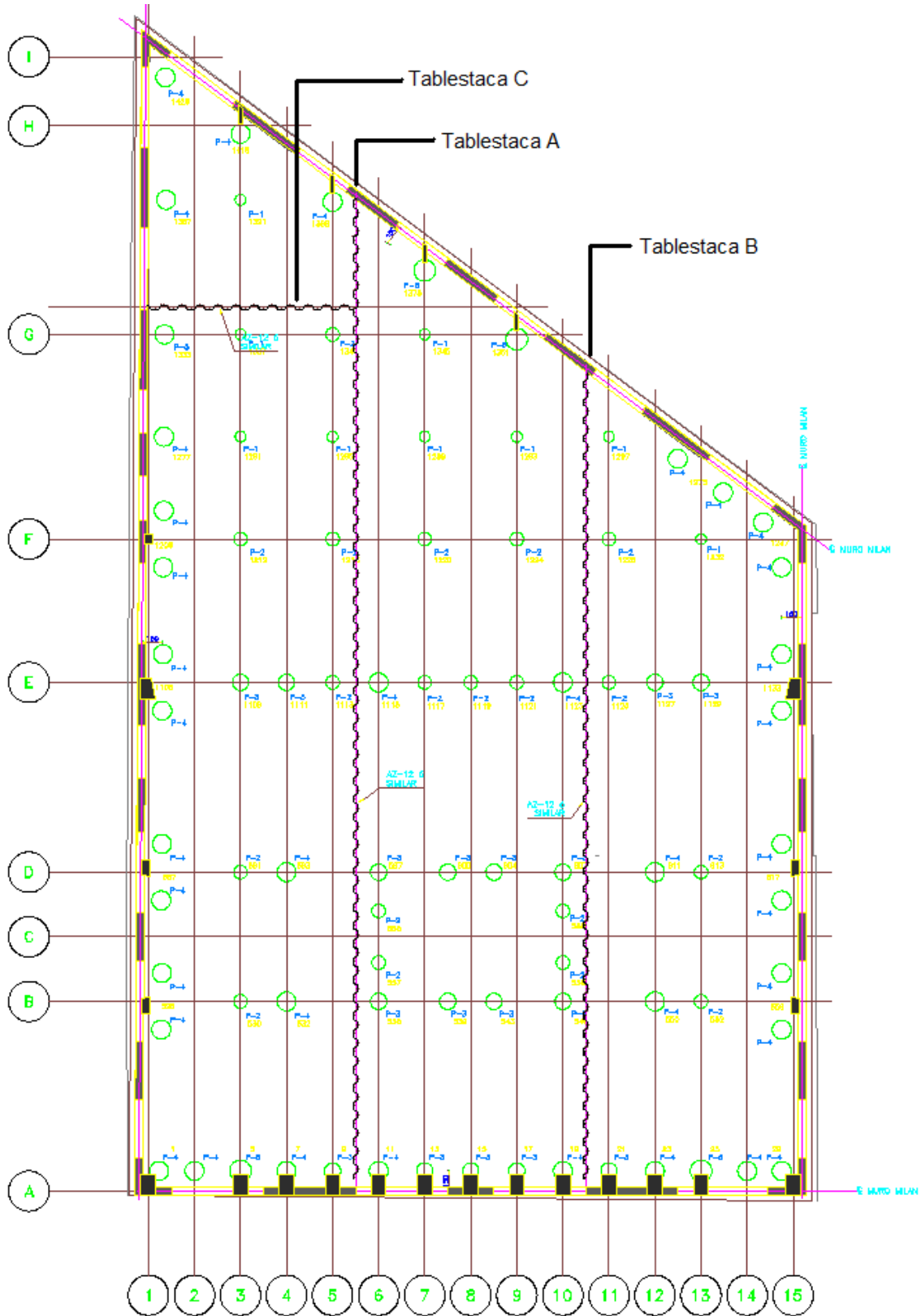


Fig. 16 a Procedimiento constructivo 3 tablestacas auxiliares.

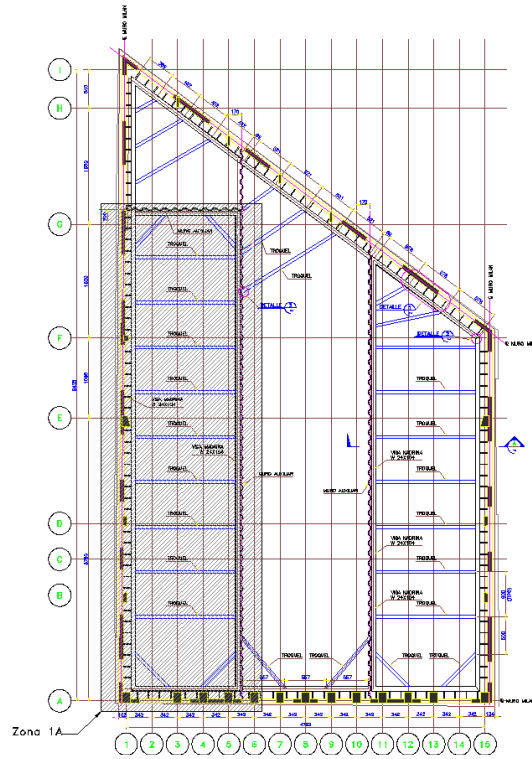


Fig. 16 b Procedimiento constructivo Etapa 1a.

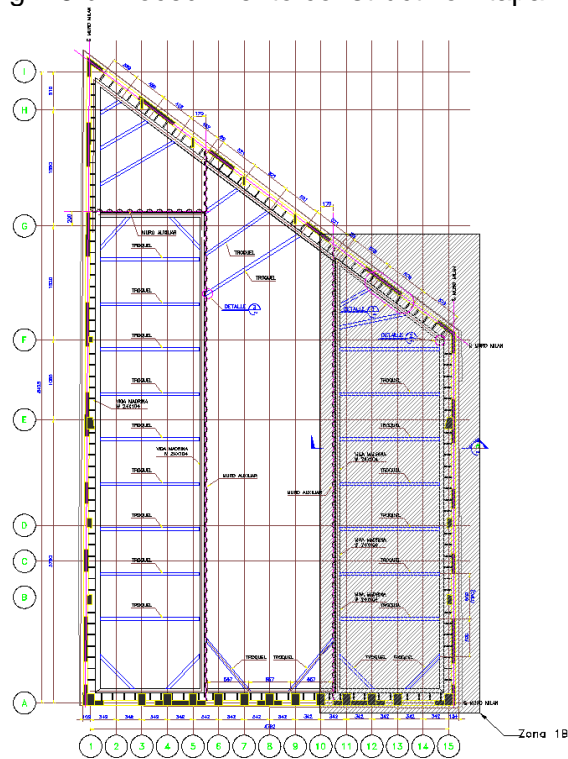


Fig. 16 c Procedimiento constructivo Etapa 1b.

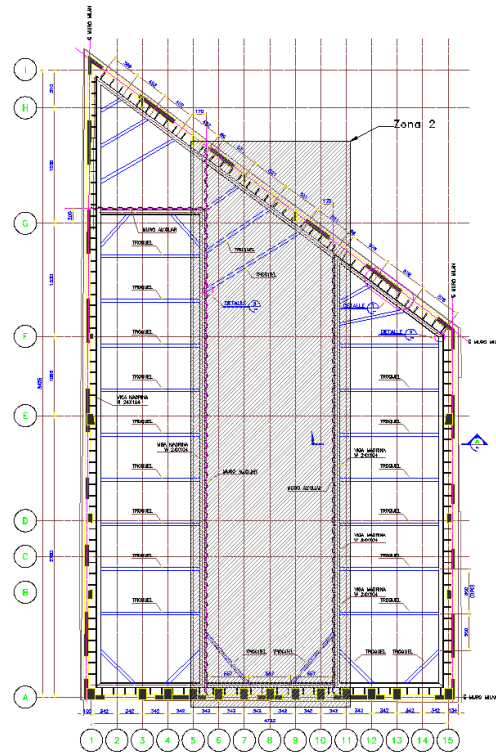


Fig. 16 d Procedimiento constructivo Etapa 2.

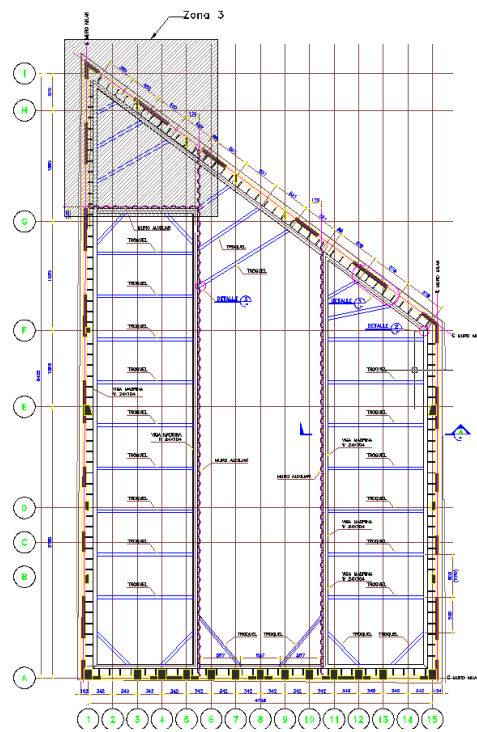


Fig. 16 e Procedimiento constructivo Etapa 3.

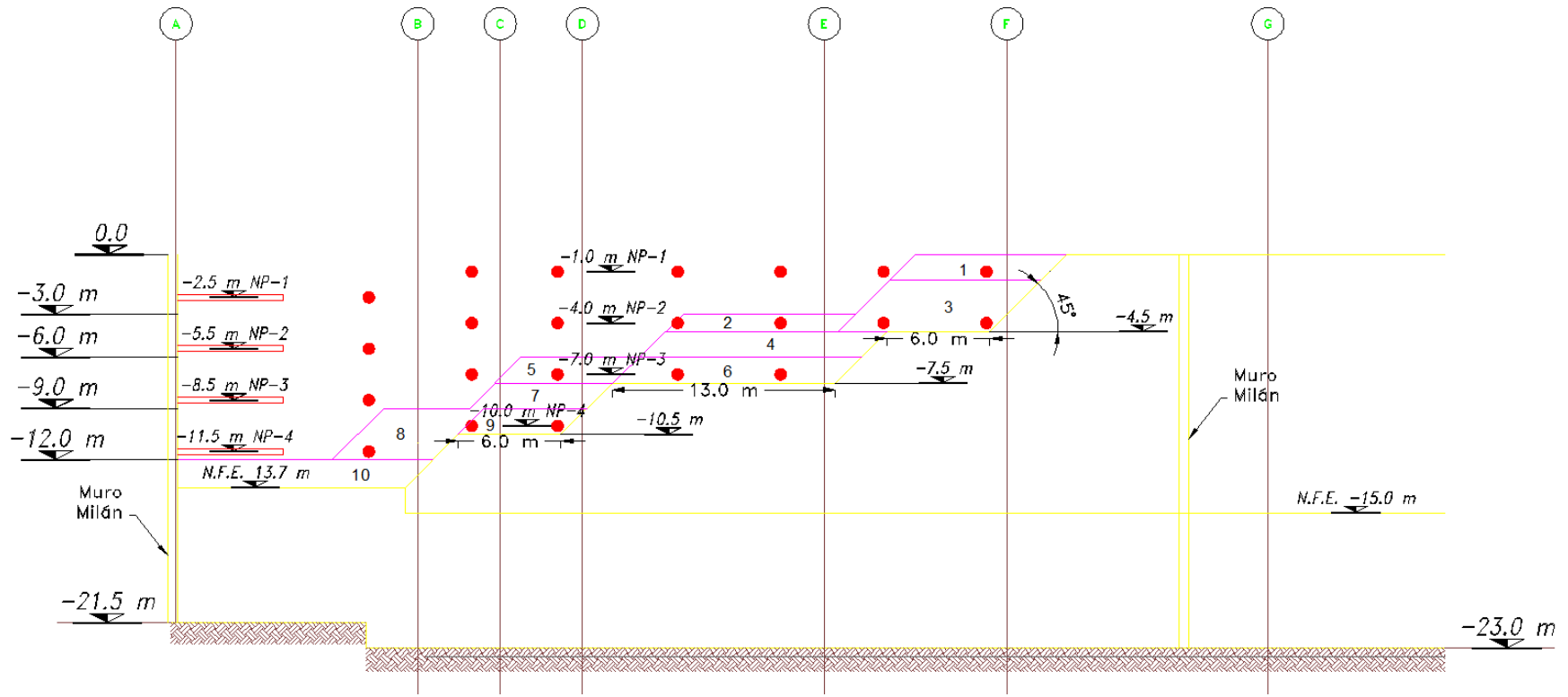


Fig. 17 Geometría preliminar del talud.

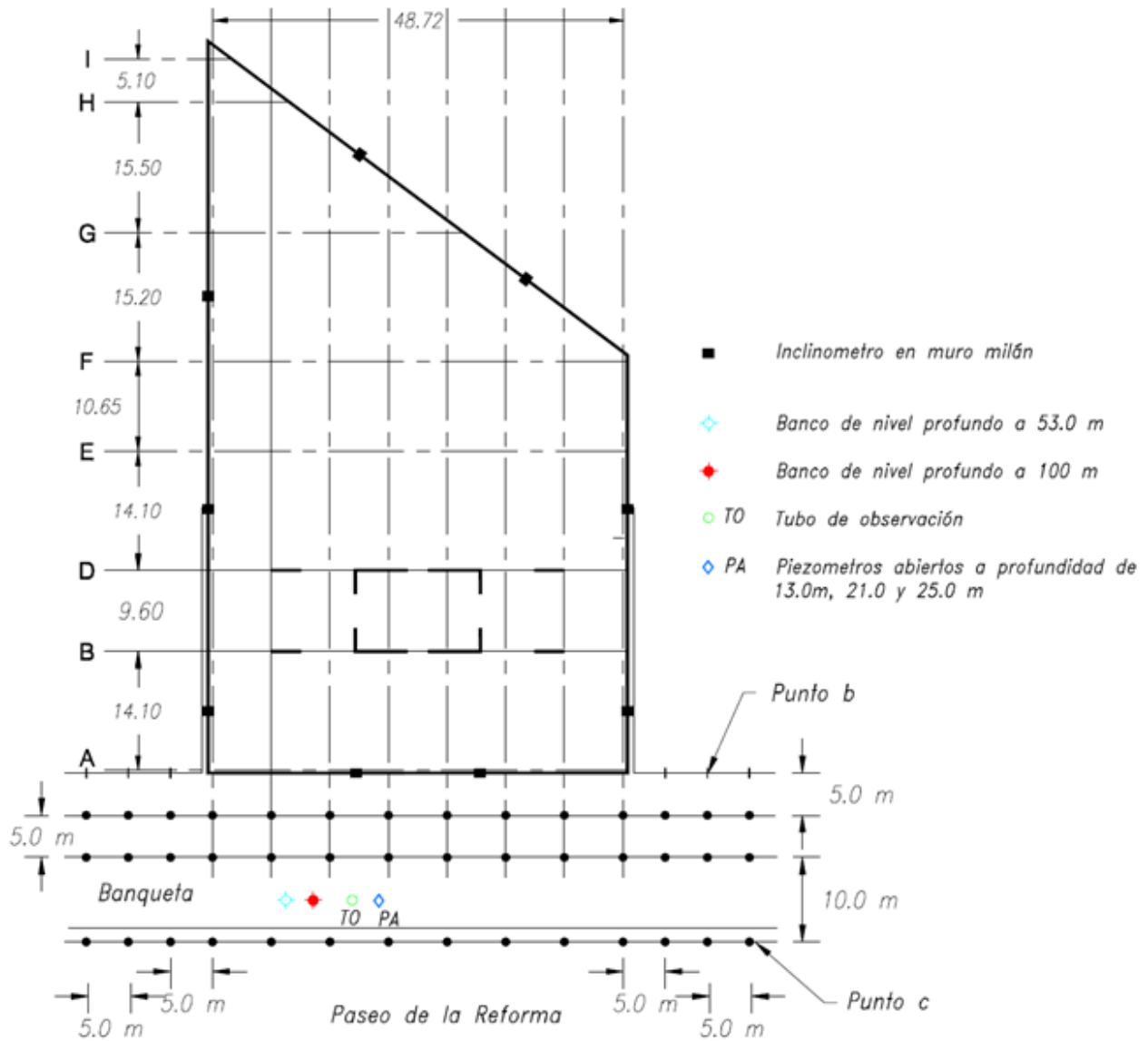


Fig. 18 Propuesta de instrumentación.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.



ANEXO 1

INFORME FOTOGRÁFICO



Fig. Panorámica del predio con ubicación de sondeos.



Fig. Aspectos de la realización del sondeo de muestreo inalterado.



Fig. Ejecución del sondeo SE -1



Fig. Instalación del tubo de observación del nivel freático.



Fig. Aspectos de la realización del sondeo con piezocono.



Fig. Pozo PCA – 1.



Fig. Pozo PCA – 2-



Fig. Pozo PCA – 3.



Fig. Construcción de brocal para muro Milán.



Fig. Instalación de tablestaca auxiliar.



Fig. Excavación de pilas.



Fig. Armado de pilas.



Fig. Colado de pilas.



Fig. Colocación de armado de muro Milán.



Fig. Colocación de armado de pilas.



Fig. Excavación



Fig. Tablestaca auxiliar, troquelamiento, descubrimiento de pilas, pozos de observación.

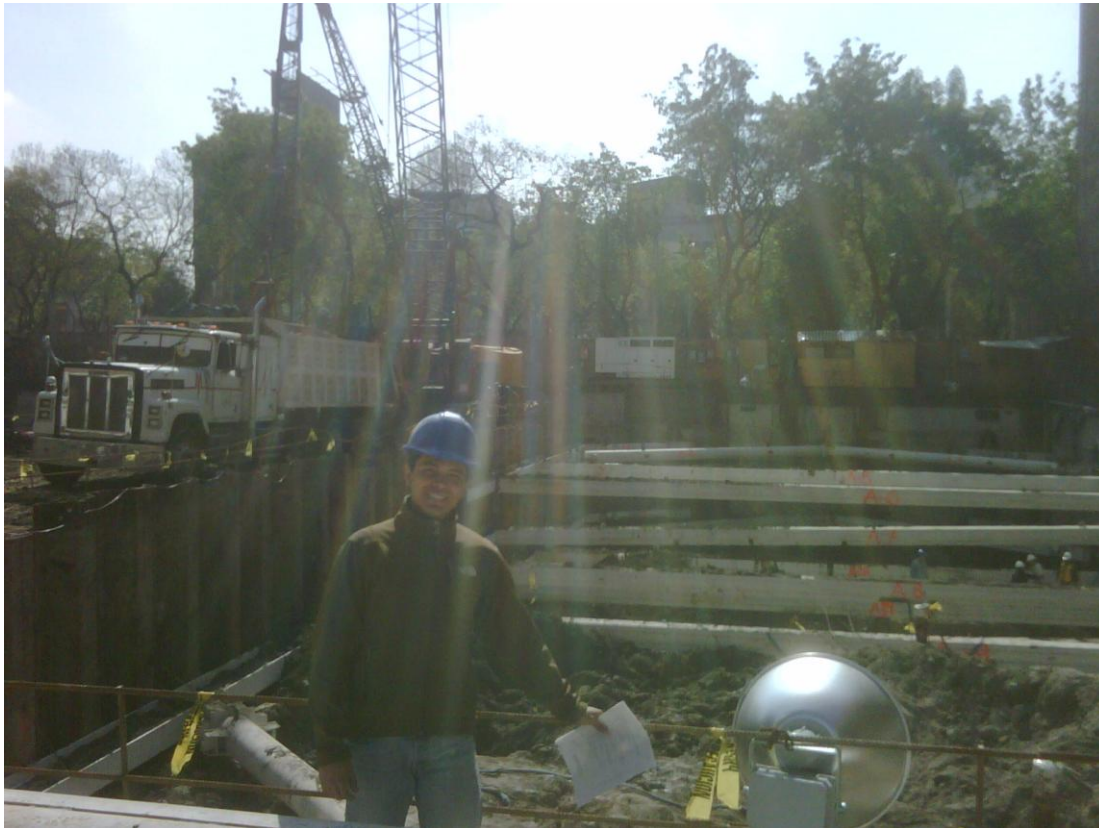


Fig. En el sitio de construcción



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.



ANEXO 2

SONDEOS DE EXPLORACIÓN.



Fig. 2-1.

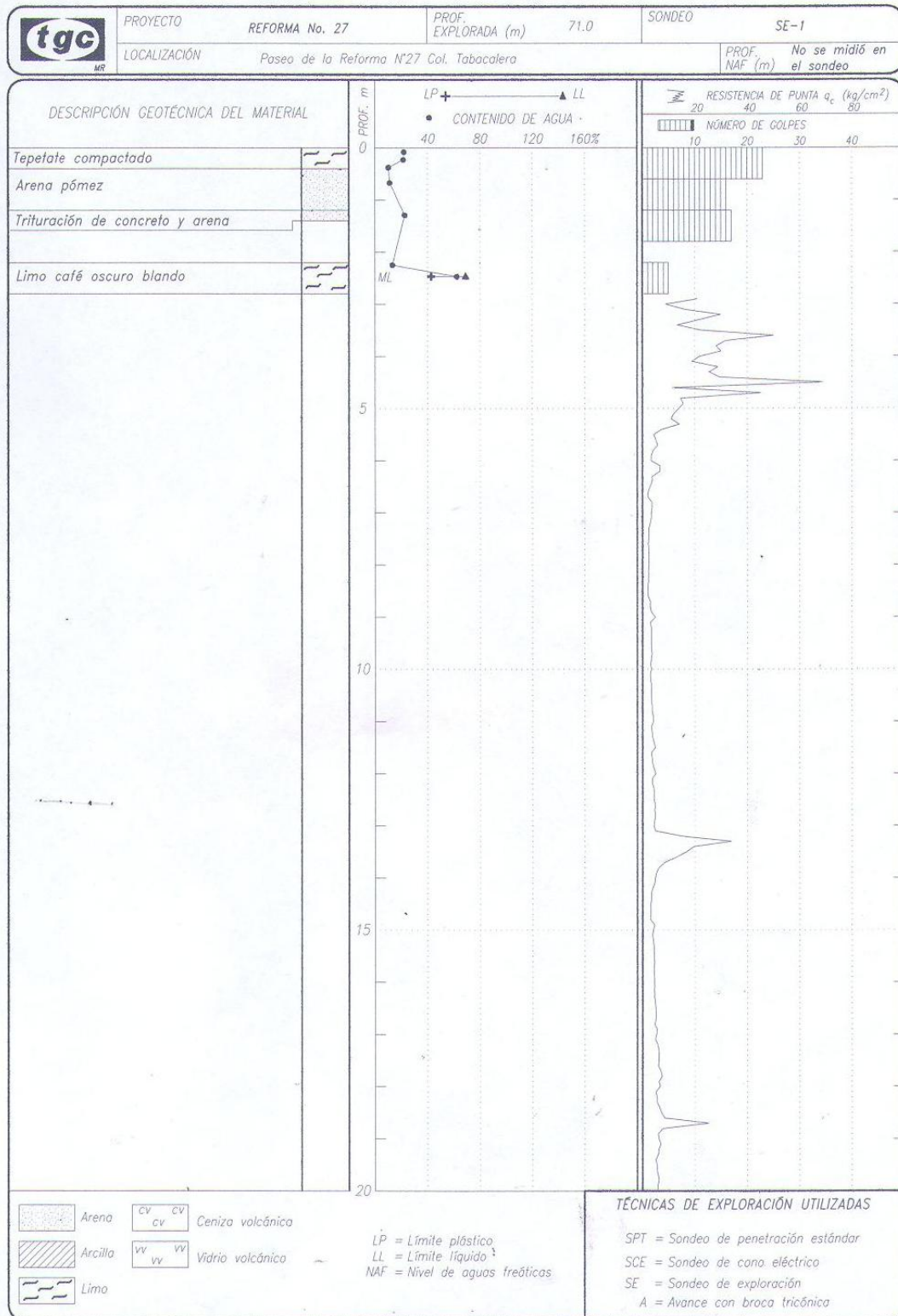


Fig. 2-2 a Registro de exploración geotécnica (SPT).

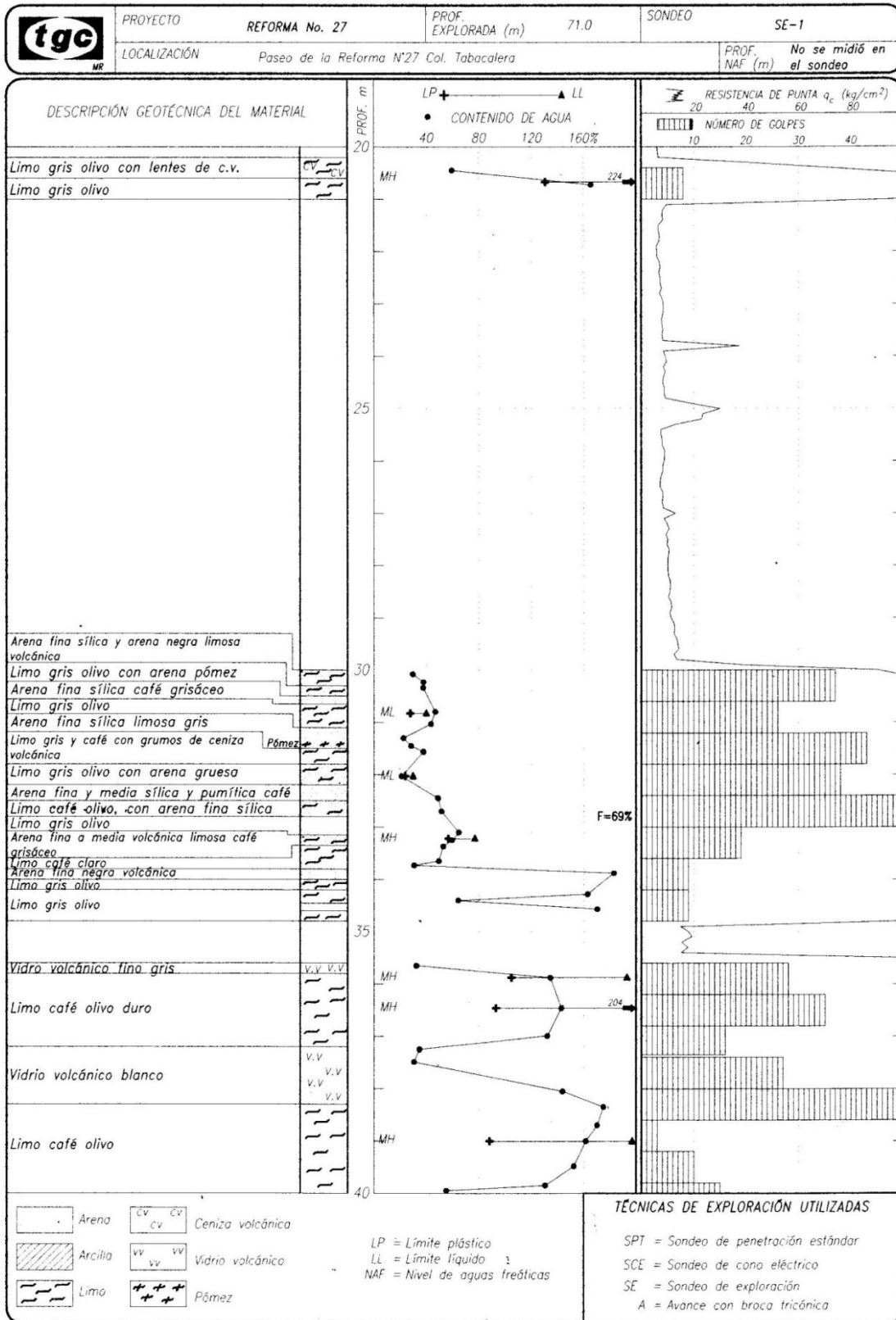


Fig. 2-2b Registro de exploración geotécnica (SPT).

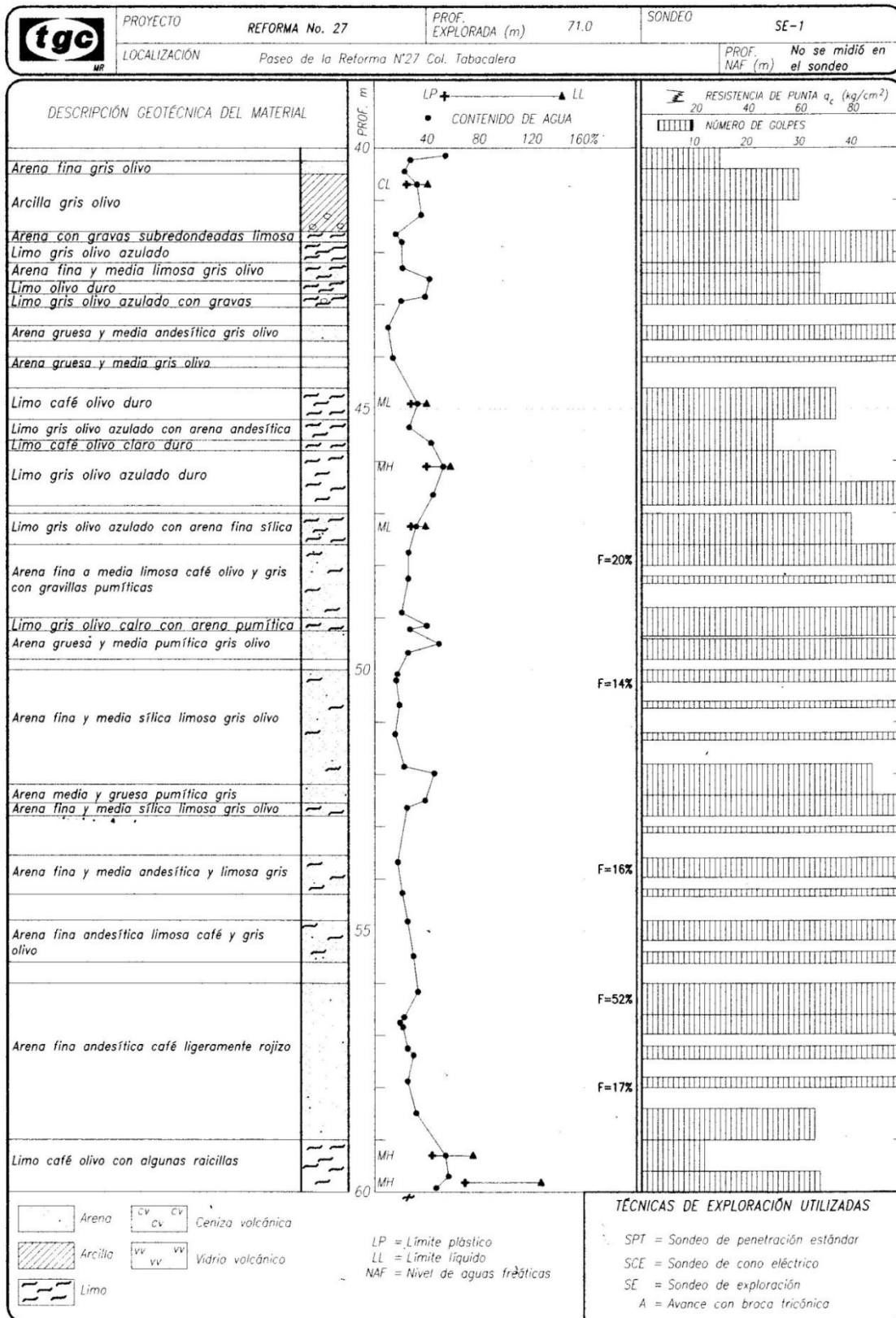


Fig. 2-2c Registro de exploración geotécnica (SPT).

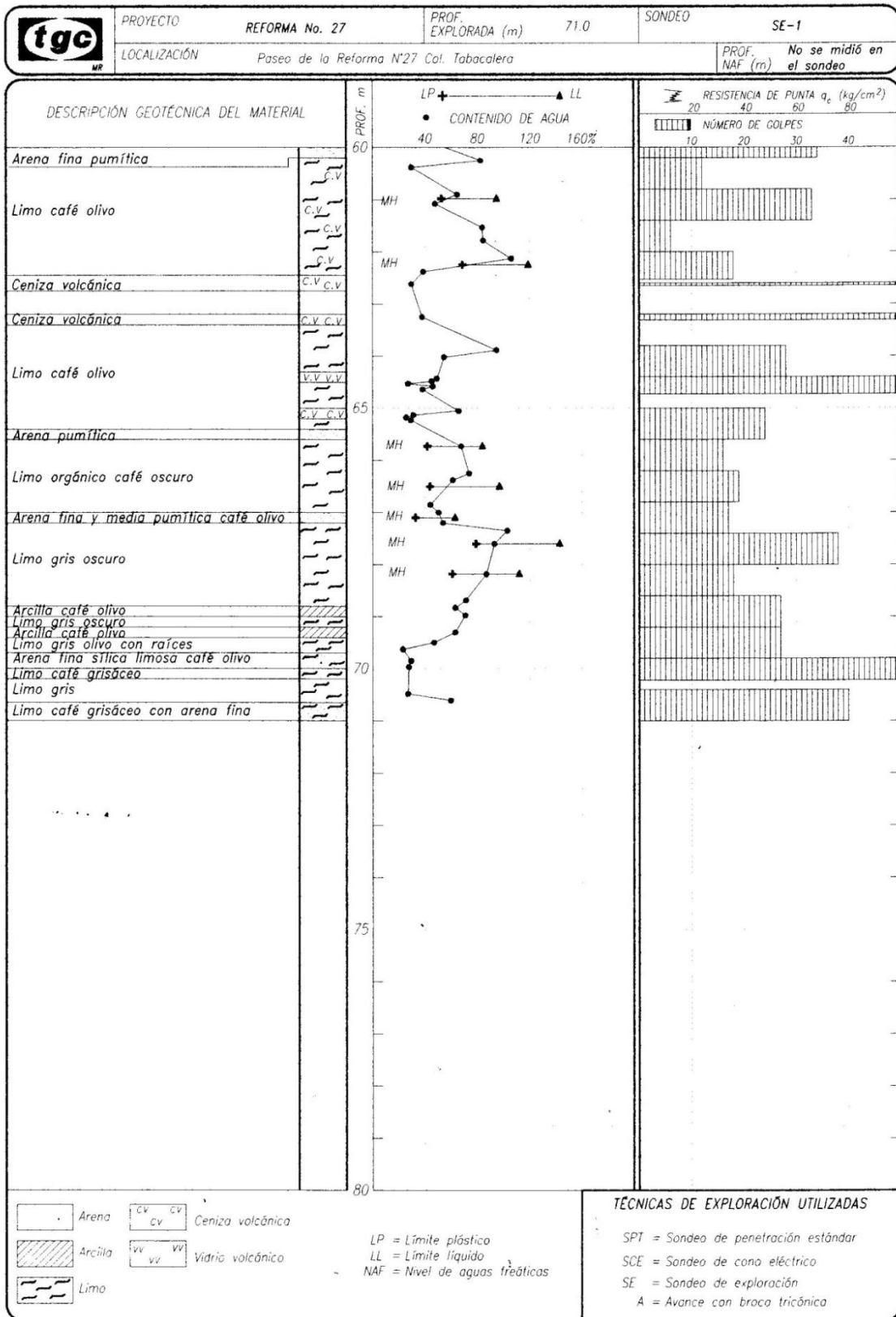


Fig. 2-2d Registro de exploración geotécnica (SPT).

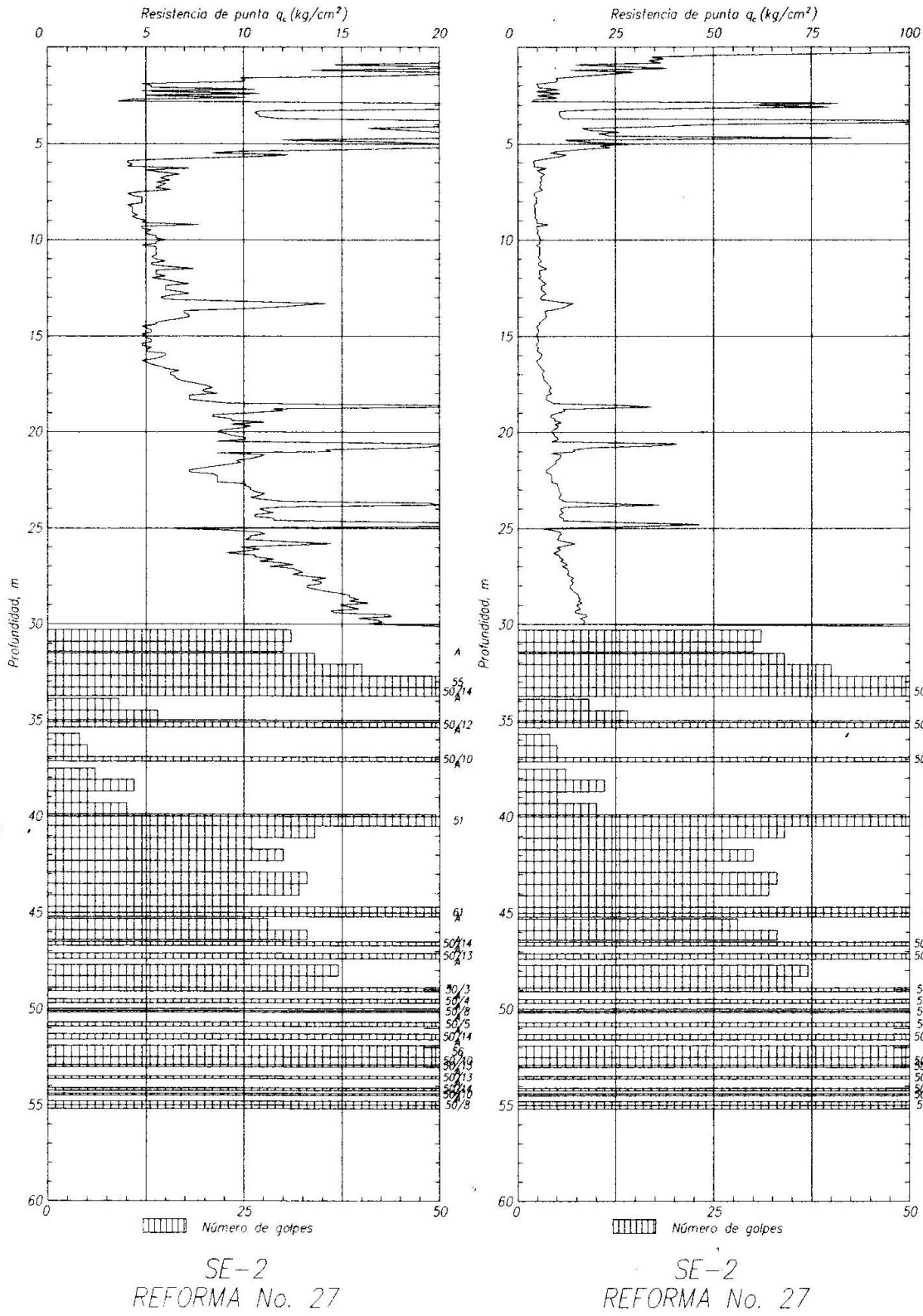


Fig. 2-3.

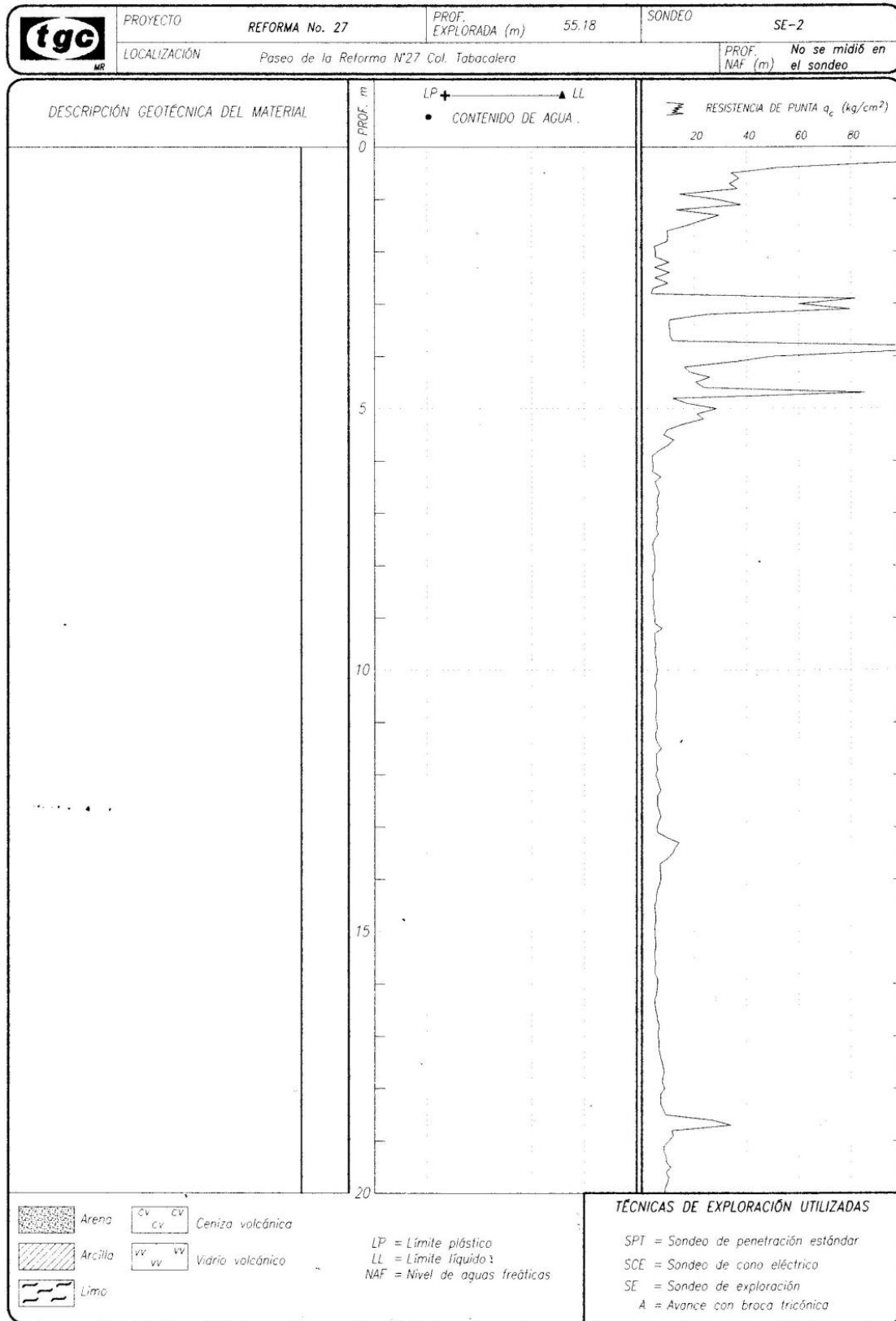


Fig. 2-4 a Registro de exploración geotécnica (SPT).

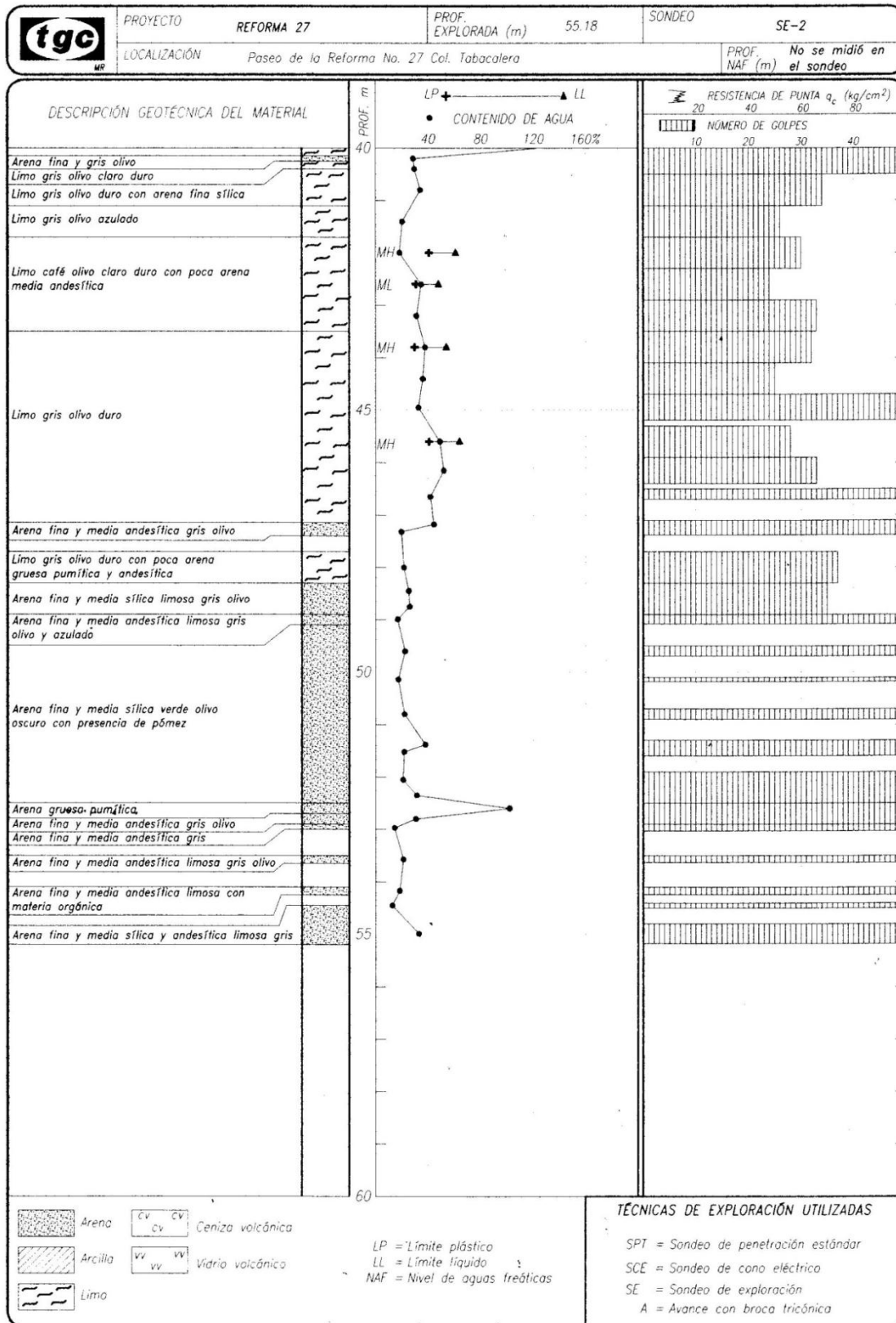


Fig. 2-4c Registro de exploración geotécnica (SPT).

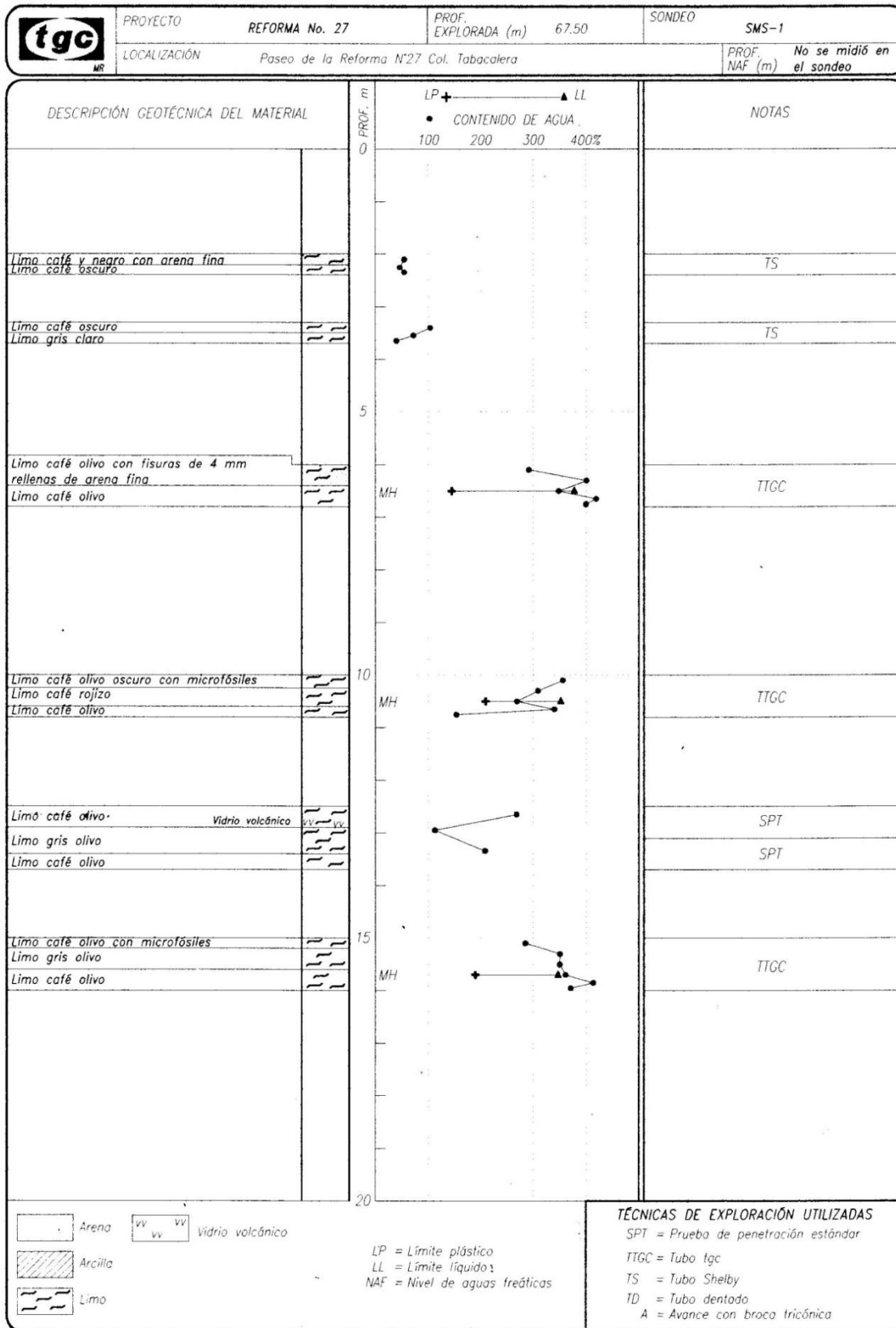


Fig. 2-5 a Registro de exploración geotécnica (SMS).

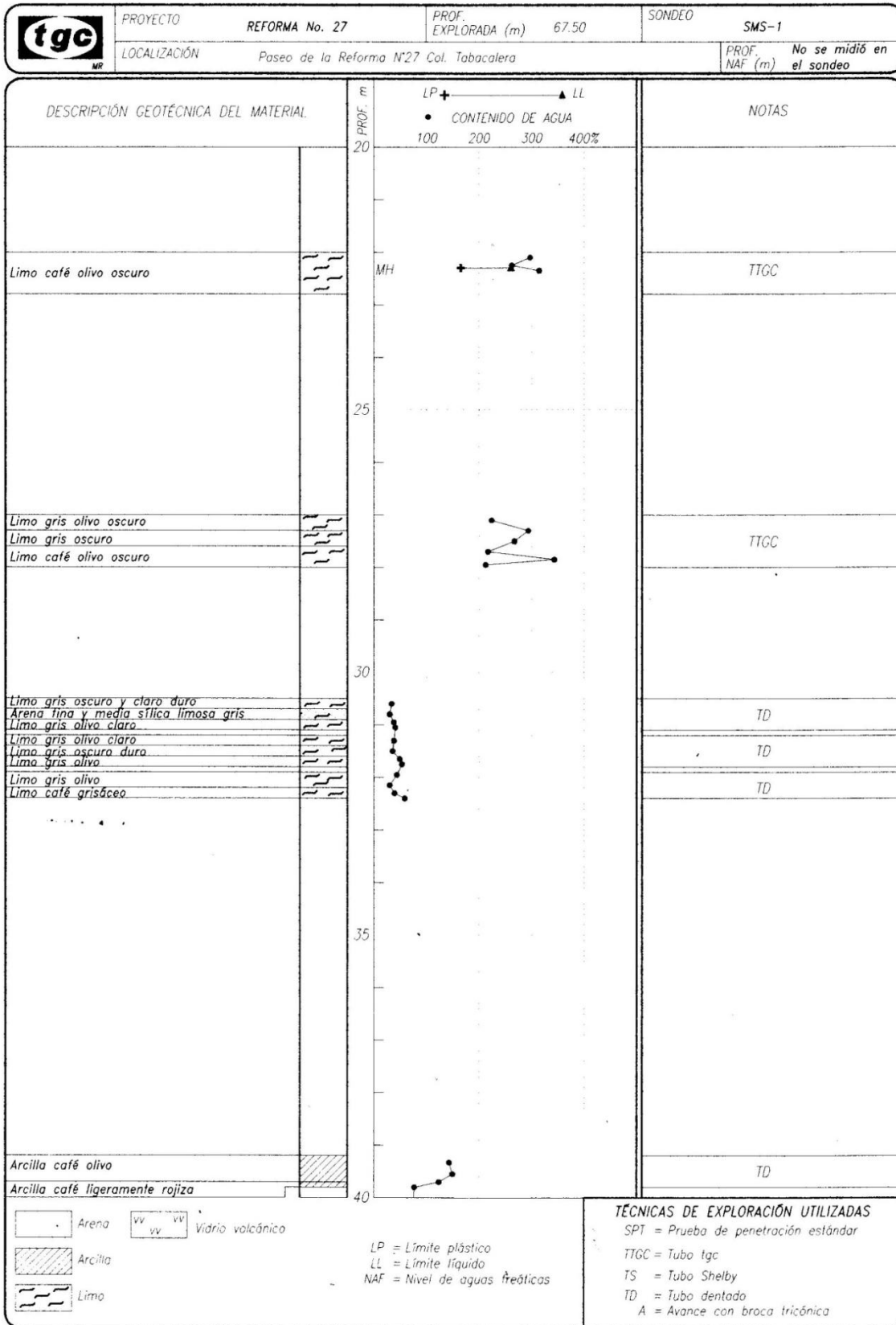


Fig. 2-5b Registro de exploración geotécnica (SMS).

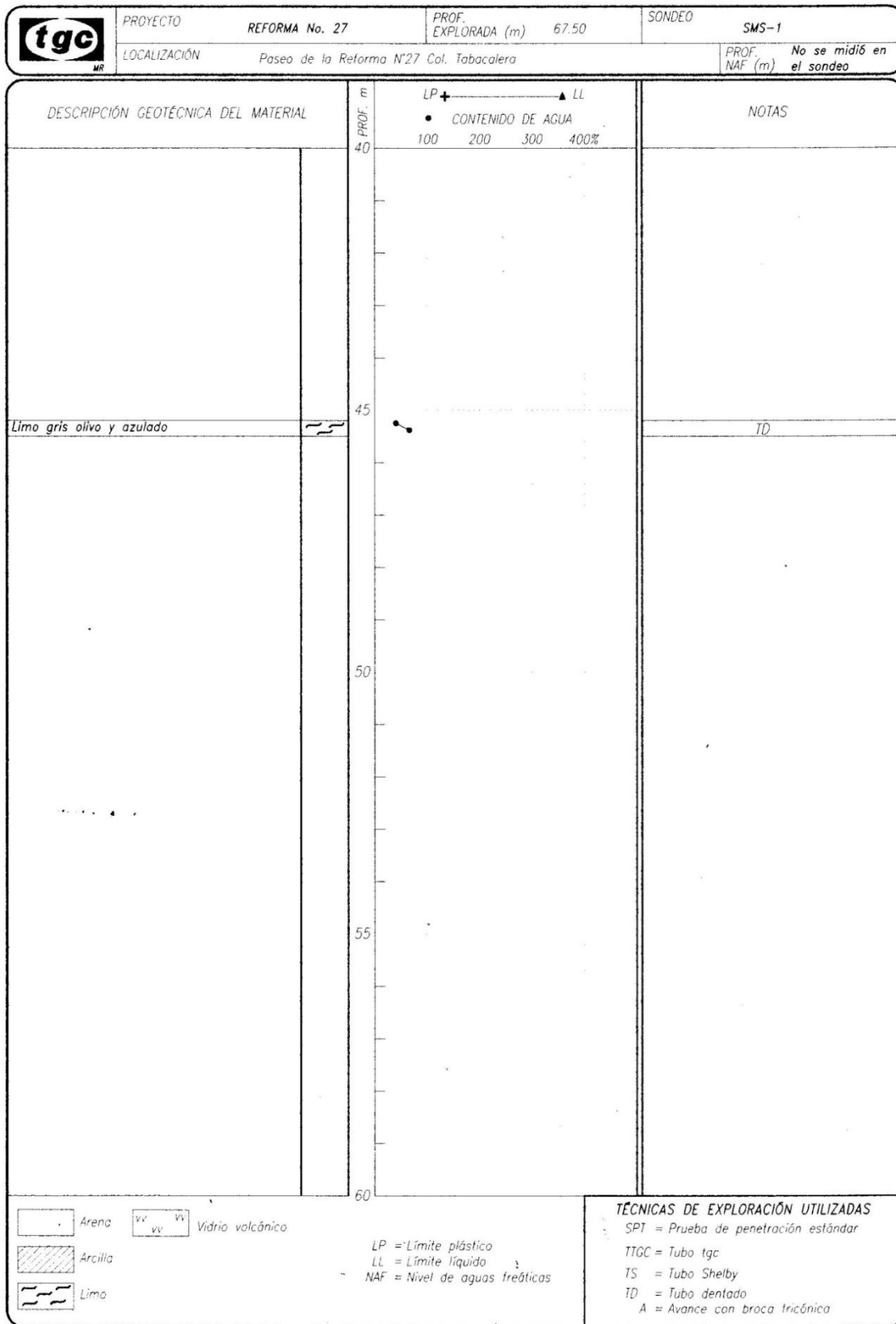


Fig. 2-5c Registro de exploración geotécnica (SMS).

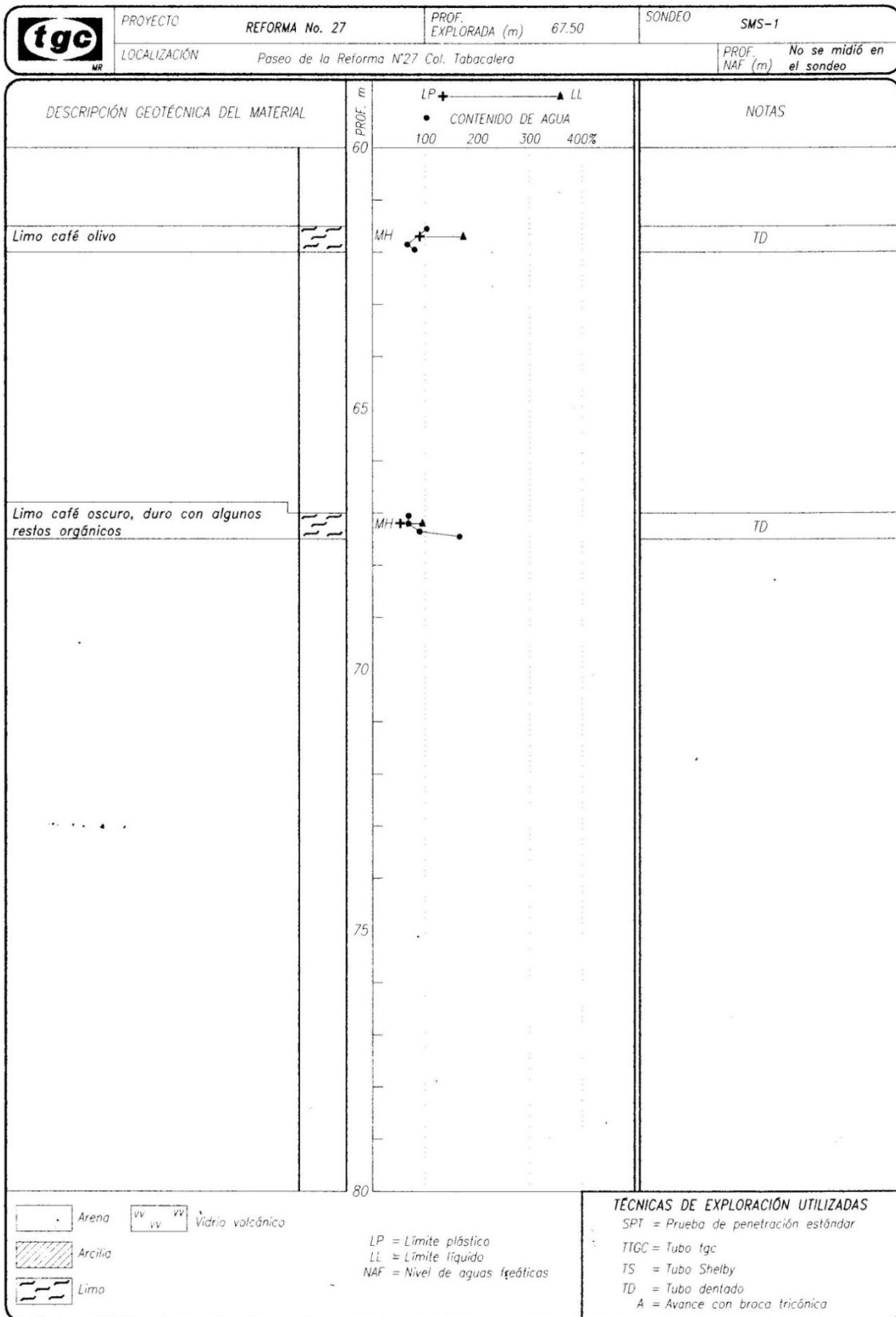


Fig. 2-5d Registro de exploración geotécnica (SMS).

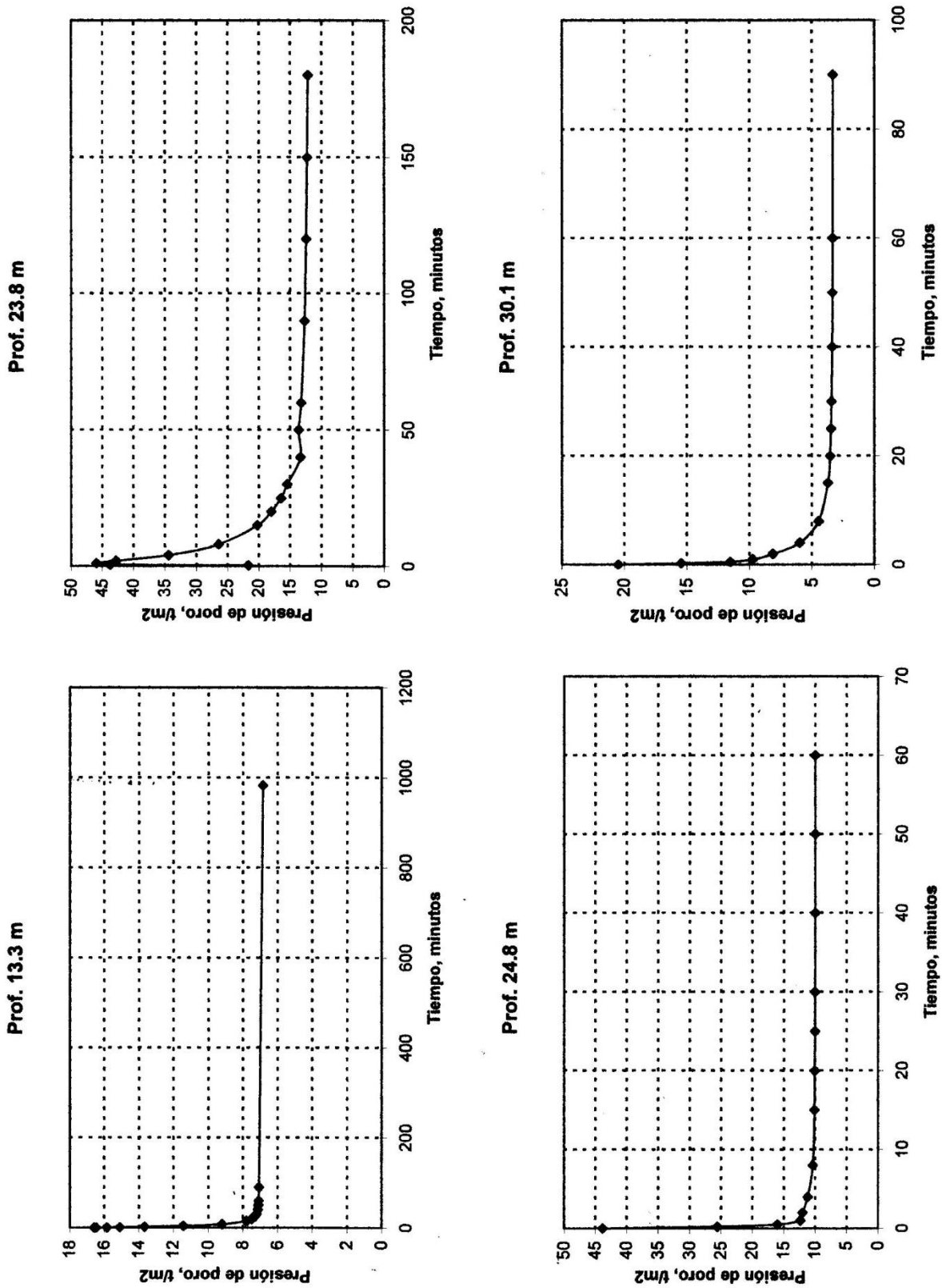


Fig. 2-6 Sondeo con piezocono SPC.

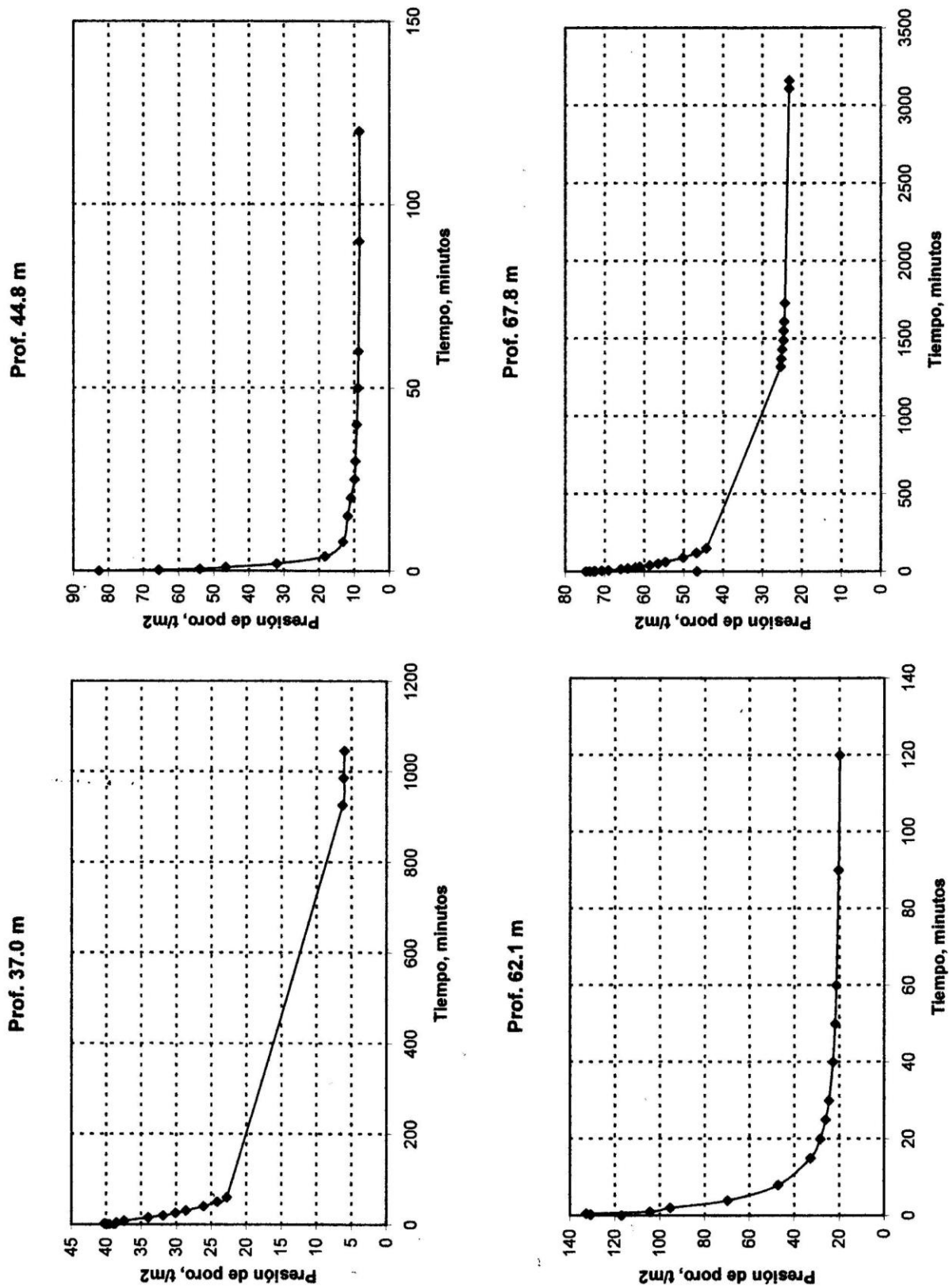
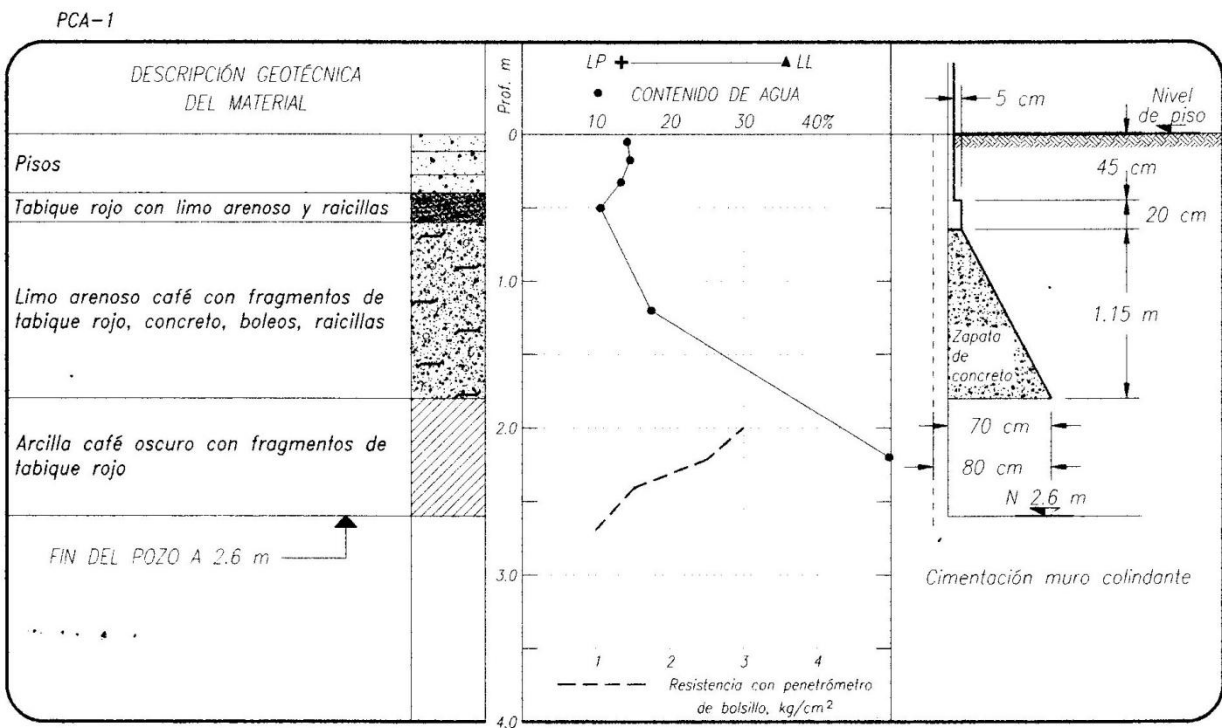


Fig. 2-6 Sonda con piezocono SPC.



POZO A CIELO ABIERTO

tgc	PROYECTO	REFORMA No. 27	POZOS Nos. :	PCA-1
	LOCALIZACIÓN	Paseo de la Reforma N° 27 Col. Tabocalera		



[Pattern]	Limo	[Pattern]	Arena	[Pattern]	Arcilla	F = Finos VRS = Valor relativo de soporte
[Pattern]	Concreto	[Pattern]	Raíces			

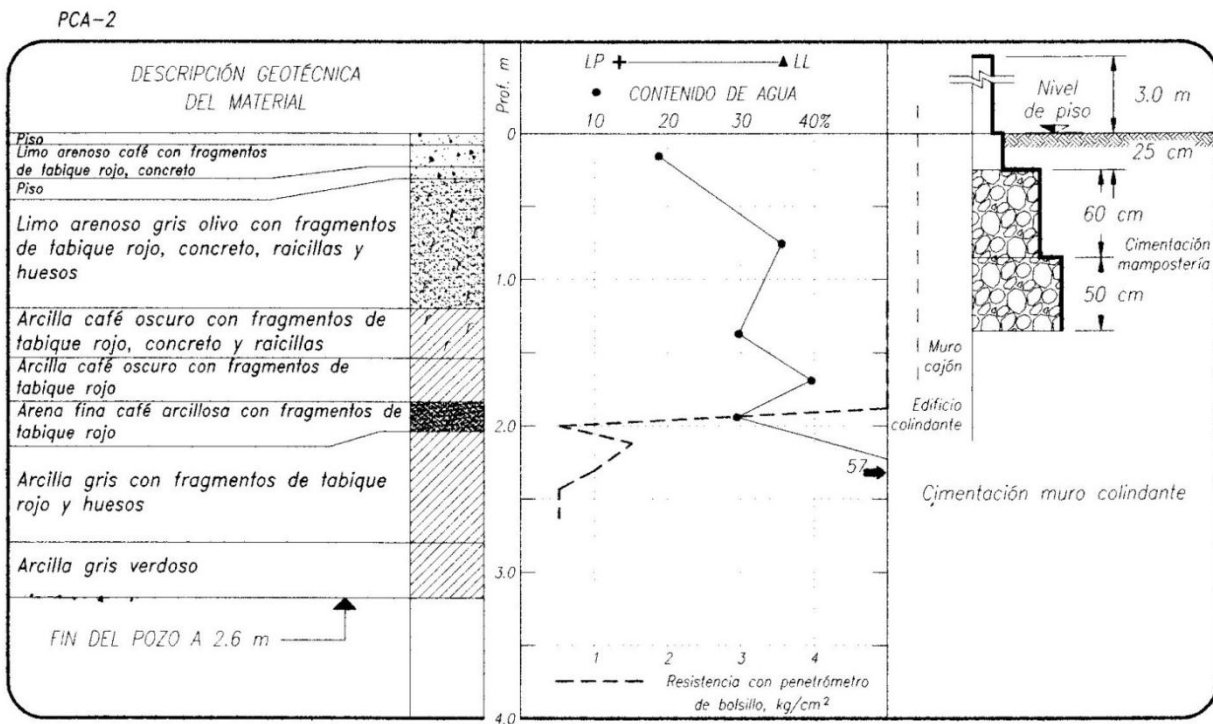
TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN UTILIZADAS

MC = Muestra cúbica
 PCA = Pozo a cielo abierto

Fig. 2-7.

POZO A CIELO ABIERTO

tgc	PROYECTO	REFORMA No. 27	POZOS Nos. :	PCA-2
	LOCALIZACIÓN	Paseo de la Reforma N° 27 Col. Tabacalera		

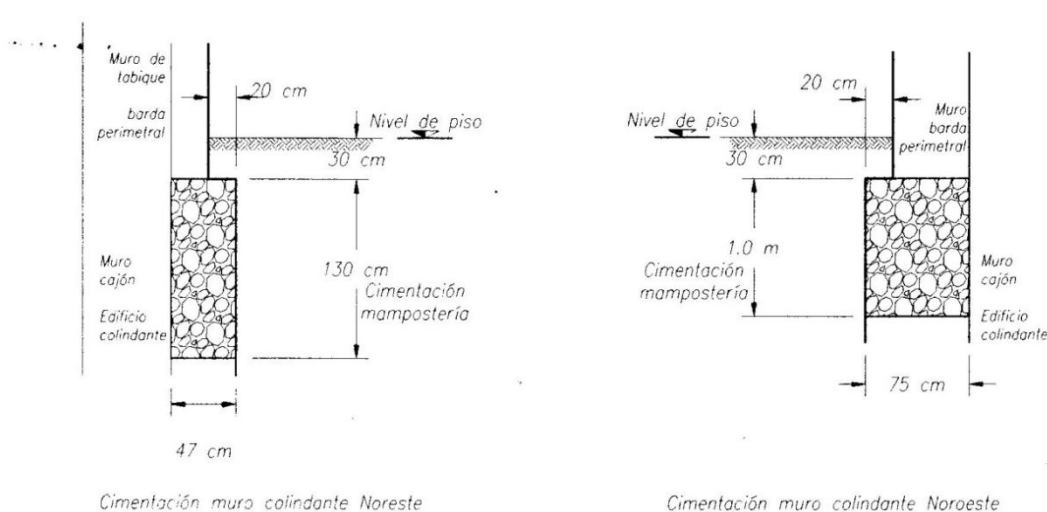
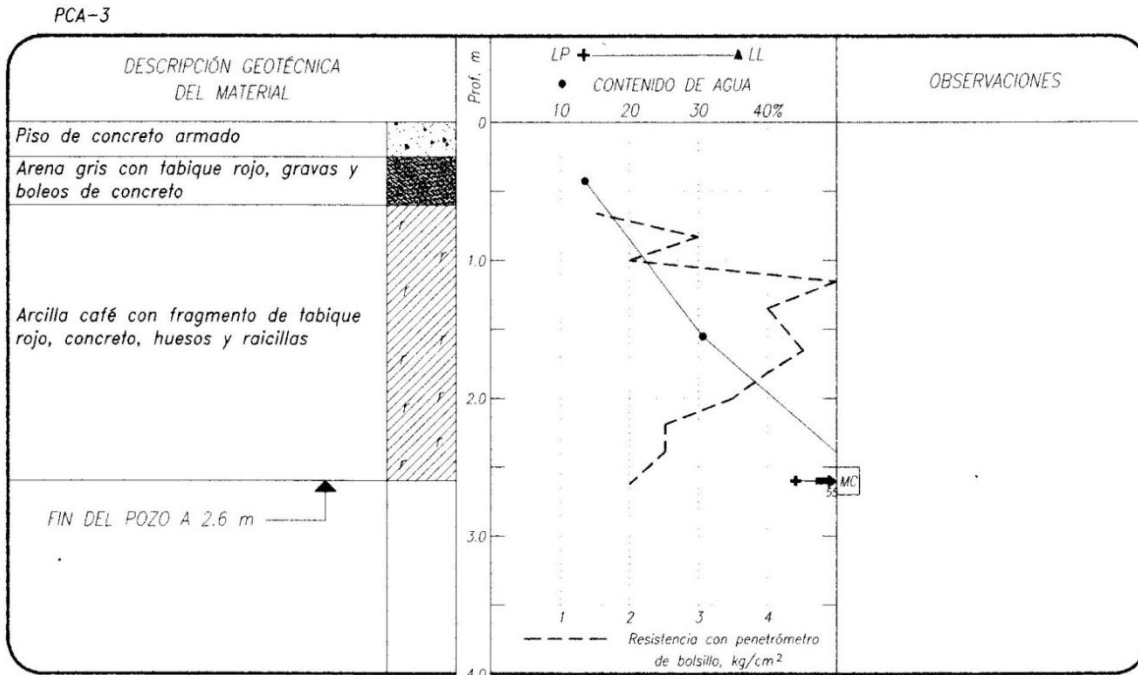


Limo	Arena	Arcilla	F = Finos VRS = Valor relativo de soporte	TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN UTILIZADAS MC = Muestra cúbica PCA = Pozo a cielo abierto
Concreto	Raíces			

Fig. 2-8.

POZO A CIELO ABIERTO

	PROYECTO	REFORMA No. 27	POZOS Nos. :	PCA-3
	LOCALIZACIÓN	Paseo de la Reforma N° 27 Col. Tabacalera		



	Limo		Arena		Arcilla	F = Finos VRS = Valor relativo de soporte	TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN UTILIZADAS MC = Muestra cúbica PCA = Pozo a cielo abierto
	Concreto		Raíces				

Fig. 2-9.



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.

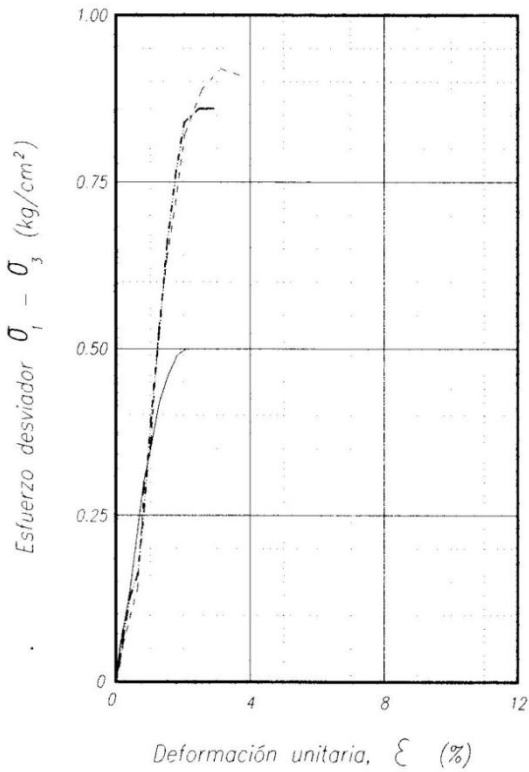


ANEXO 3 ENSAYES DE LABORATORIO



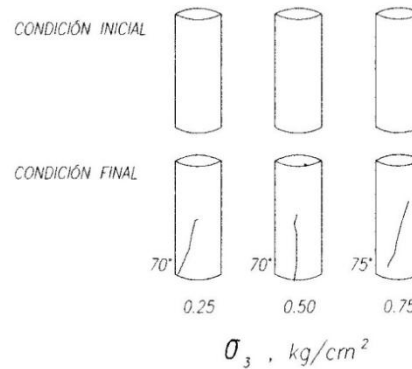
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : **REFORMA N°27**



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.25	36
- - -	0.50	38
· · ·	0.75	39



SONDEO	PROF m	Tx	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
PCA-3	2.60	UU	0.25	0.50	72	72	2.40	1.86	1.86	94	94	1450
			0.50	0.86	56	56	2.40	1.34	1.34	100	100	1606
			0.75	0.92	62	62	2.40	1.52	1.52	97	97	1540

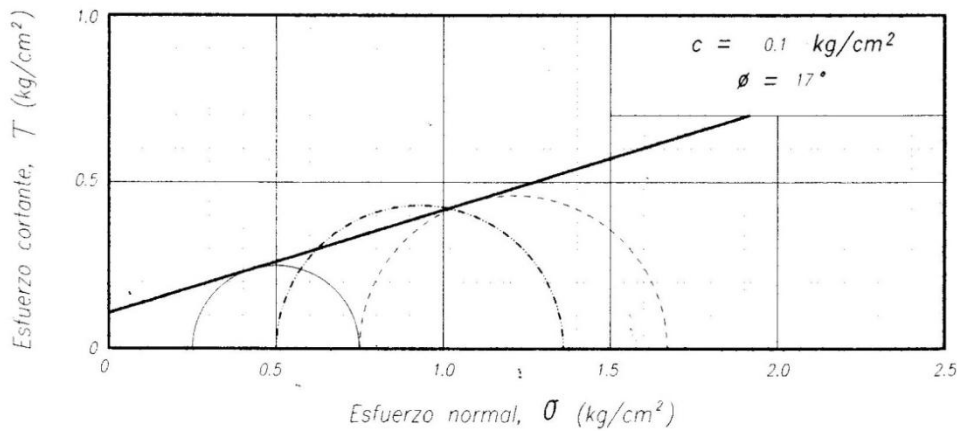
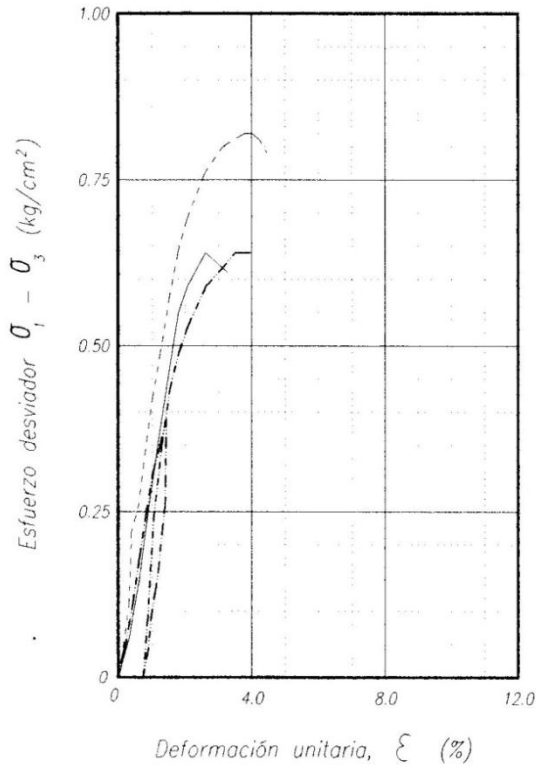


Fig. 3-1.



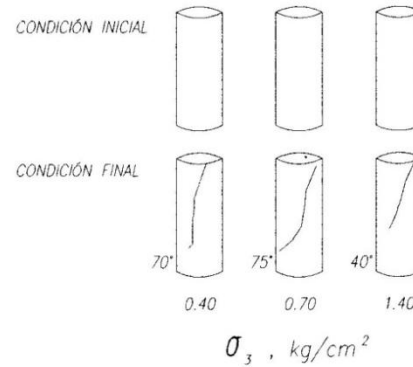
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ OLIVO	

SÍMBOLO	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.40	29
- - -	0.70	30
- · - ·	1.40	42



SONDEO	PROF m	Tx	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	6.70	UU	0.40	0.64	426	426	2.19	9.29	9.29	100	100	1120
			0.70	0.64	426	426	2.19	9.34	9.34	100	100	1116
			1.40	0.82	419	419	2.19	9.14	9.14	100	100	1122

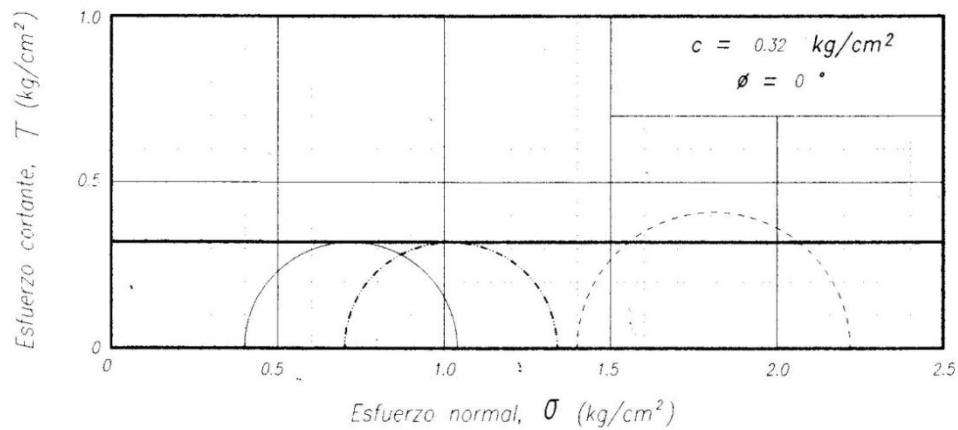
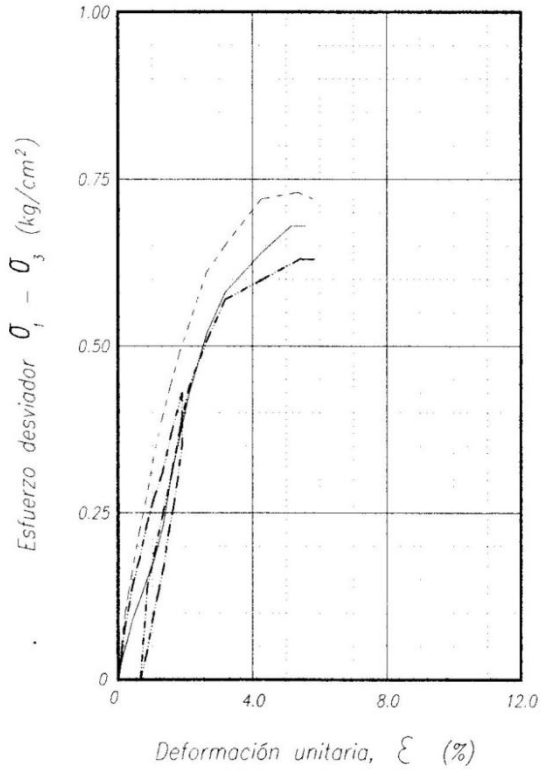


Fig. 3-2.



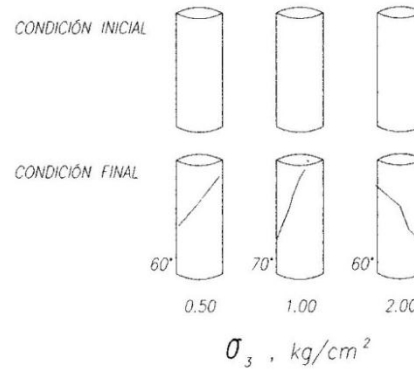
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ ROJIZO	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.50	20
- - -	1.00	28
- · - · -	2.00	32



SONDEO	PROF m	Tx	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	10.70	UU	0.50	0.68	345	345	2.19	7.53	7.53	100	100	1143
			1.00	0.63	344	344	2.19	7.52	7.52	100	100	1141
			2.00	0.73	346	346	2.19	7.53	7.53	100	100	1145

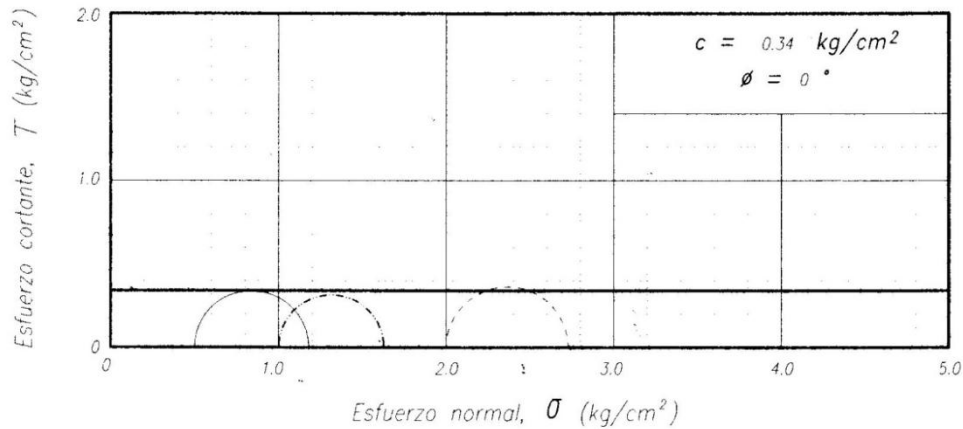
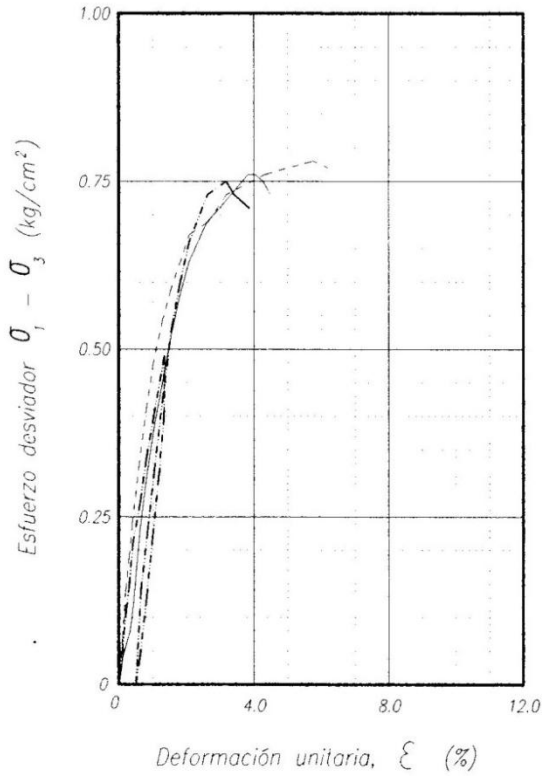


Fig. 3-3.



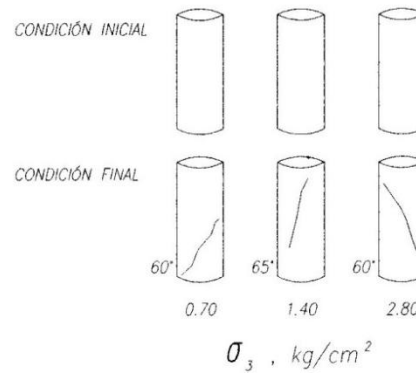
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ OLIVO	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.70	37
- - -	1.40	44
- · - · -	2.80	51



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	15.90	UU	0.70	0.76	388	388	2.22	8.52	8.52	100	100	1136
			1.40	0.75	388	388	2.22	8.50	8.50	100	100	1140
			2.80	0.78	372	372	2.22	8.01	8.01	100	100	1163

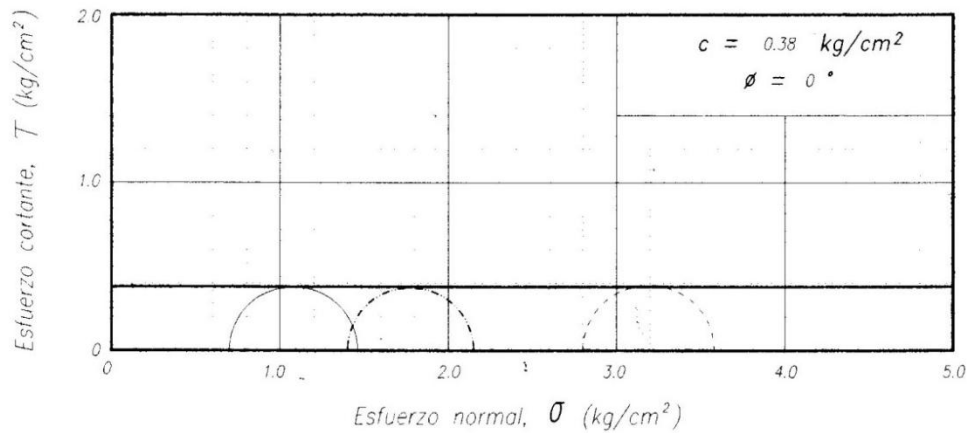
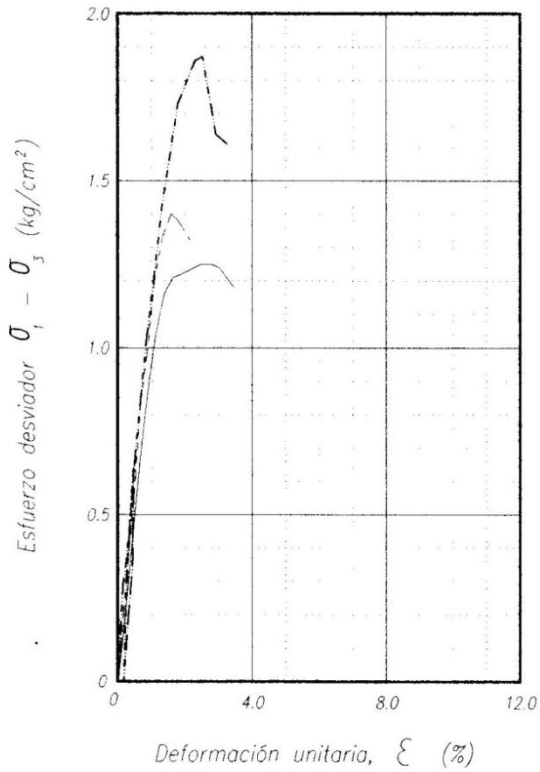


Fig. 3-4.



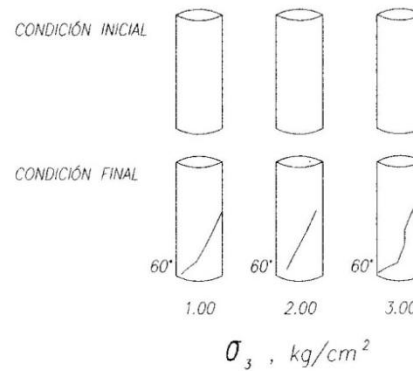
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ OLIVO OSCURO	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.00	101
- - -	2.00	124
- · - · -	3.00	123



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	22.30	UU	1.00	1.25	275	275	2.20	5.95	5.95	100	100	1188
			2.00	1.87	276	276	2.20	5.90	5.90	100	100	1197
			3.00	1.40	277	277	2.20	6.00	6.00	100	100	1186

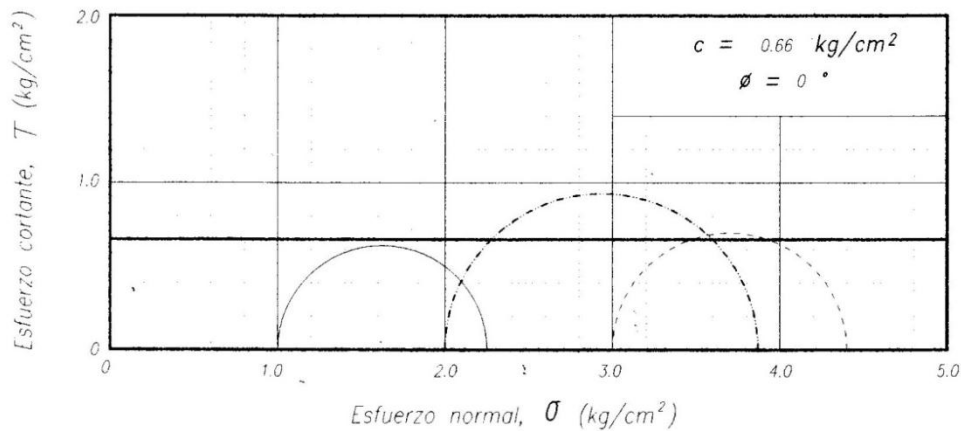
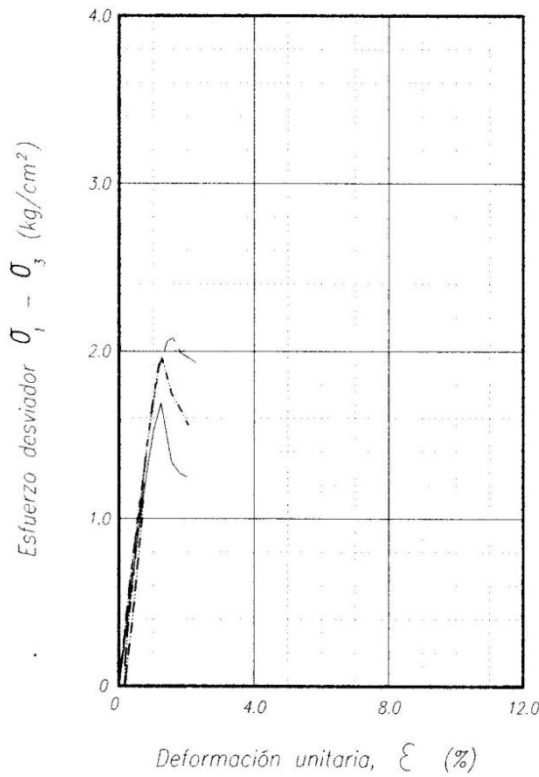


Fig. 3-5.



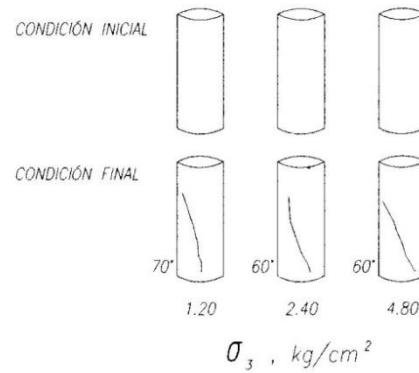
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO GRIS OLIVO OSCURO	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.20	164
- - -	2.40	189
- - -	4.80	180



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	G_w %	G_w %	γ_n kg/m ³
SMS-1	27.50	UU	1.20	1.69	261	261	2.19	5.58	5.58	100	100	1200
			2.40	1.95	260	260	2.19	5.57	5.57	100	100	1199
			4.80	2.08	259	259	2.19	5.52	5.52	100	100	1206

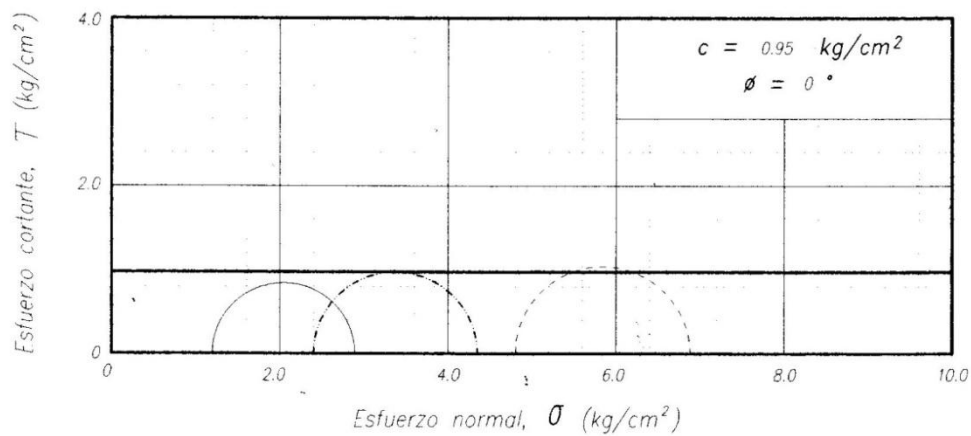
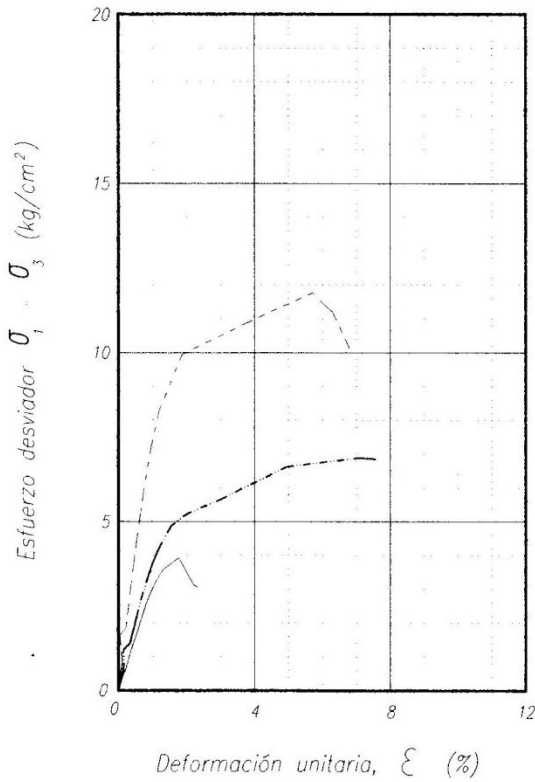


Fig. 3-6.



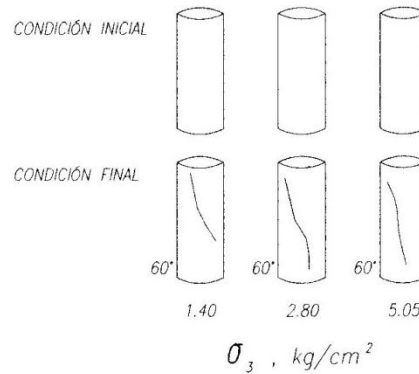
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : **REFORMA N°27**



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL		
SM		
ARENA FINA Y MEDIA, SILICA POCO PUMITICA, LIMOSA GRIS		

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.40	322
- - -	2.80	387
- · - · -	5.05	813



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	30.60	UU	1.40	3.93	30	30	2.64	0.99	0.99	79	79	1725
			2.80	6.89	30	30	2.64	1.03	1.03	77	77	1692
			5.05	11.77	30	30	2.64	1.02	1.02	78	78	1703

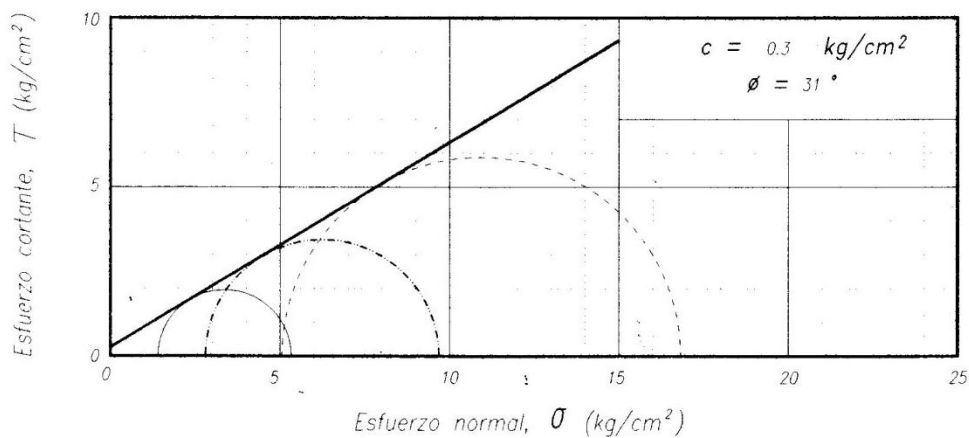
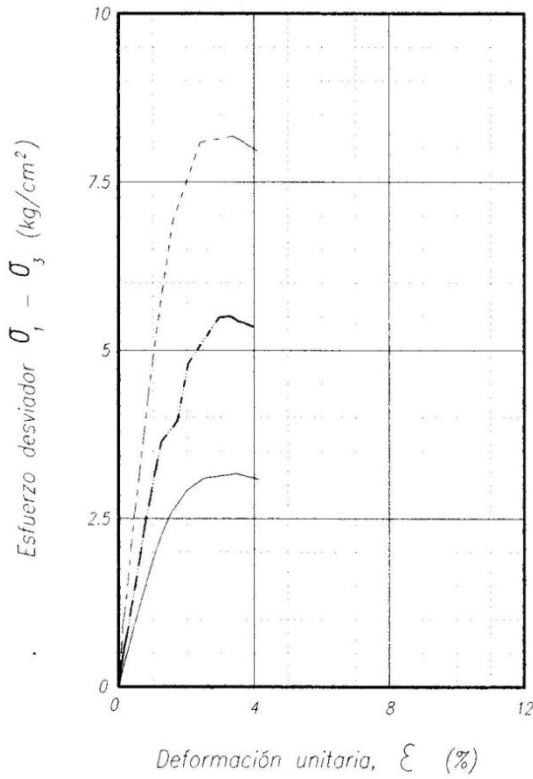


Fig. 3-7.



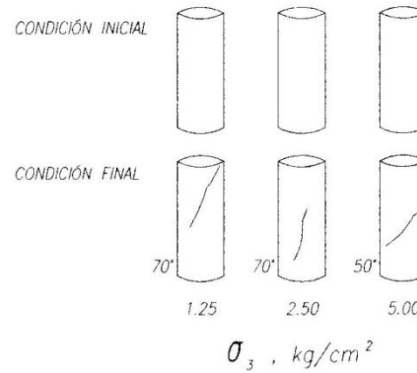
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
ML	
LIMO GRIS OLIVO, CON ARENA FINA Y MEDIA	

SÍMBOLO	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.25	191
- - -	2.50	304
- · - · -	5.00	507



SONDEO	PROF m	T_x	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	31.50	UU	1.25	3.17	35	35	2.40	0.92	0.92	92	92	1664
			2.50	5.51	36	36	2.40	0.95	0.95	91	91	1676
			5.00	8.18	36	36	2.40	0.91	0.91	95	95	1712

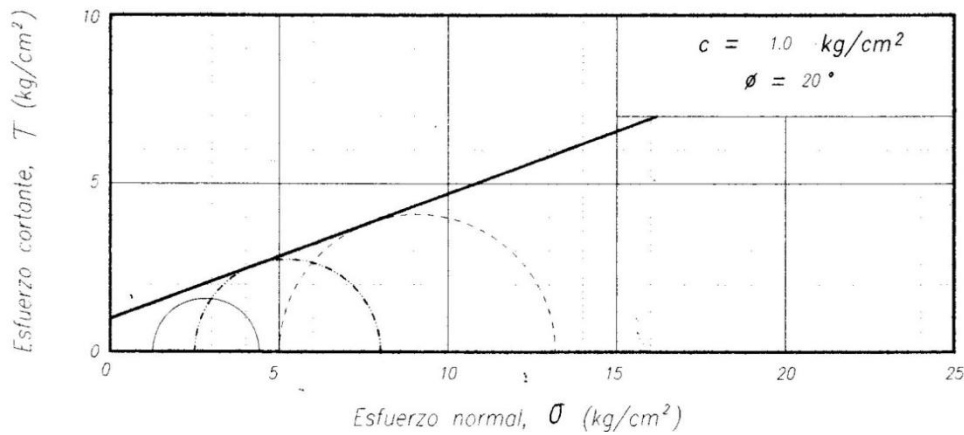
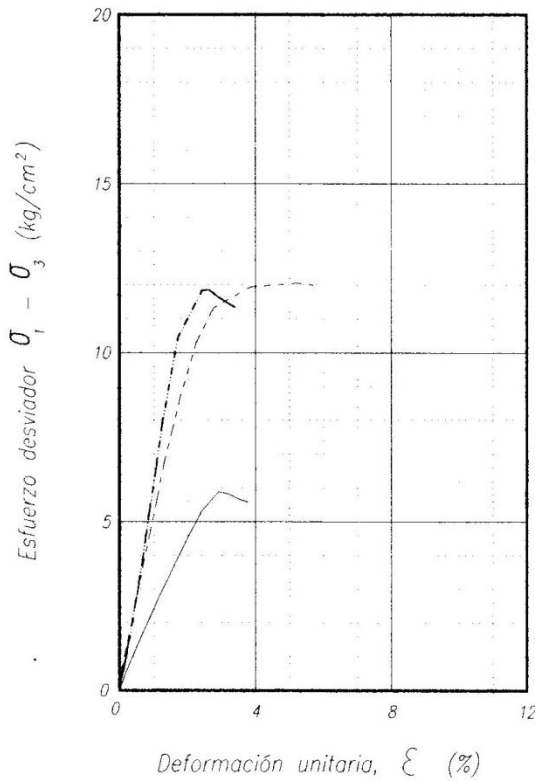


Fig. 3-8.



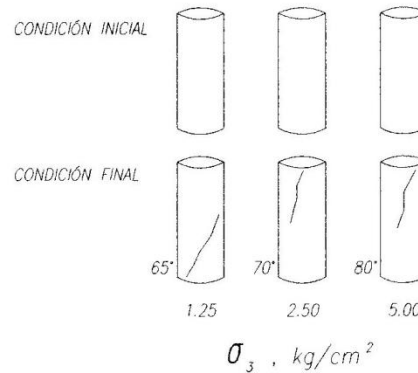
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL		
ML LIMO GRIS OLIVO, CON ARENA FINA SILICA.		

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.25	242
- - -	2.50	612
· · ·	5.00	520



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	32.30	UU	1.25	5.88	36	36	2.53	1.10	1.10	82	82	1631
			2.50	11.86	33	33	2.53	1.10	1.10	75	75	1596
			5.00	12.06	36	36	2.53	1.10	1.10	82	82	1634

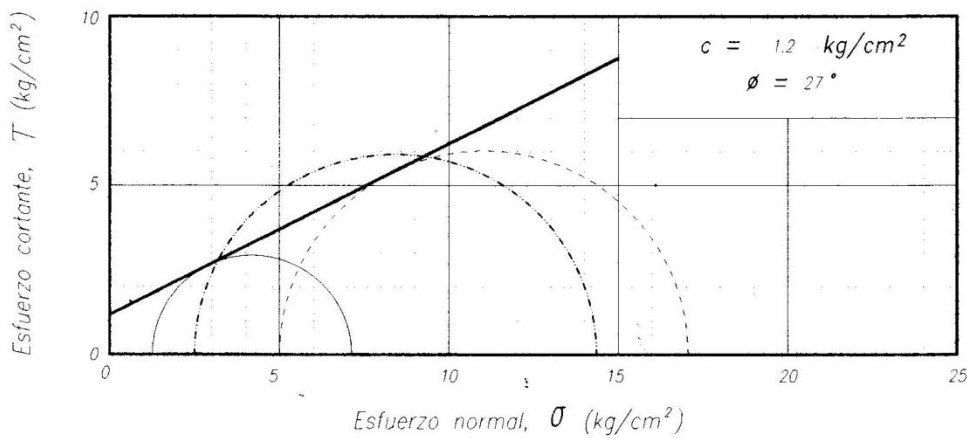
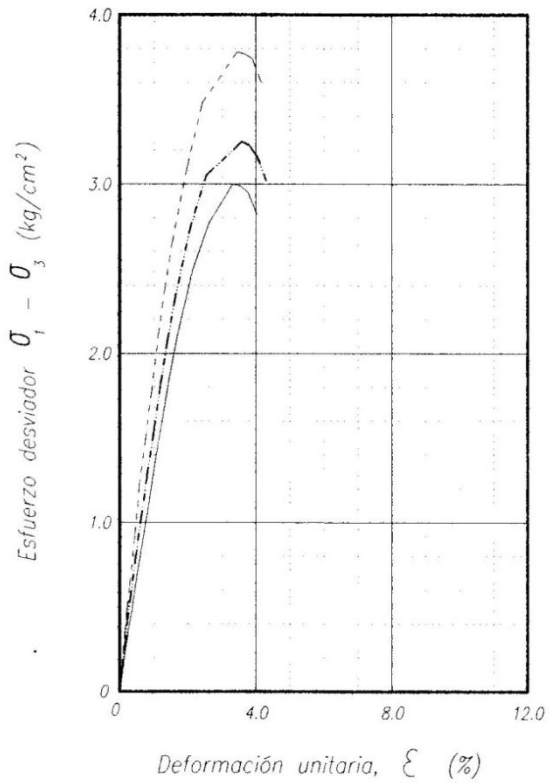


Fig. 3-9.



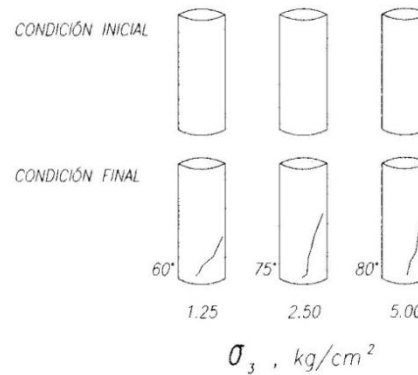
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL		
CH		
ARCILLA CAFÉ OLIVO.		

SÍMBOLO	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.25	131
- - -	2.50	156
- · - ·	5.00	192



SONDEO	PROF m	T_x	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	39.55	UU	1.25	3.00	135	135	2.39	3.28	3.28	99	99	1313
			2.50	3.25	136	136	2.39	3.29	3.29	98	98	1311
			5.00	3.78	140	140	2.39	3.37	3.37	99	99	1309

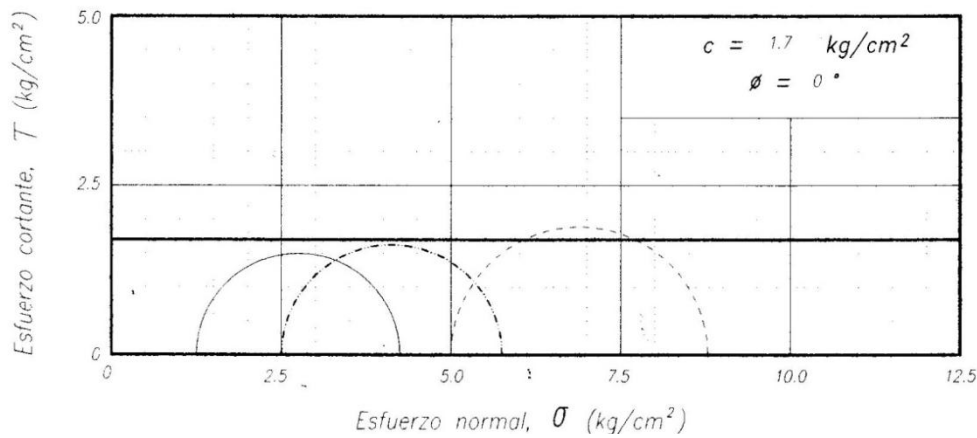
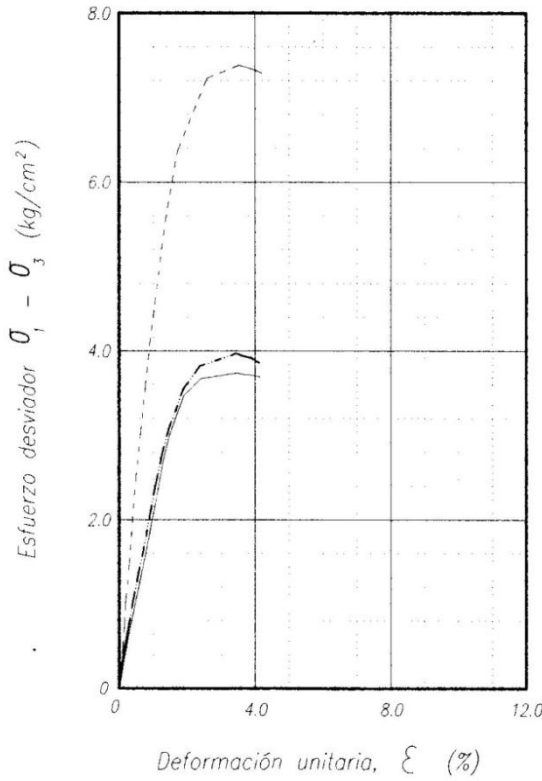


Fig. 3-10.



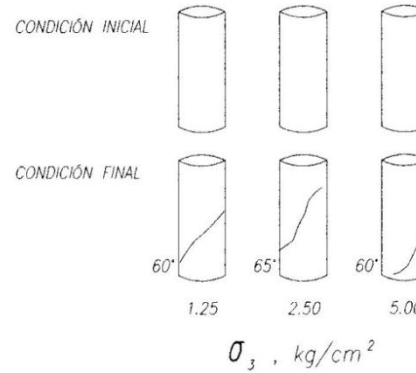
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO GRIS AZULADO.	

SÍMBOLO	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.25	209
- - -	2.50	229
- · - · -	5.00	472



SONDEO	PROF m	Tx	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	45.33	UU	1.25	3.74	52	52	2.39	1.20	1.20	100	100	1651
			2.50	3.97	51	51	2.39	1.18	1.18	100	100	1657
			5.00	7.38	49	49	2.39	1.18	1.18	100	100	1640

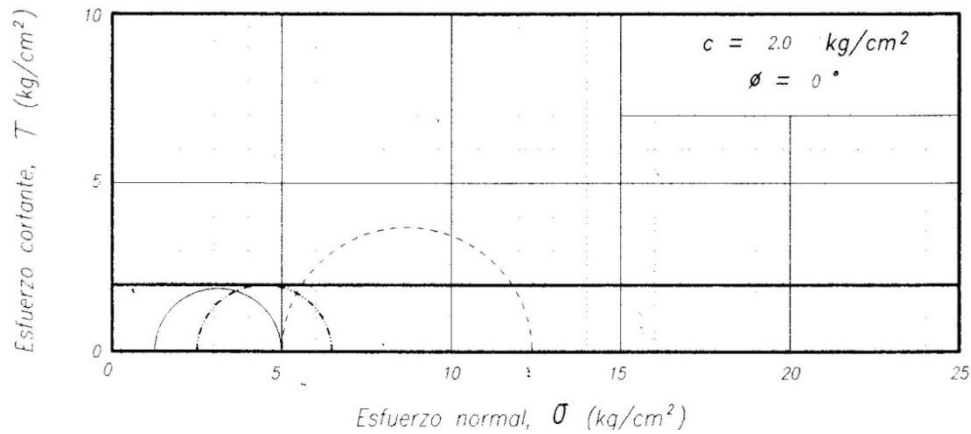
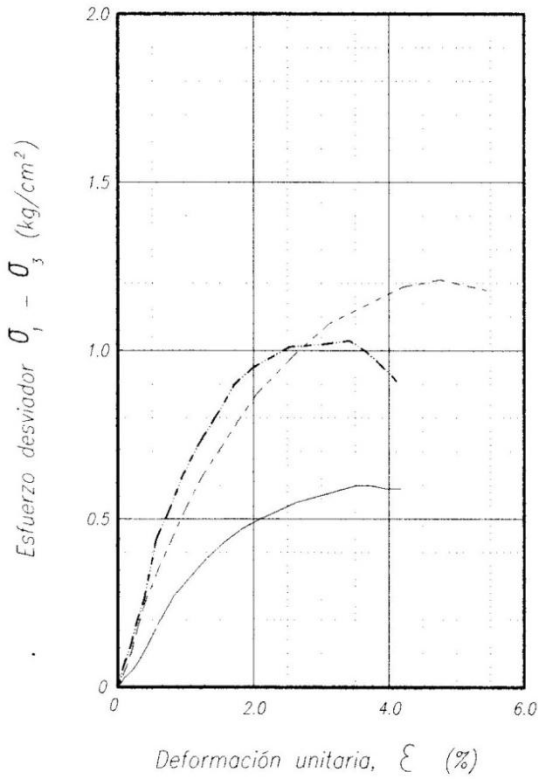


Fig. 3-11.



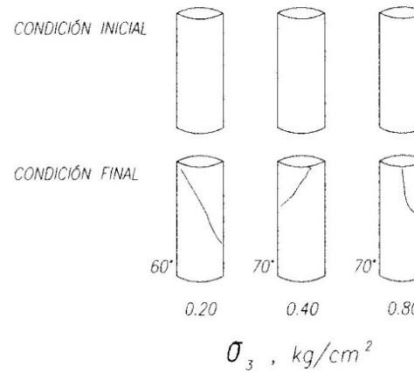
PRUEBA TRIAXIAL CU

OBRA : REFORMA No. 27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ OLIVO	

SÍMBOLO	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.20	31
- - -	0.40	70
- · - ·	0.80	50



SONDEO	PROF m	Tx	$\bar{\sigma}_3$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_d$ kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³
SMS-1	6.50	CU	0.20	0.60	303	310	2.19	6.65	6.71	100	100	1154	1165
			0.40	1.03	286	286	2.19	6.19	6.10	100	100	1175	1192
			0.80	1.21	285	272	2.19	6.03	5.51	99	100	1201	1237

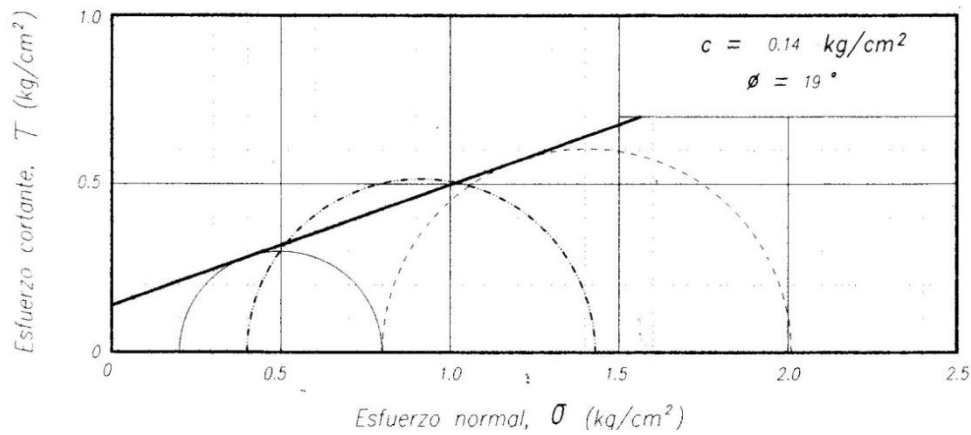
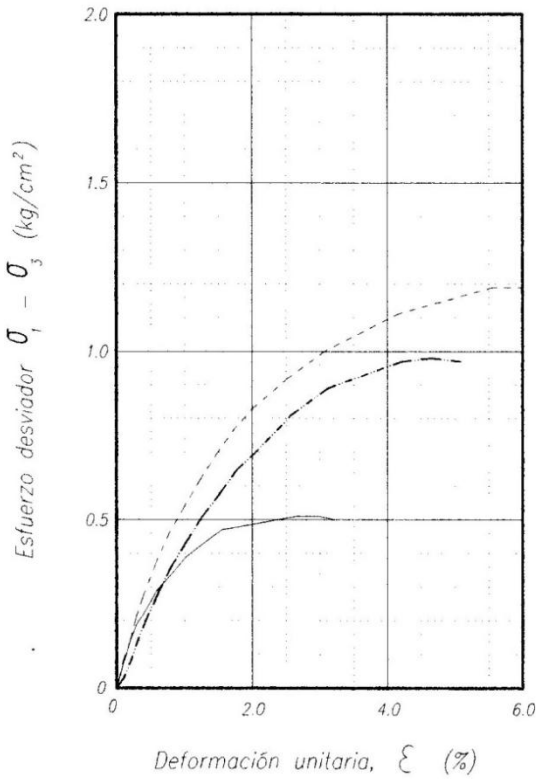


Fig. 3-12.



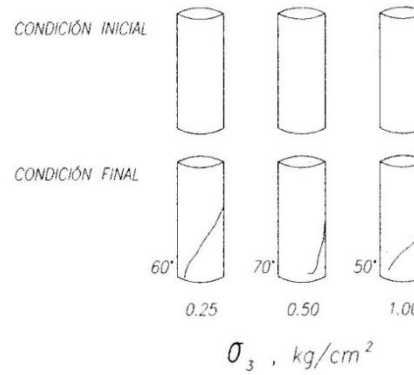
PRUEBA TRIAXIAL CU

OBRA : **REFORMA No. 27**



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ ROJIZO CON MICROFOSILES.	

SÍMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.25	52
- - -	0.50	40
- - - -	1.00	50



SONDEO	PROF m	Tx	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Cw_i %	Cw_f %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³
SMS-1	10.50	CU	0.25	0.51	351	356	2.19	7.68	7.67	100	100	1136	1151
			0.50	0.98	355	350	2.19	7.64	7.04	100	100	1151	1225
			1.00	1.19	358	322	2.19	7.76	6.92	91	100	1144	1166

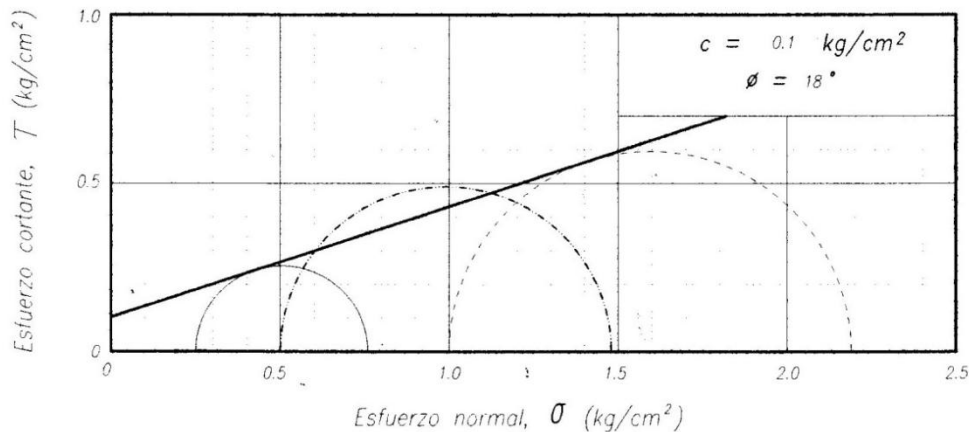
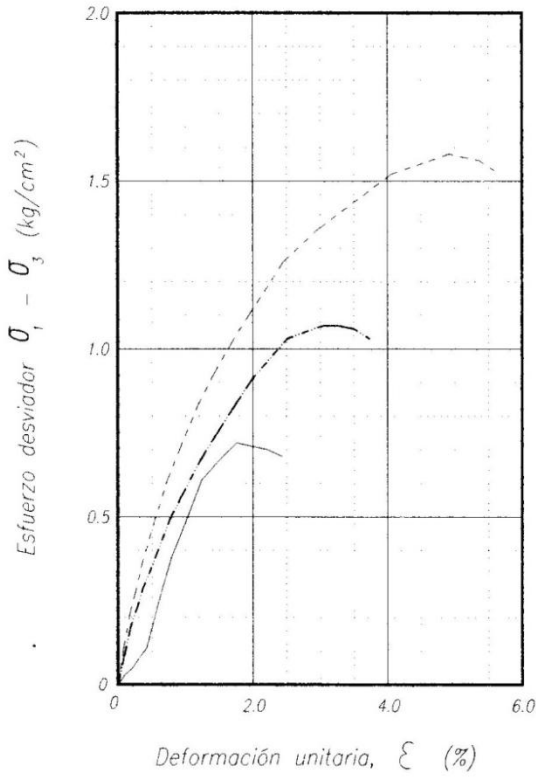


Fig. 3-13.



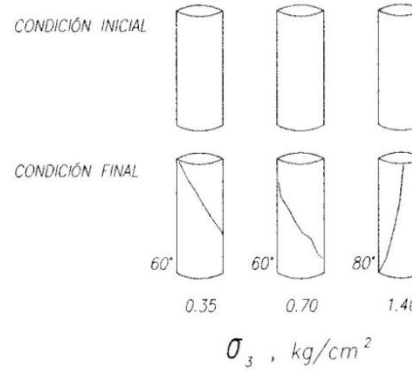
PRUEBA TRIAXIAL CU

OBRA : **REFORMA No. 27**



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ OLIVO	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.35	48
- - -	0.70	61
- · - ·	1.40	70



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³
SMS-1	15.70	CU	0.35	0.72	336	339	2.22	7.23	7.29	100	100	1172	1172
			0.70	1.07	330	328	2.22	7.28	6.90	100	100	1150	1199
			1.40	1.58	329	299	2.22	7.15	6.25	93	100	1166	1220

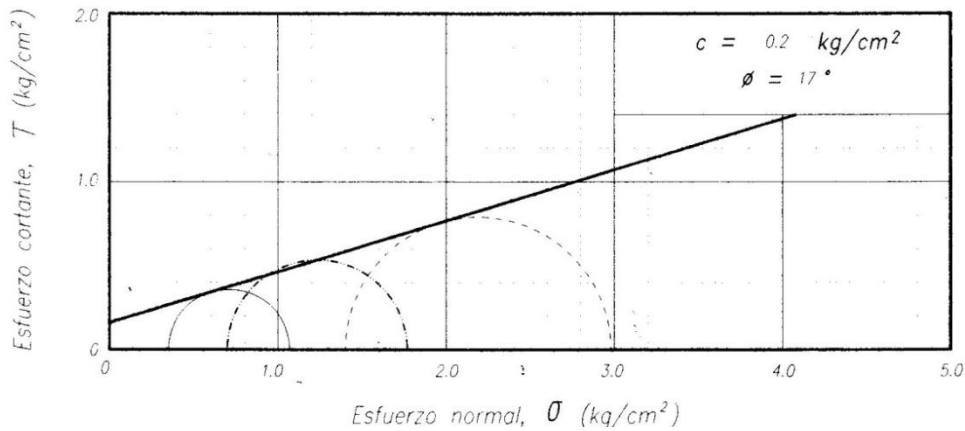
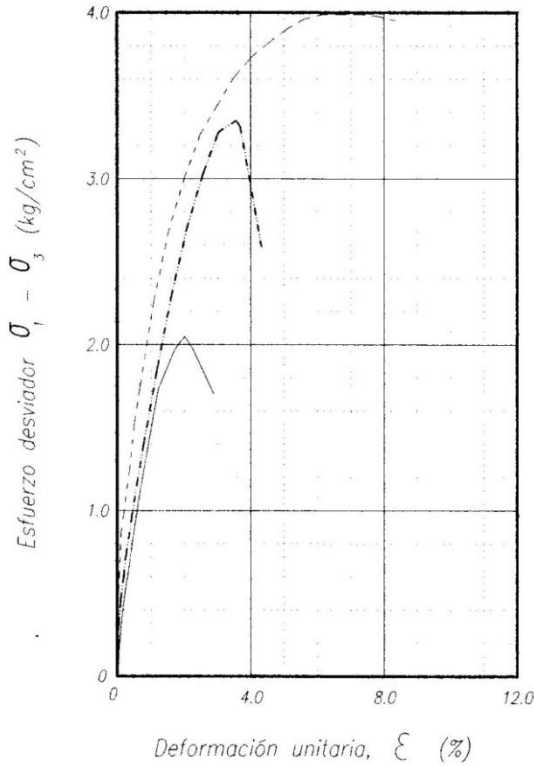


Fig. 3-14.



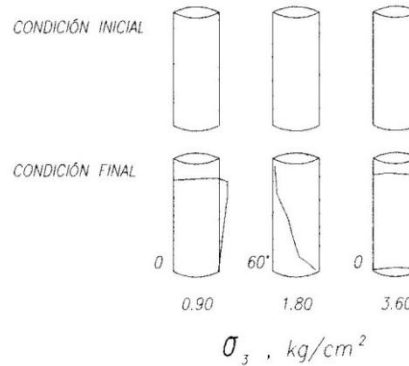
PRUEBA TRIAXIAL CU

OBRA : **REFORMA No. 27**



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO GRIS OLIVO OSCURO	

SÍMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.90	175
- - -	1.80	190
· · ·	3.60	228



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³
SMS-1	27.30	CU	0.90	2.05	275	236	2.19	5.96	5.88	87	88	1179	1067
			1.80	3.35	274	272	2.19	5.87	5.54	100	100	1189	1245
			3.60	3.99	302	301	2.19	6.37	5.21	100	100	1193	1412

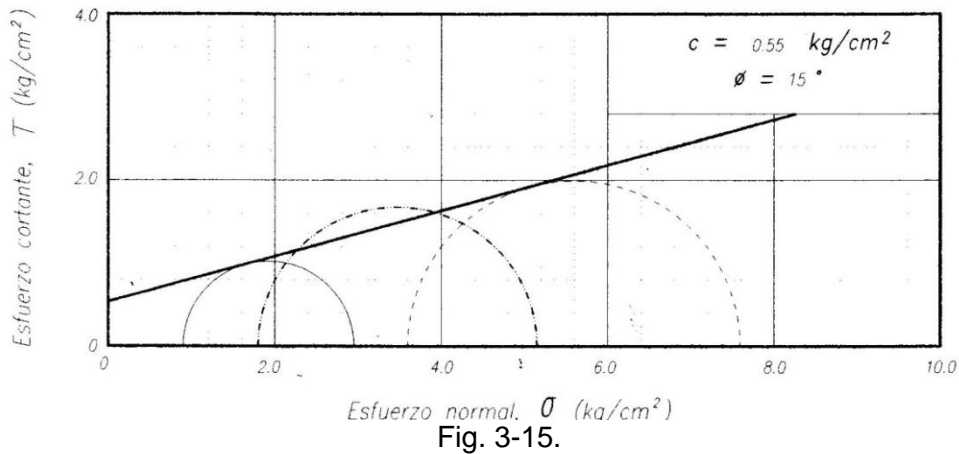
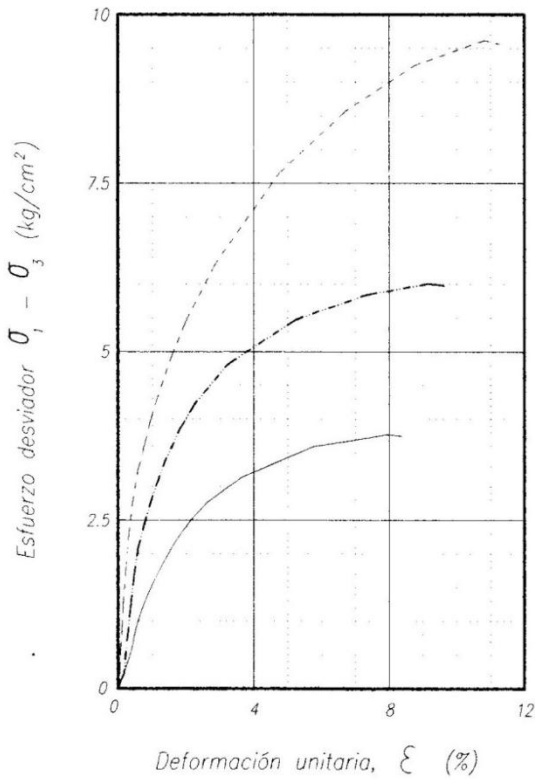


Fig. 3-15.



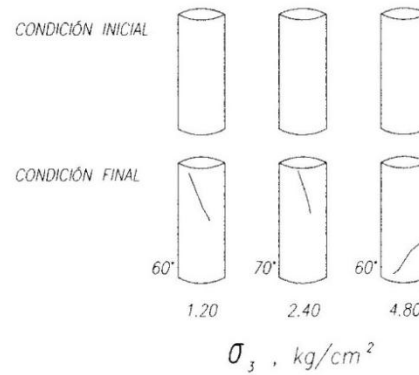
PRUEBA TRIAXIAL CU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO CAFÉ OLIVO	

SÍMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.20	140
- - -	2.40	265
- - - -	4.80	315



SONDEO	PROF m	T _x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w _i %	w _f %	S _s	e _i	e _f	Gw _i %	Gw _f %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³
SMS-1	31.70	CU	1.20	3.77	44	45	2.51	1.25	1.18	90	95	1610	1667
			2.40	6.01	42	42	2.51	1.23	1.23	86	86	1606	1602
			4.80	9.62	41	39	2.51	1.20	1.01	82	97	1614	1734

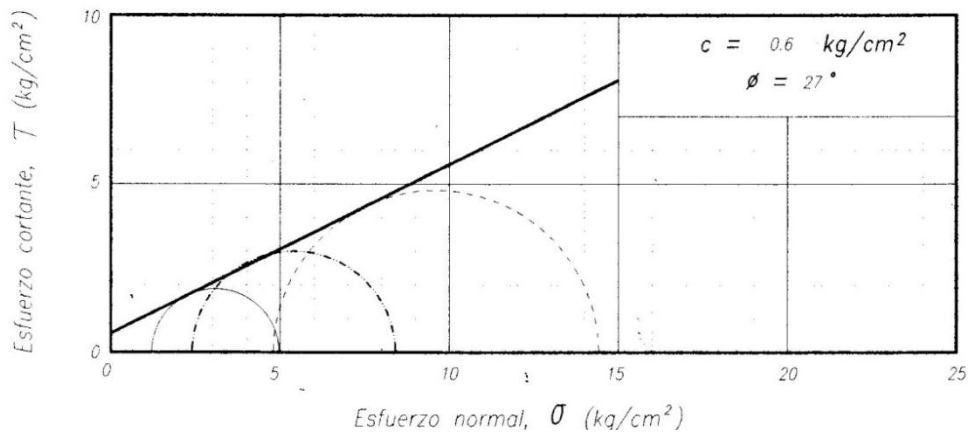
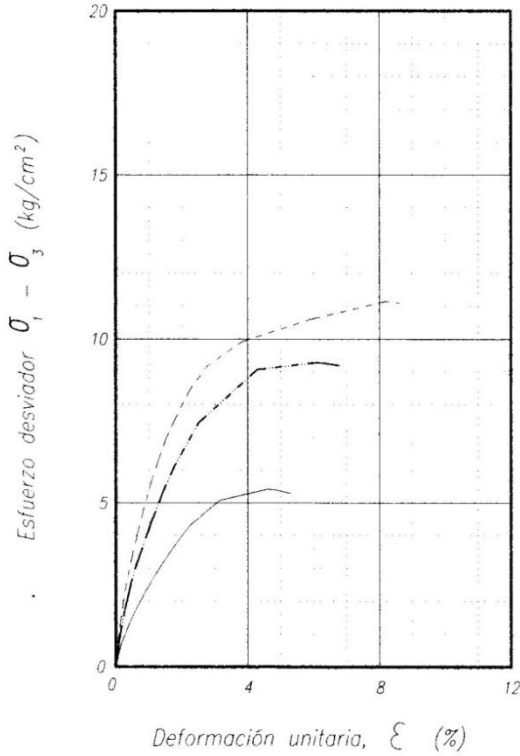


Fig. 3-16.



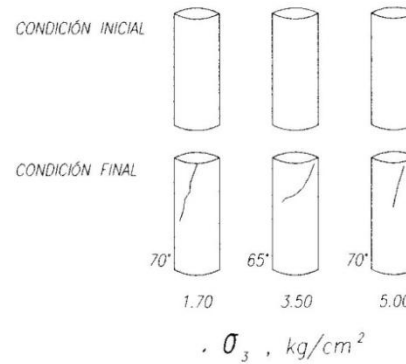
PRUEBA TRIAXIAL CU

OBRA : REFORMA N°27



DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	
MH	
LIMO GRIS AZULADO	

SÍMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.70	241
- - -	3.50	412
- - - -	5.00	536



SONDEO	PROF m	T _x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	e_f	Gw_i %	Gw_f %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³
SMS-1	45.30	CU	1.70	5.42	59	59	2.39	1.36	1.27	100	100	1608	1672
			3.50	9.28	60	59	2.39	1.42	1.31	99	100	1582	1645
			5.00	11.15	59	57	2.39	1.37	1.26	100	100	1606	1663

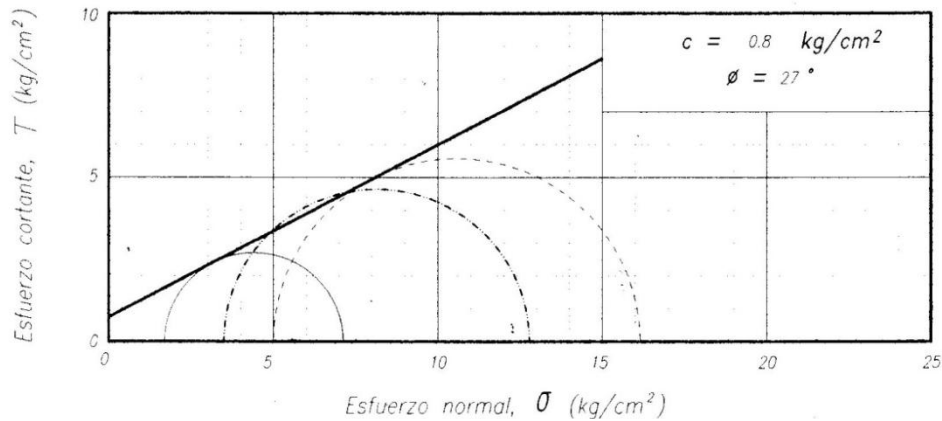


Fig. 3-17.



tgc *ing. geotécnica, s. a. de c. v.*

ENSAYE DE CONSOLIDACION

Proyecto : <u>53 N</u> Localización : <u>REFORMA 27</u> Fecha : <u>22-mar-06</u>	Sondeo : <u>SMS-1</u> Muestra : <u>I-3</u> Profundidad : <u>6.40-6.50</u> m	Descripción del suelo: <u>ME LLIMO CAPE OLIYO</u>
Consolidómetro No. : <u>1</u> Operador : <u>J.L.B.A.</u> Calculista : <u>E.B.A.</u>		

Datos: Anillo No. : <u>1</u> Diámetro del anillo (Da) : <u>8.00</u> cm Altura del anillo (Ha) : <u>1.990</u> cm Peso anillo (Wa) : <u>167.20</u> g Área del anillo (Aa) : <u>50.27</u> cm ² Vidrio No. : <u>2</u> Peso vidrio (Wv) : <u>40.27</u> g	Antes de la prueba: Peso suelo húmedo+varillo (Wsh+va) : <u>280.20</u> g Densidad de sólidos (Gs) : <u>2.190</u> Peso volumétrico del agua (Yw) : <u>1.0</u> g/cm ³	Después de la prueba: Peso vidrio+suelo húmedo+varillo (Wv+sh+va) : <u>206.10</u> g Peso vidrio+suelo seco+varillo (Wv+ss+va) : <u>231.56</u> g Deformación final corregida (dfc) : <u>0.489</u> cm
--	--	---

Cálculos iniciales:		Cálculos finales:	
Peso de sólidos (Ms)	<u>24.09</u> g	Peso volumétrico inicial (Yi)	<u>1.13</u> g/cm ³
Peso húmedo inicial (Wshi)	<u>113.00</u> g	Humedad inicial (wi)	<u>369</u> %
Peso húmedo final (Wshf)	<u>88.63</u> g	Relación de vacíos inicial (ei)	<u>8.09</u> %
Peso del agua inicial (Wwi)	<u>88.91</u> g	Grado de saturación inicial (Gsi)	<u>100</u> %
Peso del agua final (Wwf)	<u>64.54</u> g		
Volumen inicial (Vi)	<u>100.03</u> cm ³		
Volumen de sólidos (Vs)	<u>11.00</u> cm ³		
Volumen de vacíos (Vv)	<u>89.03</u> cm ³		
Vol. de agua inicial (Vwi)	<u>88.91</u> cm ³		
Altura final (Hf)	<u>1.50</u> cm		
Volumen final (Vf)	<u>75.45</u> cm ³		
Peso volumétrico final (Yshf)	<u>1.17</u> g/cm ³		
Humedad final (w)	<u>268</u> %		
Relación de vacíos final (ef)	<u>5.86</u> %		
Grado de saturación final (Gsf)	<u>100</u> %		

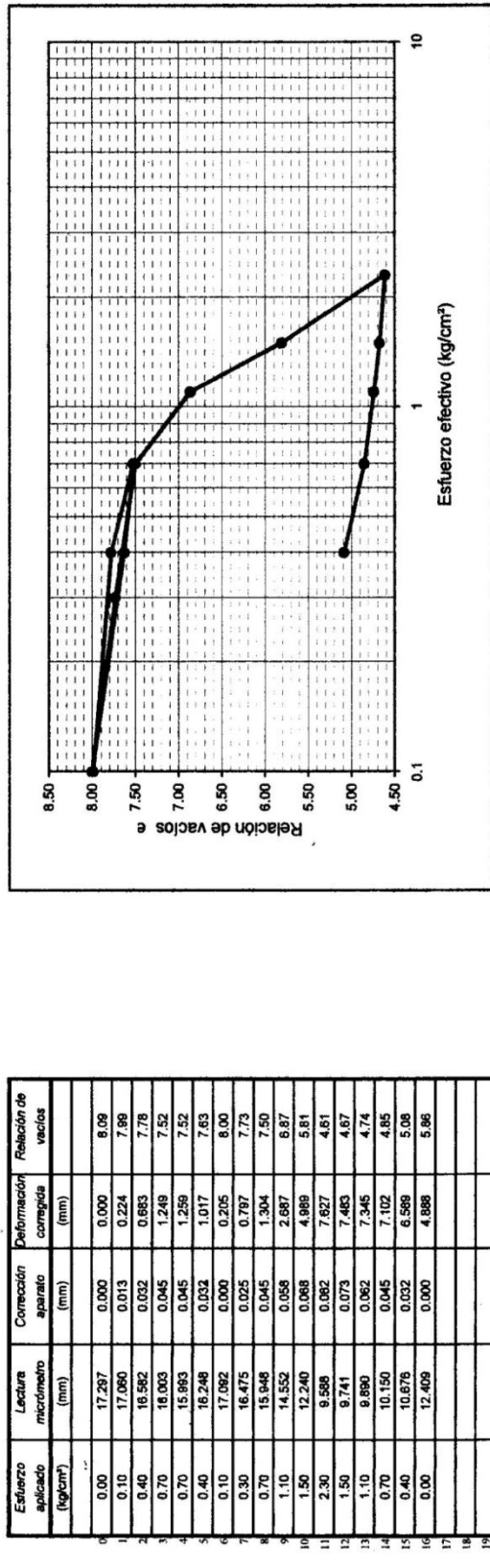


Fig. 3-18.



tgc geotecnia, s. a. de c. v.

ENSAYE DE CONSOLIDACION

Proyecto: _____
 Localización: _____
 Fecha: _____

53 N
 REFORMA 27
 23-Jun-96

Sondeo: SMS-1
 Muestra: 2.3
 Profundidad: 10.46-10.69 m

Consolidómetro No.: 2
 Operador: JLEA
 Calculista: ERA

Descripción del suelo:
LIMO ROJIZO CON MICRO-FOSTILES

Datos:

Antes de la prueba:

Diámetro del anillo (Øa) 8.01 cm
 Altura del anillo (Ha) 2.000 cm
 Peso anillo (Wa) 164.23 g
 Área del anillo (Aa) 50.39 cm²

Vidrio No. 15
 Peso vidrio (Wv) 56.62 g

Después de la prueba:

Peso suelo húmedo+anillo (Wsh+a) 281.40 g
 Densidad de sólidos (Gs) 2.187 g/cm³
 Peso volumétrico del agua (Yw) 1.0 g/cm³

Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (Wv+sh+a) 314.42 g
 Peso vidrio+suelo seco+anillo (Wv+ss+a) 250.24 g
 Deformación final corregida (dfc) 0.455 cm

Cálculos iniciales:

Peso de sólidos (Ws)	29.39 g	Volumen inicial (Vi)	100.78 cm ³	Peso volumétrico inicial (Yni)	1.16 g/cm ³	Altura final (Hf)	1.55 cm
Peso húmedo inicial (Wsh)	117.17 g	Volumen de sólidos (Vs)	13.44 cm ³	Humedad inicial (wi)	299 %	Volumen final (Vf)	77.83 cm ³
Peso húmedo final (Wshf)	93.57 g	Volumen de vacíos (Vv)	87.34 cm ³	Relación de vacíos inicial (ei)	6.50 %	Peso volumétrico final (Yshf)	1.20 g/cm ³
Peso del agua inicial (Wwi)	87.78 g	Vol. de agua inicial (Vwi)	87.78 cm ³	Grado de saturación inicial (Sni)	100 %	Humedad final (wf)	218 %
Peso del agua final (Wwif)	64.18 g					Relación de vacíos final (ef)	4.79 %

Cálculos finales:

Relación de vacíos final (ef)	4.79 %	Grado de saturación final (Saf)	100 %
-------------------------------	--------	---------------------------------	-------

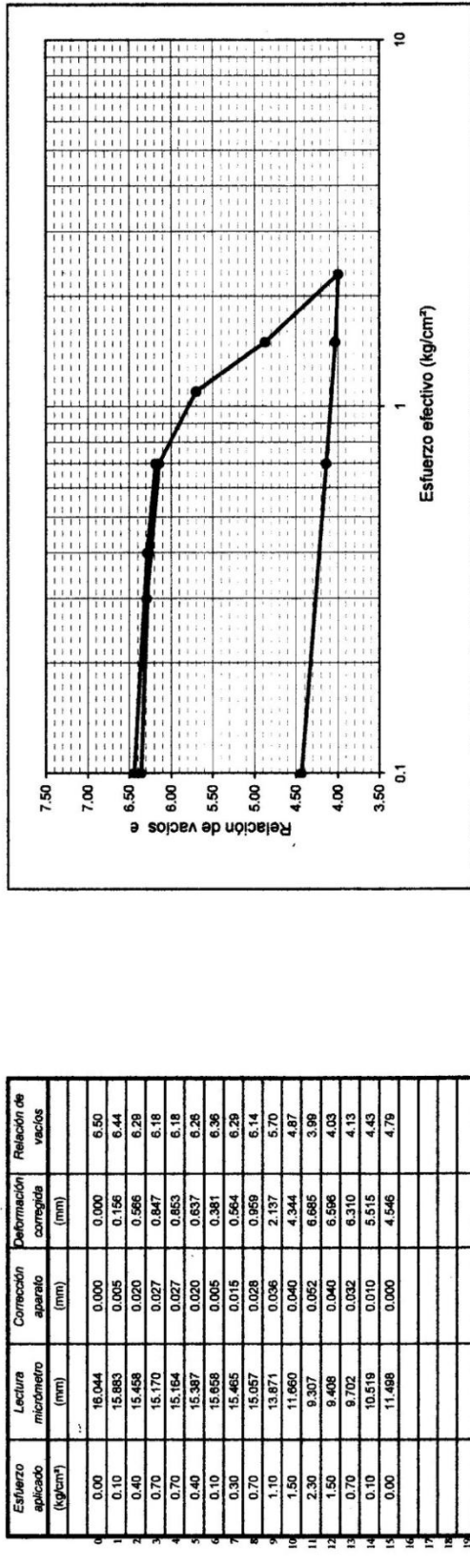


Fig. 3-19.

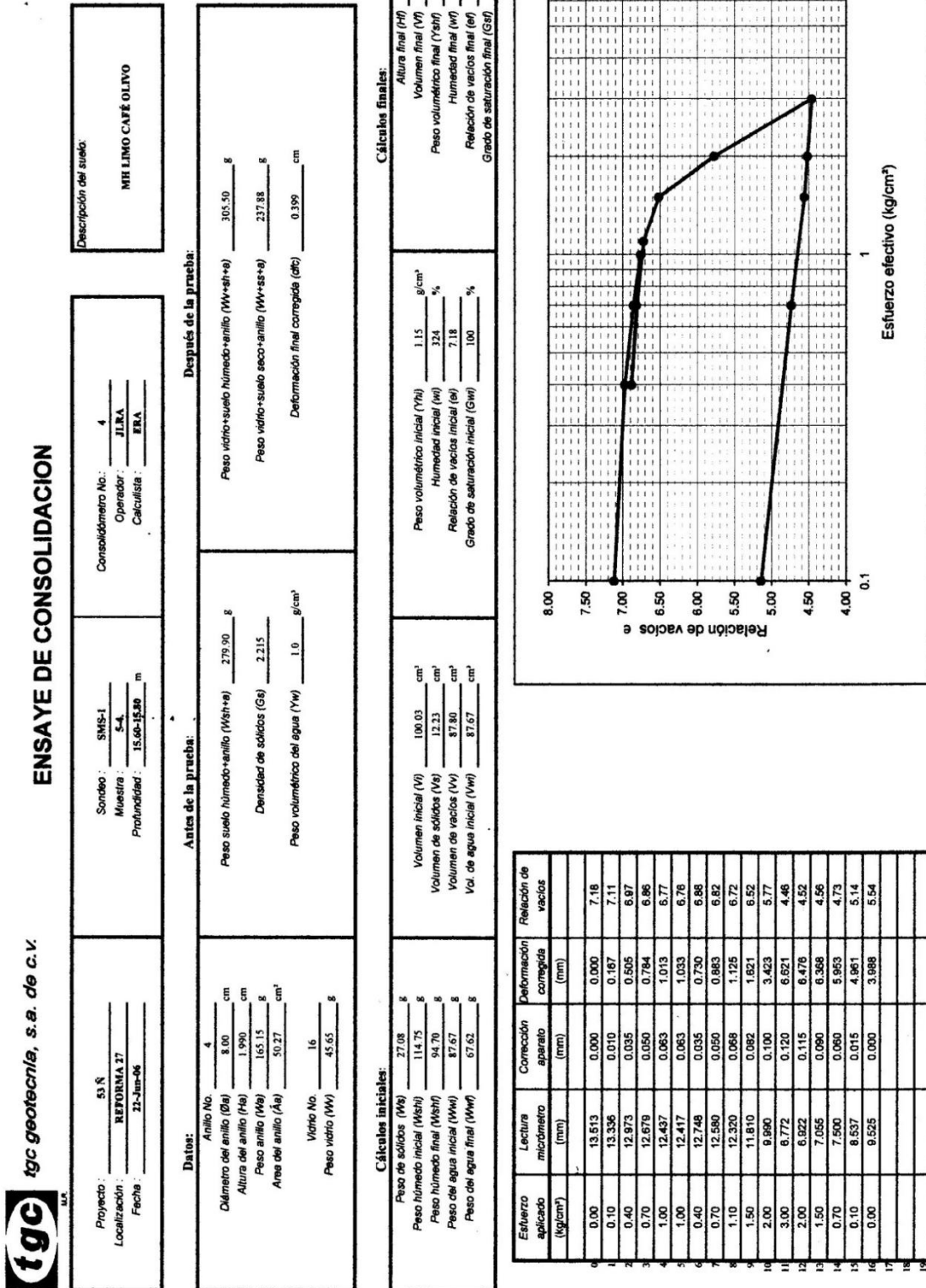


Fig. 3-20.

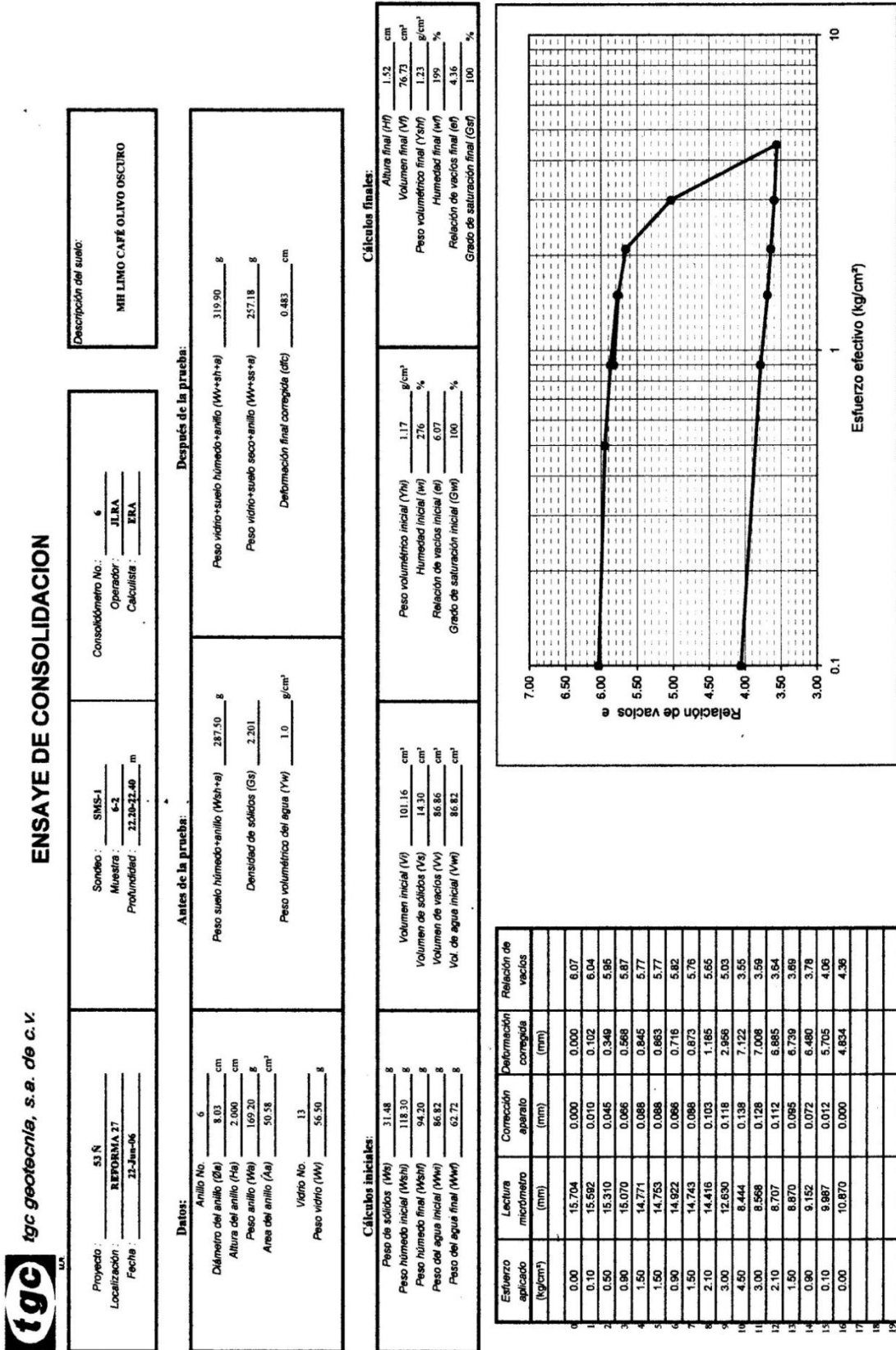


Fig. 3-21.



tgc geotecnia, s. a. de c. v.

ENSAYE DE CONSOLIDACION

Descripción del suelo:
MH LIMO GRIS OLIVO OSCURO

Consolidómetro No.: 5
 Operador: JLRA
 Calculista: ERA

Sondeo: SMS-1
 Muestra: T-2 SUP
 Profundidad: 27.26-27.49 m

Después de la prueba:
 Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (W₁+st+e) 315.08 g
 Peso vidrio+suelo seco+anillo (W₂+ss+e) 253.23 g
 Deformación final corregida (d_c) 0.486 cm

Antes de la prueba:
 Peso suelo húmedo+anillo (W₁+e) 282.80 g
 Densidad de sólidos (G_s) 2.187
 Peso volumétrico del agua (γ_w) 1.0 g/cm³

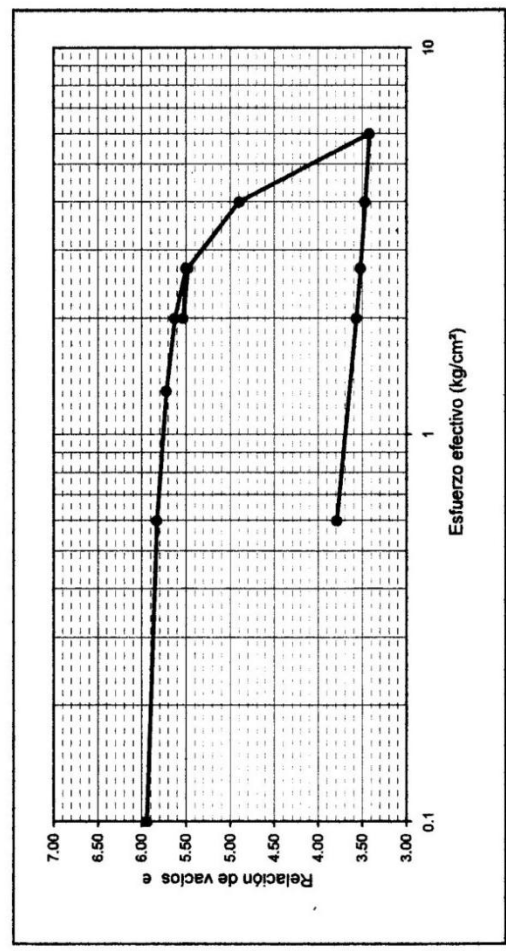
Datos:
 Anillo No. 5
 Diámetro del anillo (D_a) 8.00 cm
 Altura del anillo (H_a) 2.000 cm
 Peso anillo (W_a) 165.15 g
 Área del anillo (A_a) 50.27 cm²
 Vidrio No. 15
 Peso vidrio (W_v) 56.62 g

Cálculos finales:
 Altura final (H_f) 1.51 cm
 Volumen final (V_f) 76.10 cm³
 Peso volumétrico final (γ_{sf}) 1.23 g/cm³
 Humedad final (W_f) 197 %
 Relación de vacíos final (e_f) 4.29
 Grado de saturación final (G_sf) 100 %

Peso volumétrico inicial (γ_{hi}) 1.17 g/cm³
 Humedad inicial (w_i) 274 %
 Relación de vacíos inicial (e_i) 5.99
 Grado de saturación inicial (G_si) 100 %

Volumen inicial (V_i) 100.53 cm³
 Volumen de sólidos (V_s) 14.39 cm³
 Volumen de vacíos (V_v) 86.13 cm³
 Vol. de agua inicial (V_wi) 86.19 cm³

Cálculos iniciales:
 Peso de sólidos (M_s) 31.46 g
 Peso húmedo inicial (W_{hi}) 117.65 g
 Peso húmedo final (W_{hf}) 93.31 g
 Peso del agua inicial (W_wi) 86.19 g
 Peso del agua final (W_wf) 61.85 g



Esfuerzo aplicado (kg/cm ²)	Lectura micrómetro (mm)	Corrección aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0.00	14.049	0.000	0.000	5.99
0.10	13.905	0.004	0.140	5.94
0.60	13.542	0.050	0.457	5.83
1.30	13.198	0.076	0.775	5.72
2.00	12.818	0.080	1.041	5.62
2.70	12.560	0.085	1.394	5.50
2.70	12.550	0.085	1.424	5.49
2.00	12.651	0.090	1.308	5.53
2.70	12.482	0.082	1.465	5.48
4.00	10.800	0.112	3.137	4.89
8.00	6.578	0.123	7.346	3.42
4.00	6.712	0.122	7.215	3.47
2.70	6.978	0.100	7.071	3.52
2.00	7.024	0.082	6.933	3.57
0.60	7.698	0.055	6.296	3.79
0.00	9.188	0.000	4.661	4.29

Fig. 3-22.

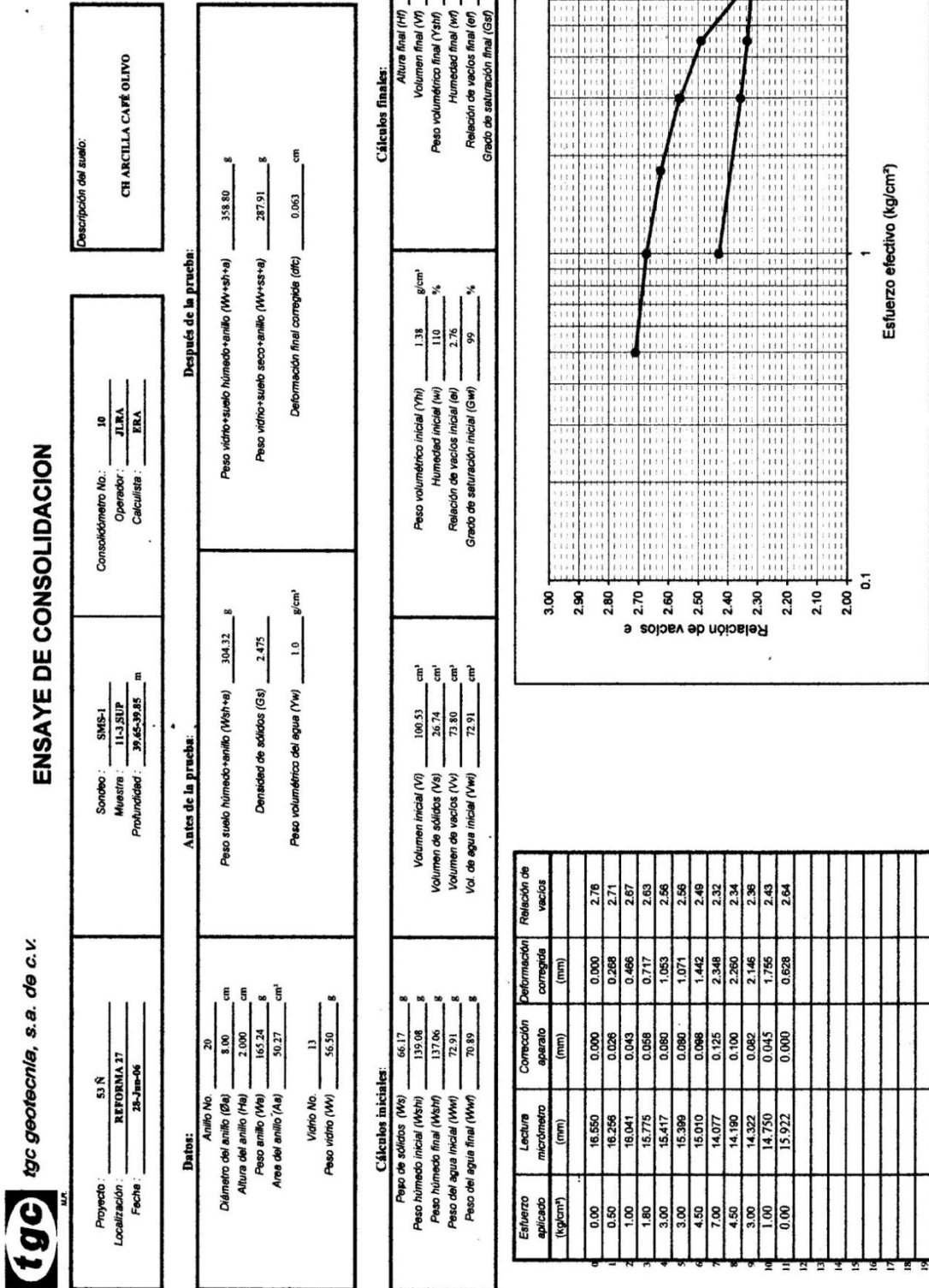


Fig. 3-23.

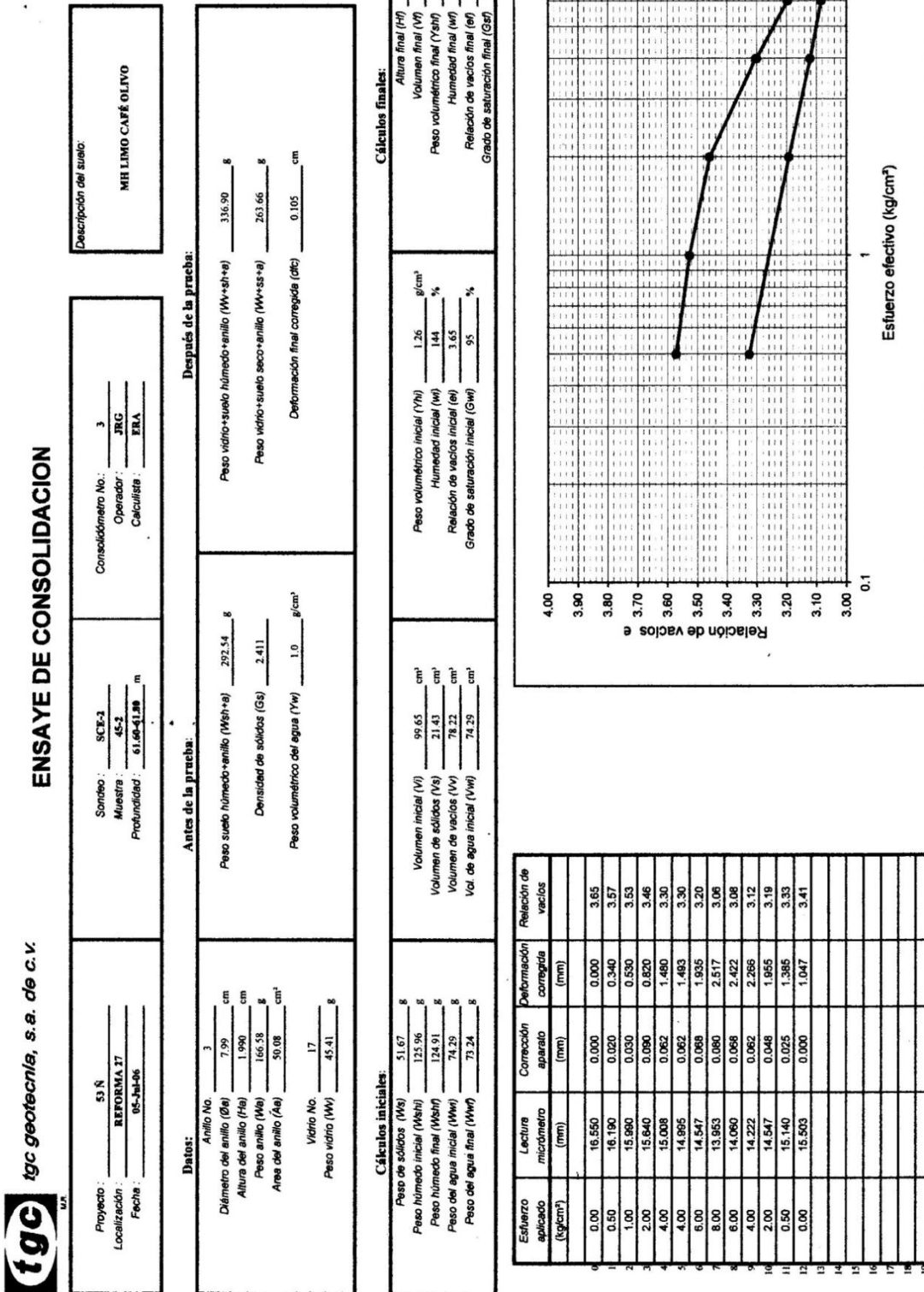


Fig. 3-24.

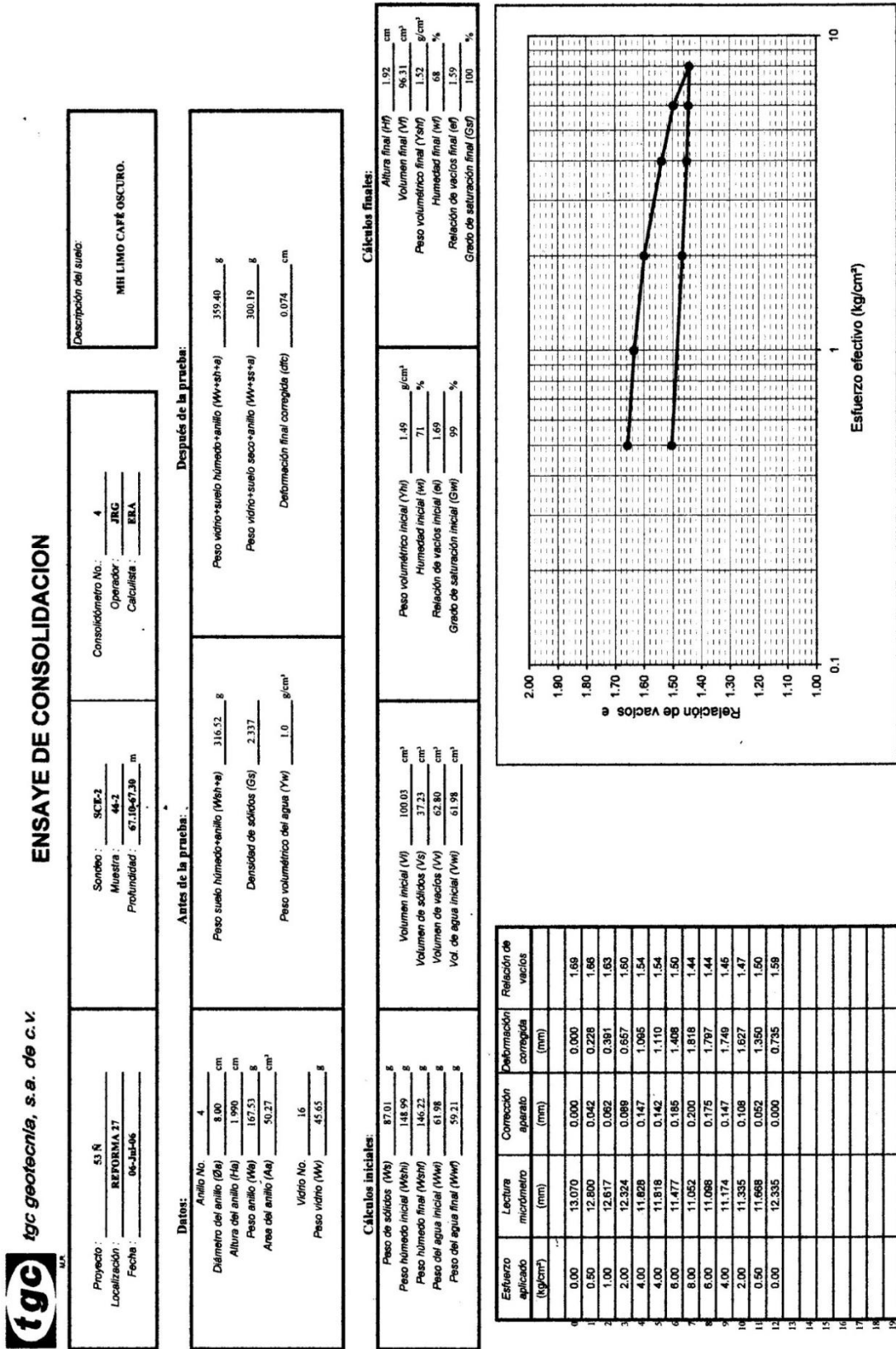


Fig. 3-25



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.



ANEXO 4 PLANOS DEL PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN



Tesis: "Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Proyecto Reforma 27".
Por: Juan Guillermo García Rodríguez.





BIBLIOGRAFÍA.

1. VIVEICA (2007) Propuesta de proyecto arquitectónico en Reforma 27.
2. Braja M.D. Fundamentos de ingeniería geotécnica, Ed. Thomson 2001.
3. Tamez, E., Manual de diseño geotécnico, Vol I, COVITUR, Departamento del Distrito Federal, (1987).
4. Peck R., Hanson W. y Thornburn T, Ingeniería de Cimentaciones, Limusa., 2003.
5. Santoyo, E. y J. A. Segovia, El hundimiento regional del subsuelo de la Ciudad de México se acrecenta, Revista del Colegio de Ingenieros, (2006).
6. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, (2004), 6 de Octubre, Tomo II N° 103 – Bis.
7. T. Willam Lambe, Robert V. Withman. Mecánica de suelos. Ed. Limusa.



8. Berezantzev, V.G., Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., París, Vol. 2, (1961).
9. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D. F. Colegio de Ingenieros Civiles de México.
10. Tamez, E. (2001), Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica, TGC Geotecnia.
11. Holguín, E. et al. (1992), Diseño Geotécnico de Cimentaciones, TGC Geotecnia.
12. Diseño y Supervisión, DYS (2007), Bajada de cargas a nivel de cimentación del edificio de Reforma N° 27, Q=2.
13. Terzaghi, Karl, Mecánica de los Suelos en la Ingeniería Práctica, Editorial "El Ateneo", Buenos Aires, Facultad de Ingeniería.
14. Whitlow, Roy, Fundamentos de Mecánica de Suelos, 3era reimpresión, Editorial Continental, México, 2000.
15. Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa.
16. Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II Editorial Limusa.