



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**“ESTUDIO GEOTÉCNICO REALIZADO PARA
LA CONSTRUCCIÓN DE UN DISTRIBUIDOR
VIAL QUE SE UBICARÁ ENTRE LA AV.
ALFREDO DEL MAZO Y LA AV. LÓPEZ
PORTILLO, TOLUCA, ESTADO DE MÉXICO”**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

ORTEGA GARCÍA ROBERTO ELIGIO

DIRECTOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



CIUDAD NEZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE MÉXICO, MAYO DE 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A la UNAM por brindarme mi educación medio-superior y superior.

A la Facultad de Estudios Superiores Aragón por entregarme todo su apoyo.

A mi padre Florentino Ortega Jaramillo y a mi madre Jacinta García González, por su ayuda incondicional y sus consejos en cada una de las etapas de mi vida.

A mis hermanos Raúl Ortega García, Mariela Ortega García, María de la Luz Ortega García y Lilibiana Ortega García por cada una de sus enseñanzas.

Al Ing. Gabriel Álvarez Bautista por su paciencia y apoyo total durante la dirección de mi tesis.

Al M. en I. José Antonio Dimas Chora por respaldarme en todas las actividades que realicé durante mi estancia en la Facultad.

A mis maestros por guiarme a lo largo de mi educación.

A mi esposa Fernanda García Barrera, que me ha dado equilibrio y fortaleza durante esta etapa de mi vida.

A mis amigos por encomiarme a ser alguien mejor siempre.

A toda la gente que he conocido y de quienes he aprendido, a todos muchas gracias.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	8
PROPÓSITO.....	11
OBJETIVO	11
ALCANCE	11

CAPÍTULO 1.

ANTECEDENTES	13
1.1.- Localización	13
1.2.- Descripción del proyecto.....	13
1.3.- Topografía	14
1.4.- Referencias.....	14
1.5.- Objetivo.....	14

CAPÍTULO 2.

TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYES DE LABORATORIO... 15	15
2.1.- Zonificación geotécnica del Valle de México	15
2.1.1.- Zona de Lomas	15
2.1.2.- Zona de Lago.....	17
2.1.3.- Zona de Transición	18
2.2.- Importancia de la exploración geotécnica.....	20
2.3.- Método de penetración estándar	20
2.4.- Pruebas de laboratorio.....	36

CAPÍTULO 3.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO	37
3.1.- Levantamiento geológico local.....	37
3.2.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo.....	38
3.3.- Sismicidad	43

CAPÍTULO 4.

ANÁLISIS DE GEOTÉCNICO	44
4.1.- Objetivo.....	44
4.2.- Factores que determinan el tipo de cimentación	44
4.2.1.- Cargas.....	44
4.2.2.- Suelo	44
4.2.3.- Técnica y economía	45
4.3.- Clasificación de cimentaciones	45
4.3.1.- Cimentaciones superficiales.....	45
4.3.2.- Cimentaciones compensadas	46
4.3.3.- Cimentaciones profundas.....	46
4.4.- Clasificación de cimentaciones profundas	47
4.4.1.- Material de fabricación	48
4.4.2.- Procedimiento constructivo	48
4.4.3.- Transmisión de carga al subsuelo.....	49
4.5.- Descripción de pilotes y pilas.....	51
4.5.1.- Pilotes	51
4.5.2.- Pilas	52
4.5.3.- Ventajas y desventajas	53
4.6.- Aplicaciones adicionales de pilotes y pilas	54
4.6.1.- Tensión	54
4.6.2.- Suelos expansivos	55
4.6.3.- Erosión	55
4.6.4.- Estructuras vecinas	56
4.6.5.- Pilas cortas.....	57
4.7.- Proceso convencional para el diseño y la construcción de cimentaciones profundas.....	57
4.7.1.- Estudios geotécnicos	57
4.7.2.- Diseño geotécnico y estructural	58
4.7.3.- Construcción	58
4.7.4.- Control.....	58
4.8.- Datos generales de la estructura y sísmico	59
4.9.- Alternativa de cimentación.....	59
4.9.1.- Dimensionamiento de las pilas.....	61

4.9.2.- Capacidad de carga	61
4.9.3.- Solicitación inducida por sismo	65
4.9.4.- Implicaciones para el diseño estructural de la cimentación.....	67

CAPÍTULO 5.

PROCESO CONSTRUCTIVO	68
5.1.- Proceso constructivo para pilas	68
5.2.- Equipo.....	69
5.2.1.- Grúas	69
5.2.2.- Perforadoras.....	70
5.2.3.- Almejas e hidrofresas.....	73
5.2.4.- Vibrohincadores	75
5.2.5.- Osciladores de ademes.....	76
5.2.6.- Desarenadores.....	76
5.2.7.- Martillos para hincado	77
5.3.- Construcción de pilas.....	81
5.3.1.- Perforación.....	82
5.3.2.- Soporte temporal.....	99
5.3.3.- Técnicas adicionales	116
5.3.4.- Acero de refuerzo	119
5.3.5.- Concreto.....	124
5.4.- Medio Ambiente	130
5.4.1.- Contaminación	131
5.4.2.- Factores ambientales que afectan las cimentaciones profundas	136
5.5.- Medidas de seguridad.....	139
5.5.1.- Maniobras generales.....	139
5.5.2.- Colocación de materiales	141
5.5.3.- Perforación.....	143
5.5.4.- Hincado de pilotes.....	145

CAPÍTULO 6.

CONCLUSIONES	148
6.1.- Recomendaciones	150
ANEXOS	151
ANEXO I. REPORTE FOTOGRÁFICO	152
ANEXO II. PRUEBAS DE LABORATORIO	159
BIBLIOGRAFÍA:	164

INTRODUCCIÓN.

Actualmente, y debido a la necesidad de resolver los problemas de tránsito, la construcción de nuevos puentes vehiculares urbanos, ha aumentado en los últimos años y se ha vuelto una solución adecuada a esta problemática vial.

Un puente es una construcción, la cual tiene como finalidad librar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico, como un río, un camino, una vía férrea, etc. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y del uso con que vaya a ser destinado. Su cálculo y proyecto pertenecen a la Ingeniería Civil, siendo numerosos los tipos de diseño que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

La historia de los puentes de longitud importante en México data de los años cincuenta, al desarrollarse la tecnología del concreto reforzado, empezaron a construirse estructuras complejas con este material. La Secretaria de Comunicaciones fue pionera en México en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales de la construcción y para la implantación de las normas correspondientes. El desarrollo de esta tecnología permitió obtener concretos de mayor resistencia y de mayor confiabilidad.

En el caso de un distribuidor vial, estos surgen a partir del crecimiento de la mancha urbana, la cual, al paso de los años, ha demandado más y mejores vías de comunicación. Un distribuidor vial es un proyecto de construcción, el cual nos da una solución al problema de tránsito con sus diferentes tipos de pasos, los cuales pueden ser túneles, pasos elevados, pasos deprimidos, gazas, así como varias vías alternas salidas y entradas. Esto permite el desplazamiento del tránsito vehicular por múltiples vías de circulación y hacia diversos destinos.

Para la construcción de un distribuidor vial es importante tener todos los datos posibles de las condiciones del lugar (flora, fauna, tipo de transporte, tránsito vehicular diario, etc.), hacer consideraciones preliminares, y verificar en primera instancia todo lo que puede implicar la construcción de cierta infraestructura en ese sitio, así como el impacto ambiental que esta genere.

Los estudios preliminares o de primera instancia constituyen la base para el buen desarrollo de un anteproyecto, en lo sucesivo el proyecto dependerá de su precisión y exactitud, además, estos nos permitirán hacer una predicción de los problemas que se puedan presentar durante su construcción, los cuales serían eliminados o descartados al tomarlos en cuenta y mantenerlos en los archivos, con la finalidad de tener una apropiada operación durante su vida de servicio.

Algunos de los aspectos más importantes que se deben considerar antes de su construcción son:

- Estudios topográficos
- Estudios de Impacto Ambiental
- Estudios de Mecánica de Suelos
- Estudios hidrológicos
- Estudios de Ingeniería de tránsito
- Tipo de materiales
- Demanda de las vías de comunicación
- Personas que serán beneficiadas

La estructura de un distribuidor vial constituye una obra fundamental de las vías de comunicación actuales, ya que si ellos se comportan de manera inadecuada o llegan a fallar, el tránsito sufriría interrupciones que pueden ocasionar pérdidas económicas de cientos de miles de millones de pesos, sobre todo, en las modernas carreteras, que resultarían inoperantes para mover grandes cantidades de vehículos, transporte de carga y de pasajeros.

Es importante resaltar el cuidado que deben de tener los ingenieros responsables de su estudio, proyecto, construcción y conservación, para que la obra cumpla con los requerimientos de operación de la vía terrestre.

Algunos de los factores más importantes por los cuales se construyen los distribuidores viales son los siguientes:

- Crecimiento de la ciudad y de la sociedad.
- Reordenamiento de la zona metropolitana.
- Mejoramiento de las vialidades.
- Agilización del tránsito vehicular.

- Mejoramiento de la seguridad.
- Solución de conflictos viales.
- Mejoramiento de la fluidez del tránsito en zonas altamente congestionadas.
- Desarrollo de la infraestructura y la economía en la ciudad.
- Disminución de tiempos y costos de recorridos y traslados.

A partir de que Toluca se declaró ciudad en el año de 1799, cuando Carlos IV firma la cédula real que le da tal categoría, comenzó a ascender en economía, población y cultura, sin embargo, a pesar de ello no se contemplaba que crecería a tal grado como la vemos en la actualidad.

El incremento de la población en la Ciudad de Toluca ha generado problemas de congestionamiento vial, y con ello, un paso peatonal cada vez más reducido. Por esta demanda se ve la necesidad de tomar medidas como construcciones que permitan fluidez en el traslado de ambas partes.

El objetivo de la construcción del Distribuidor vial Alfredo del Mazo – López Portillo es repartir el tránsito vehicular y dar mayor movilidad a todos los usuarios que pasen por estas vías de comunicación.

PROPÓSITO:

La presente tesis tiene como propósito principal dar a conocer algunos de los estudios de mecánica de suelos que se llevan a cabo antes de la construcción de un distribuidor vial, así como la importancia que tienen este tipo de obras civiles en el desarrollo actual de las vías de comunicación y de la sociedad, tomando como base el Distribuidor vial que se ubica en el cruce de las avenidas Alfredo del Mazo y López Portillo, en la Ciudad de Toluca, Estado de México.

OBJETIVO:

El objetivo de esta tesis va orientado a contribuir con el diseño y construcción de la cimentación de un distribuidor vial, describiendo los estudios de mecánica de suelos y las soluciones geotécnicas que se llevaron a cabo durante dicho proyecto.

ALCANCE:

El alcance en este trabajo es dar una perspectiva del tipo de cimentación a utilizar para un predio que se encuentra en la zona B y con un suelo tipo II, donde los materiales del subsuelo corresponden a depósitos aluviales intercalados con estratos de arcilla de origen lacustre.

Poniendo todos los conocimientos adquiridos durante mis estudios y asesorándome con ingenieros expertos en la materia, este trabajo va encaminado a describir el proceso constructivo en general con el fin de llegar a la conclusión del tipo de cimentación más apto para la realización del proyecto.

Este trabajo está formado de seis capítulos estructurados de la siguiente manera:

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

Este apartado describe la ubicación del lugar donde se proyecta realizar la construcción del distribuidor vial y los trabajos previos de mecánica de suelos que se realizan durante el proyecto.

Es necesario saber las condiciones en las que se encuentra el terreno para que el ingeniero busque su planeación y solución, dando un mejor cumplimiento de su trabajo y garantizando la seguridad de la obra.

CAPÍTULO 2. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYES DE LABORATORIO

Este tema va enfocado en describir cada uno de los tipos de suelo existentes en el Valle de México, la relevancia de los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo, y la importancia que tiene la realización de pruebas de laboratorio para la obtención de resultados con mayor exactitud, y así, seleccionar la cimentación más adecuada.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO

Este capítulo cubre la localización y descripción del terreno desde el punto de vista geológico. Además, se describen los trabajos de exploración realizados, se indica el tipo de sondeo, profundidad alcanzada y los procedimientos aplicados, mostrando la resistencia a la penetración estándar (IRPE) del sitio de interés.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE GEOTÉCNICO

El tema central de este capítulo se basa en recomendar y proponer mediante todos los estudios y pruebas realizadas, la alternativa de cimentación más adecuada para la construcción de dicho proyecto.

CAPÍTULO 5. PROCESO CONSTRUCTIVO

En este capítulo se especifica el equipo, técnicas, materiales y medidas de seguridad necesarias para la realización de trabajos. Además, se describe el proceso constructivo para la perforación y colado de las pilas de cimentación.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

Se emiten recomendaciones generales que deberán considerarse para la construcción de la cimentación, tomando en cuenta los estudios y soluciones obtenidas durante el desarrollo de la investigación.

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

1.1.- Localización

Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos en el cruce de la Av. Alfredo del Mazo y Av. López Portillo, Toluca, Estado de México, en donde se proyecta construir un Distribuidor Vial. La localización del sitio se muestra en la figura 1.

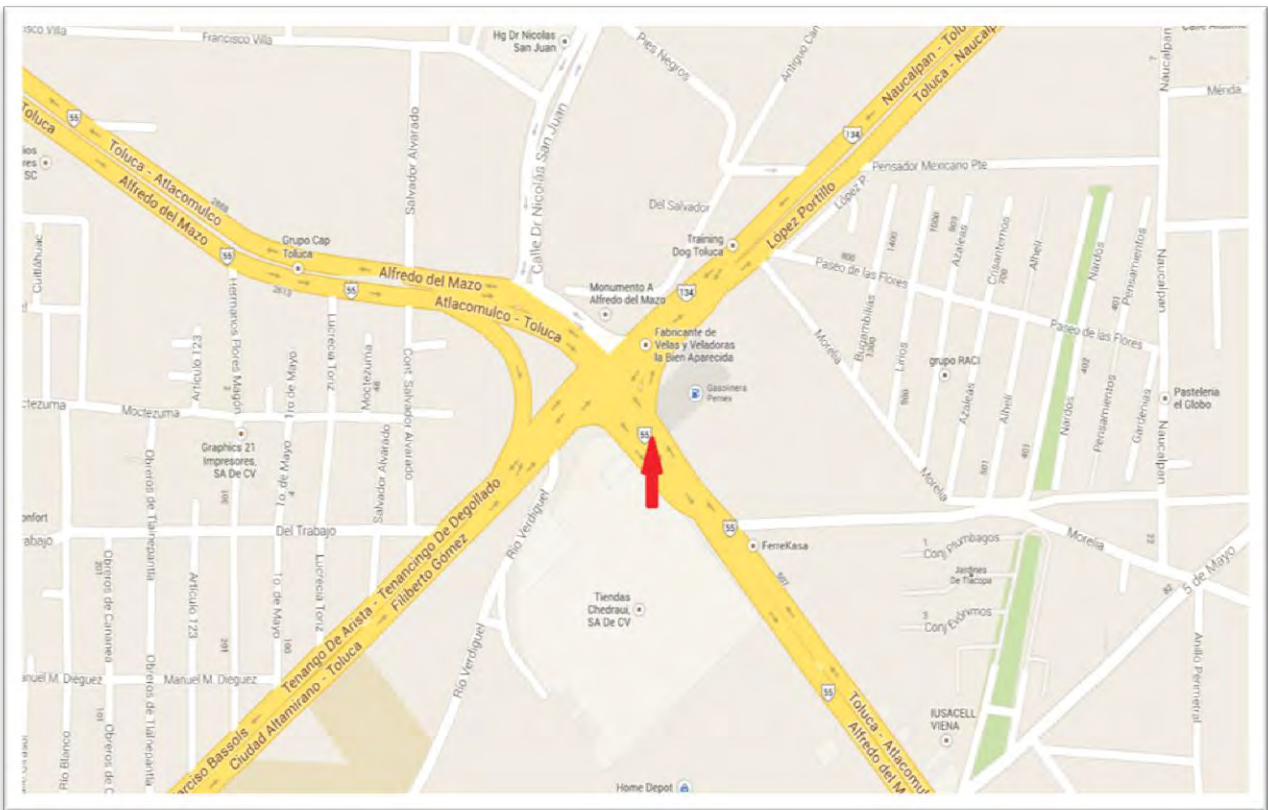


FIGURA 1.- CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

1.2.- Descripción del proyecto

En toda obra es necesario conocer desde el principio hasta el final del proyecto, ya que ello nos dará un panorama de las dimensiones, diseño y el funcionamiento que este tendrá. El proyecto del puente vehicular contempla la construcción de una carretera tipo urbano.

1.3.- Topografía

La superficie actual de rodamiento de la carretera es horizontal. La vialidad existente tiene tres carriles por sentido, y los divide un camellón central con ancho variable entre 1.5 y 2 m con una sobreelevación de 25 cm por arriba del nivel de rodamiento de la Av. Alfredo del Mazo, como se observa en el Reporte fotográfico del Anexo I.

1.4.- Referencias

Las referencias del cruce en estudio se describen a continuación: en el lindero nor-poniente la vialidad tiene como destino Atlacomulco, en el lindero nor-oriente se tiene como destino Naucalpan, en el lindero sur-poniente tiene destino hacia Toluca Centro, y finalmente al sur-oriente con destino a Ciudad de México, básicamente se rodea de locales comerciales y de un centro comercial, lo anterior en el reporte fotográfico del Anexo I.

1.5.- Objetivo

En este estudio se darán las especificaciones para alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para las estructuras que soportarán al puente vehicular.

Con objeto de proporcionar el tipo de cimentación de las estructuras y el procedimiento constructivo de las excavaciones a los terraplenes, se efectuaron diversos análisis de Mecánica de Suelos basados en los resultados de la exploración y muestreo del subsuelo realizados en el predio de interés y en las pruebas de laboratorio efectuadas.

CAPÍTULO 2. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYES DE LABORATORIO

2.1.- Zonificación geotécnica del Valle de México

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido a los doctores Ingenieros Raúl J. Marsal y Marcos Mazari, zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico.

2.1.1.- Zona de Lomas

La primera de las áreas mencionadas corresponde a la llamada **Zona de “Lomas”** (faldas de las serranías y lomeríos del Oeste y Suroeste de la cuenca) por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos de origen volcánico, arena limosos, con alto contenido de grava y con tobas pumíticas bien cementadas otras; por algunas partes, esta zona invade los derrames basálticos del pedregal.

En general, la zona de las Lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras, la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático.

Muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de material arenoso suelto, lo cual, sin disminuir en mucho su peligrosidad, hace muy difícil su localización. Cuando las zapatas de cimentación quedan asentadas en estas zonas falsas se producen asentamientos diferenciales fuertes entre columnas, lo cual ha sido fuente de problemas en estas áreas.

Análogamente, en la zona del Pedregal en la que aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto entre los diferentes derrames aparecen cuevas o aglomeraciones de material suelto y fragmentado que pueden ser causas de fallas bajo columnas pesadas. Esta es la razón citada por Marsal y Mazari para explicar por qué las estructuras pesadas de la Ciudad Universitaria se erigieron evitando las áreas invadidas por las lavas derramadas antaño por el volcán Xitli. De otra manera, los costos de inyección de cemento para la estabilización del suelo pueden resultar altos.

Otro problema que se presenta en la parte Norte de la Ciudad de México, dentro de la zona general de las Lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos, y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación más adecuada o el método más conveniente y eficaz de compactación artificial.

Por último, es la existencia de barrancas que han sido rellenadas generalmente con materiales de mala calidad (cascajo y basura empacados en materiales sueltos) colocados a volteo y sin ningún control con espesores que alcanzan hasta los 80 m. aproximadamente, esto es principalmente en la zona de Ciudad Santa Fe, al poniente de la Ciudad de México.

En la Zona de Lomas, donde la compresibilidad es baja y la resistencia al corte es grande, las cimentaciones se limitan a las de tipo superficial, aún para estructuras altas y pesadas.

En las formaciones de la Zona de Lomas es frecuente encontrar una capa superficial compacta o dura, que yace sobre suelos no cementados y de consistencia o compacidad más bajas. Cuando el espesor de esta capa es grueso, la capacidad de carga es alta. En estos terrenos hay edificios pesados sobre zapatas aisladas o corridas.

Debido a la explotación de depósitos de origen volcánico, integrados por arena y materiales pumífticos utilizables en la construcción, en la zona de lomas existen cavidades o minas abandonadas, cuya bóveda está construida por la capa superficial de mayor resistencia. Esas minas se localizan generalmente, al poniente del anillo periférico desde San Jerónimo en el Sur hasta el municipio de Atizapán del Norte, abarcando la mayor parte de las colonias intermedias como Olivar de los Padres, Merced Gómez, Santa Fe, Lomas de Chapultepec, Barrilaco, Tecamachalco, Lomas Verdes y otras. Las entradas a las minas suelen estar en los flancos de barrancas y las galerías, al penetrar en el manto explotable, siguen formas caprichosas, dejando columnas muy débiles del propio material como sostén de la bóveda. Sin embargo, en algunos sitios las entradas están sobre áreas sensiblemente planas o de lomeríos suaves, y las galerías penetran con cierta inclinación para desarrollarse posteriormente en ramas horizontales. En el fraccionamiento Boulevares y en Lomas Verdes hay ejemplos de esto.

En esas zonas, se sabe de colapsos que han producido la destrucción total de las construcciones. Cuando las cavidades se han detectado oportunamente, se ha procedido a rellenarlas desde la superficie, a través de perforaciones, o a reforzar las bóvedas mediante muros construidos en su interior. En algunos casos, las construcciones se han apoyado en pilas desplantadas más debajo de las cavidades.

Los problemas antes descritos encarecen las cimentaciones, tanto por conceptos de construcción como por los trabajos previos de exploración necesarios. El problema está adquiriendo mayor importancia debido a que la Ciudad crece rápidamente hacia los lomeríos del poniente para abrir nuevas áreas residenciales.

También ocurre que, al urbanizar áreas de topografía abrupta, se recurre a rellenos de espesor variable que borran el perfil original del terreno. En estos casos, debe recordarse la necesidad de exploraciones que permitan proyectar cimientos apropiados.

Los derrames basálticos del Pedregal de San Ángel también suelen plantear problemas de cavidades y conductos interiores, y de grandes bloques de roca fracturada. Las soluciones comunes consisten en desplantar los cimientos a profundidad mayor que las cavidades, tratar la roca a base de inyecciones, o apuntalar los bloques mal apoyados.

2.1.2.- Zona de Lago

Además de la anterior zona de Lomas existe en la Ciudad de México la **Zona de Lago**, así llamada por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo lago de Texcoco. Un corte estratigráfico típico en esta zona exhibe los siguientes estratos:

- 1) Depósitos areno arcillosos o limosos, o bien rellenos artificiales de hasta 10.0 m de espesor.
- 2) Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
- 3) La primera capa dura, de unos 3.0 m de espesor, constituida por materiales arcillo arenosos o limo arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33.0 m.
- 4) Arcillas volcánicas de características semejantes a las del punto No. 2, aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.

En algunos lugares, a partir de los 65 m, se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

Es claro que en la zona urbanizada pueden encontrarse variaciones importantes respecto a la anterior secuencia estratigráfica.

Una causa importante de diferente comportamiento mecánico en los suelos, radica en los antiguos monumentos Aztecas o coloniales, hoy desaparecidos, pero que han inducido fuerte preconsolidación en zonas determinadas; hay lugares que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 m de espesor (Palacio Nacional); otra causa de diferencias es el bombeo disparejo en intensidad en los distintos puntos de la Ciudad.

Con base en estos criterios, la Zona de lago ha sido subdividida por Marzal y Mazari en dos. La primera abarca la ciudad antigua y en ella son frecuentes diferencias por preconsolidación; la segunda, cubriendo aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas hoy inexistentes y que, por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas.

La alta compresibilidad y resistencia al corte de los estratos arcillosos que se localizan en la Zona de Lago, conjugadas con el fenómeno del hundimiento regional, son causa de cimentaciones costosas y en ocasiones, de comportamiento satisfactorio de las mismas.

En cimentaciones superficiales, la condición que generalmente rige es la impuesta por los asentamientos diferenciales tolerables por el tipo de estructuras que se trate. El hundimiento regional de la Ciudad no impone condiciones al diseño de estas cimentaciones, con excepción de: a) edificaciones vecinas ligeras a edificios sobre pilotes, en cuyo caso deben tomarse en cuenta los asentamientos diferenciales en el terreno perimetral al área piloteada ocasionados por el hundimiento regional, y b) construcciones en terrenos con diferentes historias de carga o con espesores variables de los estratos

compresibles (por ejemplo la Basílica de Guadalupe), en los cuales el hundimiento regional puede generar asentamientos diferenciales intolerables.

En ciertos conjuntos habitacionales con unidades pequeñas de tipo interés social, localizadas en la zona de alta compresibilidad, la construcción en serie ha permitido utilizar losas de cimentación en vez de zapatas, con una reducción considerable de los hundimientos diferenciales.

Otro factor que debe de tomarse en cuenta al diseñar la cimentación de construcciones ligeras con grandes claros entre columnas, como naves industriales, es el efecto de grietas de tensión que se presentan con las primeras lluvias en la zona de lago y de transición. Aunque se ha observado que generalmente el agrietamiento no ocurre en superficies cubiertas exentas de variaciones estacionales de humedad, es conveniente tomar las providencias necesarias para evitar daños a las estructuras indicadas, mediante elementos de liga entre las zapatas, capaces de trabajar a tensión.

En edificios habitacionales o de oficinas hasta ocho pisos, con claros usuales, la capacidad de carga y la compresibilidad del subsuelo en la Zona de Lago hacen conveniente el empleo de las losas de cimentación. Generalmente se recurre en esos casos a cajones de cimentación para compensar el peso de los edificios.

Para edificios de mayor altura, el empleo de cimientos que transmiten la carga del subsuelo por contacto es generalmente prohibitivo, por razones económicas y de estabilidad de la propia construcción y de las adyacentes. En esos casos se emplean cimentaciones piloteadas. Los problemas creados en los pilotes por el hundimiento generalizado se han resuelto, en muchas ocasiones, mediante dispositivos para controlar la carga en la cabeza de los pilotes, o con pilotes de diseño especial.

2.1.3.- Zona de Transición

Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco se presenta una **Zona de Transición** en donde las condiciones del subsuelo bajo el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro.

En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto subyace sobre mantos potentes de arena y grava.

Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, sobre todo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga disparejas; esto es frecuente en construcciones industriales, por otra parte muy frecuentes en esta zona.

Como consecuencia el Ingeniero ha de investigar muy cuidadosamente todo el conjunto de propiedades de los materiales que constituyan el subsuelo de la obra que se trate.

Como ejemplo de las consecuencias que pueden derivarse de la ignorancia de este punto fundamental, Marzal y Mazari citan el caso de un edificio cimentado sobre pilotes de punta calculados con fórmulas dinámicas, de tanto uso en el pasado; al ser hincados los pilotes hasta el rechazo, los pilotes quedaron apoyados a diferentes profundidades, de acuerdo con la erraticidad que aparecieron lentes de arena resistente. Al cabo de muy corto tiempo, la estructura sufrió daños muy severos emanados del hecho de que los lentes de arena estaban contenidos en una matriz arcillosa compresible y por estar los lentes a muy diferentes niveles, los espesores de arcilla bajo los pilotes resultaron también muy distintos, siéndolo, por lo tanto sus asentamientos totales.

En cuanto a las cimentaciones superficiales en la Zona de Transición, son aplicables los comentarios generales hechos en relación con la Zona de Lago, salvo que, cuando el espesor de los estratos compresibles es reducido, son admisibles mayores cargas al terreno.

Hay sitios dentro de la Zona de Transición, como los antiguos cauces de ríos rellenos con material granular grueso de acarreo, donde se han erigido construcciones mayores de 10 pisos empleando losas de cimentación poco profundas y, en otros de menor altura, zapatas.

Por lo que se refiere a cimientos profundos en la Zona de Transición, se han utilizado pilotes de punta y pilas. Los pilotes de adherencia casi no se usan en esta zona, ya que su capacidad de carga resulta baja por encontrarse la capa dura a poca profundidad.

Ya que los enjuntamientos del terreno en esta zona están ocurriendo principalmente en los estratos de profundidad mayor que la usual en el desplante de cimentaciones profundas, éstas no están sujetas a fricción negativa apreciable. En los pocos sitios en que las deformaciones han llegado a los estratos superiores, la situación es cualitativamente semejante a la de la Zona de Lago.

En aquellos sitios de la Zona de Transición donde la primera capa dura se encuentra a profundidades que no exceden los 20 m, las cimentaciones profundas se han resuelto mediante pilas. Cuando la construcción de estas no requiere estabilización de las paredes ni abatimientos del nivel freático, resultan más económicas que los pilotes. En algunos sitios de construcción donde se ha comprobado la existencia de mantos colgados potentes, se ha utilizado ademes metálicos hincados para realizar los trabajos de excavación de las campanas y el colado en seco. Cuando la potencialidad del manto colgado es baja y son de esperarse filtraciones reducidas que no deterioren las paredes de la perforación, se han construido pilas sin la necesidad de ademes.

En vista de los abatimientos que en los últimos años han sufrido los niveles piezométricos en algunos sitios de la Ciudad, y en las hipótesis de que estos serán reducidos o evitados en el futuro, debe tomarse en cuenta la posibilidad de su recuperación en la estimación de la capacidad de carga de cimientos profundos apoyados en su base, ya que las presiones efectivas actuales son mayores que las correspondientes a condiciones hidrostáticas.

Por métodos gravimétricos se ha estudiado en una amplia zona del Valle de México la topografía de la masa ígnea basáltica, llegándose a la conclusión de que esta se encuentra a gran profundidad, en ocasiones del orden de los 1,000 m.

2.2.- Importancia de la exploración geotécnica

De acuerdo a los requerimientos del proyecto, tomando en cuenta la magnitud del área y con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir y elaborar un perfil del subsuelo, se realizó la siguiente exploración:

Se efectuaron cuatro sondeos de tipo penetración estándar entre 20 y 25m de profundidad, con maquinaria rotatoria Long Year 34, empleando el método de penetración estándar, empleando el muestreador de tubo partido obteniendo muestras alteradas, y se midió el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados permitiendo determinar el índice de resistencia de estos.

Los trabajos en campo fueron supervisados y coordinados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

La exploración se realizó tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta construir y en función de las experiencias adquiridas en zonas cercanas a la de interés, manifestándose problemas en el comportamiento y apariencia de las estructuras ya construidas como consecuencia de la erraticidad que presentan los depósitos superficiales en sus primeros veinte metros, en cuanto a sus propiedades mecánicas, es decir, resistencia y deformabilidad, así como el espesor de capa de rellenos que existen actualmente.

Los sondeos profundos realizados se ubicaron en los probables sitios en que se localizarán los apoyos extremos.

Los sondeos se efectuaron con máquina rotatoria, utilizando para su avance la prueba de penetración estándar en suelos arenosos y areno limosos, obteniendo muestras alteradas; cuando el número de golpes en la prueba sea mayor de 50, se podrá avanzar con broca tricónica o con el procedimiento de lavado, no más de 0.60 m, siempre que continúe el mismo material; si se detecta cambio, deberá suspenderse el avance con tricónica o lavado y realizar otra prueba de penetración estándar.

2.3.- Método de penetración estándar

Con este método se obtienen principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en

arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.

Se obtuvieron muestras alteradas del sondeo profundo, dentro de las cuales se realizaron diversas pruebas de laboratorio, se consiguieron resultados para obtener parámetros con los cuales se realizarán los cálculos de la cimentación que se considere más conveniente y su proceso constructivo.

La profundidad de los sondeos estuvo en función de las características estratigráficas que se presenten en el sitio, tomando en cuenta los siguientes criterios para poder suspender los sondeos en un momento dado:

- * Cuando se penetre 6 m en arenas y arcillas que presenten una resistencia a la prueba de penetración estándar mayor de 50 golpes en forma continua, siempre y cuando la profundidad de desplante del apoyo respectivo sea arriba del nivel inferior de la perforación y esté garantizada la estabilidad de la cimentación con los datos recabados, y no esté determinada por la posición de la subrasante o cualquier otra condición.
- * O cuando se detecte una masa rocosa, se deberá verificar su espesor en 4 m de profundidad como mínimo.

No se encontró el nivel freático en los sondeos durante su ejecución, sin embargo, se tiene el conocimiento de que por la zona cruzan cauces subterráneos e incluso existen mantos colgados de agua aislados. Se investigó la posibilidad de la existencia de pozos o norias existentes en el área, lo cual resultó nulo.

En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos de campo realizados.

En la figura U-1, se presenta la ubicación de los sondeos realizados.

En las figuras 2 a 5 se presentan los registros de campo de los sondeos profundos realizados, y en las figuras 6 a 9 se muestran la gráficas de los perfiles estratigráficos de los sondeos profundos realizados.

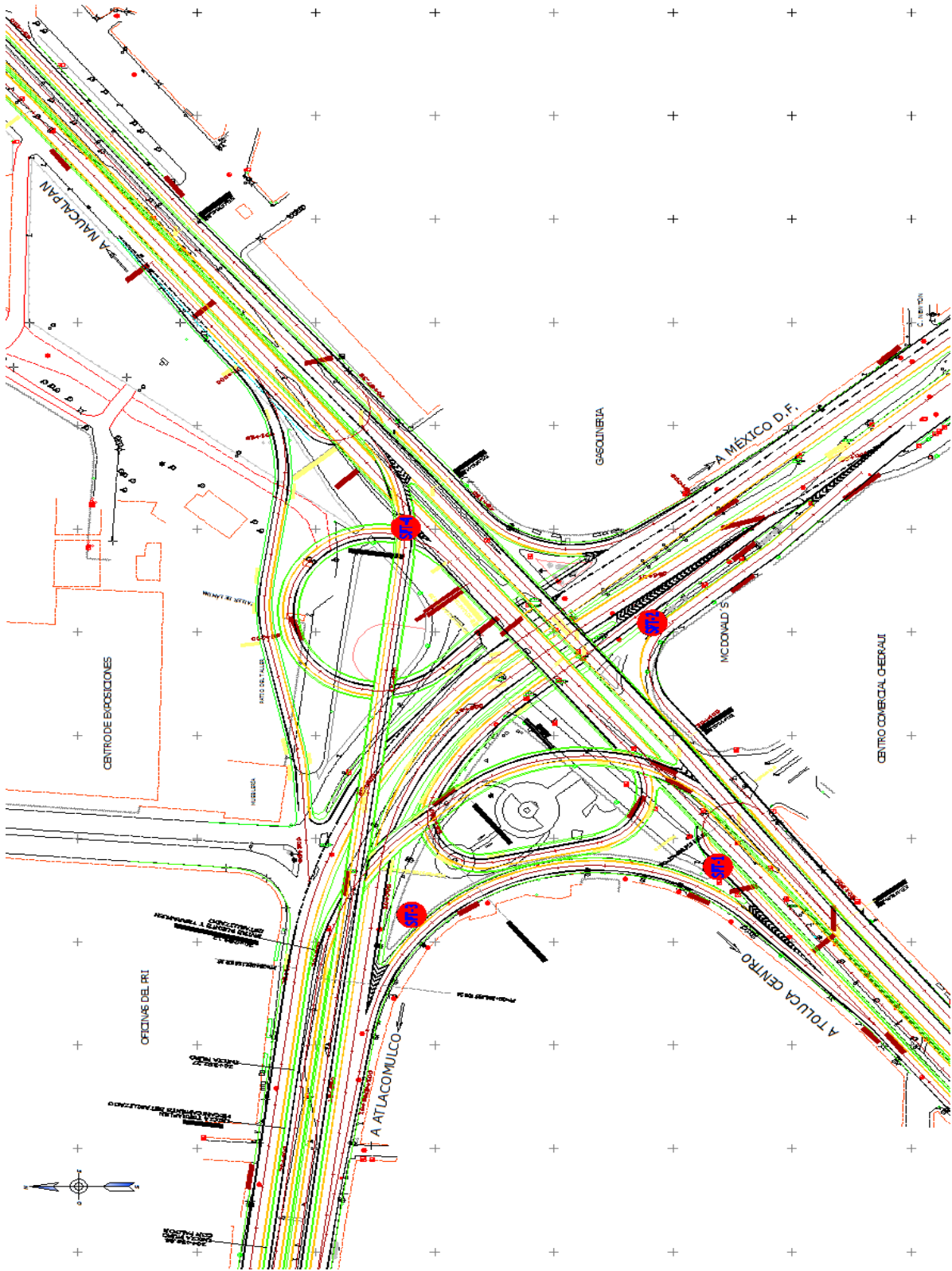


FIGURA U-1.- UBICACIÓN DE SONDEOS

REGISTRO DE EXPLORACION

Número Muestra		Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestreo	Descripción
DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance			
1	0.00	0.60	5	10	6	45			TP	Gravas empacadas en arena poco arcillosa	
2	0.60	1.20	15	30	17	37			TP	Arcilla café con gravas con poca arena fina	
3	1.20	1.80	12	27	14	40			TP	Arcilla café con gravas con poca arena fina	
4	2.40	3.00	15	30	16	42			TP	Arcilla café con gravas con poca arena fina	
5	3.00	3.60	13	24	15	37			TP	Arcilla con pocas gravas	
6	3.60	4.20	8	15	12	44			TP	Arcilla con pocas gravas	
7	4.20	4.80	9	16	13	45			TP	Limo arenoso poco arcilloso café	
8	4.80	5.40	18	35	20	34			TP	Limo arenoso poco arcilloso café	
9	5.40	6.00	10	20	13	42			TP	Limo arenoso poco arcilloso café	
10	6.00	6.60	25	48	28	26			TP	Limo arenoso poco arcilloso café	
11	6.60	7.20	23	47	26	30			TP	Limo arenoso poco arcilloso café	
12	7.20	7.35	45	50/25		20			TP	Limo arenoso poco arcilloso café	
13	7.35	7.80		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
	7.80	7.90	50/15			15			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	7.90	8.40		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
14	8.40	8.55	42	50/20		18			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	8.55	9.00		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
15	9.00	9.25	40	50		25			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	9.25	9.60		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
16	9.60	9.77	45	50/20		13			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	9.77	10.20		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
17	10.20	10.32	46	50/15		18			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	10.32	10.80		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
18	10.80	10.96	42	50/20		15			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	10.96	11.40		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
19	11.40	11.50	45	50/15		20			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	11.50	12.00		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
20	12.00	12.35	41	50/30		22			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	12.35	12.60		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
21	12.60	12.75	47	50/15		20			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	12.75	13.20		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
22	13.20	13.40	45	50/20		16			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
	13.40	13.80		AVANCE					BT	Avance con Breca triconica	
23	13.80	14.40	32	48	34	30			TP	Limo arcilloso poco arenoso con gravas aisladas	
Observaciones: M- SIN MUESTRA R- SIN RECUP. DE MUESTRA SH- TUBO SHELBY											
										Operador: BRUNO RICHARDI Supervisor: ING. RENE CAYANDO	

HOJA 1

BOMBA: M OYNO 316

LONG YEAR 34

PREFORADORA:

ROYECTO: ALFREDO DEL MAZO
 LOCALIDAD: AV. LOPEZ PORTILLO, TOL.
 ONDEO: SPT-1

FIGURA 2.- REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO DENOMINADO SPT-1.

REGISTRO DE EXPLORACION

HOJA 1

Numero Muestra		Profundidad		No. De Golpes			Recuperación (cm)	RQD (%)	Muestreo		Descripción
		DE	A	15 cm	30 cm	15 cm			(%)	Avance	
1	0.00	0.60	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
2	0.60	0.80	35	50/05	10					TP	Arena arcillosa con gravas
-	0.80	1.20	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
3	1.20	1.60	30	50/25	15					TP	Arena arcillosa con gravas
-	1.60	1.80	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
4	1.80	2.40	5	18	10	25				TP	Arcilla con poca arena café grisaceo, con gravas aisladas.
5	2.40	3.00	10	25	15	30				TP	Arcilla con poca arena café grisaceo, con gravas aisladas.
6	3.00	3.60	13	20	21	35				TP	Arcilla con poca arena café grisaceo, con gravas aisladas.
7	3.60	4.20	9	26	19	28				TP	Limo arenoso color gris
8	4.20	4.80	15	22	32	30				TP	Arcilla café claro.
9	4.80	5.05	35	50/10	10					TP	Arena con gravas aisladas
-	5.05	5.40	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
SR	5.40	5.70	40	50/15	-					TP	Sin recuperación de muestra
-	5.70	6.00	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
10	6.00	6.35	35	50/20	15					TP	Arena con gravas aisladas
-	6.35	6.60	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
11	6.60	6.95	38	50/20	18					TP	Arena con gravas aisladas
-	6.95	7.20	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
12	7.20	7.50	28	50/15	20					TP	Arena arcillosa café
-	7.50	7.80	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
13	7.80	8.15	34	50/20	10					TP	Arena arcillosa café
-	8.15	8.40	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
14	8.40	8.70	25	50/15	15					TP	Arena arcillosa café
-	8.70	9.00	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
15	9.00	9.40	31	50/25	18					TP	Arena arcillosa con gravas aisladas
-	9.40	9.60	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
16	9.60	9.85	35	50/10	15					TP	Arena arcillosa con gravas aisladas
-	9.85	10.20	AVANCE							BT	Avance con broca triconica
17	10.20	10.80	15	35	25	19				TP	Arena arcillosa café
18	10.80	11.40	20	38	24	22				TP	Arena arcillosa café
19	11.40	12.00	25	42	33	25				TP	Arena arcillosa café
20	12.00	12.30	22	50/15	12					TP	Arcilla arenosa con gravas
-	12.30	12.60	AVANCE							BT	Avance con broca triconica

R-SIN RECUP. DE MUESTRA
SP-TUBO
HEBY

Supervisor: ING. RENE OVANDO

FIGURA: 3

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: DISTRIBUIDOR AV. ALFREDO DEL MAZO HOJA 2
UBICACIÓN: AV. LOPEZ PORTILLO, TOLUCA
SONDEO: SPT-2 **BOMBA:** M OYNO 316
J.A.F.: NO SE DETECTO **LONG YEAR 34**
PREFORADORA: **FECHA DE TERMINACION:**
FECHA DE INICIO:

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación (cm)	RQD (%)	Muestreo		Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm			(%)	Avance	
21	12.60	12.90	34	50/15		15			TP	Arcilla arenosa con gravas
-	12.90	13.20	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
22	13.20	13.50	28	50/15		13			TP	Arcilla arenosa con gravas
-	13.50	13.80	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
23	13.80	14.40	26	33	21	18			TP	Arcilla gris verdosa
24	14.40	15.00	18	25	28	14			TP	Arcilla gris verdosa
25	15.00	15.60	22	31	25	23			TP	Arcilla gris verdosa
26	15.60	15.80	35	50/05		12			TP	Arcilla café grisaceo con arena y gravas
-	15.80	16.20	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
SR	16.20	16.40	32	50/05		-			TP	Sin recuperación de muestra
-	16.40	16.80	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
SR	16.80	17.00	36	50/05		-			TP	Sin recuperación de muestra
-	17.00	17.40	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
27	17.40	17.50	50/10			6			TP	Arcilla café grisaceo con arena y gravas
-	17.50	18.00	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
28	18.00	18.10	50/10			5			TP	Arcilla café grisaceo con arena y gravas
-	18.10	18.60	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
SR	18.60	18.85	40	50/10		-			TP	Sin recuperación de muestra
-	18.85	19.20	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
SR	19.20	19.30	50/10			-			TP	Sin recuperación de muestra
-	19.30	19.80	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
29	19.80	19.93	50/13			8			TP	Arcilla café grisaceo con arena y gravas
-	19.93	20.40	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
30	20.40	20.50	50/10			5			TP	Arcilla café grisaceo con arena y gravas
-	20.50	21.00	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
SR	21.00	21.05	50/05			-			TP	Sin recuperación de muestra
-	21.05	21.60	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
31	21.60	21.72	50/12			6			TP	Arcilla café grisaceo con arena y gravas
-	21.72	22.20	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
SR	22.20	22.30	50/10			-			TP	Sin recuperación de muestra
-	22.30	22.80	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica
32	22.80	22.90	50/10			5			TP	Arcilla café grisaceo con arena y gravas
-	22.90	23.40	AVANCE			-			BT	Avance con broca triconica

Supervisor: ING. RENE OVANDO **FIGURA: 3**

FIGURA 3.- REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO DENOMINADO SPT-2.

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: DISTRIBUIDOR AV. ALFREDO DEL MAZO		PREFORADORA: LONG YEAR 34		ROMERA: M OYNO 316		HOJA 1		
BICACIÓN: AV LOPEZ PORTILLO, TOLUCA		FECHA DE INICIO:		FECHA DE TERMINACION:				
ONDEO: SPT-3		NO SE DETECTO		NO SE DETECTO				
Numero Muestra	Profundidad DE	15 cm	30 cm	15 cm	Recuperación (cm)	ROD (%)	Muestreo Avance	Descripción
-	0.00	0.20	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica (Carpetas Asfáltica)
1	0.20	0.35	50/15	14	-	-	TP	Material de Relleno
-	0.35	0.60	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica
2	0.60	1.20	4	5	12	-	TP	Material de Relleno
3	1.20	1.80	2	8	15	-	TP	Limo arenoso color café obscuro
4	1.80	2.40	2	10	12	-	TP	Limo arenoso color café obscuro
5	2.40	3.00	8	40	20	-	TP	Arena media con gravillas café obscuro
6	3.00	3.60	35	38	6	-	TP	Arena media con gravillas color gris claro
7	3.60	4.20	21	25	12	-	BT	Arena media con gravillas color gris claro
8	4.20	4.80	2	3	18	-	TP	Arena fina con gravillas color gris claro
9	4.80	5.40	5	7	5	-	BT	Arcilla poco arenosa con gravillas color gris claro
10	5.40	6.00	5	10	8	-	TP	Arcilla poco arenosa con gravillas color gris claro
11	6.00	6.45	12	50	7	-	TP	Limo arenoso con gravillas color café claro
-	6.45	6.60	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica
12	6.60	7.20	15	48	17	-	TP	Limo arenoso con gravillas color café claro
13	7.20	7.80	19	32	26	-	TP	Arena fina con gravillas color café claro
14	7.80	8.40	1.2	38	15	-	BT	Arena fina limosa color café claro
15	8.40	8.78	18	50/23	38	-	TP	Arena fina limosa color café claro
-	8.78	9.00	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica
16	9.00	9.45	14	50	45	-	TP	Arena fina limosa con gravillas empacadas color café claro
-	9.45	9.60	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica
17	9.60	9.95	18	50/20	40	-	TP	Arena fina limosa con gravillas empacadas color café claro
-	9.95	10.20	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica
18	10.20	10.60	17	50/25	40	-	TP	Arena fina a media con gravillas empacadas poco limosa color café claro
-	10.60	10.80	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica
19	10.80	11.25	12	50	35	-	TP	Arena fina a media con gravillas empacadas poco limosa color café claro
-	11.25	11.40	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica
20	11.40	11.83	12	50/28	43	-	TP	Arena fina limosa con gravillas empacadas color gris claro
-	11.83	12.00	AVANCE	-	-	-	BT	Avance con broca triconica
21	12.00	12.60	15	38	35	-	TP	Limo escaso arcilloso color café claro
22	12.60	13.20	8	37	30	-	TP	Limo escaso arcilloso color café claro
23	13.20	13.80	13	33	29	-	TP	Parte/S Limo arenoso con gravillas Parte/S Limo escaso arcilloso color café claro
24	13.80	14.40	15	38	32	-	TP	Limo arenoso con gravillas
25	14.40	14.85	15	50/30	30	-	TP	Limo arenoso con gravillas aisladas color café claro

OPERACIONES:
M- SIN MUESTRA
R- SIN RECUP DE MUESTRA
SH- TUBO SHELBY

Operador: BRUNO RICHARDI
Supervisor: ING. RENE OVANDO
FIGURA 4

FIGURA 4.- REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO DENOMINADO SPT-3.

REGISTRO DE EXPLORACION

HOJA 1

NOTICIA: DISTRIBUIDOR AV. ALFREDO DEL MAZO
 UBICACIÓN: AV. LOPEZ PORTILLO, TOLUCA
 ONDEO: SPT-4
 L.A.F.: NO SE DETECTO

PREFORADORA:
 FECHA DE INICIO:

LONG YEAR 34

BOMBA: M OYNO 316
 FECHA DE TERMINACIÓN:

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes				Recuperación (cm)	RQD (%)	Muestreo Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(%)				
1	0.00	0.60	6	30	28	20		TP	Arcilla con gravas y arena. Material de Relleno	
2	0.60	1.20	10	25	22	15		TP	Arcilla con gravas y arena. Material de Relleno	
3	1.20	1.40	25	50/05		10		TP	Arcilla con gravas y arena. Material de Relleno	
-	1.40	1.80		AVANCE		-		BT	Avance con broca triconica	
4	1.80	2.40	22	18	15	25		TP	Limo arcilloso con arena fina	
5	2.40	3.00	20	25	18	25		TP	Limo arcilloso con arena fina	
6	3.00	3.60	24	35	21	18		TP	Arcilla con poca arena	
7	3.60	4.20	17	33	22	16		TP	Arcilla con poca arena	
8	4.20	4.80	24	39	19	20		TP	Arcilla con poca arena	
9	4.80	5.40	18	22	10	25		TP	Arcilla con poca arena	
10	5.40	5.75	29	50/20		15		TP	Arcilla con poca arena y gravas aisladas	
-	5.75	6.00		AVANCE		-		BT	Avance con broca triconica	
11	6.00	6.25	25	50/10		-		TP	Arcilla con poca arena y gravas aisladas	
-	6.25	6.60		AVANCE		-		BT	Avance con broca triconica	
12	6.60	7.20	35	24	17	15		TP	Arcilla con poca arena	
13	7.20	7.80	22	30	21	19		TP	Arcilla con poca arena	
14	7.80	8.40	14	22	18	29		TP	Arcilla con poca arena	
15	8.40	9.00	10	18	22	30		TP	Arcilla con poca arena	
16	9.60	9.85	24	50/10		10		TP	Arcilla con poca arena y gravas aisladas	
-	9.85	10.20		AVANCE		-		BT	Avance con broca triconica	
17	10.20	10.50	32	50/15		12		TP	Arcilla con poca arena y gravas aisladas	
-	10.50	10.80		AVANCE		-		BT	Avance con broca triconica	
18	10.80	11.40	35	40	25	25		TP	Arcilla café gris verdosa	
19	11.40	12.00	25	27	18	20		TP	Arcilla café gris verdosa	
20	12.00	12.60	24	31	15	15		TP	Arcilla café gris verdosa	
21	12.60	13.20	17	28	15	16		TP	Arcilla café gris verdosa	
22	13.20	13.80	15	22	11	12		TP	Arcilla café gris verdosa	
23	13.80	14.40	21	27	21	20		TP	Arcilla café gris verdosa	
24	14.40	15.00	18	32	25	21		TP	Arcilla café gris verdosa	
25	15.00	15.60	24	33	21	20		TP	Arcilla café gris verdosa	
26	15.60	15.80	33	50/05		5		TP	Arcilla con poca arena	
-	15.80	16.20		AVANCE		-		BT	Avance con broca triconica	

R- SIN RECUP. DE MUESTRA
 SH- TUBO
 HELBY

Supervisor: ING. RENE OVANDO

FIGURA: 5

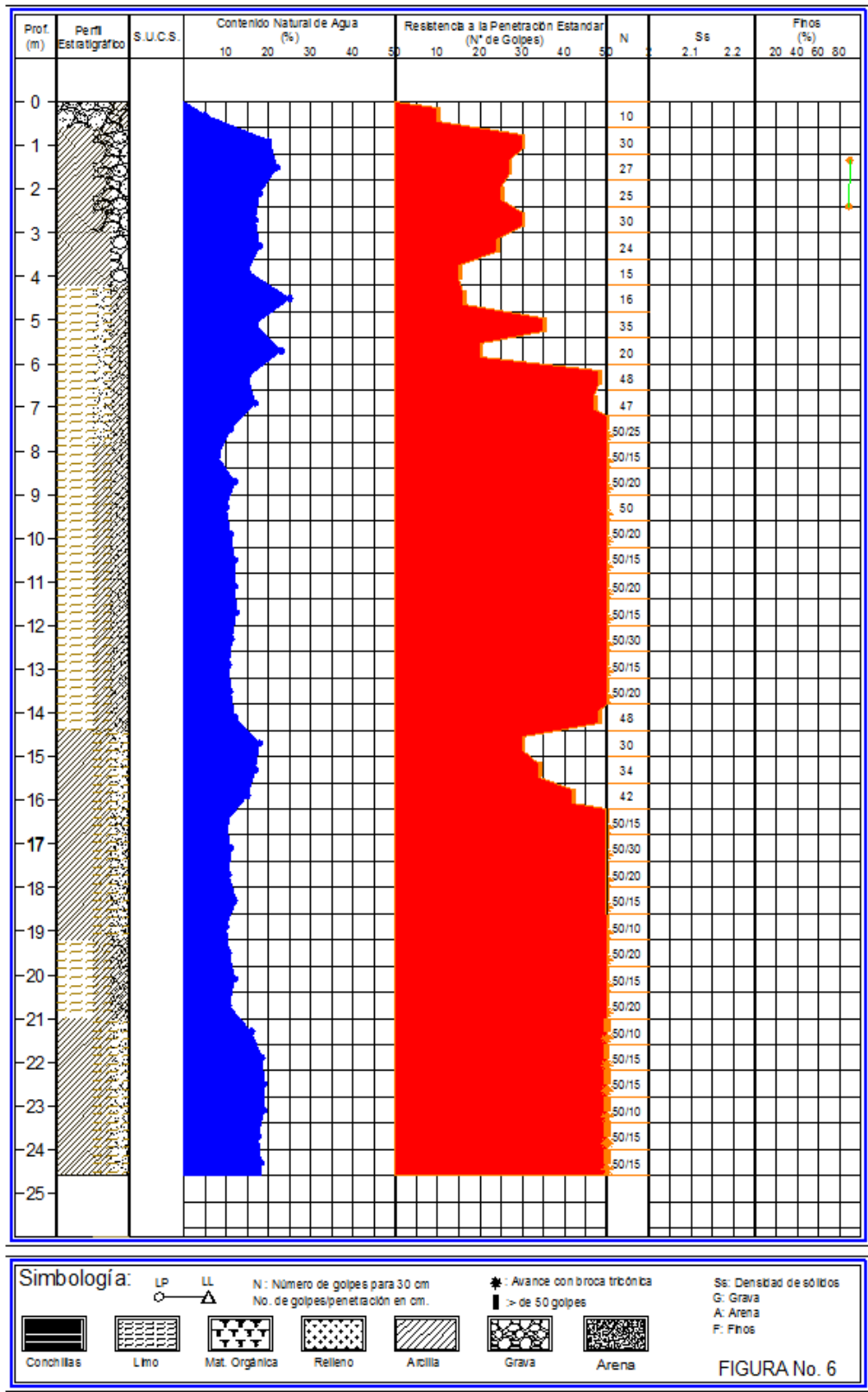


FIGURA 6.- GRÁFICA DEL SONDEO DENOMINADO SPT-1.

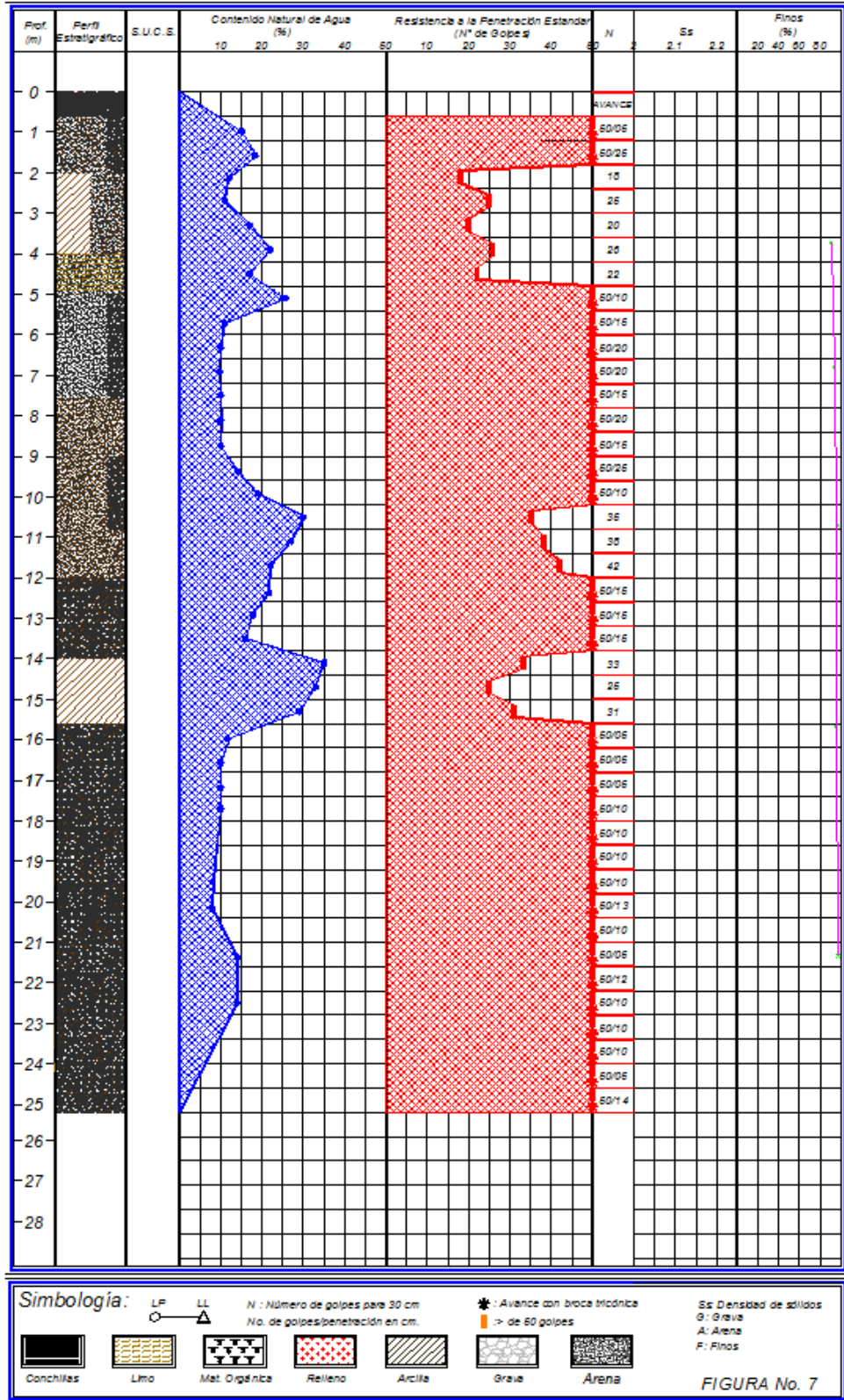


FIGURA 7.- GRÁFICA DEL SONDEO DENOMINADO SPT-2.

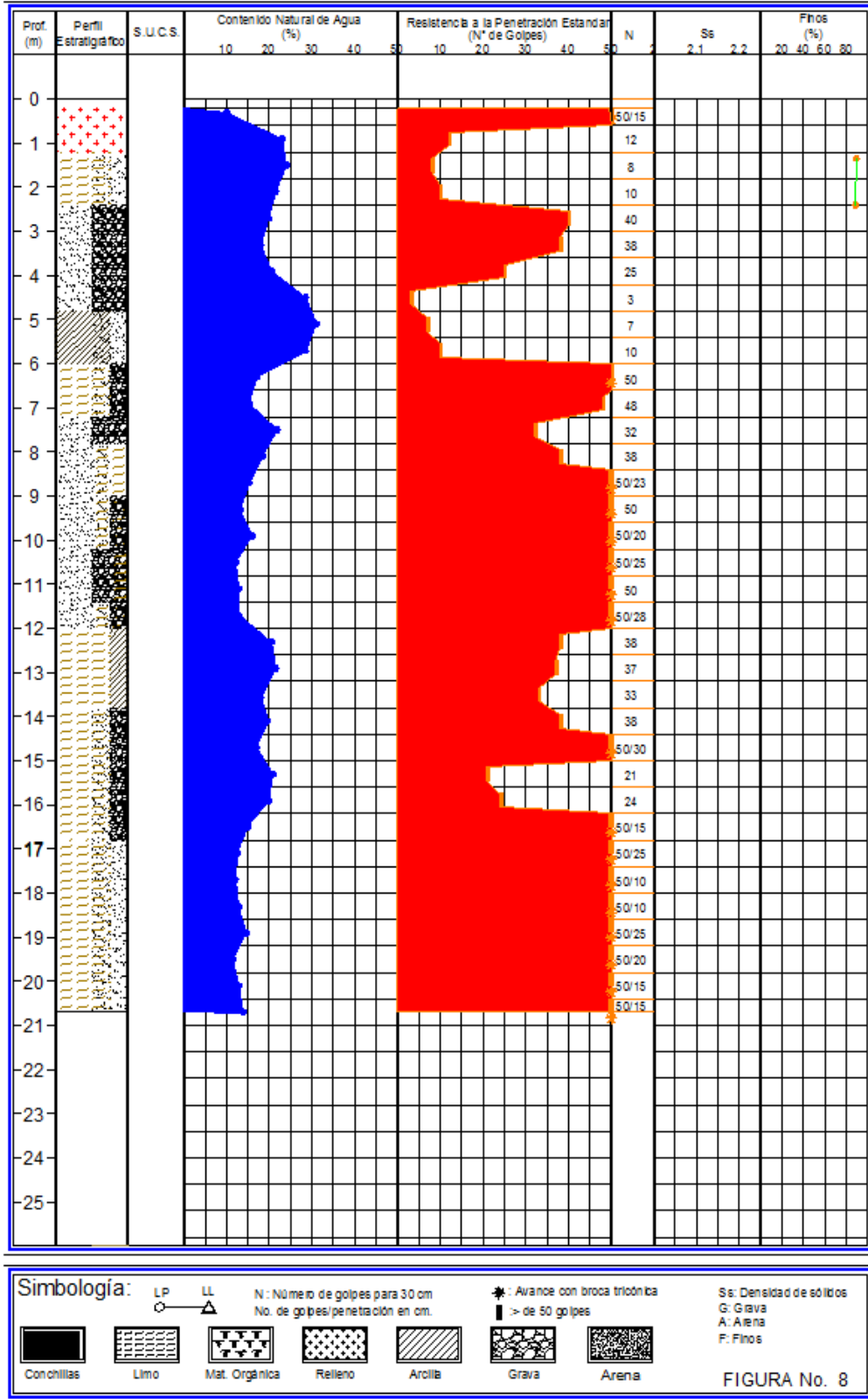


FIGURA 8.- GRÁFICA DEL SONDEO DENOMINADO SPT-3.

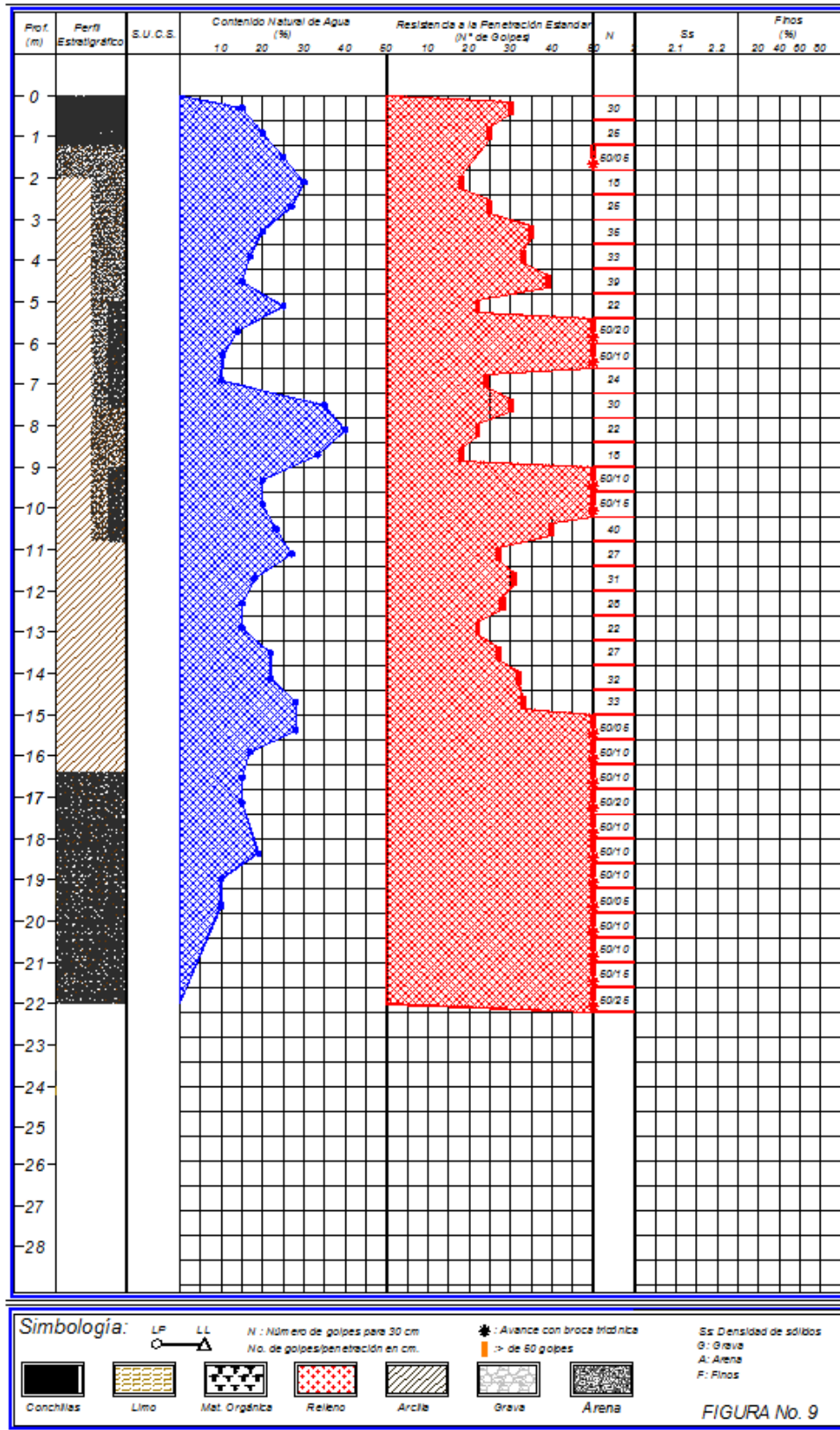


FIGURA No. 9

FIGURA 9.- GRÁFICA DEL SONDEO DENOMINADO SPT-4.

2.4.- Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

En las muestras representativas alteradas, se harán las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco
- Contenido de agua
- Límites de consistencia y/o granulometría
- Densidad de sólidos

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia, se determinó el porcentaje de finos o su granulometría mediante mallas, según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvieron en ambos la densidad de sólidos, para determinar los límites de consistencia, de porcentajes de finos y de granulometría por mallas.

En el anexo II se presentan registros de las pruebas de laboratorio con los resultados de estos trabajos.



CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO

3.1.- Levantamiento geológico local

El predio de interés se localiza en una zona en que los materiales del subsuelo corresponden a depósitos aluviales, producto de la erosión y transporte aluvial de los materiales superficiales de los volcanes que le circundan, entre ellos el Nevado de Toluca, los depósitos aluviales de estas zonas están constituidos por clásticos de diversos tamaños, predominando las arenas limosas, que hacia las zonas más húmedas son arcillosas, de compacidad media y conforme se profundiza se encuentra más compacta, con algunos horizontes lenticulares de gravillas y arena de gruesa a media, que aparecen próximos a la superficie. (Ver figura 10).

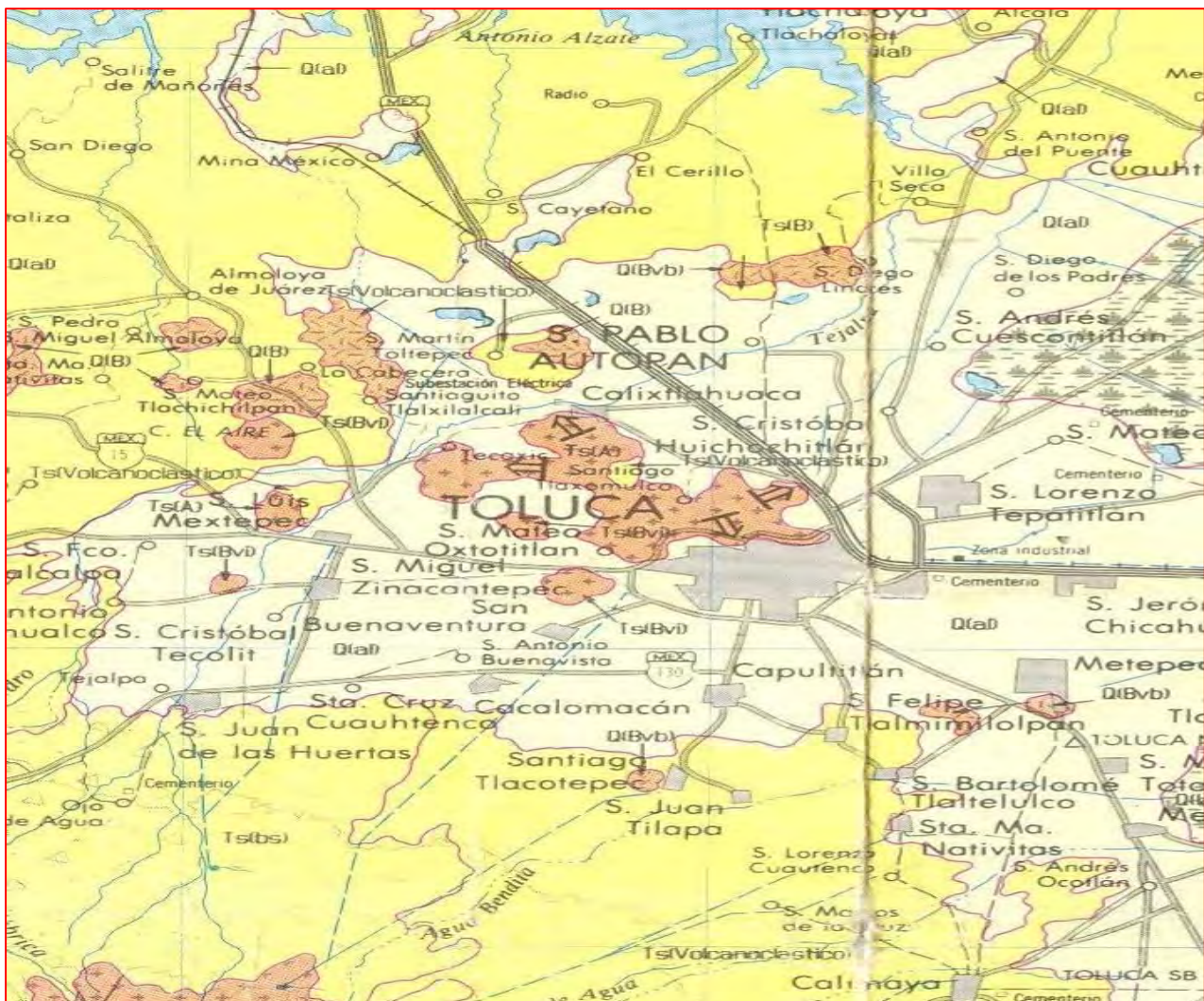


FIGURA 10.- ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Desde el punto de vista geológico, el predio de interés se encuentra en una zona de depósitos de origen aluvial, en ella predominan los depósitos Q(al), correspondientes a depósitos aluviales del cuaternario y constituidos por líticos de rocas ígneas extrusivas, con redondez que varía de sub-angulosa a redondeados.

Los depósitos aluviales se encuentran intercalados con estratos de arcilla de origen lacustre. En esta zona la erraticidad de los depósitos del subsuelo es mayor, en vista de que los cauces corren sobre los suelos arcillosos durante la alternancia de épocas de lluvia y sequía, erosionándolas y dejando bolsas de arena a distintas elevaciones. Se caracteriza por la presencia de estratos arcillosos o lentes arcillosos compresibles alternados con capas de materiales arenosos o areno-limosos de compacidad variable, pero relativamente mucho menos compresibles que los arcillosos.

La distribución horizontal y vertical de los lentes y estratos arenosos, limosos y arcillosos es errática en general, pero puede decirse que los suelos arcillosos compresibles, disminuyen en cantidad y espesor en la cercanía. Es difícil limitar la zona aluvial con sus transiciones, pues los cambios en las características del subsuelo son graduales.

3.2.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo

El predio analizado se localiza en una zona de depósitos aluviales, superficialmente en toda el área se tiene una capa de relleno, de tipo arcillosa con poca arena de color gris oscuro con raicillas de consistencia media de 1.0 m de espesor promedio, posteriormente aparece una capa de arcilla gravas.

A continuación, y de acuerdo al sondeo profundo realizado, se observa que los primeros 1.80 m a partir del nivel actual del terreno, corresponden a materiales de depósito aluvio-lacustre constituidos por arcillas poco arenosas, de consistencia firme a dura, presentando una resistencia a la penetración estándar (IRPE) de entre 20 golpes a más de 50 golpes; subyaciendo a estos depósitos aparece la capa dura hasta los 5 m de profundidad, constituida por arena arcillosa, registrando un IRPE mayor a 50 golpes; a continuación se tiene un estrato de resistencia media a los 10 m, con un IRPE entre 14 y 46 golpes hasta una profundidad de 15.20 m, donde se encuentran materiales constituidos por arcilla con arena y gravas, con un índice a la penetración estándar mayor a 50 golpes.

Las características estratigráficas antes descritas corresponden a lo que se ha denominado como zona de transición entre depósitos predominantemente lacustres y depósitos volcánicos, característicos de las riberas de lagos en la proximidad de sierras o lomeríos.

SONDEO S-1

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 2.40	Arena arcillosa, de color café y gris, con gravas, con contenido de agua de 18 %, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 20 y más de 50 golpes, de compactación entre media y muy alta, del grupo SC de acuerdo al SUCS.
2.40 – 4.80	Arcilla, de color café grisáceo, con contenido de agua variable entre 20 y 30 %, IRPE variable entre 16 y 29 golpes, de consistencia entre firme y muy firme, del grupo CL según el SUCS.
4.80 – 8.40	Arcilla y arena, de color café grisáceo, con gravas aisladas, con contenido de agua medio de 21 %, IRPE entre 20 y más de 50 golpes, de consistencia entre muy firme y dura los materiales cohesivos, y de compactación entre media y muy alta para los friccionantes.
Profundidad (m)	Descripción
8.40 – 10.20	Gravas con arena poco limosa, gris, con contenido de agua medio de 12 %, IRPE entre 36 y más de 50 golpes, de compactación entre alta y muy alta.
10.20 – 15.20	Arcilla, café y gris verdosa, con contenido de agua medio de 30 %, IRPE entre 24 y más de 50 golpes, de consistencia entre muy firme y dura, del grupo CH según el SUCS
15.20 – 16.20	Arcilla, café y gris verdosa, con contenido de agua medio de 26 %, IRPE entre 24 y más de 50 golpes, de consistencia entre muy firme y dura, del grupo CH según el SUCS
16.20 – 24.40	Arcilla poco arenosa, café, con contenido de agua variable entre 20 y 27 %, IRPE entre 34 y más de 50 golpes, de consistencia dura, del grupo CL de acuerdo al SUCS.

SONDEO S-2

Profundidad (m)	Descripción
0.0 – 1.20	Arena arcillosa con gravas, con contenido de agua de 10%, IRPE entre 36 y más de 50 golpes, de compacidad entre alta y muy alta
1.20 – 4.80	Arcilla, café claro, con contenido de agua variable entre 14 y 29 %, IRPE variable entre 13 y más de 50 golpes, de consistencia entre firme y dura, del grupo CL según el SUCS.
4.80 – 7.80	Arena arcillosa café con gravas aisladas, con contenido de agua medio de 21 %, IRPE entre 22 y más de 50 golpes de compacidad entre media y muy alta, del grupo SC de acuerdo al SUCS.
Profundidad (m)	Descripción
7.80 – 11.40	Arcilla café claro, con contenido de agua variable entre 19 y 28 %, IRPE entre 27 y más de 50 golpes, de consistencia dura, del grupo CL según el SUCS.
11.40 – 16.00	Arcilla café y gris verdosa, con contenido de agua variable entre 20 y 32 %, IRPE variable entre más de 50 y 20 golpes, de consistencia entre dura y muy firme, del grupo CH según el SUCS.
16.00 – 17.40	Arcilla café y gris verdosa, con contenido de agua variable entre 20 y 28 %, IRPE variable entre más de 50 y 39 golpes, de consistencia entre dura y muy firme, del grupo CH según el SUCS.
17.40 – 25.30	Arcilla poco arenosa café, con contenido de agua variable entre 17 y 23 %, IRPE superior a 50 golpes, de consistencia dura, del grupo CL de acuerdo al SUCS.

SONDEO S-3

Profundidad (m)	Descripción
0.0 – 1.80	Material de relleno constituido por arcilla con arena y gravas, con contenido de agua medio de 12 %, IRPE entre 36 y más de 50 golpes
4.80 – 7.80	Arena arcillosa café con gravas aisladas, con contenido de agua medio de 21 %, IRPE entre 22 y más de 50 golpes de compacidad entre media y muy alta, del grupo SC de acuerdo al SUCS.
Profundidad (m)	Descripción
6.60 – 14.40	Arena arcillosa café, con contenido de agua variable entre 14 y 28 %, IRPE entre 19 y más de 50 golpes, de compacidad entre media y muy alta, del grupo SC de acuerdo al SUCS.
14.40 – 16.40	Arcilla café claro, con contenido de agua variable entre 25 y 29 %, IRPE entre 26 y más de 50 golpes, de consistencia dura, del grupo CH según el SUCS.
16.40 – 18.20	Arcilla café claro, con contenido de agua variable entre 25 y 29 %, IRPE de más de 50 golpes, de consistencia dura, del grupo CH según el SUCS.
18.20 – 24.00	Arcilla arenosa café rojiza, con contenido de agua variable entre 22 y 28 %, IRPE entre 44 y más de 50 golpes, de consistencia dura, del grupo CL de acuerdo al SUCS.

SONDEO S-4

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 1.80	Arena arcillosa con gravas, con contenido de agua medio de 10 %, IRPE de más de 50 golpes, de compactación muy alta.
1.80 – 11.20	Arena con arcilla, limo y gravas aisladas, con contenido de agua variable entre 13 y 31 %, IRPE entre 12 y más de 50 golpes de compactación entre media y muy alta, de los grupos SC y SM de acuerdo al SUCS.
11.20 – 15.80	Arcilla café y gris verdosa, con contenido de agua variable entre 12 y 45 %, IRPE entre 26 y más de 50 golpes, de consistencia entre muy firme y dura, del grupo CH según el SUCS.
Profundidad (m)	Descripción
15.80 – 16.40	Arcilla café y gris verdosa, con contenido de agua variable entre 14 y 45 %, IRPE entre 25 y más de 50 golpes, de consistencia entre muy firme y dura, del grupo CH según el SUCS.
16.40 – 22.00	Arena bastante arcillosa café con gravas, con contenido de agua variable entre 15 y 22 %, IRPE de más de 50 golpes de compactación muy alta, del grupo SC - CL de acuerdo al SUCS.

3.3.- Sismicidad

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la República Mexicana de la CFE (figura 11), el predio de interés se encuentra en la zona B y con un suelo tipo II, con características semejantes a la zona denominada de Transición y de acuerdo a la zona sísmica en que se ubica le corresponde un coeficiente sísmico de 0.30.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm^3 .

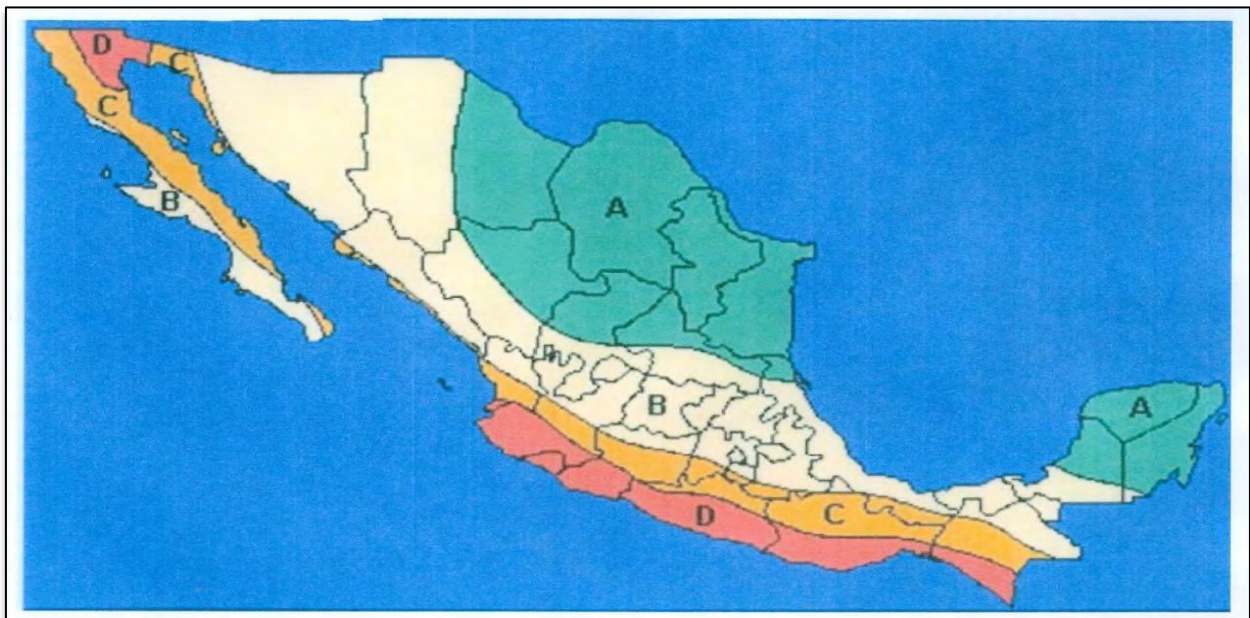


Tabla 1. Parámetros de los espectros de diseño para la República Mexicana

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0 (g)	c (g)	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

FIGURA 11.- ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE GEOTÉCNICO

De acuerdo al proyecto, la estructura que soportará al puente vehicular en su parte central se apoyará en columnas desplantadas sobre pilas.

4.1.- Objetivo

El objetivo principal de las cimentaciones es transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable y con asentamientos tolerables durante su vida útil.

4.2.- Factores que determinan el tipo de cimentación

Con el propósito de definir el tipo de cimentación adecuado que cumpla con el objetivo mencionado anteriormente, es indispensable evaluar con precisión las cargas que se transmitirán al subsuelo, realizar un estudio detallado de mecánica de suelos y escoger el procedimiento constructivo que técnica y económicamente sea el más viable.

4.2.1.- Cargas

Para el diseño de la cimentación de cualquier construcción, es necesario evaluar las acciones permanentes (incluyendo el peso propio), las acciones variables (incluyendo la carga viva), y las acciones accidentales (incluyendo sismo y viento), a las que se encontrará sometida.

Una vez conocidas estas acciones, es necesario conocer su distribución y determinar la magnitud de los esfuerzos que serán aplicados al subsuelo.

4.2.2.- Suelo

El estudio del suelo en el que se apoyará una estructura es prioritario, ya que su resistencia y comportamiento ante cargas externas definirán el tipo de cimentación adecuado, que garantizará la estabilidad del sistema.

El estudio de mecánica de suelos permitirá determinar la configuración y composición de los diferentes estratos, las propiedades índice y las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo. Esta información servirá de base para la correcta selección de los estratos de apoyo y de los elementos que transmitirán las cargas al subsuelo.

4.2.3.- Técnica y economía

Al ser elegido un tipo de cimentación, es necesario definir el procedimiento constructivo que se aplicará considerando los recursos existentes, con el propósito de que su construcción sea viable, respetando las especificaciones geotécnicas y estructurales, considerando también que la solución sea económicamente aceptable y conduzca a tiempos de ejecución reales y convenientes, preservando constantemente la calidad de los elementos de cimentación.

4.3.- Clasificación de cimentaciones

Las cimentaciones pueden ser clasificadas de acuerdo a diferentes criterios, los cuales serán útiles si permiten identificar con precisión los elementos que transmitirán las cargas al suelo, así como el mecanismo de falla del suelo de cimentación, para la aplicación del método de cálculo adecuado.

4.3.1.- Cimentaciones superficiales

Como su nombre lo indica, son aquellas que se construyen sobre estratos resistentes superficiales, donde por lo general no se requiere de maquinaria pesada ni procedimientos constructivos especiales y su diseño no acepta esfuerzos de tensión. Las cimentaciones superficiales más comunes son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas, Fig. 1.1.

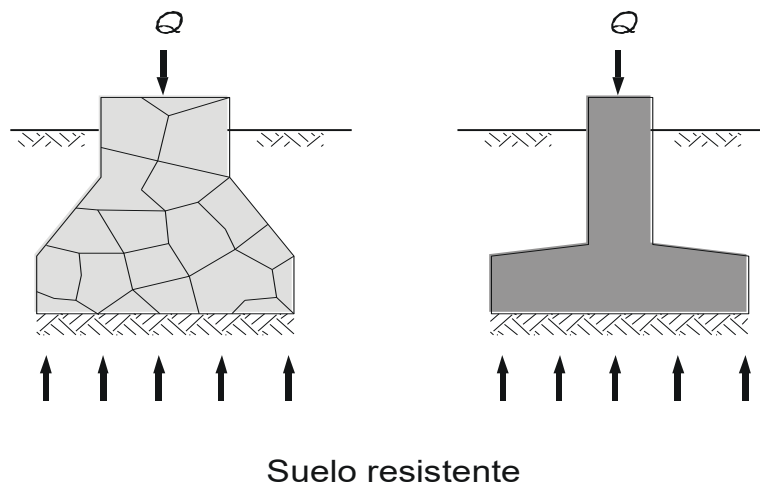


FIG. 1.1, CIMENTACIONES SUPERFICIALES

4.3.2.- Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante una excavación en donde se aloja un cajón de cimentación, Fig. 1.2. Si la transmisión de carga neta al subsuelo en el desplante del cajón resulta positiva, nula o negativa, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Con el propósito de evitar que la estructura experimente asentamientos excesivos, es común que las cimentaciones parcialmente compensadas se combinen con pilotes de fricción, Fig. 1.3.

4.3.3.- Cimentaciones profundas

Son aquéllas que alcanzan estratos profundos que tengan la capacidad de soportar las cargas adicionales que se aplican al subsuelo, utilizándose generalmente procedimientos constructivos y equipos especiales, Fig. 1.4.

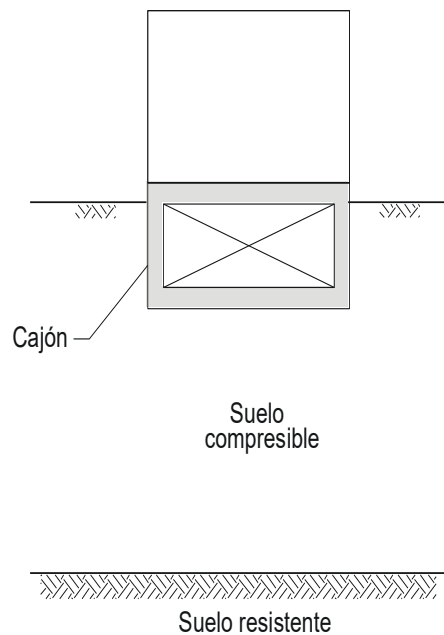


FIG. 1.2, CIMENTACIÓN CON CAJÓN

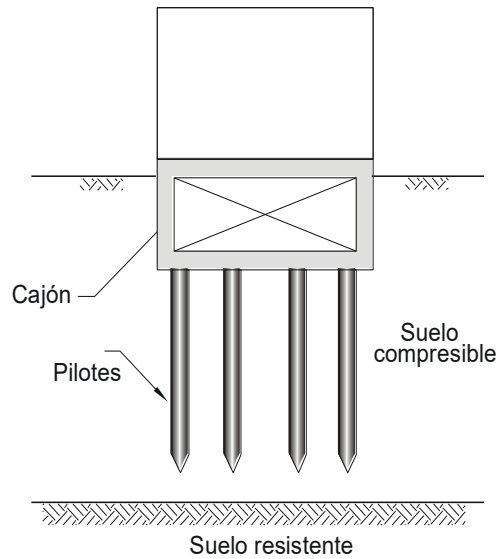


FIG. 1.3, CIMENTACIÓN PARCIALMENTE COMPENSADA COMBINADA CON PILOTES DE FRICCIÓN

4.4.- Clasificación de cimentaciones profundas

Con el propósito de identificar los diferentes elementos de cimentaciones profundas, se propone clasificarlos considerando sus características y condiciones de trabajo, lo que permite facilitar la comunicación técnica entre los consultores y constructores, aplicando los criterios propios de cada actividad, de acuerdo con lo siguiente:

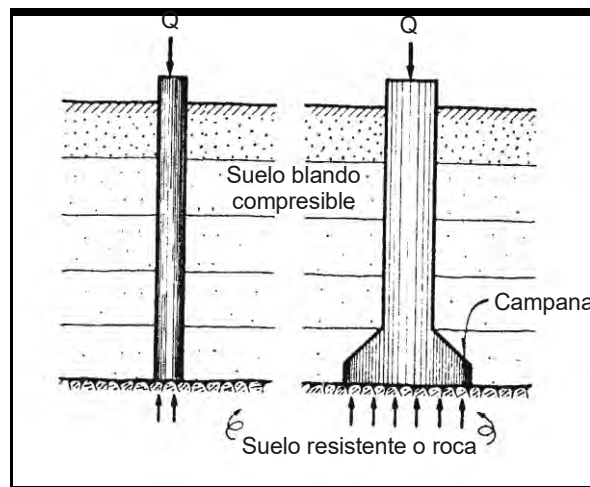


FIG. 1.4, EJEMPLOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

4.4.1.- Material de fabricación

Los materiales más utilizados son los siguientes:

a) **Concreto:**

* Elementos prefabricados

Los elementos estructurales de cimentación profunda son fabricados en moldes, de acuerdo con las especificaciones, antes de ser instalados en el subsuelo.

* Elementos colados en el lugar

El concreto es depositado directamente en perforaciones realizadas en el subsuelo, por lo que la cimentación es fabricada en el lugar donde quedará ubicada.

b) **Acero:**

La capacidad de los perfiles de acero estructural en ocasiones es suficiente para transmitir las cargas a los estratos de suelo, siendo la sección "H" la más utilizada; la tubería de acero también puede ser empleada, con la ventaja de que el momento de inercia de su sección es constante en cualquier eje.

c) **Mixtos:**

La combinación de materiales que con mayor frecuencia se especifica para la construcción de las cimentaciones profundas, es el concreto reforzado con acero, ya sea este último de perfiles estructurales o de varillas de acero.

d) **Madera:**

La madera ha dejado de emplearse como elemento de cimentación profunda, aunque en algunos trabajos se utiliza como cimentación provisional.

4.4.2.- Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo depende de las condiciones del subsuelo, de las especificaciones estructurales, así como de los recursos disponibles, pudiéndose clasificar considerando el desplazamiento del subsuelo generado durante la instalación de los elementos:

a) Con desplazamiento:

- * Hincados a percusión, presión o vibración

Los elementos prefabricados, así como los perfiles y tubería metálica, son instalados en el subsuelo sin realizar previamente una perforación, aplicándoles energía dinámica y presión en suelos blandos, y vibración en suelos predominantemente friccionantes.

b) Con poco desplazamiento:

- * Hincado en una perforación previa

En el caso de que las características del subsuelo por su resistencia no permitan la instalación de los elementos de cimentación, se especifica una perforación previa a su hincado.

- * Hincado con chiflón

El chiflón de agua es utilizado para hincar elementos precolados o de acero en suelos compuestos por arena suelta, la cual es transportada por el flujo al exterior.

- * Sección transversal pequeña

El instalar tubos y perfiles metálicos sin perforación previa, debido a su reducida área transversal, provoca un desplazamiento del subsuelo en ocasiones imperceptible.

c) Sin desplazamiento:

Se considera que el subsuelo no registra desplazamientos, cuando el perímetro de la perforación previa circunscribe a la sección del elemento por instalar, o cuando los elementos son colados en el lugar.

4.4.3.- Transmisión de carga al subsuelo

La forma en que las pilas y los pilotes transfieren las cargas al subsuelo, define el tipo de cimentación, clasificándose de acuerdo con el siguiente criterio:

a) Carga vertical:

* Punta

La carga vertical es transmitida al estrato localizado en la punta de los elementos de cimentación profunda, Fig. 1.5.

* Fricción

La transmisión de las cargas al subsuelo se desarrolla a través del contacto de los diferentes estratos con el fuste de los pilotes o las pilas; dependiendo del sentido de los esfuerzos, la cimentación puede ser de apoyo, Fig.1.6, o de anclaje.

* Mixta

Se considera mixta la transmisión de la carga vertical descendente al subsuelo, cuando en el diseño de los elementos los esfuerzos son distribuidos en la punta y en el fuste; en la realidad esta condición es la que prevalece, la cual depende de la compatibilidad de los desplazamientos, sin embargo cuando los esfuerzos en la punta o en el fuste son reducidos, en el cálculo se desprecian.

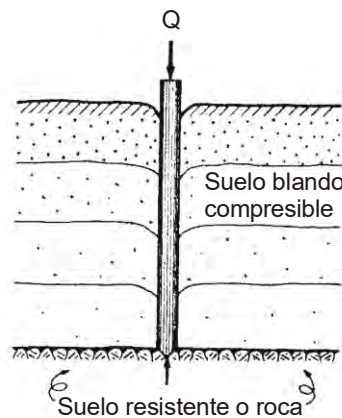


FIG. 1.5, PILOTE DE PUNTA

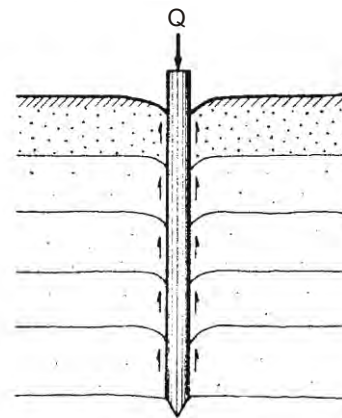


FIG. 1.6, PILOTE DE FRICCIÓN

b) Carga vertical y horizontal:

En estructuras que generan cargas horizontales hacia la cimentación, además de las verticales, puede ser recomendable el uso de pilotes inclinados, con el propósito de que la fuerza resultante sea transmitida adecuadamente al subsuelo por la cimentación profunda elegida. En el caso de la ocurrencia de acciones sísmicas, los pilotes inclinados provocan concentraciones de esfuerzos considerables en la losa que se apoya en ellos, lo cual debe

ser analizado en su diseño, Si la carga horizontal es moderada, es preferible usar pilotes instalados verticalmente y aprovechar la reacción pasiva del suelo superficial.

4.5.- Descripción de pilotes y pilas

Los elementos de cimentación profunda más utilizados son los pilotes y las pilas, cuyas características más importantes se describen a continuación:

4.5.1.- Pilotes

Los pilotes son elementos esbeltos de cimentación profunda que transmiten al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma cimentación, con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto.

Los pilotes pueden ser de madera, o bien de acero y/o concreto. El uso de pilotes de madera ha dejado de ser frecuente, y solamente se aplican en obras provisionales donde no se requiere su preservación a largo plazo; es conveniente aclarar que los pilotes de madera no sufren deterioro cuando están sumergidos permanentemente en agua que no contenga elementos corrosivos y/o contaminantes. Los pilotes de acero por lo general son tubulares o de sección "H". Su utilización depende del tipo de subsuelo donde serán instalados, así como del procedimiento constructivo elegido. Debido a que la sección "H" no desplaza un volumen importante de suelo durante su instalación, su hincado en suelos blandos se facilita; se sugiere su utilización cuando deban apoyarse en roca. En ocasiones los pilotes tubulares pueden taparse en la punta para posteriormente ser llenados de concreto; la dificultad de su hincado es prácticamente igual cuando están tapados que cuando están abiertos, ya que el material del subsuelo que penetra en la punta llega a formar un tapón resistente. Los pilotes de acero deben ser sometidos a tratamientos especiales cuando se detecta que durante su vida útil pueden ser afectados por la oxidación y/o corrosión.

Los pilotes más utilizados son los precolados de concreto reforzado con varilla corrugada de acero; su sección puede ser cuadrada u octagonal, recomendándose que su área no exceda de 2500cm^2 (2.7ft^2) y 3000cm^2 (3.2ft^2) respectivamente. La longitud de los tramos de pilotes precolados debe ser definida considerando el esfuerzo resistente de los mismos y las maniobras de levante e izaje a las que estarán sometidos, a fin de preservar la integridad del pilote.

En caso de que se requiera que los pilotes transmitan la carga al subsuelo por fricción, es común elegir secciones menores, por consiguiente más ligeras, y con desarrollo de las caras del fuste de mayor área, como es la sección triangular y la sección "H". Es importante aclarar que se ha comprobado que los pilotes con sección triangular pierden fácilmente el confinamiento del suelo bajo el efecto de desplazamientos horizontales, debido a la geometría de su sección, disminuyendo su capacidad de carga. Con relación a la sección "H" es común usar el perfil de acero, o bien el pilote prefabricado con concreto y cables de 5mm (0.2in) de espesor pretensado longitudinalmente, cuyo acero transversal

es del mismo calibre. Se ha comprobado también respecto a este tipo de pilotes que la fricción se desarrolla en una superficie correspondiente a la envolvente de la sección "H", por lo que la ventaja que representa su mayor perímetro es relativa.

En la mayoría de los casos, el diseño estructural de un pilote es determinado por los esfuerzos a los que estará sometido durante las maniobras de estiba, izado e hincado, ya que por lo general éstos son mayores a los esfuerzos que se desarrollan en la transmisión de cargas al subsuelo. Cuando la capacidad estructural de un pilote es superior a la capacidad de carga del estrato resistente, puede transmitirse mayor carga a través del pilote incrementando la sección de su punta con respecto a la del fuste mediante un bulbo.

Para evitar el desplazamiento horizontal de algunas estructuras, en ocasiones se especifican pilotes en posición inclinada; el ángulo que se forma entre el eje del pilote con la vertical en estos casos por lo general se especifica de 15° , pudiendo lograrse una inclinación hasta de 45° , dependiendo del martinete y dispositivos empleados.

4.5.2.- Pilas

Las pilas son elementos de cimentación profunda con secciones mayores que la de los pilotes, las cuales también transmiten al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma cimentación con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto.

Las pilas se fabrican directamente en el subsuelo, por lo que se les conoce como elementos fabricados *in situ*. Cuando los esfuerzos que se transmitirán al subsuelo son exclusivamente de compresión, las pilas pueden fabricarse prácticamente de cualquier material que tenga la resistencia requerida, los cuales deben ser estables durante la vida útil de la estructura que soportarán, siendo los más utilizados la grava, la cal, el mortero y el concreto premezclado. Las características de los estratos del subsuelo, así como las condiciones del agua subterránea, definirán el material que deberá emplearse para la fabricación de las pilas.

Cuando los esfuerzos que se transmitirán al subsuelo son de compresión y de tensión, las pilas por lo general se fabrican utilizando concreto premezclado reforzado con varillas de acero corrugadas, tubo metálico o perfiles estructurales, siendo el perfil "H" el más común. El acero de refuerzo puede ser especificado también como una combinación de los mencionados anteriormente, y no necesariamente debe ser de la longitud de la pila cuando el acero exclusivamente absorberá los esfuerzos de tensión; en las condiciones anteriores, el anclaje del acero de refuerzo en el concreto se especifica generalmente en el tercio superior de la longitud total de la pila, ya que no se logrará mayor capacidad de tensión al rebasar la longitud de adherencia del acero con el concreto.

La sección utilizada con mayor frecuencia es la circular, cuyo diámetro no debe ser menor a **60cm (2ft)**, con el propósito de garantizar la calidad de la pila, pudiendo llegarse a especificar un diámetro hasta de **300cm (10ft)**, si es que el comportamiento del subsuelo durante la fabricación de la pila lo permite. Cuando se requiere que el área de contacto

con el estrato resistente sea mayor a la del fuste de la pila, se utilizan ampliaciones en la base cuyo diámetro no será mayor de tres veces al del fuste; asimismo el ángulo que se forma con respecto a la horizontal en la transición de cambio de área no deberá ser menor de 60°. La ampliación de la base de las pilas no debe permitirse bajo el nivel de agua freática, ya que no es posible detectar si su geometría real está dentro de las especificaciones requeridas.

Existen pilas que se diseñan con secciones rectangulares u oblongas (más largas que anchas) de 0.6m x 2.5m (2ft x 8.2ft), o bien de 0.8m x 2.0m (2.6ft x 6.6ft); uniendo estas secciones se pueden obtener pilas con sección "T" y "H", que ofrecen mayor capacidad de carga y momento de inercia que las descritas anteriormente.

4.5.3.- Ventajas y desventajas

Las ventajas y desventajas más importantes que se tienen al resolver una cimentación profunda a base de pilas, con respecto a una solución a base de pilotes son las siguientes:

a) Ventajas

- Considerando que las pilas son elementos fabricados *in situ*, no requieren de área adicional para una planta de fabricación y para su almacenamiento como elementos terminados.
- Las pilas no están expuestas a sufrir daños estructurales ya que no se requiere de que sean maniobradas y golpeadas para su instalación, como sucede con los pilotes.
- Los decibeles generados durante la instalación de una pila son muy inferiores, a los que se generan al instalar un pilote prefabricado.
- La longitud de las pilas puede ser variable dependiendo de la profundidad de los estratos resistentes, pudiendo hacerse los ajustes correspondientes prácticamente en forma inmediata, lo cual no es tan versátil en el caso de los pilotes, ya que éstos son prefabricados.
- La fabricación de las pilas siempre es monolítica y no requiere de juntas especiales, como sucede en algunos pilotes que son instalados en tramos.
- Las pilas pueden ser instaladas en subsuelos con presencia de gravas y boleas, aplicando el procedimiento adecuado que permita la estabilización de la pared de las perforaciones, lo cual no es posible llevar a cabo para cimentaciones a base de pilotes, ya que el diámetro de las perforaciones es inferior a 1.20m (4ft), dimensión que permite la extracción de los obstáculos.

- La capacidad de carga de las pilas es mayor que la de los pilotes, debiéndose sin embargo considerar el efecto de escala.

b) Desventajas

- Las pilas requieren siempre de perforación previa, mientras que los pilotes en ocasiones pueden ser instalados desplazando el subsuelo.
- Cuando existen estratos de subsuelo sin consistencia, no es posible realizar la construcción de pilas con calidad, ya que su sección puede llegar a deformarse, lo cual no sucede con un elemento prefabricado; se puede resolver este problema con tubería metálica perdida, lo cual origina un incremento en el costo.
- En la fabricación de pilas es necesario siempre garantizar que en el desplante de las excavaciones no exista material suelto.
- Los cambios de presión del agua subterránea pueden cercenar (acortar o disminuir) el fuste de las pilas durante su fabricación, cuando se utilizan ademes metálicos recuperables y no son retirados adecuadamente.
- El procedimiento constructivo de pilas sobre agua se complica, al tener que evitar el vaivén de la plataforma flotante donde se apoya el equipo de construcción, así como tener que aislar el cuerpo de la pila en la zona donde no existe suelo que lo confine.
- El sistema de ademado de las perforaciones requiere mayor control que en el caso de los pilotes, ya que de éste depende en forma importante la calidad de las pilas.

4.6.- Aplicaciones adicionales de pilotes y pilas

La utilización de los pilotes y las pilas puede tener propósitos adicionales a los descritos anteriormente, en casos como los que se mencionan a continuación:

4.6.1.- Tensión

Algunas estructuras deben ser ancladas en el subsuelo, ya que los esfuerzos predominantes a los que estarán sometidos serán de tensión, por lo que los pilotes y/o las pilas en este caso transmiten esfuerzos de fricción negativa al subsuelo, Fig. 1.7.

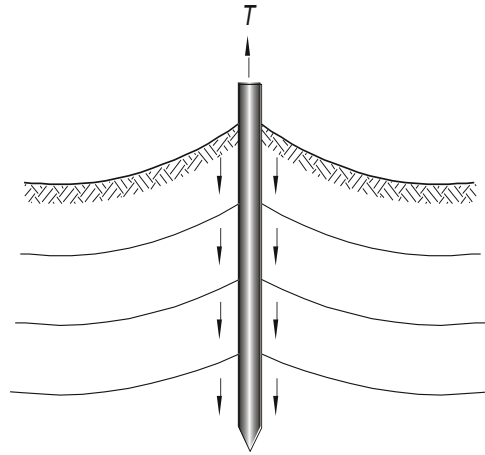


FIG. 1.7, APLICACIÓN DE PILOTES PARA CARGAS DE EXTRACCIÓN

4.6.2.- Suelos expansivos

Quando las características de algunos estratos del subsuelo en donde se instalará una estructura indican un comportamiento expansivo, es necesario reducir esta deformación o evitar que la estructura sea afectada por ella, solución que se logra con pilotes empotrados parcialmente en un estrato resistente, en donde la fricción generada en el fuste del pilote cambia de sentido en la frontera de los estratos de suelo resistente y expansivo, Fig. 1.8.

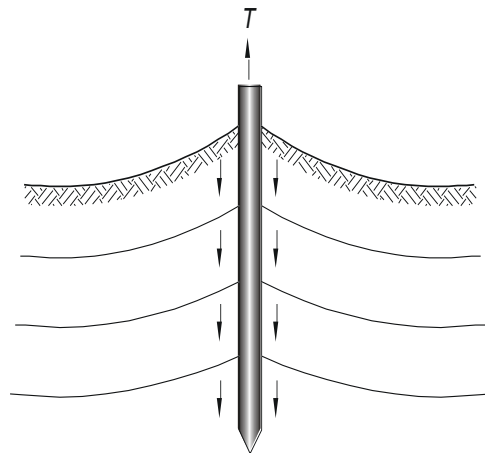


FIG. 1.8, APLICACIÓN DE PILOTES EN SITIOS CON SUELOS EXPANSIVOS

4.6.3.- Erosión

Algunas estructuras no requieren cimentaciones profundas si se consideran las cargas que serán transmitidas al subsuelo, sin embargo, en los casos donde se prevé la posibilidad de que el suelo de apoyo pueda experimentar erosión por la presencia de flujo de agua, es necesario apoyar la estructura en pilotes o pilas cuyo desplante debe rebasar el nivel máximo esperado de dicha erosión, Fig. 1.9.

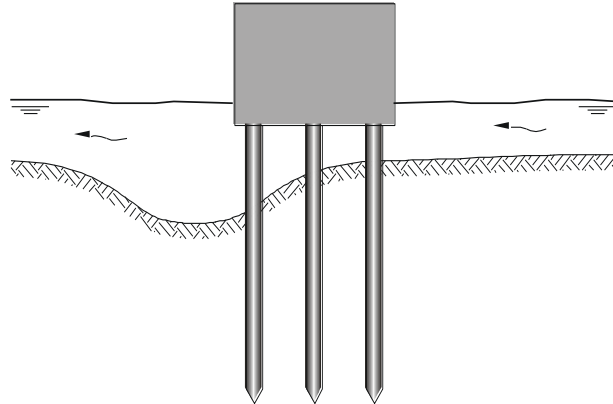


FIG. 1.9, APLICACIÓN DE PILOTES EN SITIOS CON POSIBLE EROSIÓN

4.6.4.- Estructuras vecinas

El conocer el entorno de un proyecto permite tomar decisiones adecuadas, siendo recomendable verificar si las construcciones vecinas, existentes o futuras, modificarán el comportamiento de la estructura en estudio; en el caso de la presencia de excavaciones adyacentes a elementos que pueden ser soportados por los estratos superficiales, es necesario que estas estructuras se apoyen en cimentaciones profundas, con el propósito de que las cargas se transmitan a estratos localizados por debajo del fondo de la excavación vecina, para evitar que los esfuerzos de la sobrecarga superficial provoquen condiciones de inestabilidad, Fig. 1.10.

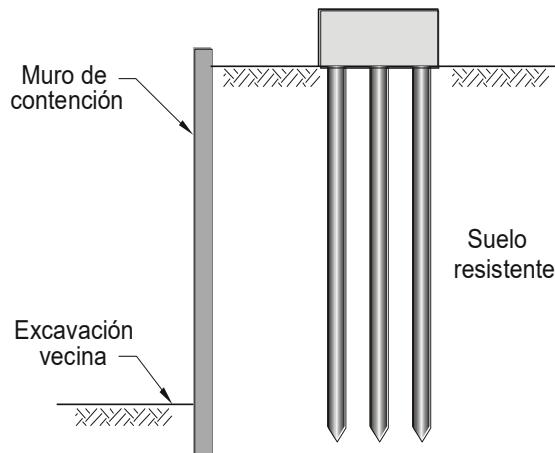


FIG. 1.10, APLICACIÓN DE PILOTES PARA ESTABILIZACIÓN DE ESTRUCTURAS

4.6.5.- Pilas cortas

Con cierta frecuencia una solución a base de pilas cortas puede ser más económica y rápida que una solución a base de zapatas, debido a que se ahorra el costo y tiempo de la excavación y del cimbrado de las mismas.

Seguramente la utilización de los pilotes y de las pilas resolverá también casos diferentes a los indicados, aplicaciones que tendrán éxito si se considera en el análisis las circunstancias reales de comportamiento tanto del subsuelo, como de la estructura por construir, determinando la magnitud y sentido de las cargas producidas relacionadas con las deformaciones que estas originan.

4.7.- Proceso convencional para el diseño y la construcción de cimentaciones profundas

La secuencia convencional que permitirá obtener la calidad requerida en forma eficiente para construir una cimentación profunda, tanto en tiempo como en economía, es aquella que se lleva a cabo ordenada y oportunamente sin eliminar ninguna de las siguientes actividades:

4.7.1.- Estudios geotécnicos

La exploración del subsuelo en el que se pretende construir una estructura, debe realizarse antes de continuar con el desarrollo del proyecto, ya que de los resultados obtenidos y la interpretación de las características y comportamiento del subsuelo, dependerán las decisiones que se tomen para la realización del diseño geotécnico y estructural, así como para la determinación del procedimiento constructivo. Un estudio

geotécnico deficiente provocará que las actividades siguientes no se desarrollen adecuadamente, generando modificaciones durante la construcción, las cuales estarán en función de la inexactitud de la información obtenida.

4.7.2.- Diseño geotécnico y estructural

El diseño geotécnico y estructural se basa en los resultados obtenidos del estudio del subsuelo, tomando en consideración el tipo de pruebas de campo y de laboratorio realizadas, incluyendo su cantidad, con lo que se podrá evaluar si los cálculos son conservadores o representan riesgo. Durante este proceso es necesaria la comunicación entre las especialidades de diseño y construcción, considerando las observaciones y sugerencias de las partes, con el propósito de que sea viable el cumplimiento de las especificaciones que se generen. Los consultores tienen la libertad de diseñar de acuerdo con su conocimiento y experiencia, pero deben verificar que sus resultados cumplan con el reglamento de diseño y construcción que norme técnicamente las obligaciones generales de seguridad y funcionalidad de la localidad.

4.7.3.- Construcción

El procedimiento constructivo se define en función de las especificaciones determinadas por los diseñadores geotécnicos y estructurales, así como del estudio del subsuelo. Cuando no existe comunicación de los constructores con los consultores, existe la posibilidad de que durante la construcción se tenga la necesidad de modificar el proyecto, lo cual es aceptable cuando la decisión beneficia la calidad de la obra sin afectar sensiblemente el aspecto económico; esta contingencia también se puede presentar aunque la comunicación mencionada se haya realizado oportunamente, debido a que el subsuelo en ocasiones presenta características que no fueron detectadas durante su exploración. Un estudio geotécnico que no considere las características del proyecto por realizar, es posible que no proporcione la información que se requiere para determinar un procedimiento constructivo adecuado, resultando desorientador, provocando modificaciones que se alejan en forma importante de la solución constructiva elegida, generando retrasos en los programas de obra y costos adicionales por la necesidad de abandonar los preparativos de los trabajos indicados en el procedimiento constructivo seleccionado, así como por la necesidad de sustituir recursos, principalmente de maquinaria.

4.7.4.- Control

Siendo uno de los objetivos más importantes el de preservar la calidad de un proyecto, es necesario mantener un estricto control de cada una de las actividades que intervienen en su desarrollo. El control de la calidad de los materiales, así como su manejo, es el que con mayor frecuencia se aplica, sin embargo, este control también debe realizarse durante la exploración del subsuelo, el diseño geotécnico y estructural, la

construcción, así como en las modificaciones que se tengan que llevar a cabo en cualquiera de las actividades mencionadas, por lo que es indispensable que la intervención de los consultores no termine al entregar las especificaciones, sino continúe hasta finalizar el desarrollo de la obra, con el propósito de que las decisiones sean dinámicas y oportunas, y que los ajustes de campo sean los adecuados.

Existen algunas otras actividades que deberán incluirse en el proceso antes indicado dependiendo de las características particulares de cada obra, como son las pruebas de carga o la conservación de estructuras, por lo que es recomendable revisar y analizar exhaustivamente las necesidades reales de cada proyecto, promoviendo entre los que intervienen en la toma de decisiones, apertura para intercambiar conceptos técnicos en beneficio de la ingeniería de cimentaciones profundas.

4.8.- Datos generales de la estructura y sísmico

La estructuración general será a base de elementos de acero y de concreto armado. El proyecto como se ubica en una zona de transición se le debe considerar un coeficiente sísmico de 0.30, a continuación se presentan los análisis para la cimentación profunda.

4.9.- Alternativa de cimentación

En este trabajo se describe un método para dimensionar el diámetro y la longitud de empotramiento de pilas de cimentación de manera que se obtenga el balance adecuado entre la capacidad estructural del concreto y la capacidad de carga de los suelos en que se alojan las pilas. Este método se basa en el mecanismo de transferencia de carga de la pila al suelo complementado por el conocimiento cuantitativo de la estratigrafía de los suelos y de las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos y el concreto. Se describe también un procedimiento para trazar la gráfica simplificada que relaciona la carga aplicada con los asentamientos de la cabeza de la pila, el cual permite estimar los asentamientos bajo carga estática o dinámica.

Considerando las características del proyecto, las propias del subsuelo, que se indican en las figuras 6 a 9, así como la magnitud y distribución de las cargas, en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante pilas de fuste recto (Fig. 13) coladas bajo lodo bentonítico o con ademe metálico recuperable, y desplantadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes, apoyados a una profundidad de 17.5m medido respecto al nivel medio del terreno actual, con esta solución se resolverán las cargas de compresión y tensión de la estructura.

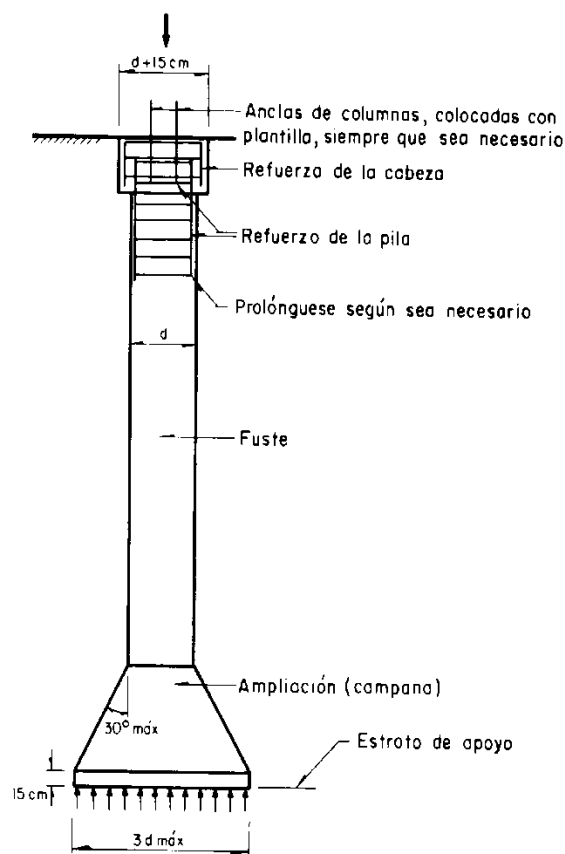


FIG. 13.- CONFIGURACIÓN DE UNA PILA (CFE, 1981)

Lo anterior se establece considerando que se tienen capas de baja resistencia entre 3 y 7 m de profundidad, y entre 14 y 16 m de profundidad como se puede observar en los perfiles estratigráficos de las figuras 6 a 9.

La solución se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que superficialmente se tienen materiales de resistencia variable entre media a firme y con deformabilidad media en los primeros 14 m, y en la mayor parte del predio el estrato resistente con más de 50 golpes en forma continua se encuentra a una profundidad media de 16 m con respecto al nivel actual del terreno.

Tomando en cuenta la magnitud de las cargas del puente, resulta como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a partir de 17.5 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno.

Es importante señalar que una pila corta tiene una deformación mayor a una más larga debido a que el trabajo de fricción para la cual son calculadas tendrá una deformación menor para una pila con una longitud ligeramente mayor.

4.9.1.- Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la capacidad de carga admisible contra la carga nominal (es decir sin F_c) que resulte mayor de las siguientes condiciones:

* Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima que incluye el peso propio de la cimentación.

* Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea que incluye el peso propio de la cimentación y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo).

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.30 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características semejantes a la zona de transición.

Las pilas soportarán la totalidad de las sollicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.

4.9.2.- Capacidad de carga

Dada la magnitud de las cargas se determinó la alternativa de cimentación con pilas de sección constante.

Se determinó la capacidad de carga para 17m de longitud efectiva y para diámetros entre 0.8 m y 1.6 m, es decir que deberá considerarse la longitud adicional repartida en el traslape con sus trabes correspondientes de acuerdo a lo establecido por los planos estructurales.

La capacidad de carga se determinó considerando

$$Q_{\mu} = Q_{f\mu} + Q_{p\mu}$$

donde:

Q_{μ} es la capacidad friccionante que resulta de la suma de las fuerzas cohesivo-friccionantes desarrolladas en el estrato empotrado del fuste de la pila dentro de los materiales resistentes.

$$Q_{f\mu} = P L_i [C + P'_{hm} \tan \phi]$$

Si $L_{efectiva} = 2 \text{ m}$, $\phi = 30^\circ$, $c = 4 \text{ ton/m}^2$, $\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$

$$Q_{f\mu} = D \pi L_i [4 + 23.8 \tan 30^\circ]$$

$$Q_{f\mu} = 111.46 D$$

El producto $P'_{hm} \tan\phi'$ es el valor medio del esfuerzo resistente friccionante del estrato resistente que actúa sobre el fuste de la pila en el espesor de la capa.

El valor de la presión efectiva horizontal $P'h$ en cualquier punto de la superficie del fuste a la profundidad Z es igual a la presión hidrostática $P'z = \gamma'cz$, que produce el concreto fluido al ser colocado por el tubo tremie.

De aquí la importancia de mantener el concreto con alto revenimiento (mayor de 18 cm) durante todo el tiempo del colado de la pila, agregando un retardante de fraguado, un controlador de volumen, y en caso necesario un fluidizante.

La capacidad de carga de la punta se consideró desplantada sobre materiales con más de 50 golpes y constituidos por limos arenosos y arcillosos en estado compacto.

La capacidad de carga unitaria teórica por punta considerada fue:

$$Q_{p\mu} = [\frac{1}{2} \gamma D N_{\gamma} + P'z N_q] A_b$$

Para los materiales de apoyo se consideró $\phi=31^\circ$, la cual de acuerdo a Berezantzer le corresponde un factor de $N_q=30$

Es costumbre ignorar el primer término del segundo miembro de la ecuación anterior porque su valor normalmente resulta muy pequeño para un cimienta profundo, comparado con el segundo término, es por ello que generalmente se emplea:

$$Q_{p\mu} = A_b P'z N_q = A_b Q_p$$

dónde A_b es el área de la base de la pila, $P'z$ es la presión vertical efectiva en el suelo a nivel del desplante de la pila y N_q que es función del ϕ ángulo de fricción interna del material de apoyo, y de acuerdo a los valores de Berezantzer para cimientos profundos.

Para el estrato resistente en el que se apoya la pila el ángulo que le corresponde es de $\phi=31^\circ$, con este valor se obtiene de la gráfica de Berezantzer $N_q=30$ y tomando en cuenta $P'z=23.8 \text{ ton/m}^2$ para una $L_{\text{efectiva}}=17.0 \text{ m}$ y considerando los valores en la ecuación antes mencionada se obtuvo:

$$Q_p = 23.8 \text{ ton/m}^3 \times 30 = 714 \text{ ton/m}^2$$

Valor que multiplicado por el área de la base de la pila da:

$$Q_{p\mu} = 0.7854 D^2 Q_p$$

$$Q_{p\mu} = 560.77 D^2$$

Por lo que la capacidad de carga última total de fricción más punta para el caso de una pila de 21.5 m de longitud efectiva considerando un peralte de trabes de 1.5 m será:

$$Q_{\mu} = 111.46 D + 560.77 D^2$$

Por lo tanto para una pila de 1.0 m de diámetro la capacidad de carga resulta de $Q_u = 111.46 + 560.77 = 672.23$ ton

Para condiciones estáticas el FS = 3.0, por lo que la capacidad de carga admisible es igual a:

$$Q_p \text{ estática} = \frac{Q_u}{FS=3} = \frac{672.23}{3} = 224 \text{ Ton}$$

Para condiciones dinámicas el FS=2.5, por lo que la capacidad de carga admisible es igual a:

$$Q_p \text{ dinámica} = \frac{Q_u}{FS=2.5} = \frac{672.23}{2.5} = 269 \text{ Ton}$$

En la figura 14 se presenta la gráfica de capacidad de carga de las pilas de punta para diferentes diámetros comunes constructivamente.

Se determinó la curva de carga – asentamiento real, mediante el empleo de la siguiente ecuación que es una simplificación de la solución de Mindlin para una carga distribuida en un área rígida de diámetro D, aplicada en el interior de un medio elástico, semi infinito, con relación de Poisson $\mu = 0.40$ en la que:

$$\delta s = \frac{0.36 Q_p D}{10 A E_s}$$

A continuación se presenta la revisión de la capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación:

La capacidad de carga útil de las pilas (Q_a) se obtuvo de la siguiente expresión:

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo cohesivos y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:¹

$$Q_a = \{ (c N''c + \overline{P_v} N''q) F_R + P_v \} A_b \} F_{Re}$$

donde:

- Qa: Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.
- c: Cohesión de apoyo en ton/m^2 .
- F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

¹Meyerhof, G.G. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, 1963.

Pv: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m².

Ab: área transversal de la base de las pilas, en m².

N''q y N''c: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que esta función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, ϕ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N''q = Nq_{min} + (Nq_{max} - Nq_{min}) Le / L_{opt}$$

$$N''c = Nc_{min} + (Nc_{max} - Nc_{min}) Le / L_{opt}$$

siendo:

Nc y Nqmin: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.

Le: longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.

Nc y Nqmax: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima, L_{opt}, dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_{opt} = 4 B \tan (45^\circ + \phi / 2)$$

donde:

B: diámetro de las pilas, en m.

ϕ : ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, en grados.

La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la fórmula anterior, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$$F_{re} = \{ (B + 1) / (2B + 1) \}$$

siendo:

F_{re}: factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 4 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 32° para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose capacidades de carga ligeramente mayores a las obtenidas en la gráfica de la figura 13, donde se presenta la capacidad de carga en función del diámetro de la pila, tomando en cuenta que el empotramiento que tendrá la pila será total dentro de los materiales resistentes de apoyo.

4.9.3.- Solicitación inducida por sismo

La estabilidad en condición sísmica se efectúa revisando que la sollicitación en la pila más cargada o subgrupo de pilas en cada módulo sea por lo menos 2 veces menor que la capacidad de carga última, definida con la expresión:

$$FS = \frac{\sum Q_{PU}}{\sum Q_e + \sum^i Q_{si}} \leq 2$$

donde:

FS factor de seguridad.

$\sum Q_{PU}$ capacidad de carga última en la pila más cargada, ton.

$\sum Q_e$ carga estática en las pilas analizadas, ton.

Q_{si} incremento de carga por sismo en la pila del eje analizado, ton.

ni número de pilas en el eje analizado.

Con el diámetro de las pilas se define la capacidad de carga a tensión, Q_{fu} utilizando para ello la siguiente expresión:

$$Q_{fu} = 42.68D$$

Con esta información se procede a revisar las sollicitaciones a tensión presentada en condición sísmica con la capacidad de las pilas.

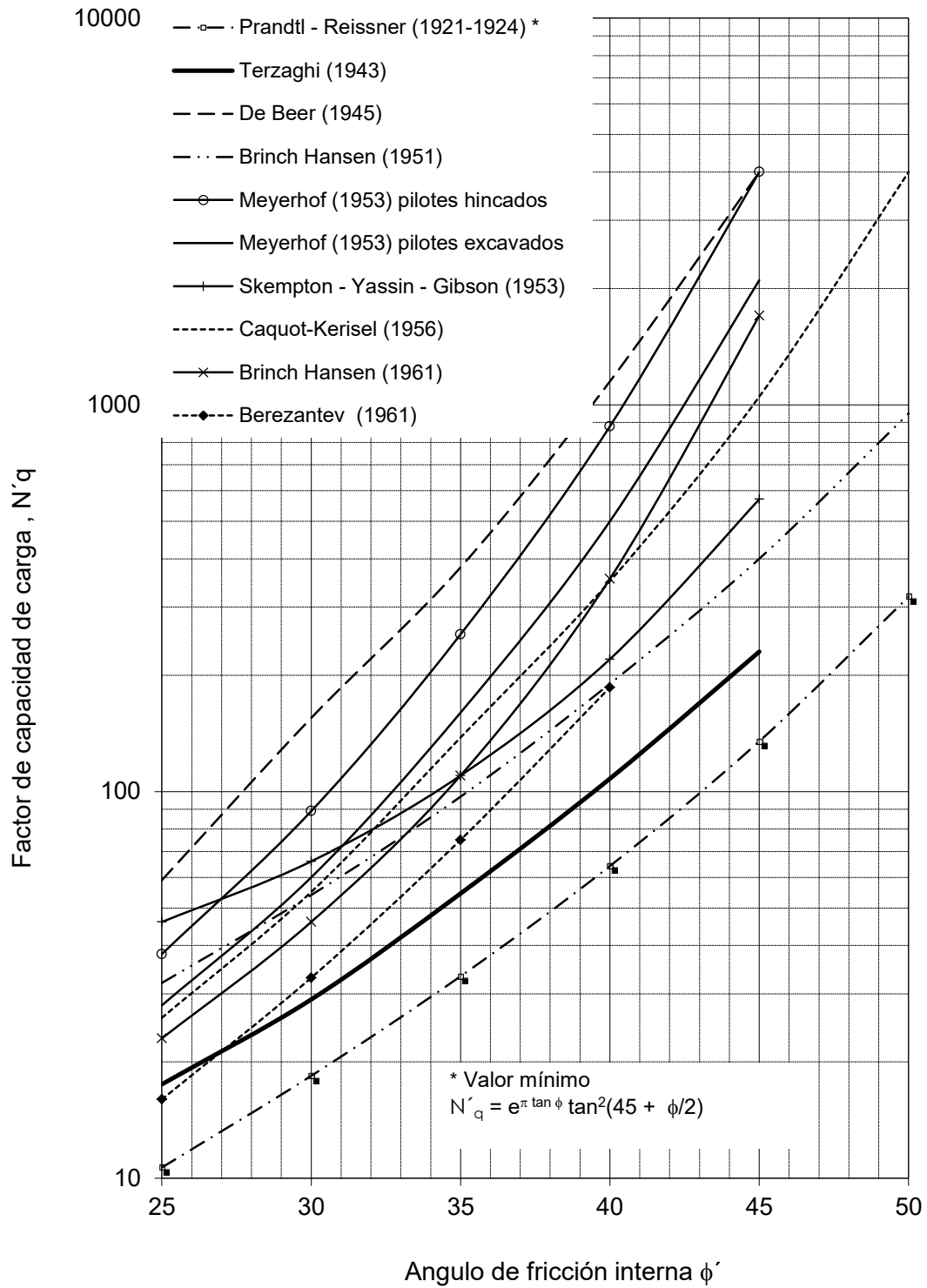


FIG. 14, FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS CIRCULARES, (VESIC, 1967).

4.9.4.- Implicaciones para el diseño estructural de la cimentación

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura del puente, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural.

Frecuentemente las cimentaciones profundas deben ser diseñadas para soportar tanto cargas axiales como cargas laterales. Un ejemplo de aplicación son las cimentaciones profundas de puentes, que son sometidos a cargas dinámicas, efectos de coceo o simplemente empuje de suelos.

Ante las solicitaciones horizontales pueden adoptarse dos criterios para el diseño:

- Diseño por carga lateral última, asegurando un adecuado factor de seguridad contra la falla.
- Diseño en función de la deformación lateral máxima permisible, bajo las cargas de trabajo.

En la figura 14 se presentan los módulos de reacción horizontal para el diseño estructural de las pilas.

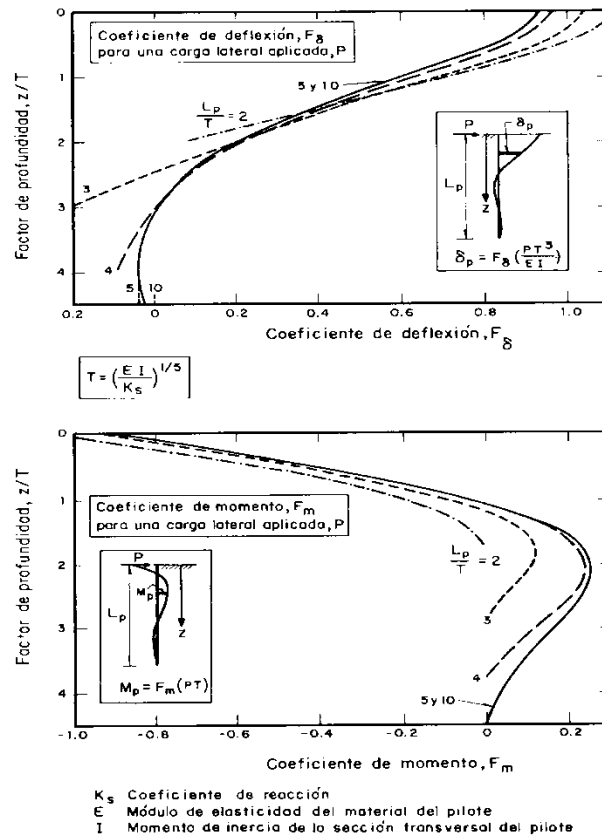


FIGURA 14, COEFICIENTE DE DEFLEXIÓN Y DE MOMENTO PARA PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL (CGS, 1978)

CAPÍTULO 5. PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1.- Proceso constructivo para pilas

A continuación se describe el proceso constructivo para la perforación y colado de las pilas:

a) El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, se deberá localizar mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.

b) La perforación se iniciará utilizando una broca de tipo helicoidal con diámetro igual al fuste de la pila. En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes, se podrá perforar inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto.

c) La perforación de la pila se hará empleando polímero, lodo bentonítico o empleando un ademe metálico recuperable.

d) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.

e) Inmediatamente después de hacer limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila.

f) El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes de 5 cm mínimo para un correcto centrado dentro de la perforación.

g) El colado deberá seguir a la colocación del acero, se realizará usando tubo tremie, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto. Al inicio del colado, el tubo tremie se llevará a 0.5 m sobre el fondo de la perforación.

h) La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud mínima de 1m.

i) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la ubicación de la misma.

- j) La separación mínima entre pilas será de tres veces su diámetro de centro a centro.
- k) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.
- l) Se recomienda usar concreto con aditivo fluidizante se aceptará un revenimiento como mínimo de 20 cm + 2% e inclusive será necesario emplear y considerar un aditivo retardante para que actúe la presión hidrostática del concreto considerada en la capacidad de carga de la pila por fricción.
- m) Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.

5.2.- Equipo

Las diversas obras que realiza la Ingeniería Civil son de trascendental importancia para el desarrollo de la infraestructura del país, a continuación de enumeran algunos tipos de maquinaria que se ocupan durante la construcción de cimentaciones profundas.

5.2.1.- Grúas

Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables, montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho.

Para facilitar su función, la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la máquina le permiten girar alrededor de un eje vertical y a la pluma moverse en un plano vertical.

Las plumas de las grúas pueden ser rígidas cuando están formadas por estructuras modulares (de tubo o de ángulo estructural), o bien telescópicas cuando están formadas por elementos prismáticos que deslizan unos dentro de otros.

Las plumas rígidas se integran por una base que se apoya mediante articulación en el cuerpo de la grúa; después pueden colocarse módulos de 1.5m (5ft) a 6.1m (20ft) de largo y finalmente una nariz en cuyo extremo superior se ubican las poleas por donde pasan los cables procedentes de los tambores de los malacates, Fig. 5.1.

Para la construcción de cimentaciones profundas se usan generalmente grúas móviles de pluma rígida, bien sea para montar sobre ellas equipo especializado, o bien para ejecutar maniobras.

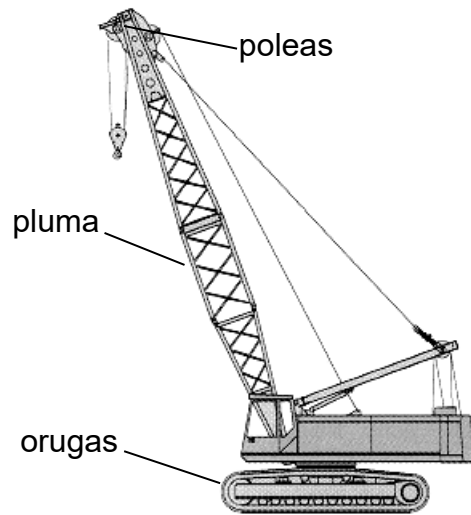


FIG. 5.1, ESQUEMA DE UNA GRÚA SOBRE ORUGAS

Para el montaje de equipos de perforación o hincado, usualmente se requieren grúas de 45 a 80t de capacidad nominal, con plumas rígidas de 18.3m (60ft) de largo.

Para las maniobras se emplean grúas de menor capacidad nominal, aunque superior a 15t. Las condiciones del terreno dictaminan la conveniencia de que estén montadas sobre neumáticos o sobre orugas.

El uso de grúas telescópicas para construcción de pilas, es poco recomendable, por su ineficiente manejo de armados y tuberías de colado.

5.2.2.- Perforadoras

Son máquinas para hacer barrenos en el suelo, por rotación o por percusión.

En el caso de las rotatorias, la torsión se transmite por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca, un bote cortador, una hélice. La barra se hace girar con algún mecanismo, o bien se levanta y se deja caer sobre el fondo de la perforación, lo cual da lugar a que las perforadoras sean rotatorias o de percusión, respectivamente.

a) Perforadoras rotatorias

Para la construcción de cimentaciones profundas, se emplean generalmente dos tipos de perforaciones con sistema rotatorio:

- Con barretón o *kelly* de perforación; ya sea montadas sobre orugas, sobre grúa o sobre camión (Figs. 5.2 a 5.4). En este caso, el *kelly* puede ser de una sola pieza o bien

telescópico de varias secciones, con el cual se extrae de manera intermitente el suelo perforado.

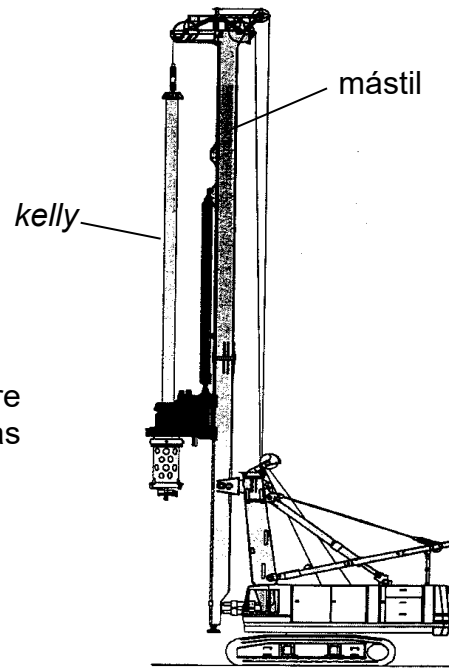
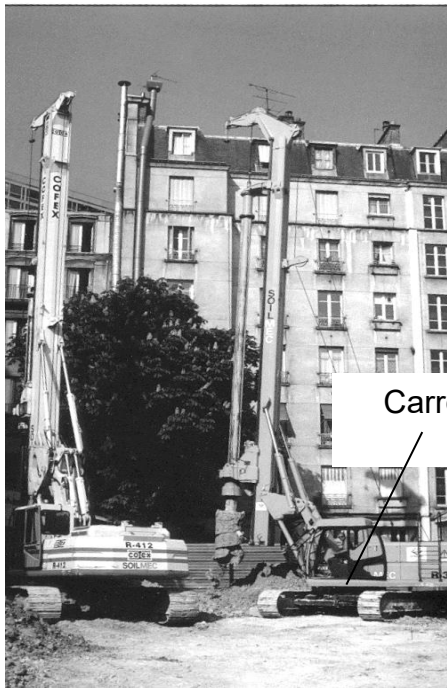


FIG. 5.2, PERFORADORA ROTATORIA MONTADA SOBRE ORUGAS (BAUER)

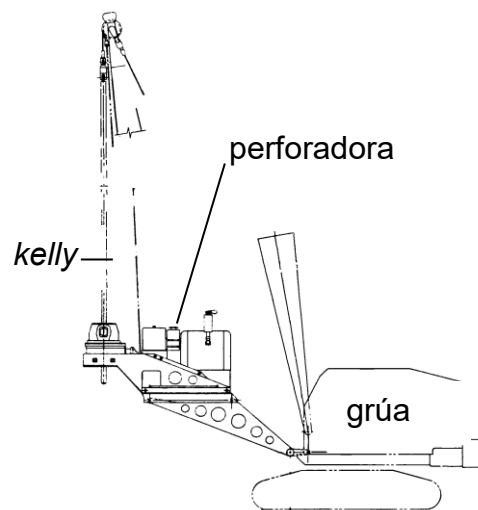


FIG. 5.3, PERFORADORA ROTATORIA MONTADA SOBRE GRÚA (WATSON)

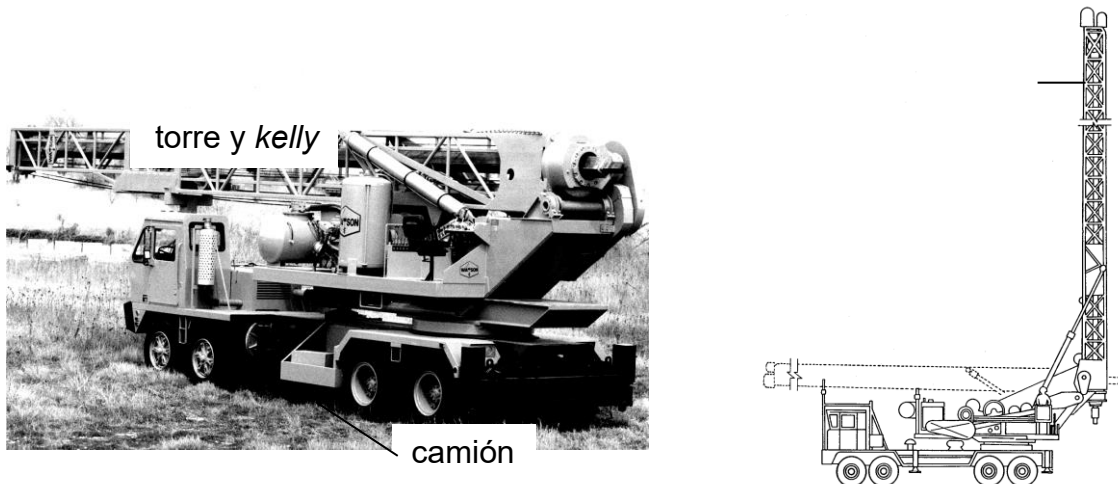


FIG. 5.4, PERFORADORA ROTATORIA MONTADA SOBRE CAMIÓN (WATSON)

b) Perforadoras por percusión

Las perforadoras por percusión, a través de un sistema, que puede ser mecánico neumático o hidráulico, transmiten una serie rítmica de impactos al material por perforar, por medio de un elemento de corte o ataque, llamado martillo de fondo. Su aplicación principal es en rocas, ya que en suelos se reduce su eficiencia. Para cimentaciones profundas, pueden alcanzar hasta 100cm (40in) de diámetro, como se indica en la Tabla 5.1.

TABLA 5.1, CARACTERÍSTICAS DE MARTILLOS DE FONDO (DTH-NUMA)

Modelo	Diámetro de perforaciones cm	Peso del martillo kg	Frecuencia de operación golpes/min	Consumo de aire* L/s
<i>Champion 180</i>	45-61	1492	950	944
<i>Champion 240</i>	61-86	2488	925	1322
<i>Champion 330</i>	83-109	5707	925	2454

* operando con una presión de 10.2×10^5 Pa

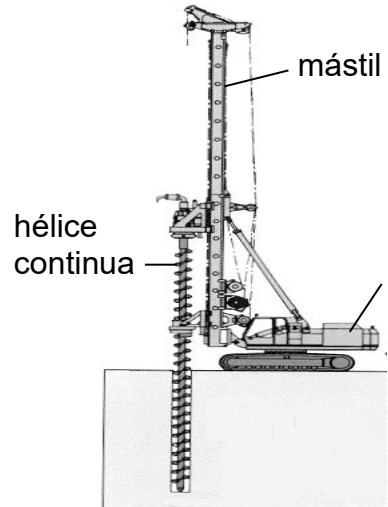


FIG. 5.5, PERFORADORA DE HÉLICE CONTINUA (SOILMEC)

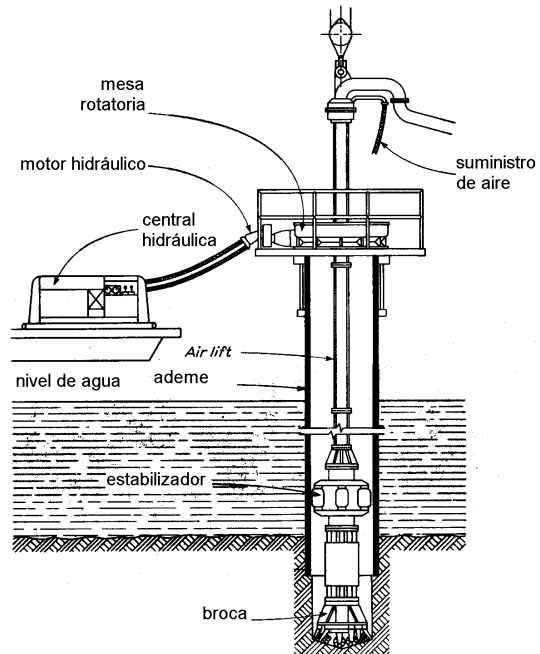
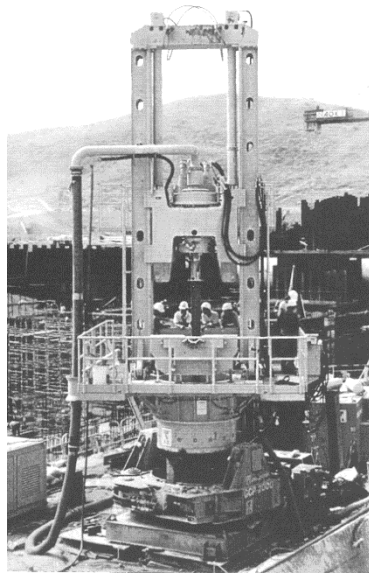


FIG. 5.6, PERFORADORA ROTATORIA DE CIRCULACIÓN INVERSA (BAUER)

5.2.3.- Almejas e hidrofresas

Se pueden también excavar pilas de sección rectangular, oblonga o alguna combinación de estas secciones, mediante almejas hidráulicas guiadas, integradas por dos quijadas móviles que se accionan con cilindros hidráulicos, adosadas en la parte inferior de un barretón o *kelly* rígido, de una pieza o telescópico (Fig. 5.7).

La presión hidráulica del sistema se genera mediante una unidad de potencia que, al igual que el equipo de excavación, se monta sobre una grúa de orugas.

Esta operación también se puede realizar con una hidrofresa, que opera con tres motores de fondo, utilizando el principio de circulación inversa.

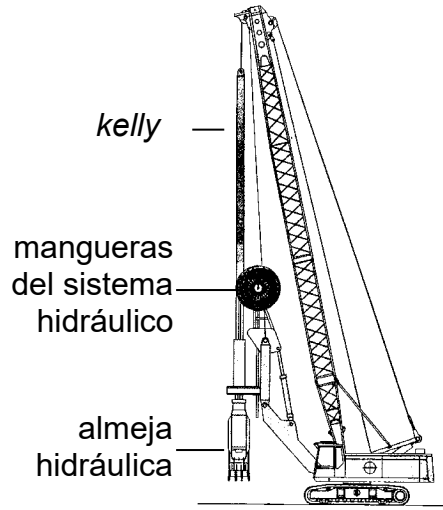


FIG. 5.7, ALMEJA HIDRÁULICA (CASAGRANDE)

El sistema de corte opera con un par de torsión alto y baja velocidad angular, a una velocidad de avance vertical constante. Este equipo puede perforar a profundidades hasta de $100m$, $333ft$, cortando inclusive roca, Fig 5.8.

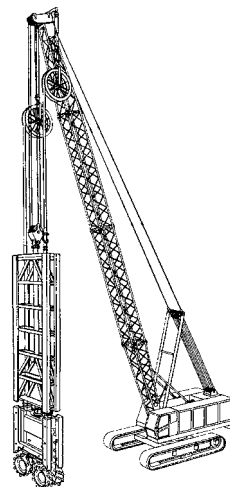
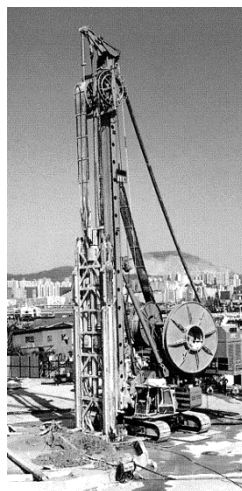


FIG. 5.8, HIDROFRESA (BAUER, CASAGRANDE)

5.2.4.- Vibrohincadores

Los vibrohincadores (Fig. 5.9), también llamados martillos vibratorios, son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en el suelo, con la acción dinámica de un generador de vibraciones.

El equipo toma su energía de una unidad de potencia formada por un motor de combustión interna generalmente diésel que acciona un generador eléctrico o una bomba hidráulica, con base en contrapesos excéntricos de rotación contraria.

Con un sistema de control remoto se arranca o para el generador de vibraciones y se accionan mordazas hidráulicas para sujetar los tubos o perfiles durante su hincado.

La operación para el hincado de un tubo ademe se inicia cuando el vibrohincador se amordaza al borde superior de aquél; después se coloca verticalmente en el sitio indicado y se deja que penetre hasta la profundidad de proyecto, por medio de la aplicación de vibraciones, el peso del martillo vibratorio, y del tubo.

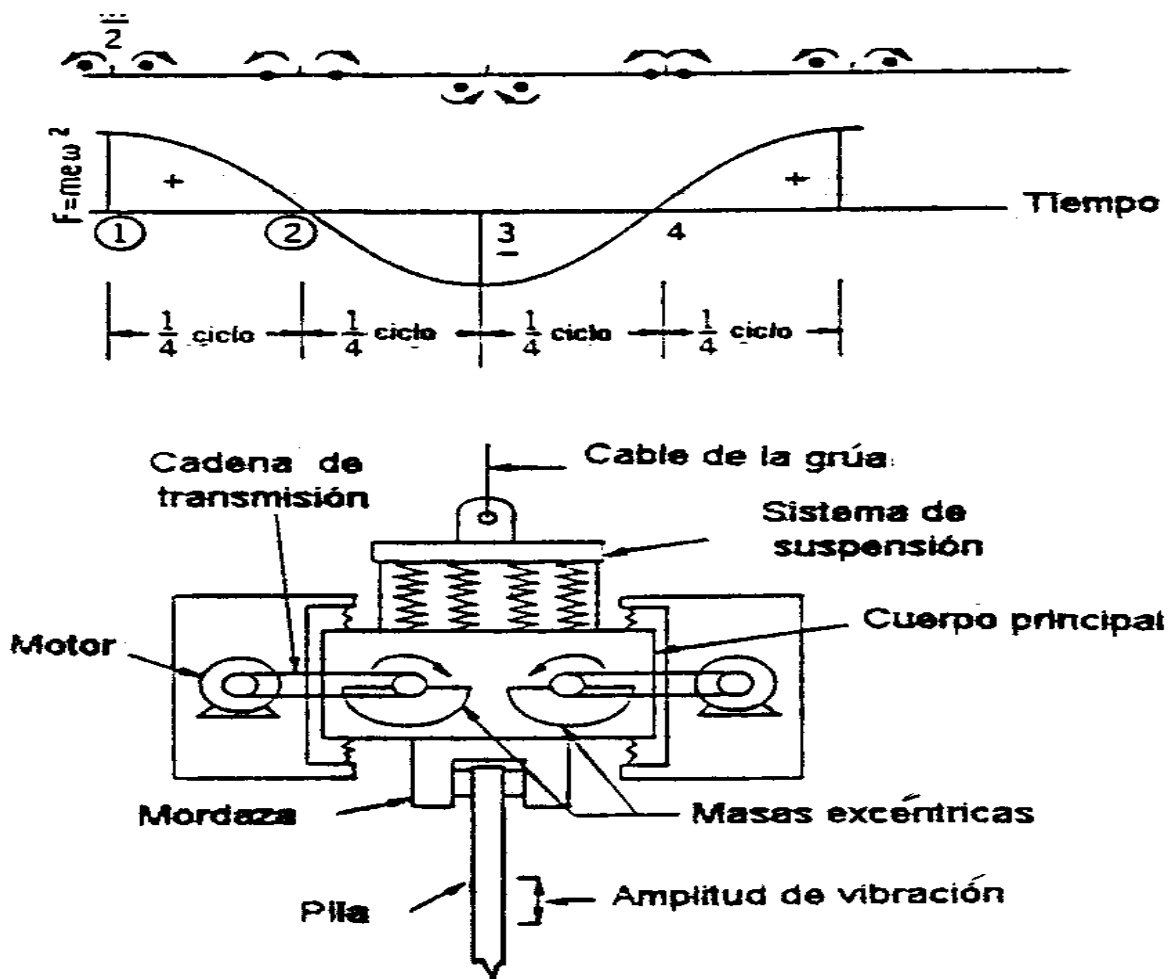


FIG. 5.9, ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE UN VIBROHINCADOR (HARRIS, 1983)

5.2.5.- Osciladores de ademes

Equipos utilizados para hincar ademes, con un movimiento rotacional alterno y una fuerza vertical, Fig. 5.10.

Se utilizan combinados con perforación rotatoria o la extracción de material con almeja de gajos.

Usualmente están acoplados a una perforadora rotatoria sobre orugas, con la que se comparte la central hidráulica, aunque también operan en forma independiente, con una central propia.

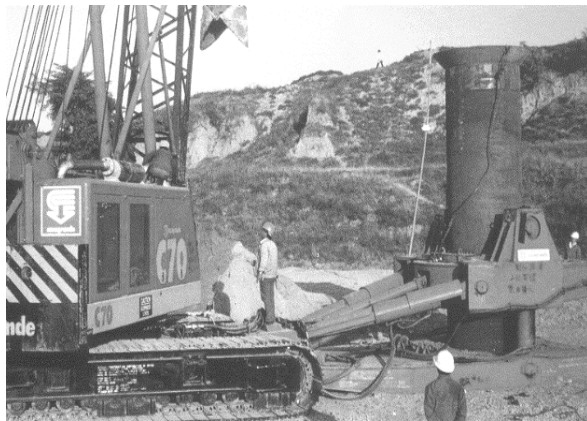


FIG. 5.10, OSCILADORA DE ADEMES
(CASAGRANDE)

5.2.6.- Desarenadores

Se emplean para remover partículas de suelo en los lodos de perforación. Sus principales componentes son: Fig. 5.11:

- Malla vibratoria para captar partículas mayores de **5mm**, **0.2in**.
- Hidrociclones, que remueven las partículas finas en suspensión (Fig. 5.11).

El lodo circula a través del conjunto de componentes por medio de bombas y tanques de almacenamiento temporal.

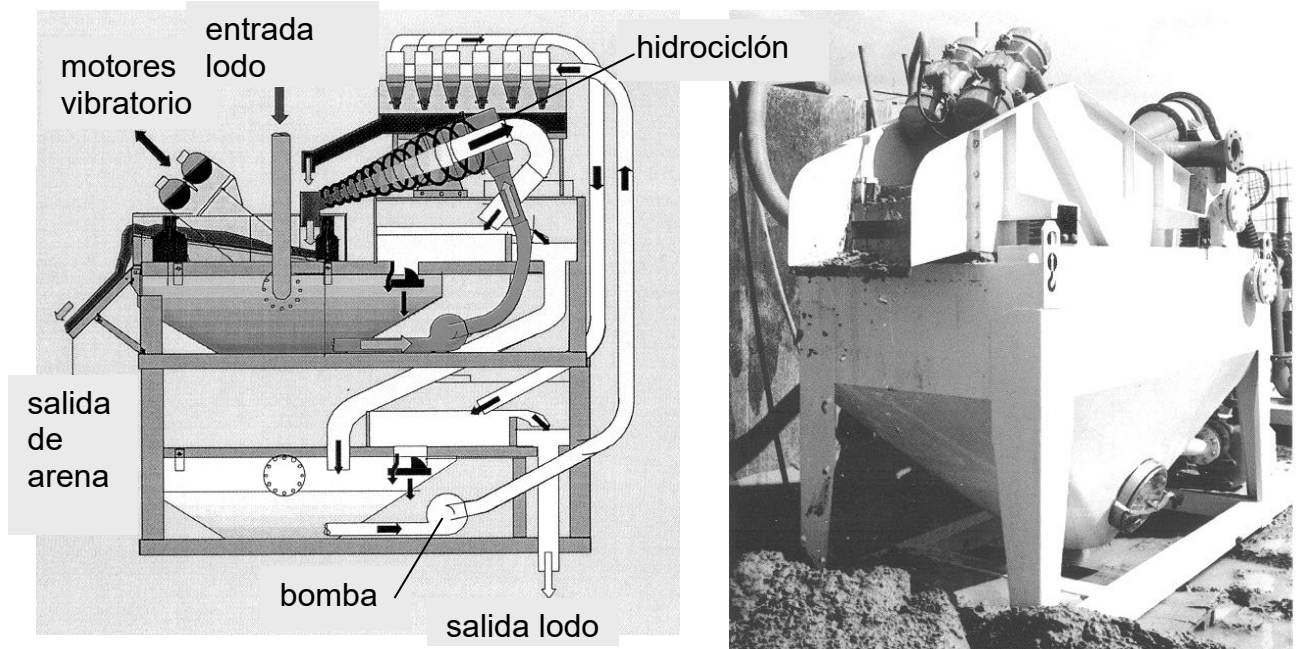


FIG. 5.11, DESARENADOR DE LODOS (BAUER, CASAGRANDE)

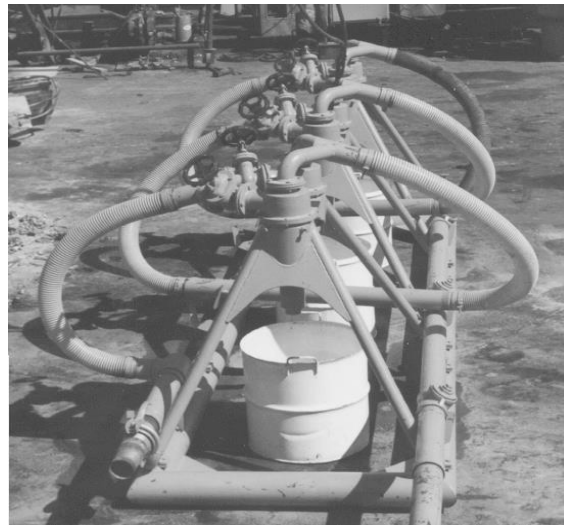


FIG. 5.12, HIDROCICLONES CONECTADOS EN BATERÍA

5.2.7.- Martillos para hincado

Son equipos que generan impactos en serie para el hincado de pilotes. Existen diversos tipos de martillos para el hincado de pilotes:

Elemental	Caída libre
Acción simple	Vapor Neumáticos
Doble acción	Diferenciales Vapor Neumáticos Hidráulicos
Diesel	Abiertos Cerrados
Vibratorios	Baja frecuencia > 40 Hz Alta frecuencia > 140 Hz
Vibratorio-impacto	

Los martillos piloteadores originales, fueron masas de caída libre, que se colocaban en posición previa al descenso mediante sistemas manuales o mecánicos, Fig. 5.13.

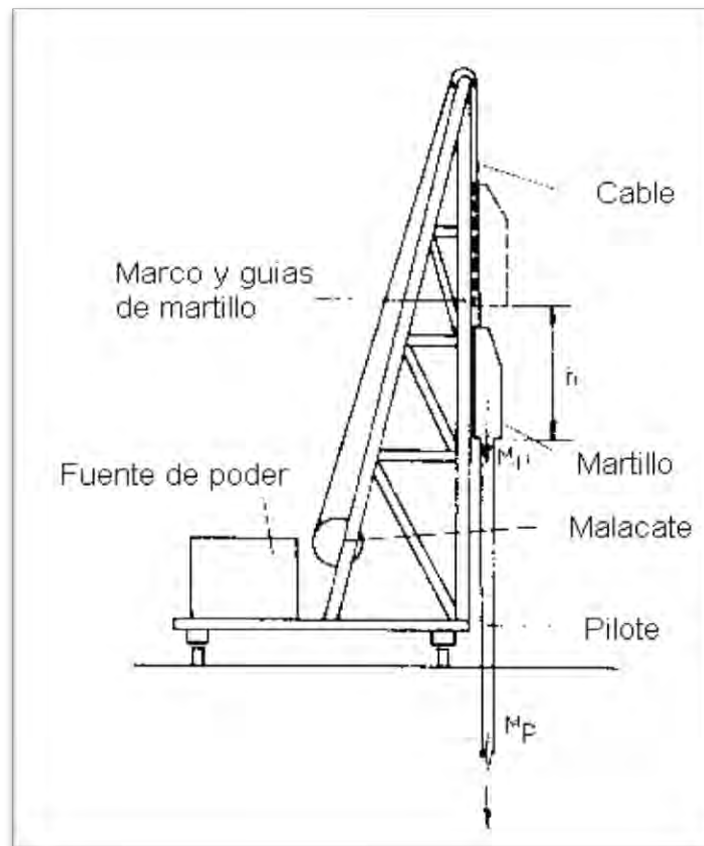


FIG. 5.13, MARTILLO DE CAÍDA LIBRE

Con el desarrollo de la tecnología, se utilizó vapor de agua o aire comprimido para levantar la masa que cae; mejoras posteriores dieron lugar al uso del vapor y aire comprimido para acelerar la caída de la masa durante su descenso lográndose una mayor energía en el impacto, Fig. 5.14.

Los más comunes, son martillos de combustión interna que emplean diésel como combustible para levantar la masa golpeadora, al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado.

El ciclo de operación de los martillos diésel se inicia con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que, al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión, produce el encendido y explosión súbita del diésel previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa que golpea provocan la penetración del pilote en el terreno y la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia arriba y así sucesivamente, Fig. 5.14.

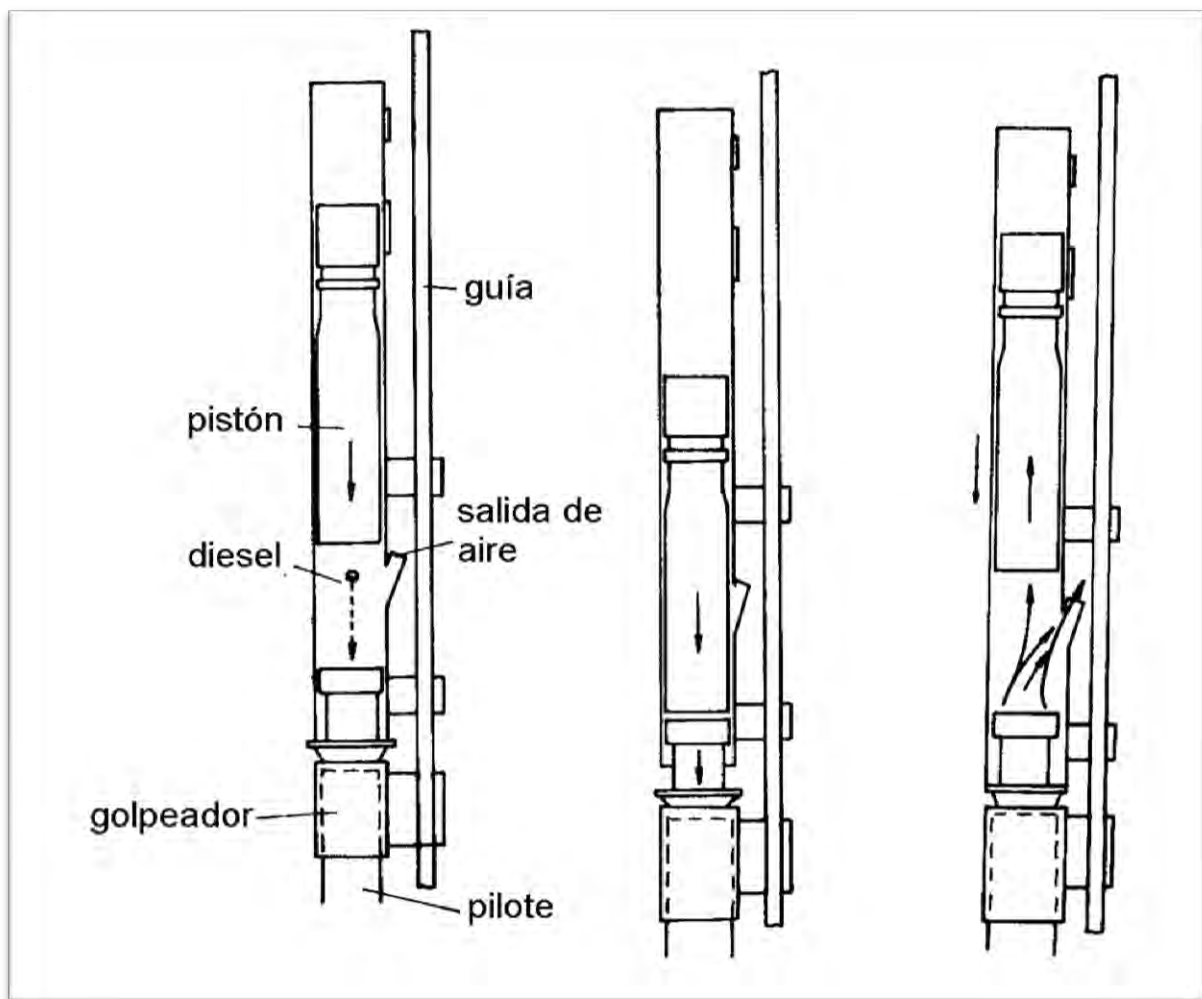


FIG. 5.14, ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE UN MARTILLO DIÉSEL

Los martillos de doble acción utilizan aire o vapor, que se inyecta en cilindros superior e inferior del martillo (Fig. 5.15) alternativamente, por medio de una válvula accionada por un pistón. Cambiando el suministro de aire al cilindro inferior, se levanta el pistón, y el aire en el cilindro superior es expelido, para repetir el ciclo.

Con los martillos hidráulicos, el pistón es levantado hidráulicamente y entonces se deja caer libre o aceleradamente.

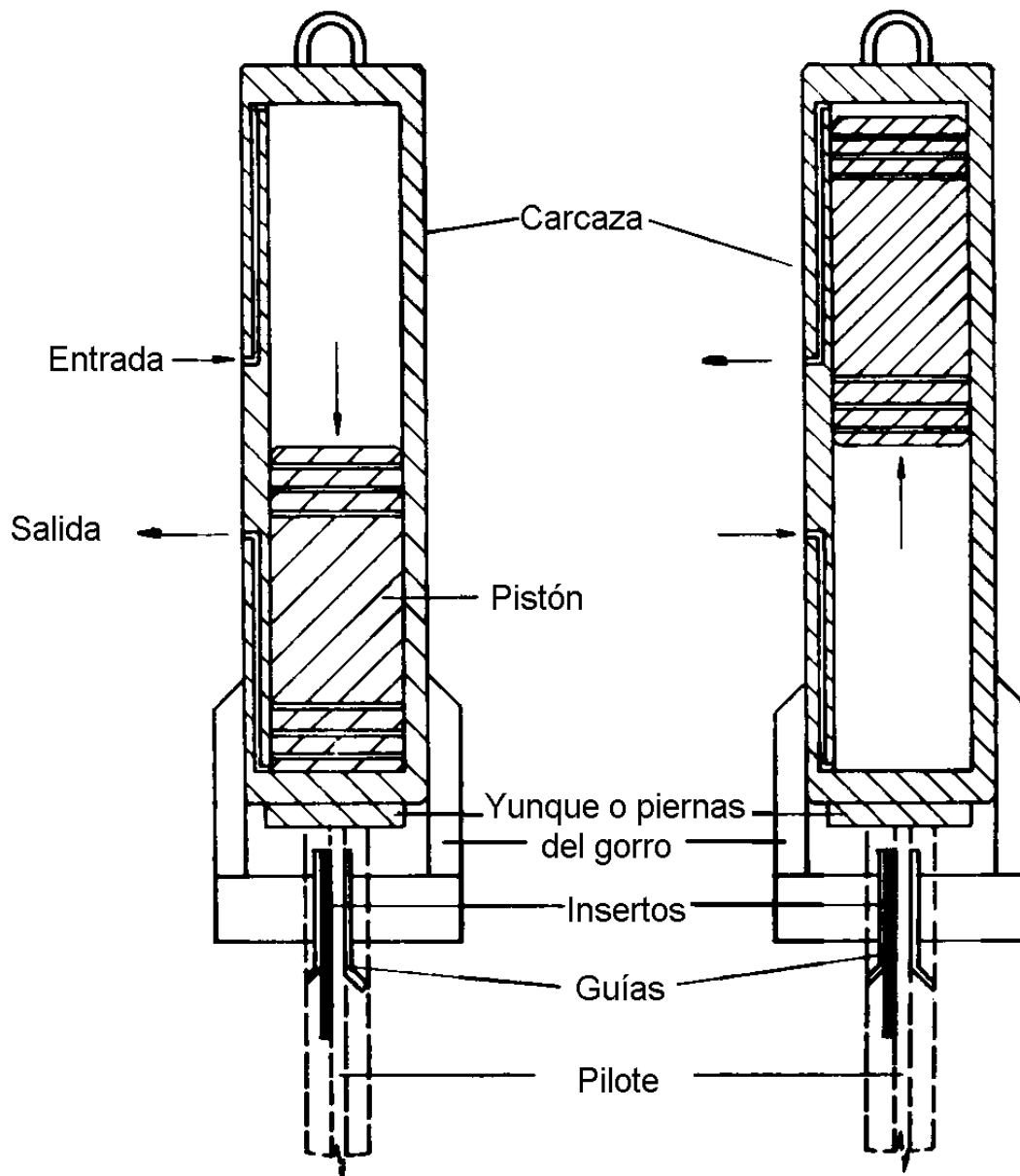


FIG. 5.15, ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE UN MARTILLO DE DOBLE ACCIÓN

Casi toda la masa del martillo se encuentra en el pistón y su caída se puede controlar automáticamente. En general producen menos ruido y vibraciones que los martillos diésel, Fig 5.16.

Los martillos neumáticos diferenciales, se utilizan primordialmente para empujar tubos horizontalmente, pero también se adaptan para hincar pilotes de acero (Fig. 5.17).

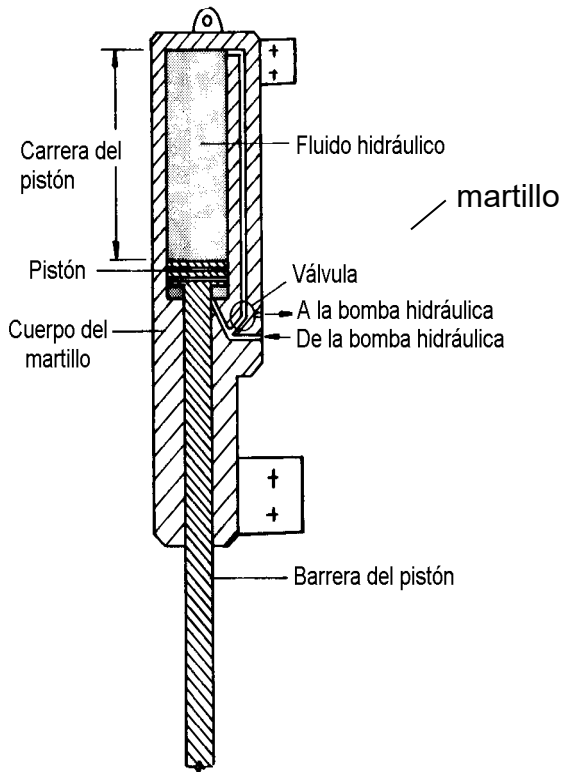


FIG. 5.16, ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE UN MARTILLO HIDRÁULICO

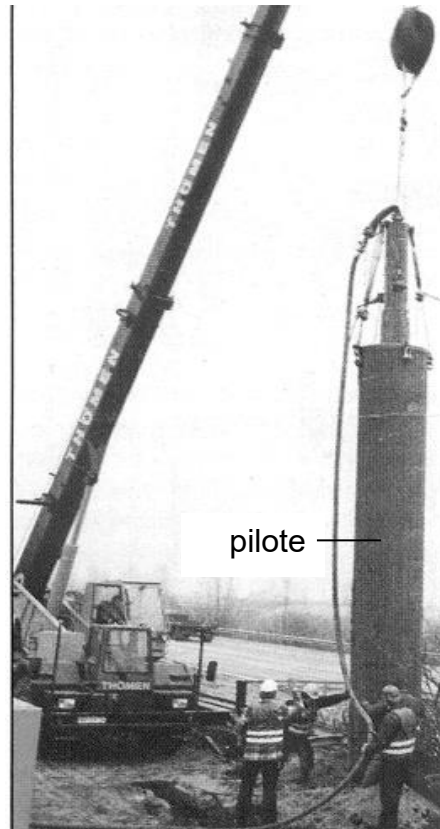


FIG. 5.17, MARTILLO NEUMÁTICO DIFERENCIAL (GRUNDORAM)

5.3.- Construcción de pilas

Las pilas de cimentación tradicionalmente se construyen empezando por perforar el suelo con algún procedimiento, en seguida se coloca el acero de refuerzo y finalmente se vacía el concreto dentro de la excavación. Existen otros métodos, que integran estos tres conceptos, y otros elementos, tales como ademes, lodos, u otros.

Las condiciones geotécnicas, la selección del equipo y la técnica de construcción adecuados son los aspectos fundamentales, que influyen en la construcción de pilas de cimentación.

Se deberán seleccionar los equipos y métodos constructivos que garanticen la localización precisa de la perforación, su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación no se altere, en lo posible, y que se obtenga una perforación limpia, que tenga y conserve las dimensiones de proyecto en toda su profundidad.

5.3.1- Perforación

El proceso de perforación puede dividirse en varias etapas: aflojar el suelo, retirarlo o removerlo y el soporte temporal de la perforación.

Para cada etapa, distintas técnicas, herramientas y equipos pueden utilizarse, dependiendo del tipo de suelo a perforar, la geometría de la perforación, las condiciones estratigráficas e hidráulicas y las condiciones ambientales en el sitio de trabajo.

a) Aflojar el suelo

En la Tabla 5.6 se muestran las distintas técnicas que pueden utilizarse para aflojar el suelo, dependiendo de su compacidad o consistencia suelo, así como de la dureza de la roca.

Estas técnicas se comentarán brevemente, a continuación.

* Corte

Almeja de gajos. Esta herramienta tiene forma semicircular y penetra en el suelo por caída libre, compensando el peso de la almeja contra las fuerzas ascensionales causadas por la acción de cerrado de los gajos, Fig. 5.18.

TABLA 5.6, TÉCNICAS PARA AFLOJAR EL SUELO

corte		"ripeado"		percusión	
<i>elemento utilizado</i>					
almeja de gajos	dientes planos	dientes de punta de bala	dientes de carburo de tungsteno	trépano	martillo de fondo
<i>herramienta</i>					
-	botes, brocas	-	botes, brocas, bote corona	-	-

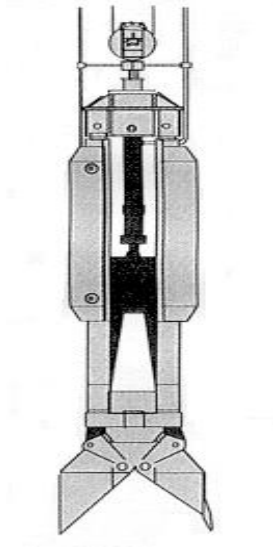


FIG. 5.18, ALMEJA DE GAJOS (BAUER)

Encajar los gajos en el suelo incrementa la penetración de la almeja. Si los gajos están soportados adecuadamente en la estructura principal de la almeja, pueden servir también como trépano en estratos muy duros.

Dientes planos, cuchillas, botes, brocas. Durante la perforación rotatoria, los dientes de corte inclinados son rotados horizontalmente. La cantidad de suelo aflojada durante cada rotación varía en función de la inclinación de los dientes. Asimismo, la inclinación de los dientes causa que la herramienta de perforación se empuje por sí misma dentro del suelo, siempre y cuando se le provea del adecuado par de torsión.

En la Fig. 5.19 se muestran diferentes tipos de dientes y cuchillas planas, que se usan en distintos tipos de suelo.

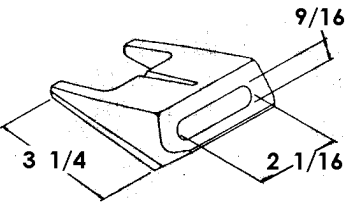
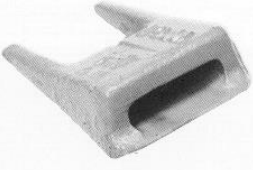
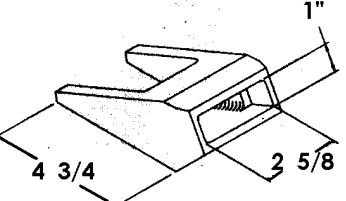
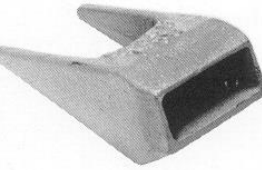
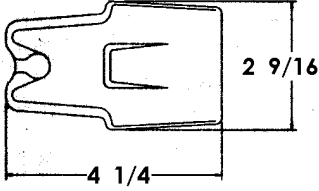
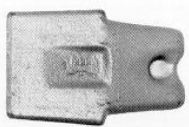
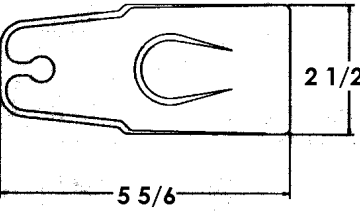

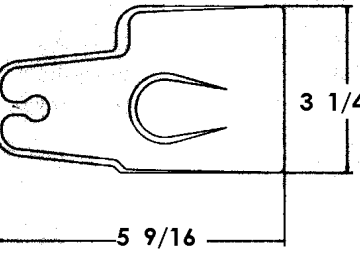
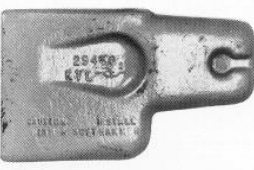
Medidas en pulgadas			Aplicación
		TO-1	<i>Portadientes</i> Acepta los dientes 101
		TO-5	<i>Portadientes</i> Acepta los dientes 201, 211
		101	<i>Diente pequeño</i> Suelos duros, compactos, coral suave. Rotación recomendada 40 rpm
		201	<i>Diente estándar</i> Suelos duros, compactos, coral suave. Rotación recomendada 40 rpm
		211	<i>Diente estándar de orilla</i> Suelos duros, compactos, coral suave. Rotación recomendada 40 rpm

FIG. 5.19, DIENTES PLANOS Y PORTADIENTES (TEXOMA)

* Ripeado

Dientes de bala - botes, brocas. El ripeado de suelos duros o roca se realiza con dientes, de tipo de punta de bala, o con aplicaciones de carburo de tungsteno, Fig. 5.20; se colocan con un ángulo de ataque, y cortan un trozo de suelo durante la rotación de la herramienta de perforación. Posteriormente, el resto del suelo o roca es removido con herramientas equipadas con dientes planos.

medidas en pulgada.

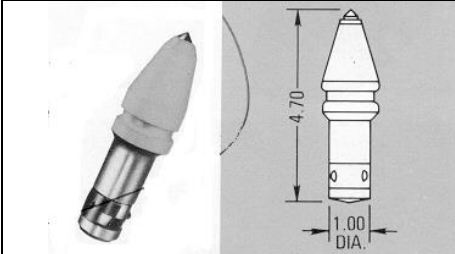
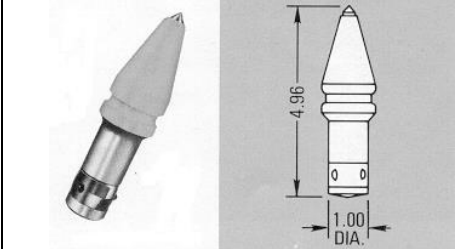
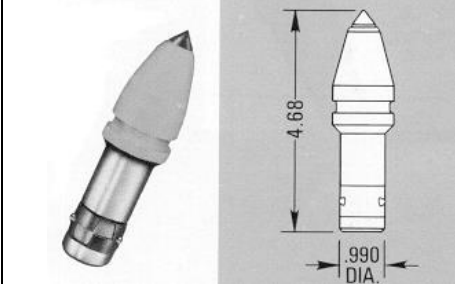
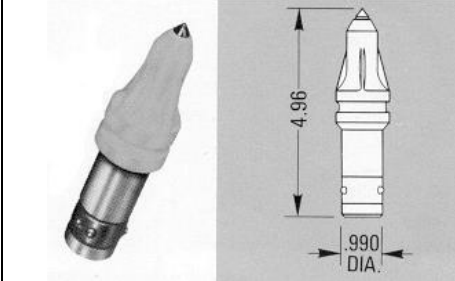
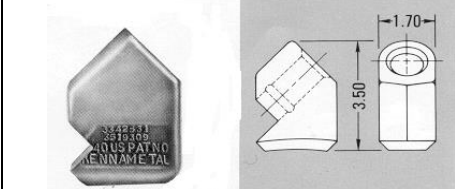
		Aplicación	
	C-31	Rocas extremadamente duras y corte en concreto. Punta extendida para mayor durabilidad	
	C-32	Amplia variedad de condiciones de roca	
	C-31HD	Rocas extremadamente duras y corte en concreto	
	C-33	Amplio rango de condiciones de roca. Las aletas laterales mejoran la rotación	
	C-30 BLOCK	Portadiente para la serie C-30	

FIG. 5.20, DIENTES CON PUNTA DE BALA Y PORTADIENTES (KENNAMETAL)

Dado que los dientes tienen la tendencia a levantarse, las herramientas de perforación requieren de ser empujadas hacia abajo durante la rotación. Con el uso de equipos de perforación equipados con par de torsión y facilidad de empuje vertical para la herramienta, además del desarrollo de dientes de punta de bala extremadamente fuertes, actualmente es posible perforar rocas con una resistencia de hasta 100kN/mm^2 .

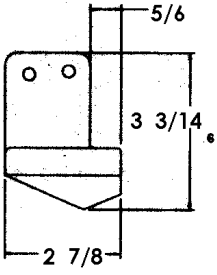
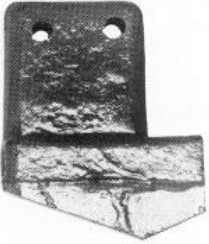
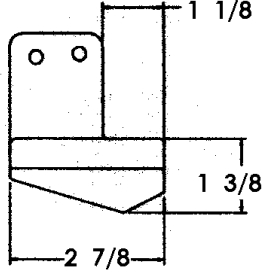
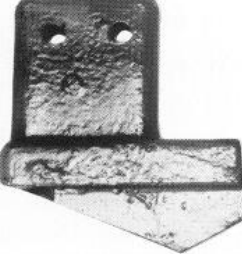
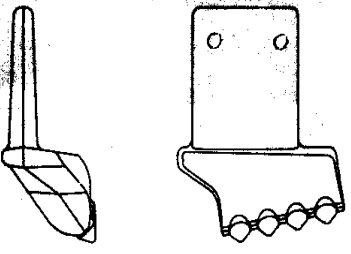

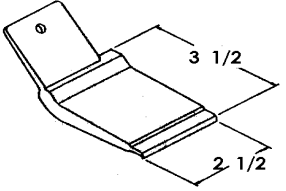

Medidas en pulgadas		N°	Aplicación
		TRT-1	<p>Diente con aplicaciones de carburo de tungsteno</p> <p>Puede ser usado en materiales no fracturables, suelo congelado, materiales abrasivos. Roca media a dura. Rotación recomendada 20 a 25rpm</p>
		TWT-2	<p>Diente de orilla con aplicaciones de carburo de tungsteno</p> <p>Puede ser usado en materiales no fracturables, suelo congelado, materiales abrasivos. Roca media a dura. Rotación recomendada 20 a 25rpm</p>
		TK-55-C	<p>Cortador de cuatro puntas cónicas de carburo de tungsteno</p> <p>Puede ser usado en materiales no fracturables. El ángulo de ataque y las puntas cónicas incrementan las velocidades de penetración en la mayoría de los materiales perforables. Rotación recomendada 20 a 25rpm</p>
		TDB-31	<p>Cuchilla de acero endurecido</p> <p>Para perforar en suelos blandos. Rotación recomendada 40rpm</p>

FIG. 5.20, (CONT.) DIENTES CON INSERTOS DE CARBURO DE TUNGSTENO Y PORTADIENTES (TEXOMA)

* Corte por percusión

Con este procedimiento, una carga puntual alta se aplica en la roca al fondo del barreno, mediante la cual el material es pulverizado en el punto de contacto, permitiendo la penetración de la punta. Simultáneamente, el incremento de esfuerzos alrededor de la punta se torna en una fragmentación lateral de la roca. La aplicación de estas cargas puntuales puede ser alcanzada por:

Trépanos. Esta forma de perforar, utiliza la energía dinámica de un peso en caída libre para fragmentar la roca.

La velocidad de penetración en el suelo, depende básicamente del peso del trépano, la altura de caída, el número de repeticiones por unidad de tiempo y la forma y material de la punta del trépano, Fig. 5.22.

Se han fabricado de distintas maneras para dejarlas caer con una grúa e impactar la roca, suelos duros, boleos, y permitir después que el material sea retirado por un bote o una almeja de gajos. La punta de la herramienta tiene una forma de cincel de cuña, de tal manera que se incrementa el esfuerzo en la superficie por penetrar.



FIG. 5.22, TRÉPANO

El uso de estas herramientas reduce la velocidad de perforación, sobre todo si es necesario cambiar herramientas o incluso maquinaria, a medida que avanza el barreno.

Con los malacates de trabajo pesado modernos, así como trépanos con puntas de acero tratado, es posible dejar caer trépanos de hasta $15t$ desde una altura de hasta $3m$ ($9.9ft$).

Martillos neumáticos de fondo. Son martillos de pistón, hincados con aire comprimido, trabajando a alta frecuencia en una perforadora rotatoria; tienen en toda la superficie de corte puntas de carburo de tungsteno. La penetración resulta después de una fragmentación lateral de la superficie de la roca.

Aunque la penetración en la roca en cada golpe es una fracción de un milímetro, se obtienen generalmente buenas velocidades de perforación.

Debido a que el consumo de aire comprimido se incrementa proporcionalmente al diámetro de perforación, generalmente los martillos de fondo se utilizan hasta diámetros de $80cm$, Fig. 5.23.

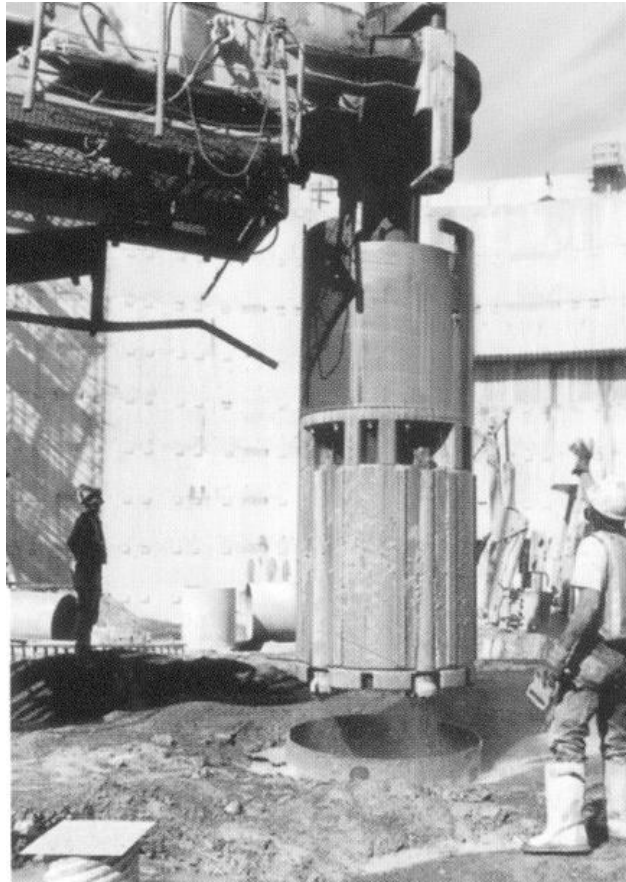


FIG. 5.23, MARTILLO NEUMÁTICO DE FONDO

* Presión vertical estática

Este proceso de aflojar suelo utiliza rodillos armados con puntas de carburo de tungsteno, que giran con una presión vertical en el fondo del barreno, contra la superficie de la roca.

De acuerdo con la resistencia al corte de la roca por perforar, la carga requerida por $100m$ de ancho de rodillo, varía entre 3 y 5t.

La cobertura del área transversal se alcanza con un arreglo de rodillos en la cabeza rotatoria, de tal manera que cada rodillo describe una trayectoria de corte diferente, que se traslapa con la adyacente, Fig. 5.24; generalmente se aplica una sobrecarga adicional en la superficie, por medio de gatos o malacates.

El uso de lodos de perforación es necesario en la mayoría de las aplicaciones, para enfriar la broca y elevar el corte a la superficie.

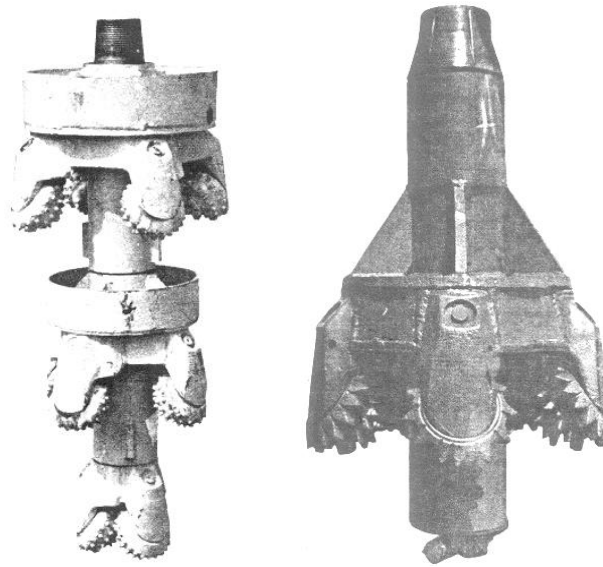


FIG. 5.24, BROCAS TRICÓNICAS

El proceso es adecuado para cualquier diámetro de perforación, pero está limitado a la cantidad de sobrecarga requerida. Se han completado con éxito perforaciones de 2.5m y probablemente una sobrecarga de 80t esté cerca del límite.

b) Remoción de suelo

* Transporte intermitente de material

Con este procedimiento, el suelo es recogido del fondo de la perforación con la herramienta, extraído a la superficie y depositado ahí. La herramienta regresa dentro del agujero. Los principales sistemas de remoción intermitente son:

Almejas. Se mencionó la variante de almeja de gajos en el apartado a) de 5.21. Dado que los gajos forman una semiesfera cuando están cerrados, la capacidad de esta y su correspondiente velocidad de perforación, son solamente un tercio del diámetro de la pila.

Para compensar el pequeño volumen de excavación, se han desarrollado malacates de alta velocidad.

El tiempo requerido para regresar la herramienta al barreno se ha minimizado también utilizando un mecanismo de eyección acoplado a la grúa de perforación.

Es posible también utilizar una almeja bivalva, mecánica o hidráulica. Estas herramientas, a las que se ha añadido peso muerto, tienen dientes endurecidos para resistir los impactos, Fig. 5.25. Estas almejas actúan como una combinación de trépano y almeja de gajos.

El barreno avanza dejando caer repetidamente la almeja en el fondo del mismo, y extrayendo la almeja llena a la superficie, donde el material es vaciado.

Esta herramienta es pesada y relativamente costosa. Es efectiva penetrando suelos duros, rocas suaves y boleos, si se le selecciona y mantiene adecuadamente.

Perforación rotatoria. Es la forma más usada para la construcción de pilas de cimentación. La rotación se transmite de una toma de fuerza (mecánica o hidráulica) hacia una mesa rotatoria, que a su vez transmite la rotación a una barra de perforación, llamada *kelly*.

El *kelly* de perforación es un telescópico de sección cuadrada o circular, que transmite a la herramienta el par de torsión y la fuerza vertical descendente; esta última por medio del peso propio del *kelly* y la herramienta, o mediante malacates o gatos hidráulicos.



FIG. 5.25, ALMEJA HIDRÁULICA

Hasta la terminación del proceso de perforación, las herramientas de perforación están entrando y saliendo del barreno para ser vaciadas en el exterior.

Las herramientas más comunes son las brocas de hélice y los botes; las primeras se utilizan generalmente en condiciones secas y tienen la ventaja de ser fácilmente llenadas y vaciadas.

Las brocas están equipadas con una orilla de corte que, durante la rotación, rompe el suelo, después de lo cual el suelo viaja a lo largo de las hélices, Fig. 5.26. La

broca se extrae entonces del barreno y se vacía por rotación rápida en el exterior o con un adaptado, si el suelo tiene alta plasticidad.

		Aplicación
<p>36" DIA. TO-5 211 201 TBA-5 TPB-5</p>		Suelos blandos a compactos
<p>36" DIA. TAP-3 TRT-1/ TWT-2 TPB-6</p>		Roca no fracturable
<p>36" DIA. C-30 C-31-HD TPB-1</p>		Roca fracturada y masiva, suelos con boleos y fragmentos de roca
<p>36" DIA. TAP-3 TWT-2 C-30 C-31-HD TPB-1</p>		Roca no fracturada

FIG. 5.26, BROCAS DE PERFORACIÓN (TEXOMA)

Pueden tener hélice sencilla o doble, de acuerdo a las condiciones del suelo y usualmente tienen una punta inferior (*stinger*) que previene cabeceos de la broca, Fig. 5.27.

La punta de una broca de hélice sencilla debe ser más rígida que una de doble hélice, ya que la primera debe sustentar un momento desbalanceado.

En estratos duros inclinados, es recomendable utilizar una punta más larga de lo usual, con el fin de efectuar una perforación guía, de menor diámetro.

La hélice de las brocas debe ser diseñada cuidadosamente, para que el material suelto pueda viajar hacia arriba sobre la hélice sin resistencia. El número y paso de las hélices varía ampliamente, dependiendo del tipo de suelo por perforar.

Dado que el volumen de perforación está determinado primordialmente por la longitud de la herramienta, así como la fuerza del malacate de extracción, las profundidades de perforación por ciclo pueden llegar hasta tres veces el diámetro de la pila, dependiendo de la altura de la broca.

Algunas brocas perforan grava y pequeños boleos, si caben entre las hélices. Otra manera de perforar en estas condiciones es extrayendo los boleos, fragmentados o enteros, con una herramienta como la mostrada en la Fig. 5.28.

En ocasiones, la extracción de un boleo grande puede causar grandes dificultades y se puede optar por aflojar los boleos antes de extraerlos, con brocas cónicas, Fig. 5.29

En condiciones difíciles, es necesario utilizar varias herramientas diferentes en la misma perforación, de acuerdo a los distintos estratos encontrados, seleccionando el tipo de dientes, hélice y accesorios para las diferentes necesidades condiciones de corte, “*ripeado*”, o extracción de boleos.

Es necesaria una cuidadosa exploración del suelo, así como un análisis de la estratigrafía existente, para planear el tipo de herramienta a usar.

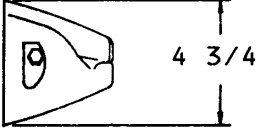

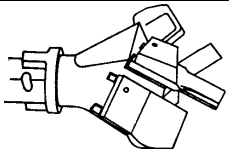

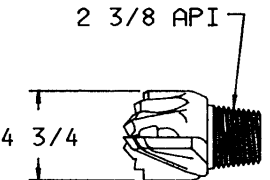

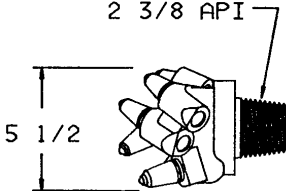
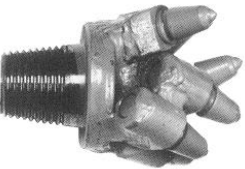
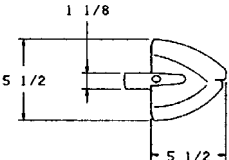
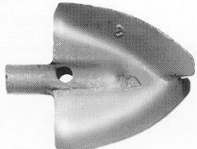
		N°	Aplicación
		TX-205	Suelos compactos, duros, suelos arcillosos
		TX-50	Suelos compactos, arcillas duras, material fracturado, gravas
		TPB-6	Materiales no fracturables, alta abrasión, suelos congelados, roca media a dura
		TPB-1	Materiales fracturables a no fracturables, arenisca, caliza, dolomita, coral. Roca dura a muy dura
		TB-5	Suelos compactos, coral, arcillas duras

FIG. 5.27, PUNTA INFERIOR PARA BOTES Y BROCAS-STINGER (TEXOMA)

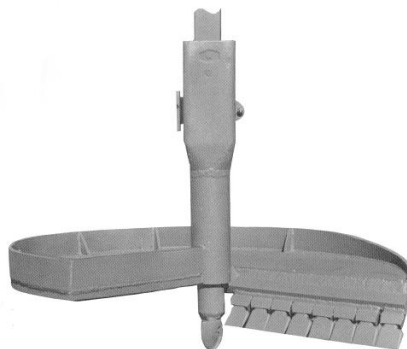


FIG. 5.28, BROCA PARA EXTRACCIÓN DE BOLEOS (WATSON)

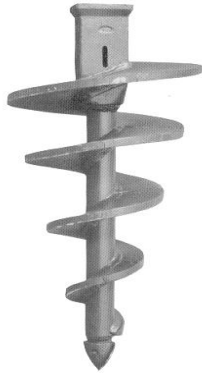


FIG. 5.29, BROCA CÓNICA PARA AFLOJAR O ROMPER BOLEOS (WATSON)

Los botes de perforación se usan en barrenos con algún fluido de perforación. Después del proceso de perforación/llenado, el bote es extraído para vaciarse en la superficie, usualmente con un mecanismo en la tapa de fondo (Fig. 5.30).

	<p>con fondo plano</p>
	<p>con dientes de punta de bala</p>
	<p>con fondo rotatorio</p>

FIG. 5.30, BOTES DE PERFORACIÓN (CASAGRANDE)

* Transporte continuo de material

Durante la remoción continua de material, el suelo cortado es mezclado con un agente fluido (agua, bentonita, polímero) y extraído a la superficie. Si el agente es agua simple o algún aditivo como polímero, se utilizan tanques de sedimentación, para separar los sólidos del líquido. En caso de lodo bentonítico, se han desarrollado sistemas de separación, que incluyen mallas e hidrociclones.

Existen tres tipos de transporte continuo de material en pilas:

- Flujo directo
- Flujo indirecto
- Hélice continua

▪ **Flujo directo - chifloneo con agua**

Durante la perforación, se bombea aire o agua a través de la sarta de perforación hasta el fondo del barreno. El corte se transporta a la superficie y afuera a través de la separación entre el suelo y la tubería, Fig. 5.31. Para esta técnica, las velocidades de la corriente de aire oscilan entre 15 y 30 m/s y las velocidades de chiflón de agua alrededor de 1 m/s .

Para minimizar la cantidad del agente de flujo, el espacio anular entre la tubería y el suelo se reduce al mínimo de 10 mm , incrementando el diámetro de la tubería. Esto se convierte en un incremento de velocidad del fluido. El flujo directo se utiliza generalmente en barrenos de diámetro pequeño, debido a las cantidades de fluido necesarias.

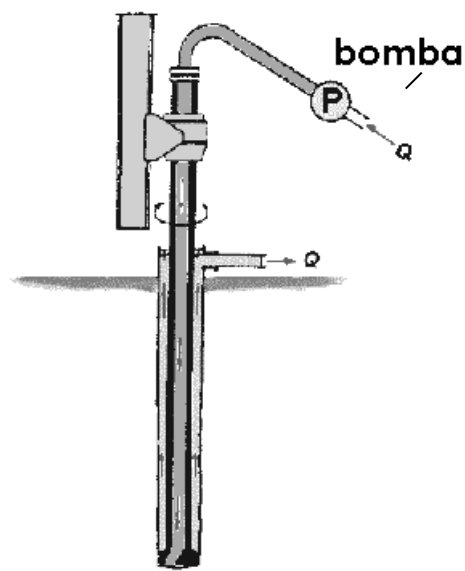


FIG. 5.31, ESQUEMA DE FLUJO DIRECTO

▪ **Flujo indirecto**

Durante el flujo indirecto, la mezcla fluido-suelo cortado se transporta a la superficie por dentro de la tubería de perforación, mientras que el fluido entra por el espacio anular entre la tubería y el suelo. Se puede utilizar tanto agua como lodo bentonítico como fluidos. La circulación de esta forma se puede alcanzar por:

Bomba de succión

Se monta una bomba centrífuga en la parte superior del barreno, que utiliza como elemento de succión la tubería de perforación, elevando la mezcla fluido-suelo a la superficie, hacia un tanque de sedimentación o una unidad desarenadora, Fig. 5.32.

La diferencia de nivel entre la bomba y el fluido en el barreno no debe de exceder la máxima carga de succión de **6m (19.8ft)**.

Air lift

Se introducen cantidades relativamente pequeñas de aire (**6 a 10m³/min**) bajo la tubería de perforación. La diferencia en gravedad específica entre la mezcla aire-agua y el fluido circundante se convierte en un gradiente de presión, que provoca un efecto de succión en el extremo de la tubería, Fig. 5.33.

El impacto de este efecto depende de la carga hidráulica y de la profundidad de extracción. La principal desventaja es que este sistema empieza a succionar con una carga hidráulica de **10m (33ft)** y alcanza niveles adecuados a partir de **15m (49.5ft)**.

La velocidad de extracción con este sistema depende del diámetro de la tubería, así como del gasto de aire inyectado. La profundidad alcanzada es función de la presión del aire.

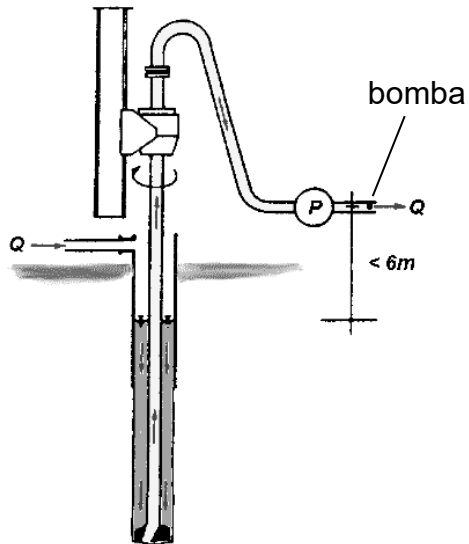


FIG. 5.32, ESQUEMA DE BOMBA DE SUCCIÓN

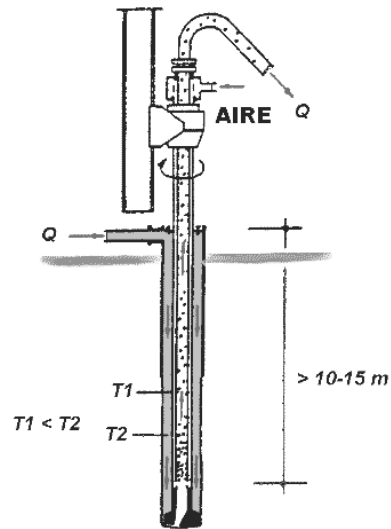


FIG. 5.33, ESQUEMA DE UN SISTEMA AIR LIFT

Bomba de chifloneo

Aproximadamente 1 a 2m (3.3 a 6.6ft) arriba del fondo del barreno, se inyecta agua o lodo bentonítico a alta presión dentro de la tubería de succión, Fig. 5.34. Como una consecuencia de la presión de vacío desarrollada bajo la boquilla de chifloneo, la mezcla suelo-fluido es succionada desde el fondo del barreno.

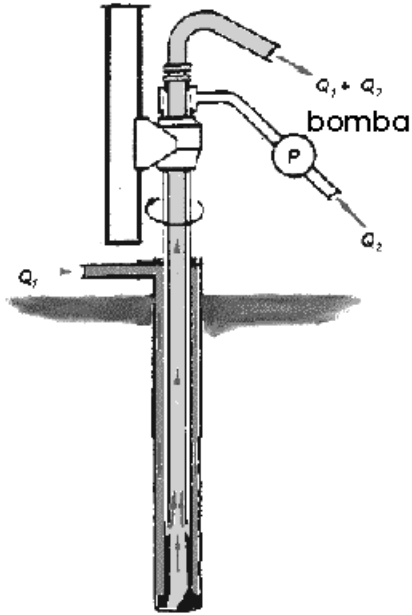


FIG. 5.34, ESQUEMA DE UNA BOMBA DE CHIFLONEO

Circulación inversa

El fluido es inyectado a presión en el espacio anular exterior en la parte superior del barreno, Fig. 5.35. Como resultado, la mezcla fluido-suelo es empujada hacia arriba a través de la tubería de perforación. Este sistema no se ve afectado por variaciones en la presión o cambios en la carga hidráulica; sin embargo, es difícil obtener un sello apropiado en la parte superior del barreno.

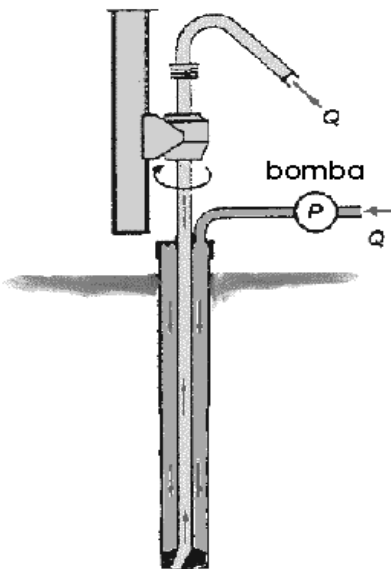


FIG. 5.35, ESQUEMA DE CIRCULACIÓN INVERSA

▪ **Hélice continua**

Esta técnica es un caso especial, también conocida como *augercast*. Se perfora utilizando una broca con hélice continua (CFA), con una longitud superior a la del barreno, Fig. 5.36. Posteriormente, se bombea concreto a través de la hélice hueca (también llamada ademe espiral), al mismo tiempo que la hélice se retira sin rotación.

Durante la extracción de la hélice, la broca pasa por un sistema de limpieza adaptado a la perforadora, que remueve el material de corte de las hélices.

Durante la perforación, todas las fuerzas actuando en la broca de hélice continua (par de torsión, empuje descendente y ascendente) deben ser disipados a través del mástil de la perforadora. Por este motivo, el sistema está limitado por la profundidad de perforación, el diámetro de la pila y la resistencia del suelo.

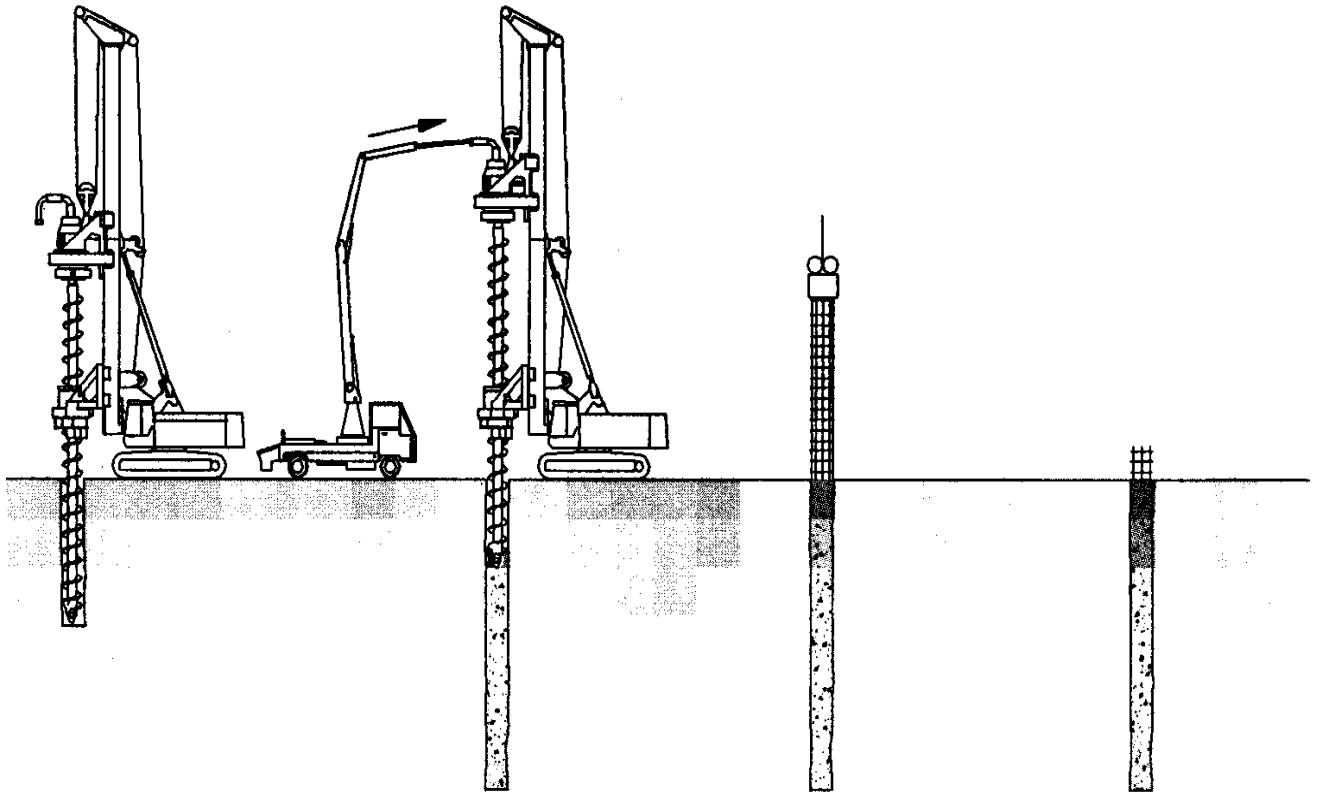
Es usual construir pilas de 0.3, 0.45, 0.6 y 0.75m (1, 1.5, 2 y 2.5ft) de diámetro y excepcionalmente de 0.9m (3ft) de diámetro. Las profundidades máximas construidas son de 30m (100ft).

Con este procedimiento es posible construir también pilas secantes o tangentes, como soporte de excavaciones.

5.3.2 Soporte temporal

La protección de la perforación puede ser requerida por la inestabilidad propia del material o por la presencia del agua freática.

Tal protección, que puede incluir además de las paredes el fondo de la perforación, puede lograrse con el uso de ademes metálicos o con lodos de perforación como se describe a continuación:



- | | | | |
|---|--|---|---------------------------------------|
| <p>1</p> <p>Perforar con la hélice continua hasta la profundidad requerida</p> | <p>2</p> <p>Bombear concreto a través de la broca hueca, y al mismo tiempo extraer la hélice sin rotación</p> | <p>3</p> <p>Vibrar o empujar el acero de refuerzo con separadores dentro del concreto fresco</p> | <p>4</p> <p>Pila terminada</p> |
|---|--|---|---------------------------------------|

FIG. 5.36, SISTEMA DE HÉLICE CONTINUA (BAUER)

También es posible utilizar soportes permanentes, como ademes espirales metálicos, de cartón, sintéticos, e inclusive metálicos.

a) Ademes metálicos

Los ademes metálicos son tubos de diámetro acorde al de la perforación requerida para la pila. El espesor de la pared del tubo es función de los esfuerzos a que estará sometido durante su hincado y extracción, y su longitud depende de los problemas de inestabilidad particulares de cada caso.

Pueden hincarse a una profundidad somera para proteger el inicio de la perforación de la pila (emboquillado), como en el caso de un estrato superficial de arena limpia con o sin nivel freático, apoyarse sobre el suelo estable, o bien hincarse en toda la longitud de la pila, por ejemplo, si el manto de arena

mencionado es cuando menos igual a la profundidad máxima, Fig. 5.37. La extracción del material del interior del tubo se puede realizar con alguna herramienta apropiada para el tipo y condiciones del suelo, por ejemplo un bote cortador.

Los ademes metálicos empleados en la perforación de pilas pueden ser recuperables, cuando se extraen al finalizar el colado de la pila, o bien pueden perderse cuando se integran a ellas.

Para la instalación de ademes metálicos, se pueden utilizar tres procedimientos:

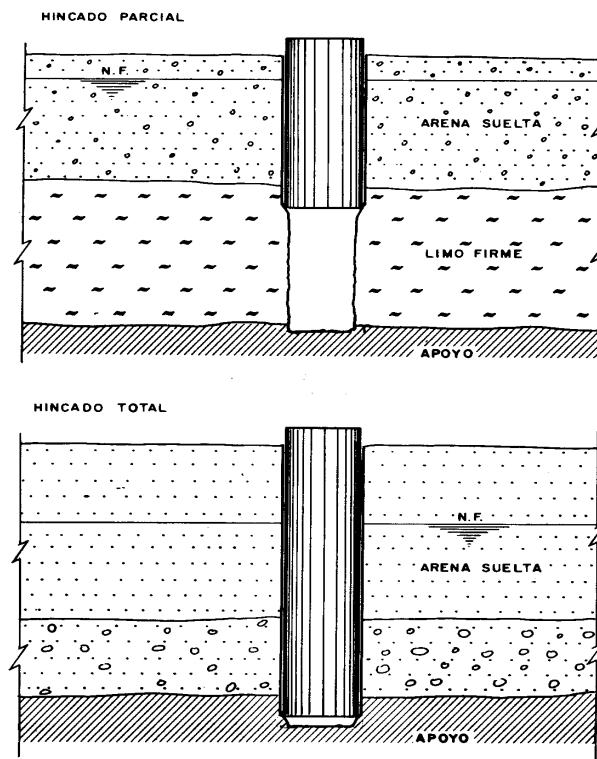


FIG. 5.37, ADEMES METÁLICOS

* Vibratorio

Se conecta la parte superior del ademe, generalmente de un espesor de 10 a 15mm, a un vibrador que tiene un par de mordazas, Fig. 5.38. Las vibraciones verticales de alta frecuencia, producidas por el vibrador, reducen la fricción entre el ademe y el suelo, permitiendo que el primero penetre en el segundo por peso propio, más el del vibrador.

Dado que la reducción de la fricción lateral es más pronunciada en arenas y gravas sueltas a medias, así como en arcillas y limos blandos, el uso de vibradores es predominante en este tipo de suelos.

El volumen de suelo afectado por las vibraciones, así como la profundidad de penetración del ademe, dependen de la energía que transmite el vibrador. En general, el límite superior para hincar ademes con este procedimiento, está alrededor de **2m (6.6ft)** de diámetro, y profundidades de **20m (66ft)**.

Actualmente, existen vibradores hidráulicos, que permiten variar, en forma continua, la frecuencia y la amplitud de vibración, lo cual eficiente la velocidad de penetración, y reduce los riesgos a colindancias o vibraciones no deseables en el suelo.



FIG. 5.38, VIBROHINCADO DE ADEME

* Oscilatorio

Con este procedimiento, el ademe se sujeta con un collar circular, que es operado hidráulicamente, y rotado alrededor de 20° en direcciones alternas. Simultáneamente, el ademe es empujado dentro del suelo por gatos hidráulicos, Fig. 5.39.

El ademe se coloca en secciones, usualmente de 6 m, de tal manera que permita perforar dentro del mismo, antes de continuar colocándolo. Estas secciones se unen entre sí hasta alcanzar la profundidad deseada, por medio de collares con

insertos cónicos para tornillos, Fig. 5.40. El espesor de la pared de estos ademes, para trabajo pesado, está entre 40 y 60mm (1.6 y 4.7in).



FIG. 5.39, COLOCACIÓN DE ADEME CON OSCILADORA

Con objeto de reducir el peso total, es común utilizar ademes de doble pared, con rigidizadores intermitentes.

Aunque esta técnica no está influenciada significativamente por el tipo de suelos a perforar, en general está limitada a diámetros de alrededor de 2.5m y profundidades de alrededor de 30m (100ft).

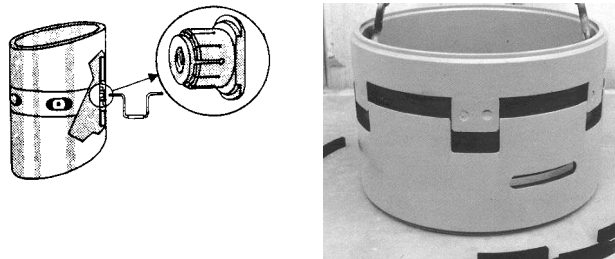


FIG. 5.40, ACOPLAMIENTO DE ADEMES METÁLICOS SECCIONADOS

Se aplican pares de torsión de hasta $20\text{kN}\cdot\text{m}$ ($14,819\text{lb}\cdot\text{ft}$), y fuerzas en los gatos de 20kN , (4490lb) dependiendo del equipo utilizado.

Es posible colocar los ademes con un equipo especialmente diseñado para este efecto, con una máquina conocida como osciladora, o bien utilizar las perforadoras, generalmente montadas sobre orugas, con par de torsión y fuerza vertical suficiente para este efecto.

* Rotatorio

Durante los años 70's, en Europa, y particularmente en Alemania, se desarrollaron equipos que tenían una mesa rotatoria móvil. Estos equipos eran capaces de instalar hasta 6 m de longitud de ademe durante la perforación, usando la propia perforadora, Fig. 5.41.



FIG. 5.41, COLOCACIÓN DE ADEME METÁLICO CON PERFORADORA ROTATORIA

Dado que con este procedimiento todas las reacciones debidas al proceso de perforación son transferidas a la base de por medio del mástil o *kelly*, el par de torsión máximo disponible es de alrededor de $4\text{kN}\cdot\text{m}$, con una fuerza vertical (ascendente o descendente) de 4kN .

Este método está limitado a ademes metálicos con diámetros de 1.5m (5ft) y profundidades de perforación de hasta 30m (100ft).

b) Lodos de perforación

Es un fluido que se coloca en un barreno como soporte temporal durante el proceso de perforación.

Cuando se desarrollaron los sistemas de exploración petrolera mediante máquinas rotatorias, fue introducida la técnica del lodo de perforación por las ventajas que presenta sobre el agua, que anteriormente se venía usando. Posteriormente, se amplió el campo de acción del lodo hacia los pozos de agua, la exploración geológica y de suelos y la construcción de pilas y muros.

Los lodos proveen soporte al suelo por la presión hidrostática que ejercen hacia las paredes de perforación; durante la perforación, el nivel de lodo debe mantenerse siempre por arriba del nivel de aguas superficiales encontrado en el suelo.

Durante el proceso de perforación, el lodo se emplea para:

- Estabilizar las paredes; en el caso del lodo bentonítico, forma una película plástica e impermeable producida por la deposición de las partículas sólidas del lodo al filtrarse este a través de las paredes de la perforación. Esta película llamada también enjarre o costra (*cake*), permite que se desarrollen las presiones hidrostáticas del propio lodo contra las paredes de la perforación, buscando así su estabilización. A la vez impide la pérdida excesiva del agua del mismo lodo hacia el interior del barreno, lo cual es una de las causas de inestabilidad en las paredes
- Remover y transportar recortes del suelo, ya que al entrar en operación el equipo de perforación, se producen recortes del material excavado que son removidos del fondo y transportados hasta la superficie gracias a la circulación del lodo. La capacidad para mantener en suspensión las partículas del suelo recortadas depende, entre otras cosas, de la velocidad con la que fluya ascendentemente el lodo dentro de la perforación.
- Enfriar y lubricar la herramienta rotatoria de corte, evitando el daño que presenta la generación de calor por la fricción continua. Por otra parte, permite la lubricación de las barras de perforación contra las paredes del barreno.
- Contrarrestar subpresiones, que se presentan por gases, artesianismo, u otros; para ello, es común la adición de materiales inertes pesados como la barita.

* Soporte con agua

Se puede utilizar simplemente agua para estabilizar una perforación; preferentemente arcillas (bentoníticas o no), limos y arenas finas; para este propósito, en general se requiere de una carga hidráulica, por encima del nivel freático de cuando menos **2m (6.6ft)**, mantenida en forma constante.

* Soporte con lodo bentonítico

El lodo bentónico generalmente se forma con agua dulce y arcilla bentonítica sódica, aunque recientemente se han desarrollado fluidos de perforación en los que se ha sustituido el agua por aceite y la arcilla bentonítica por polímeros.

La estabilización de perforaciones para pilas usando lodo bentonítico, se aplica a suelos inestables que presenten problemas de derrumbes ya sea por presencia de agua freática o por sus desfavorables propiedades mecánicas.

Adicionalmente el lodo permite soportar en suspensión partículas sólidas evitando con ello sedimentaciones indeseables, durante la fase de colado.

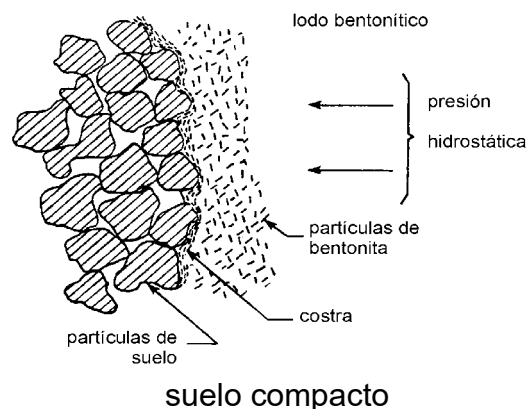
El lodo estabilizador debe sustituir progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado del mantener el nivel de aquel muy cercano al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

Por su bajo costo y fácil preparación, el lodo de perforación más comúnmente usado en México incluye agua dulce, con menos de 1% de cloruro de sodio y menos de 120 **ppm** de sales de calcio, en suspensión, mezclado con bentonita sódica o cálcica.

Cuando el agua de mezclado es salada, como ocurre en las costas, se puede utilizar arcilla “atapulgita”, compuesta por silicato de magnesio-aluminio y que tiene la propiedad de hidratarse en aguas de alta concentración salina.

Con respecto a la manera que el lodo bentonítico sirve para soportar una excavación, la parte primordial es que se forma un sello, que reacciona contra la presión hidrostática de la columna de lodo. A medida que los vacíos del suelo se llenan con partículas de bentonita, una costra se forma en la superficie expuesta.

En la Fig. 5.42 se muestra la pared de una perforación con lodo bentonítico. Se observa que, dependiendo de la porosidad del material que se perfora, el lodo penetra lateralmente determinada distancia.



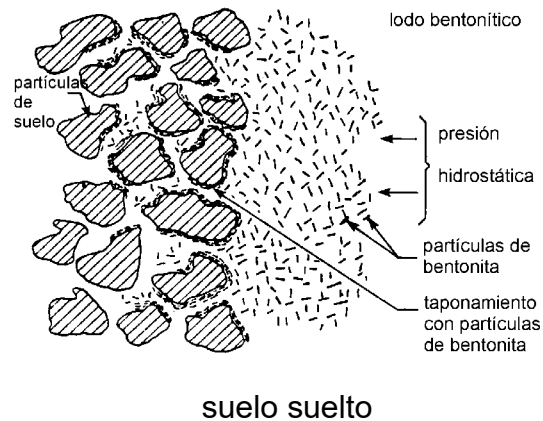


FIG. 5.42, FORMACIÓN DE COSTRA (REESE AND O'NEILL, 1988)

La habilidad de un lodo de perforación para cumplir con los objetivos antes señalados, depende de varias propiedades ingenieriles, que se mencionan a continuación. Estas propiedades son una función de varios factores: cantidad de bentonita presente, el método y duración de mezclado, el tiempo de reposo y su grado de contaminación.

▪ Propiedades

Las principales propiedades de los lodos bentoníticos usados para la construcción de cimentaciones profundas son.

- Densidad
- Viscosidad Marsh
- Viscosidad plástica y punto de cedencia
- Rendimiento
- Filtración
- Contenido de arena
- Potencial hidrógeno

▪ Dosificación

Para determinar con precisión la cantidad de bentonita seca que debe mezclarse con agua, para producir un lodo cuyos valores de propiedades queden dentro de los rangos especificados, es necesario realizar pruebas previas con diferentes concentraciones y dejándolas suficiente tiempo (al menos 24 horas) para que alcancen su completa hidratación.

Se acostumbra llamar rendimiento de una bentonita a la cantidad en m³ de lodo bentonítico con 15 centipoises de viscosidad que se puede elaborar con una tonelada de bentonita seca.

Este rendimiento se determina experimentalmente, efectuando mezclas en diferentes proporciones. Con una construcción gráfica se puede establecer la proporción con la cual se logra una viscosidad plástica de 15 centipoises.

En la Tabla 5.7 se muestran valores que sirven de partida para la dosificación de lodos bentoníticos.

TABLA 5.7, DOSIFICACIÓN TÍPICA DE LODO BENTONÍTICO (SOILMEC)

<i>kg de bentonita / m³ de lodo</i>	<i>% bentonita</i>	<i>Densidad kg/dm³</i>	Viscosidad	
			Mars h s	cps
0	0	1.000	27	1.0
20	2	1.010	28	1.1
30	3	1.020	30	2.2
40	4	1.025	35	3.7
50	5	1.035	40	6.6
60	6	1.035	40	12.0
70	7	1.040	45	19.0
80	8	1.045	55	35.0
90	9	1.070	60	68.0
100	10	1.075	70	92.0

Este proceso contempla varias fases: mezclado, almacenaje y recirculación. En la Fig. 5.43 se muestra una planta de lodos típica.

La mezcla debe realizarse con algún método que permita la mayor dispersión posible de las partículas de bentonita evitando la formación de grumos y facilitando su completa hidratación, la cual requiere tiempo.

- Preparación de lodos bentoníticos

Los sistemas de mezclado están integrados por una o varias bombas que permiten recircular el lodo.

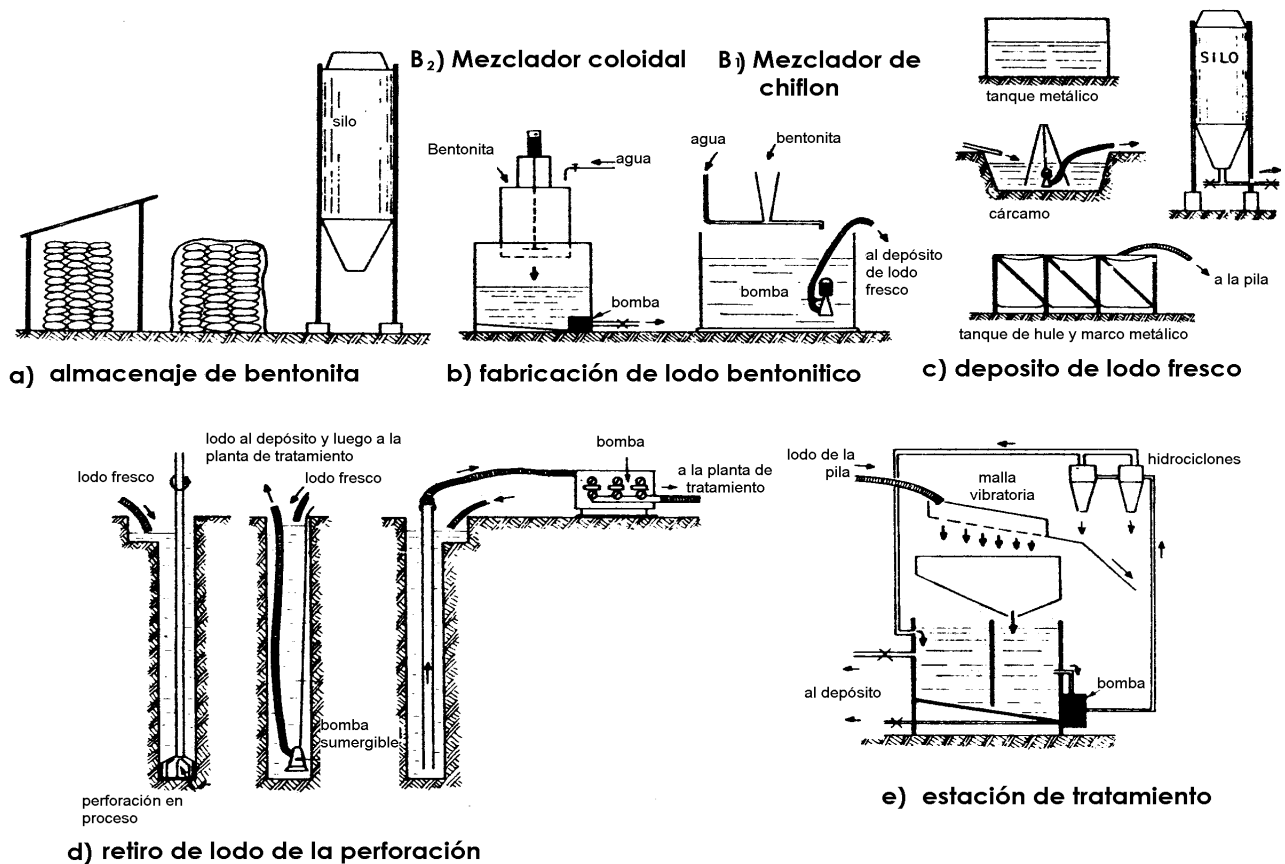


FIG. 5.43, PLANTA DE LODOS TÍPICA (LCPC, 1986)

Los tipos de mezcladores más comunes son los llamados “coloidales” y los de chiflón, Fig. 5.44.

Con estos sistemas, es común emplear entre 3 y 10 min de mezclado para lograr una buena hidratación inicial.

Para lograr un aprovechamiento máximo de la bentonita, es conveniente dejarla en reposo de 8 a 24 horas, con objeto de que se hidrate. Con esto, su viscosidad plástica y punto de cedencia aumentan, el agua libre disminuye, aunque el espesor de la costra permanece constante.

Estabilidad de perforaciones ademadas con lodo

Al construir pilas y muros ademe colados in situ, con ayuda del efecto estabilizador del lodo bentonítico, es necesario analizar previamente, con apoyo de fórmulas adecuadas, la factibilidad de que realmente se produzca dicho efecto.

La densidad del lodo interviene directamente en la presión de la columna de lodo que estabiliza las paredes.

Las fórmulas de análisis que aquí se presentan se desarrollaron con base en la teoría de Rankine para el caso de empujes activos en suelos, comparando por un lado el empuje activo del suelo (EA) más el hidrostático del agua freática (EH) contra el empuje hidrostático del lodo bentonítico (EL), Schmitter et al., 1976.

Dado que en todo momento se debe cumplir que:

$$E_L > E_A + E_H$$

para asegurar la estabilidad de la zanja, podría entonces definirse un factor de seguridad (FS), como la relación:

$$FS = \frac{E_L}{E_A + E_H}$$

Aplicando esta idea a la estabilidad de perforaciones circulares, se obtienen las siguientes expresiones:

suelos predominantemente friccionantes

$$FS = \frac{(\gamma_L n - \gamma_w m) N_\phi^2}{2\gamma F_2 - (\gamma_L n - \gamma_w m) N_\phi}$$

suelos predominantemente cohesivos

$$FS = \frac{c N_p}{H(\gamma - \gamma_L n)}$$

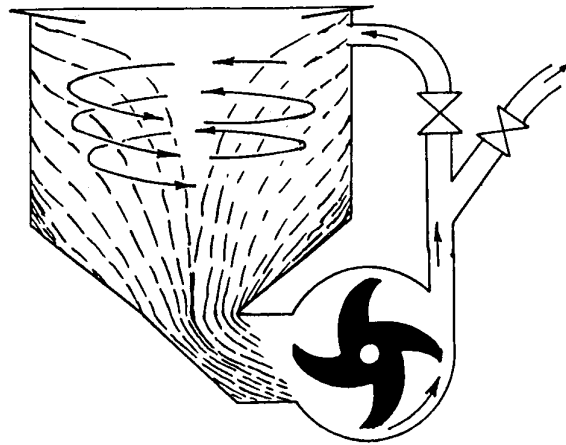
donde :

- γ_L peso volumétrico del lodo
- γ peso volumétrico del suelo
- γ_w peso volumétrico del agua
- γ' peso volumétrico sumergido del suelo
- c cohesión del suelo
- ϕ ángulo de fricción interna del suelo

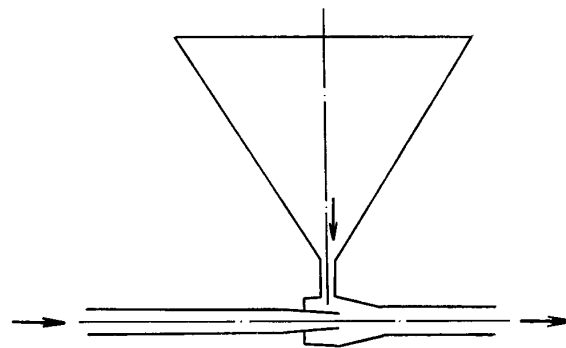
$$N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$F_2 = 1 - m\left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)$$

$$N_p = \frac{\gamma H - \gamma_L n H}{c}$$



mezclador "coloidal"



mezclador de chiflón

FIG. 5.44, MEZCLADORES PARA LODO BENTONÍTICO

El resto de las variables se definen en la Fig. 5.45.

Se hace notar que la variable de más influencia en la estabilidad de la perforación es la altura del lodo dentro de la misma; se debe mantener el lodo de perforación en un nivel cercano a la superficie; de lo contrario, es difícil estabilizar la perforación, independientemente de las propiedades del lodo.

En general, se requiere de una carga hidráulica de cuando menos $1.5m$ ($5ft$), por encima del nivel de aguas superficiales.

También es posible definir el peso volumétrico de lodo bentonítico necesario, en función del factor de seguridad deseado:

suelos predominantemente friccionantes

$$\gamma_L = \frac{1}{n} \left(\frac{2FS\gamma F_2}{N_\phi(N_\phi + FS)} + \gamma_w m \right)$$

suelos predominantemente cohesivos

$$\gamma_L = \frac{1}{n} \left(\gamma - \frac{cN_p}{FS \times H} \right)$$

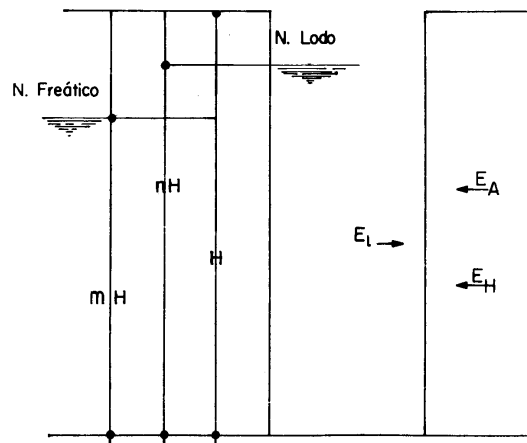


FIG. 5.45, DEFINICIÓN DE VARIABLES PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA PERFORACIÓN, ADEMADA CON LODO BENTONÍTICO (SCHMITTER ET AL., 1976)

En casos de gran inestabilidad, es posible ademar la parte superior de la perforación dejando que el lodo bentonítico llene el resto.

- Reutilización de lodos

Un lodo puede perder sus propiedades específicas para perforación cuando se contamina por captación de sólidos indeseables, ya sean arcillas que provoquen un incremento en la viscosidad o arena de las formaciones atravesadas que causen problemas de sedimentación no controlada.

Cuando el análisis económico lo indica, es posible reutilizar el lodo de perforación, para lo cual se requiere de ciertas instalaciones que permitan regenerar sus propiedades.

- Cuando se contamina con arcilla, la regeneración del lodo se realiza agregando agua para diluir la mezcla; en ocasiones se emplean aditivos que la mejoran, sin embargo, siendo la arena el contaminante más común, se han desarrollado algunas técnicas para separarla del lodo, entre las cuales destacan las siguientes: Empleo de tanques de sedimentación, que pueden ser portátiles o bien formados en el sitio, hacia los cuales se envía el lodo, dejándolo en reposo un periodo de tiempo suficiente para que ocurra la separación por simple sedimentación, Fig. 5.43.
- Uso de mallas vibratorias, de diferentes aberturas, colocadas en serie (una a continuación de otra) con un motor que les transmite vibraciones, de tal manera que se facilita el paso del lodo a través de ellas, iniciando su recorrido por la de mayor diámetro.
- El lodo filtrado se recupera en tranques donde por sedimentación termina su tratamiento para ser utilizado nuevamente.
- Aplicación de hidrociclones para la separación de arenas, cuya función es separar la fracción fina de sólidos que no fue posible retener en las mallas.

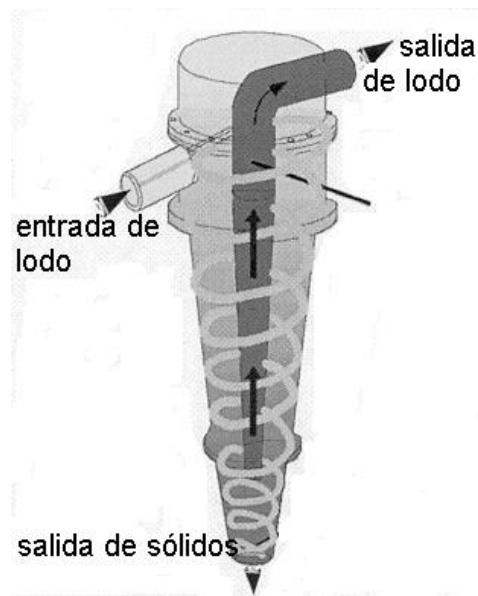


FIG. 5.46, ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE UN HIDROCICLÓN

Antes de colocar el concreto, se verifica que el lodo mantenga las propiedades adecuadas: viscosidad, densidad, porcentaje de arena. Si es necesario, se cambia el lodo colocado por fresco, como se muestra en la Fig. 5.47.

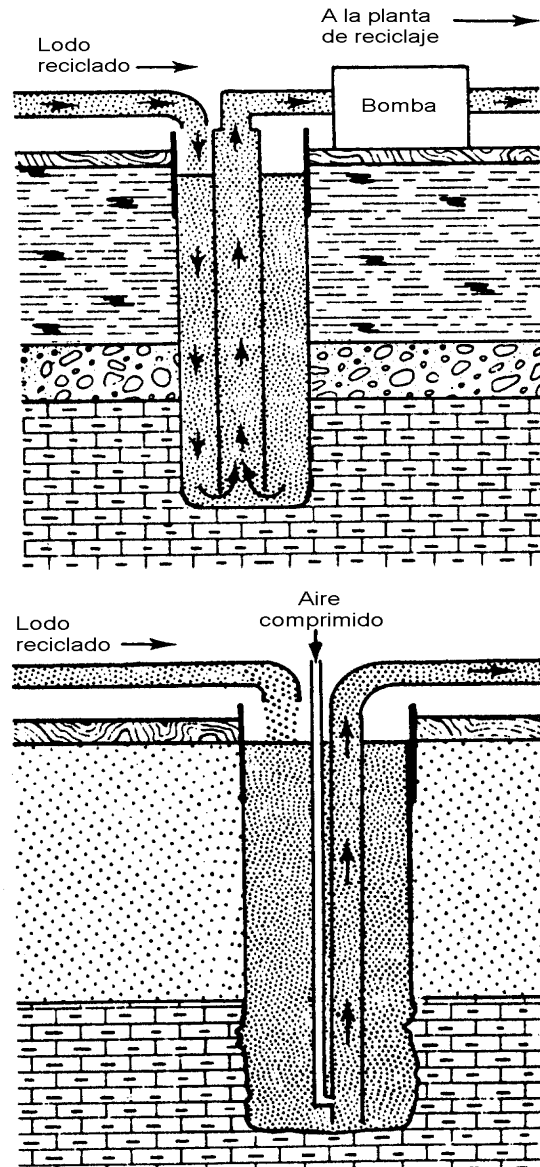


FIG. 5.47, CAMBIO DE LODO BENTONÍTICO EN UNA PILA (LCPC, 1986)

➤ Soporte con polímero

Este fluido consiste de una solución de una cadena larga de moléculas de peso molecular bajo, diluida en agua. Como resultado de su estructura tipo red, las moléculas son capaces de mantener en suspensión las partículas pequeñas, y mostrar propiedades similares a las suspensiones bentoníticas.

Las ventajas sobre el lodo bentonítico son:

- Menor volumen de polímero respecto de bentonita, para la fabricación de una unidad de lodo. La dosificación para un lodo común, es de 1 a 2kg/m^3

- Mezclado rápido y sencillo, ya que no se necesitan mezcladores de tipo coloidal o de chiflón, como con el lodo bentonítico
- Costra (*cake*) delgada y flexible.
- Es posible recuperar todo el material suelto de la perforación, aun siendo arena, con brocas convencionales
- El lodo no se contamina al perforar suelos ácidos. Inclusive, para la fabricación de lodo es posible usar agua carbonatada, o inclusive agua salada
- Al colocar el concreto, este no se mezcla con el lodo, por lo que tampoco se contamina
- El desarenado se facilita, respecto del lodo bentonítico, ya que únicamente requiere tanques sedimentadores
- Algunos productos son biodegradables o fácilmente degradables.

Sus principales desventajas son:

- Su punto de fluencia es nulo, por lo que las partículas sólidas no se mantienen en suspensión
- La densidad de estos lodos no puede incrementarse, por lo que la estabilidad de la excavación deberá revisarse en cada caso
- En suelos con agua salada o contaminada, es necesario utilizar aditivos especiales
- El manejo requiere cuidados especiales, para minimizar la fricción en el fluido.

Existe una gran variedad de productos de este tipo, en presentaciones líquidas o granulares. En la Tabla 5.8 se muestra una comparativa para lodos de perforación, utilizando bentonita o polímero.

TABLA 5.8, CARACTERÍSTICAS DEL POLÍMERO RESPECTO DE LA BENTONITA
(GSP, 1989)

Características	Polímero	Bentonita
Transporte/ almacenamiento/ manejo	1 unidad	40 unidades
Biodegradación	Algunos	No
Dosificación para 38s de viscosidad Marsh	0.15 %	6 %
PH	8	9
Filtrado API	100%	
Con 1% de arcilla	30cm ³	20cm ³
Con 2% de arcilla	20cm ³	17cm ³

- Soporte con el suelo

Cuando se utiliza una broca de hélice continua, el suelo depositado en las hélices provee el soporte para la estabilización del barreno. Durante la extracción de la broca, el concreto generalmente se bombea dentro del espacio bajo la punta de la broca, soportando así el fondo y la pared de la perforación.

De esta manera, se tiene un soporte continuo; sin embargo, el proceso de extracción es una operación delicada y requiere de operadores experimentados. Para asegurar pilas de buena calidad, el proceso de colado se monitorea con sensores electrónicos, que indican la velocidad de extracción y el volumen requerido.

5.3.3 Técnicas adicionales

a) Ampliación de base

Cuando se utiliza el sistema rotatorio de perforación, se puede crear en la pila una base ampliada, también conocida como campana, que incrementa la superficie de contacto con el suelo competente y la capacidad de carga de la pila.

Se utiliza una herramienta especial, llamado bote campana. En su posición cerrada, el bote penetra dentro del fuste recto de la pila; al llegar al fondo se expande para que la base de la pila se amplíe.

La campana puede ser de diferentes formas. La más común es la estándar, Fig. 5.48, con ángulos de corte mayores o iguales a 60° respecto a la horizontal, y diámetros máximos de campana de hasta 3 diámetros del fuste.

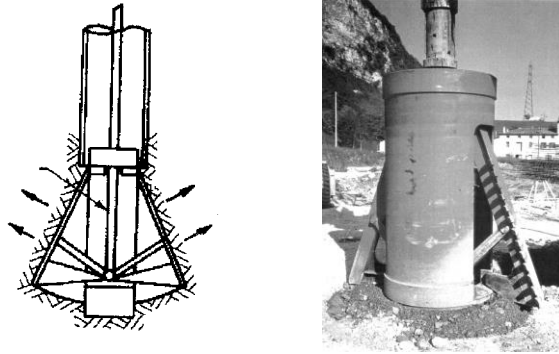


FIG. 5.48, BOTE CAMPANA

La herramienta tiene brazos articulados, que pueden ser empujados hacia afuera con la fuerza vertical descendente del *kelly*. La rotación del bote en el barreno corta el suelo circundante, que se transporta al centro. Cuando se extrae el *kelly*, los brazos cortadores se retractan y el bote se levanta.

La construcción de una campana puede ser un proceso lento, comparado con la perforación del fuste, dado que sólo una pequeña cantidad de suelo puede ser retirada en cada ciclo.

Los botes campana normalmente cortan diámetros base de hasta 3.7m , aunque es posible efectuarlos de hasta 7.3m , con equipo especial. Usualmente no se construyen campanas en fustes menores de 0.6m .

Aunque lo ideal es realizar las campanas en forma mecánica, es posible excavarlas a mano, aunque el proceso puede ser lento, peligroso y costoso.

La ampliación de base se utiliza en suelos cohesivos firmes. Durante el proceso de construcción en suelos inestables (suelos sueltos y saturados), existe el peligro de colapso de las campanas; la resistencia del suelo, la estratigrafía y el flujo de agua subterránea son factores importantes, que deben ser analizados y tomados en cuenta.

Las ventajas económicas de las campanas se reflejan en la reducción del fuste de las pilas, que utilizan menos concreto; sin embargo, en condiciones difíciles de suelo, tales como boleos, suelos no cohesivos, sueltos o con lentes de arena o limo, es prácticamente imposible formar una campana.

En suelos bajo el nivel freático o perforaciones estabilizadas con lodos, no es recomendable construir campanas, aun cuando el suelo sea estable, ya que es difícil que el concreto desplace el lodo en algunas esquinas de la campana.

b) Inyecciones

El diámetro de la base de una pila puede incrementarse inyectando lechada de agua-cemento o concreto, después de que se haya construido la pila. Esta inyección tiene varios beneficios: la dureza y resistencia del suelo puede incrementarse por infiltración (en suelos friccionantes) y las condiciones de esfuerzos (esfuerzos confinantes) se mejorarán bajo y alrededor de la base de la pila. De esta manera, se mejoran las características de capacidad de carga y asentamientos.

c) Expulsión del fondo

El método de construcción *Franki* puede ser usado para crear pilas con una base ampliada, compactada. Esto se alcanza con la expulsión de un tapón compactado, usando un “martillo de fondo”. Después de perforar el barreno, se coloca concreto seco o grava en el fondo de la perforación y se utiliza un martillo pesado para expulsar la base, Fig. 5.49.

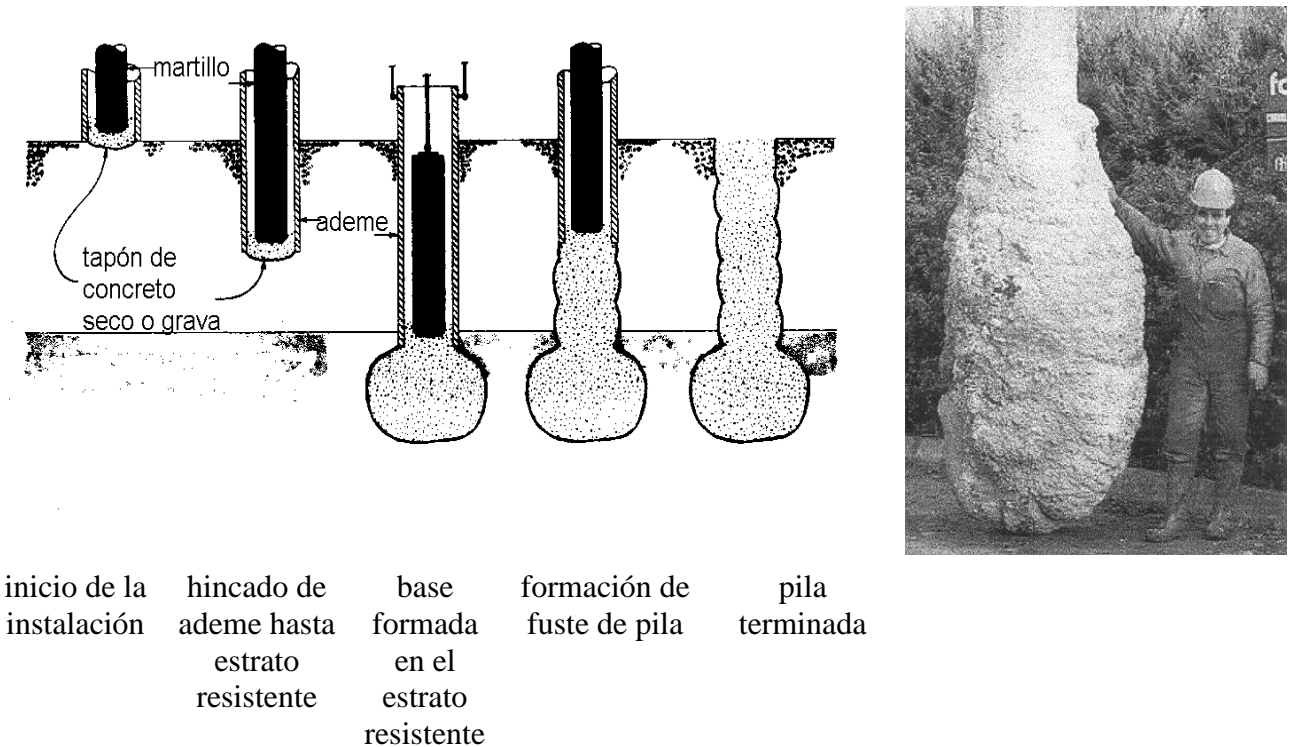


FIG. 5.49, MÉTODO FRANKI DE CONSTRUCCIÓN DE PILAS (FULLER, 1983)

Como resultado de las fuerzas de impacto, el suelo bajo y adyacente a la base de la pila es desplazado y/o compactado. Monitoreando el volumen y la energía

requerida para crear la base de la pila, se obtiene información concerniente a la capacidad de carga del elemento.

5.3.4.- Acero de refuerzo

Las pilas que están cargadas únicamente por compresión, necesitan del refuerzo de acero hasta una profundidad de alrededor de $2m$ ($6.6ft$) mayor a la profundidad del ademe temporal, con el objeto de prevenir la tendencia del concreto a elevarse, al extraer el ademe.

Las pilas sujetas a fuerzas de tensión, laterales y cargas excéntricas, requieren de un refuerzo adecuado, diseñado para tolerar esas fuerzas, generalmente en toda la longitud de la pila.

El armado terminado, deberá ser lo suficientemente robusto para su manejo, izaje y descenso dentro del barreno sin que sufra deformaciones o desplazamiento de barras permanente. Las varillas no deberán estar armadas con demasiada densidad, que impida que el concreto fluya libremente entre ellas.

En la Fig. 5.50 se muestran los elementos principales de un armado para pilas: acero de refuerzo longitudinal y transversal, que se unen mediante alambre o soldadura.

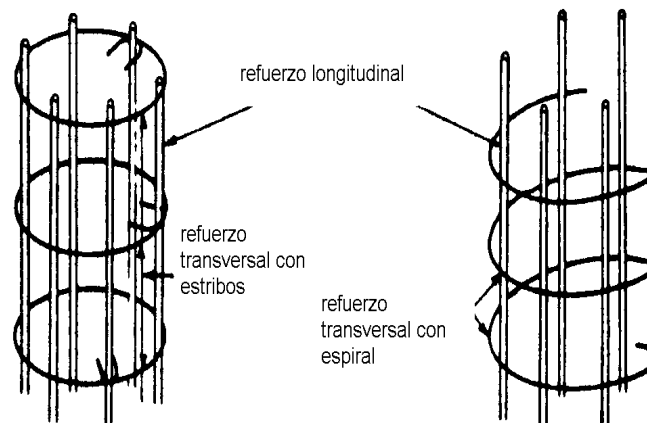


FIG. 5.50, ELEMENTOS DEL ACERO DE REFUERZO DE UNA PILA (LCPC, 1986)

El acero de refuerzo longitudinal tiene la función de resistir, en cada sección de la pila, los momentos flexionantes aplicados.

El acero de refuerzo transversal tiene tres funciones: mantener en posición al acero longitudinal, resistir fuerzas cortantes y prevenir grietas longitudinales derivadas de alguna rotura en el concreto.

a) Traslapes

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 a los reglamentos respectivos, se logre un aprovechamiento más racional del mismo. La Fig. 5.51 ilustra varillas de longitud comercial de 12m (39.6ft) en un armado de 16m (52.8ft) de largo.

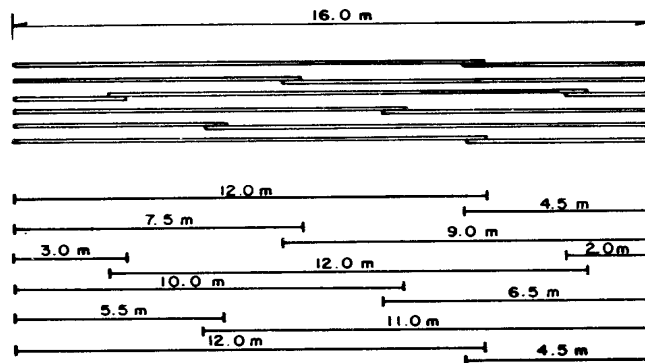


FIG. 5.51, SECUENCIA DE UTILIZACIÓN DE LA VARILLA DE 12M DE LONGITUD Y ½” Ø EN UN ARMADO DE 16M DE LONGITUD

Cuando un elemento estructural requiere varillas de mayor longitud que las que normalmente se fabrican, se recurre a traslaparlas o empalmarlas para alcanzar la longitud requerida en los planos del proyecto. Para varillas del No. 8 y menores, se recomienda usar traslapes de longitud equivalente a 40 diámetros de la varilla, aunque nunca menores de 30cm.

Para las varillas del No. 10 o mayores no se aconseja el traslape y debe recurrirse al soldado de las mismas, a conectores mecánicos o conexiones especiales.

Cuando en una sección transversal concurren más del 50% de los traslapes, la longitud de estos deberá ser un 20% mayor; los estribos en dicha zona de traslapes deberán tener el espaciamiento mínimo posible. Para refuerzo en espiral, el traslape deberá ser equivalente a 1.5 vueltas.

b) Ganchos y dobleces

Cuando por el espacio disponible no es posible dar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero, se recurre a la técnica de efectuar dobleces en el extremo de varilla, a fin de formar ganchos o bien, escuadras.

Estos dobleces deben tener una geometría determinada, que depende del diámetro de la varilla, de la resistencia tanto del concreto como del acero y de la ubicación de la varilla respecto al espesor del elemento estructural.

En el caso del acero longitudinal, no se recomienda el uso de estos ganchos en el fondo de las pilas, Fig. 5.56; en el acero transversal, se deberá tener cuidado de los dobleces no se coloquen en el mismo plano vertical que el estribo superior, como se muestra en la Fig. 5.53. En la Fig. 5.54 y Tabla 5.9, se dan las dimensiones y geometrías de dichos dobleces.

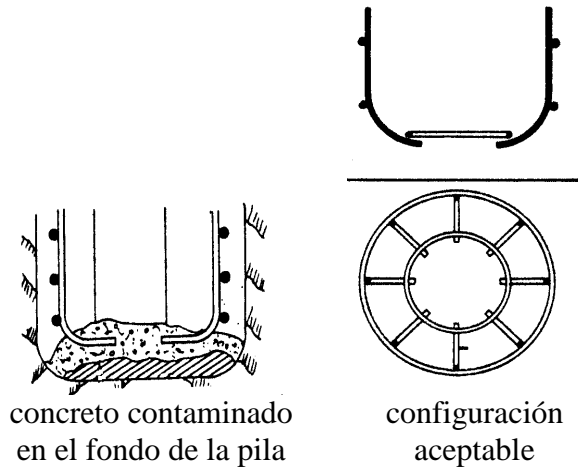


FIG. 5.52, EFECTO DE DOBLECES EN EL FONDO DE LA PILA (LCPC, 1986)

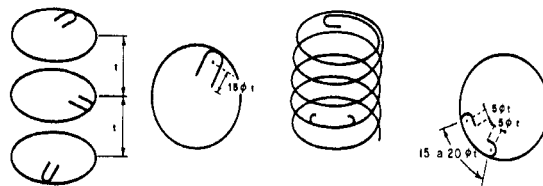


FIG. 5.53, GUÍAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ARMADOS DE PILAS, LCPC (1986)

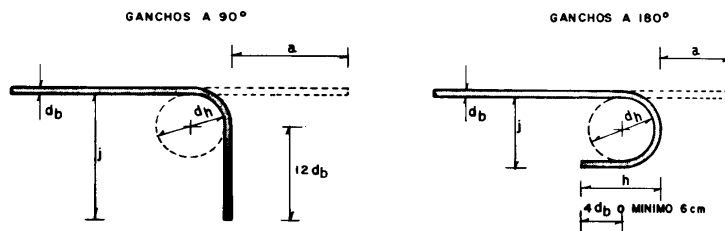


FIG. 5.54, GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DE GANCHOS Y DOBLECES

TABLA 5.9, MEDIDAS D_H , A , J Y H RECOMENDADAS PARA FORMAR GANCHOS

Varilla No.	d_h	Ganchos a 90°		Ganchos a 180°		
		a cm	j cm	a cm	j cm	h cm aprox.
2	6d _b	9	10	10	5	9
2.5	6d _b	11	13	12	6	10
3	6d _b	14	15	13	8	10
4	6d _b	19	21	15	10	12
5	6d _b	23	27	18	13	13
6	8d _b	27	32	20	15	15
7	8d _b	32	37	25	18	18
8	8d _b	37	42	33	25	23
9	10d _b	42	49	38	29	26
10	10d _b	47	59	50	39	32
12	10d _b	58	71	60	50	40

a : longitud necesaria para formar el gancho

Se aconsejan los siguientes recubrimientos mínimos:

Elemento	Medio Ambiente	
	Inocuo	Agresivo
Pilote	5cm	7.5cm
Pila	7.5cm	10cm

c) Recubrimientos y espaciamientos

El recubrimiento es el espesor de concreto remanente entre la cara exterior del elemento estructural de concreto y la cara exterior del acero de refuerzo más cercano.

Dicho recubrimiento tiene por objeto proteger al acero de refuerzo de los agentes adversos, atmosféricos o químicos del ambiente en el que va a estar trabajando el elemento de concreto, ya que algunos producen corrosión, poniendo en peligro la seguridad del elemento y la integridad de la estructura.

Para dar el recubrimiento a los armados en las pilas, pueden utilizarse guías, construidas de acero de refuerzo liso, soldadas al armado, o bien espaciadores de concreto o plástico, Fig. 5.55.

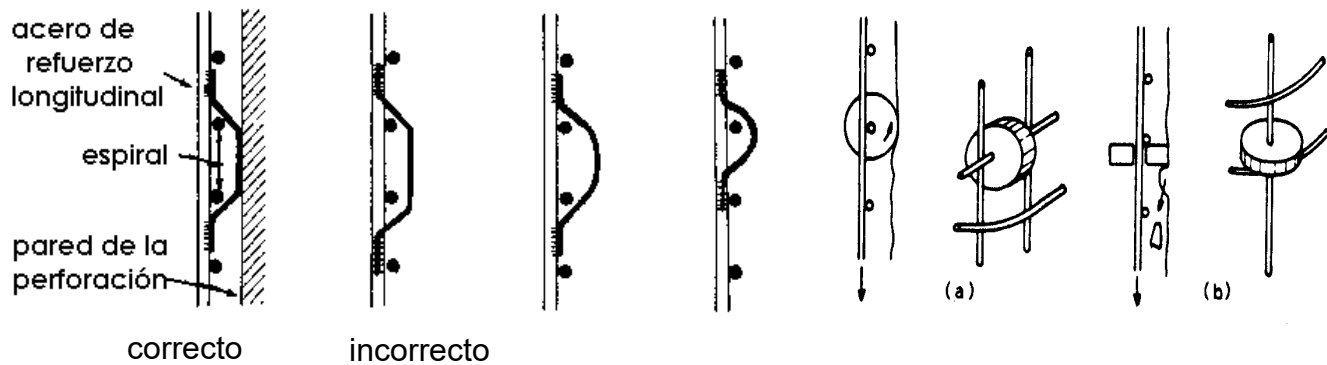


FIG. 5.55, ELEMENTOS PARA RECUBRIMIENTO EN PILAS (LCPC, 1986)

La distancia libre entre varillas paralelas no deberá ser menor que el diámetro nominal de la varilla, o una y media veces el tamaño máximo de agregado y nunca menor de **2.5cm**, lo que sea mayor.

Cuando se usan paquetes de varillas, deberán tener 4 varillas como máximo y las mismas deberán terminarse a intervalos de $40 \varnothing$, salvo que sea necesario en toda la longitud. Para fines de espaciamiento, un paquete debe tratarse como una unidad.

Para refuerzo en espiral, el espaciamiento centro a centro no debe ser mayor que un sexto del diámetro del núcleo de concreto. La separación libre entre las espirales no debe ser mayor de **7.5cm (3in)** ni menor de **3.5cm (1 3/8")** o 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

d) Manejo y colocación

Para el manejo de acero dentro de las pilas de cimentación, 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.

La forma de "armar" el acero de refuerzo para permitir su manejo, dependerá de la longitud y peso del mismo, así como del equipo disponible para su manejo, Fig. 5.56.

Cuando el método constructivo empleado establezca la extracción del ademe, se deberá tener cuidado para evitar que el armado se deforme que quede en contacto con el suelo durante tal extracción, Fig. 5.57.

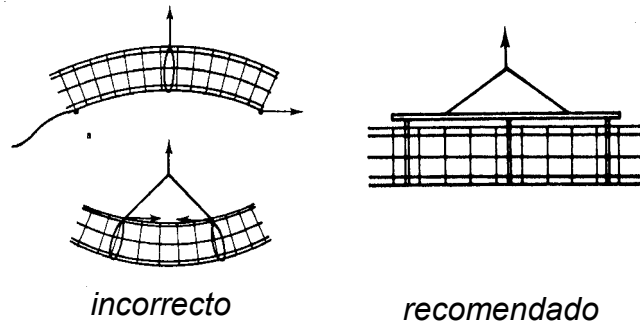


FIG. 5.56, IZAJE DE ARMADOS DE PILAS, (LCPC, 1986)

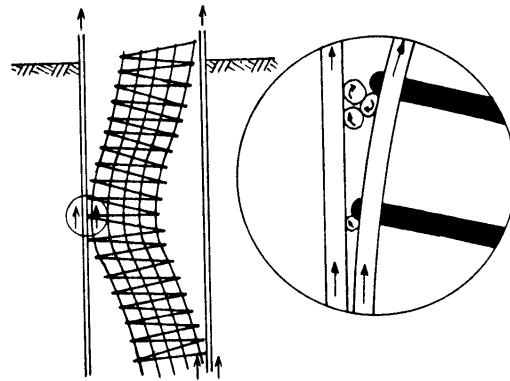


FIG. 5.57, MECANISMO RESULTANTE DE LA EXTRACCIÓN DEFICIENTE DE UN ADEME METÁLICO (LCPC, 1986)

5.3.5.- Concreto

La integridad y la calidad del fuste de una pila es de fundamental importancia. Se han desarrollado mezclas de concreto y métodos de colado especiales para las pilas de cimentación. Esto ha conducido a la adopción de mezclas con alta trabajabilidad, usando diferentes tipos de aditivos (fluidificantes y retardantes), que permiten que el concreto fluya con facilidad entre el acero de refuerzo y en el contacto con el suelo.

Se utilizan mezclas de concreto de alto revenimiento, auto-compactables.

Generalmente se utiliza un mínimo de 250kg/m^2 , incrementándose hasta 400kg/m^2 , con revenimientos mayores a 15cm , con un incremento correspondiente del contenido de agregado fino, para mantener la cohesión de la mezcla

Es importante que el agregado pase libremente entre los intersticios del acero de refuerzo, para que logre ocupar todo el volumen excavado para la pila, por lo que se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de $2/3$ partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento, lo que sea más pequeño.

Se debe asegurar un colado continuo para evitar juntas frías. No se aconseja el uso de acelerante de fraguado.

En la Tabla 5.10 se muestran las tres mezclas de concreto recomendadas por la *Federation of Piling Specialists*.

TABLA 5.10, MEZCLAS DE CONCRETO RECOMENDADAS POR LA FPS

Mezcla para pilas	Revenimiento típico (cm)	Condiciones de uso
A	12.5	Vaciado en perforaciones en seco. Acero de refuerzo ampliamente espaciado, con espacio para el libre movimiento del concreto entre las varillas
B	15.0	Cuando el refuerzo no esté espaciado suficientemente para permitir libertad de movimiento entre las varillas. Cuando el nivel de corte del concreto esté dentro del ademe metálico. Cuando el diámetro de la pila sea menor de 60cm
C	> 17.5	Cuando el concreto se coloque con el sistema tremie bajo agua o lodo bentonítico

a) Vaciado de concreto

En barrenos secos, usualmente se utiliza un método directo. Una vez terminada la perforación, se coloca el acero de refuerzo, utilizando separadores que aseguren el recubrimiento necesario, además de centrar el armado en la pila.

Antes de proceder al colocado del concreto es fundamental efectuar una limpia cuidadosa del fondo, eliminando los azolves o recortes sedimentados en el fondo de la perforación, mediante herramientas apropiadas.

Existen varios métodos para la colocación en seco del concreto, el colado se puede realizar por medio de recipientes especiales o “bachas” que descargan por el fondo, las cuales se movilizan con ayuda de malacates o con grúas.

Se pueden utilizar tuberías de conos, segmentadas, llamadas comúnmente “trompas de elefante”, o bien, bombas para concreto.

Se debe calcular el volumen teórico de concreto necesario para la pila y compararlo con el volumen real colocado, Fig. 5.58. El concreto deberá colocarse, de ser posible, en una sola operación continua.

Durante el vaciado de concreto, se extrae poco a poco el ademe metálico (en caso de haberse usado), siempre manteniendo una carga de concreto dentro del ademe. Para este caso, es suficiente con una tolva o embudo y tubería para garantizar que la mezcla no golpea contra el acero.

Cuando es necesario colar bajo agua o lodos, el método más usado es el llamado tremie. Es un procedimiento práctico para colocar concreto bajo agua, siguiendo algunas precauciones, (Santoyo, 1996):

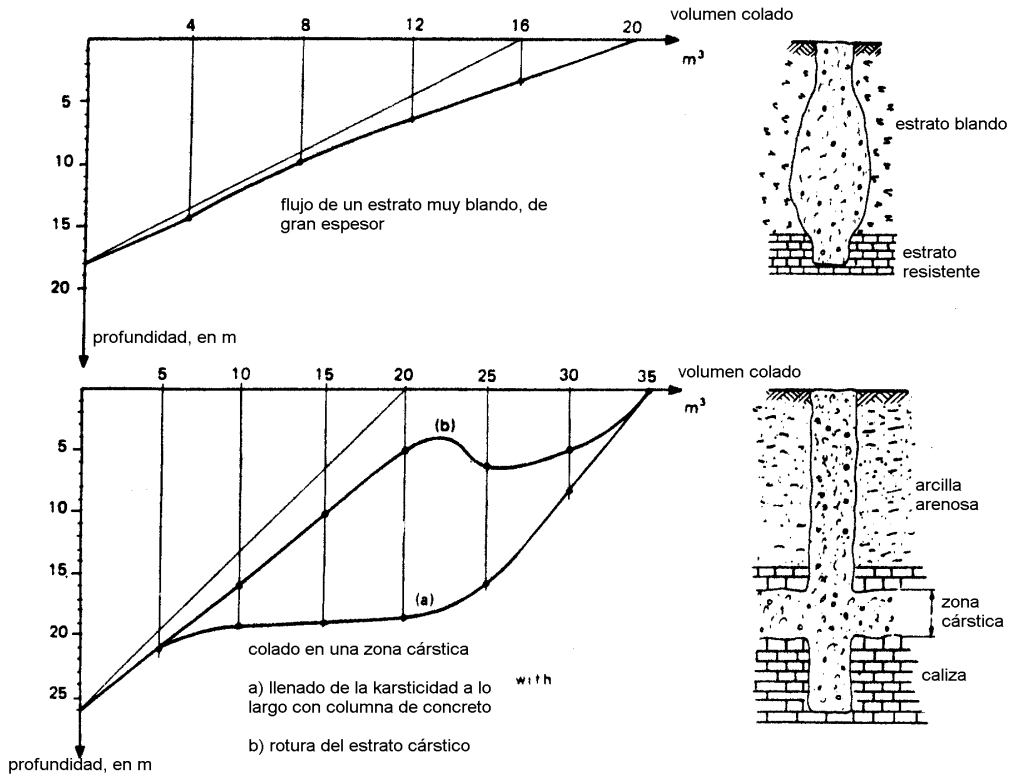


FIG. 5.58, CURVAS DE COLADO DE UNA PILA (LCPC, 1986)

El tubo tremie debe ser un tubo de acero, en tramos de 1 a 6m (3.3 a 19.8ft), con uniones herméticas, de preferencia lisas; esto es, que no tenga coples salientes que puedan atorarse con el acero de refuerzo, Fig. 5.59. Se aconseja que el diámetro del tubo sea por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto.

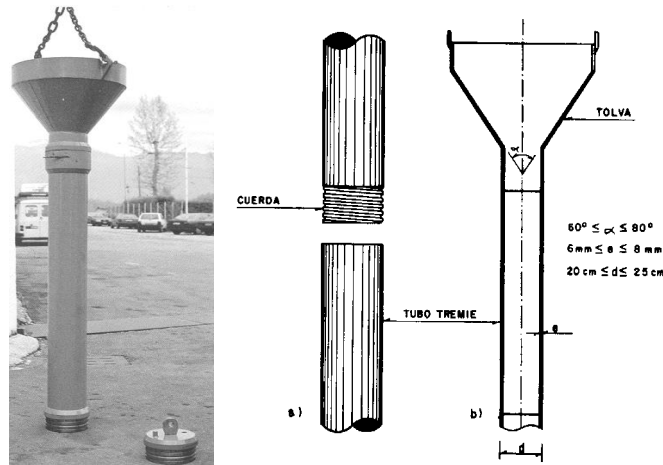


FIG. 5.59, TUBERÍA TREMIE

Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo comprendido entre 60° y 80° .

Para su manejo puede estar integrada por varios tramos, fácilmente desmontables, por lo que se recomienda que tenga cuerdas de listón, trapezoidales o uniones rápidas, Fig. 5.60.

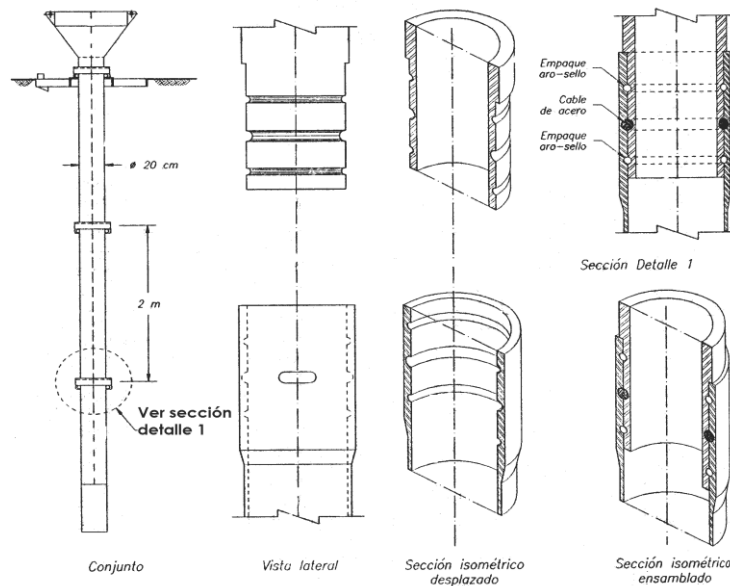


FIG. 5.60, CONEXIONES PARA TRAMOS DE TUBERÍA TREMIE (SANTOYO, 1996).

Durante la movilización y transporte de los tubos, es recomendable engrasar y proteger sus cuerdas con anillos especiales roscados.

El procedimiento de colado mediante tubería tremie siempre busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación, dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma; así, al avanzar el colado tiene lugar un desplazamiento continuo del lodo (o agua) manteniendo una sola superficie de contacto, que es la del primer volumen de concreto colocado.

La secuencia de operación comienza desde la condición inicial (a), continúa cuando se introduce el tubo de colado (b), la condición de tubo lleno (c), que se produce por la fricción concreto-tubo, la cual se rompe con un movimiento vertical brusco y conduce a la condición de operación correcta (d), en la cual el concreto que se vacía fluye y solo requiere de pequeños movimientos verticales para facilitar la descarga.

Inmediatamente antes de colocar la tubería en la pila, se realiza una inspección de azolves. El exceso de sedimentos puede eliminarse utilizando un *air-lift*.

Es importante evitar un exceso de movimientos verticales, ya que pueden ocasionar un ascenso del acero de refuerzo o contaminación con bolsas de lodo en las pilas de gran diámetro, Fig. 5.62.

La gran diferencia en densidades entre el concreto fluido (2.4t/m^3) y el lodo (1.04t/m^3) ayuda a que dicho desplazamiento se efectúe eficazmente; es conveniente seguir las siguientes recomendaciones para lograr buenos resultados.

La válvula separadora mostrada en la Fig 5.61, que consiste en un tapón deslizante (diablo), puede ser una cámara de balón inflada, una esfera de polipropileno, o un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita; tiene como función evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de amortiguar las caídas, evitando este efecto.

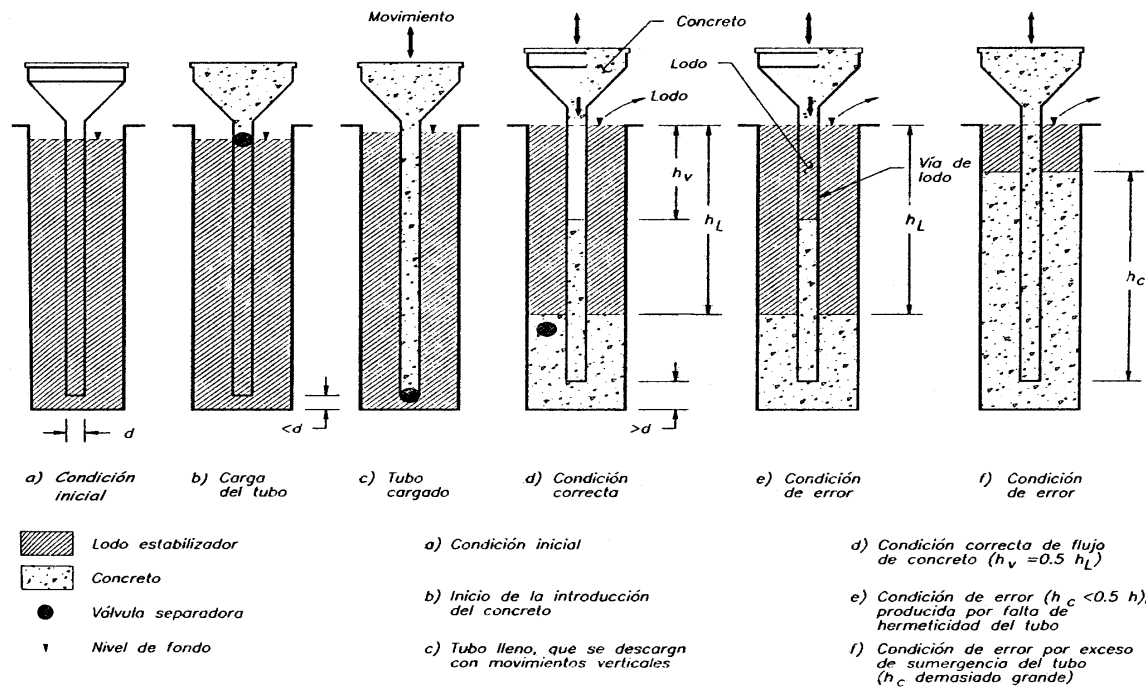


FIG. 5.61, OPERACIÓN DE TUBO TREMIE (SANTOYO, 1996)

El método tremie también puede utilizarse para colocar el concreto en seco. Existen tendencias por parte de los constructores de cimentaciones para usar equipo de bombeo para concreto en el colado de pilas. En tal caso es importante asegurar una granulometría de agregados que evite la segregación. Por lo anterior, el empleo de concreto bombeado directamente hasta el fondo de las perforaciones estabilizadas con lodo o agua debe hacerse con ciertas reservas; es preferible combinarlo con tubería tremie.

Cuando el nivel superior de pila se encuentra arriba del suelo, el concreto debe rebosarse en la superficie. La parte superior de la pila usualmente consiste de concreto débil, que puede estar contaminado de detritos (partículas) de la perforación. En caso de que el nivel superior de pila esté bajo el nivel del suelo, el concreto debe elevarse alrededor de 0.5 a 1.0m (1.6 a 3.3ft) para expulsar el concreto contaminado.

En caso de que ocurra una caída repentina del nivel del concreto durante el colado, en el momento en que se retira el ademe, debe reportarse de inmediato. Este tipo de incidentes pueden indicar que la resistencia del suelo es muy baja para sostener el empuje hidrostático de la columna de concreto en el fuste de la pila. Una resistencia no drenada del suelo de alrededor de 15 kN/m^2 presenta este tipo de problemas. Como resultado, se incrementa el consumo de concreto, Fig. 5.58.

El riesgo de una falla de suelo puede reducirse extrayendo el ademe con una velocidad lenta, constante, en vez de con tensiones rápidas y cortas. Es deseable también limitar la carga hidráulica de concreto, asumiendo que no existirán riesgos de que se extraiga el ademe arriba del nivel de concreto.

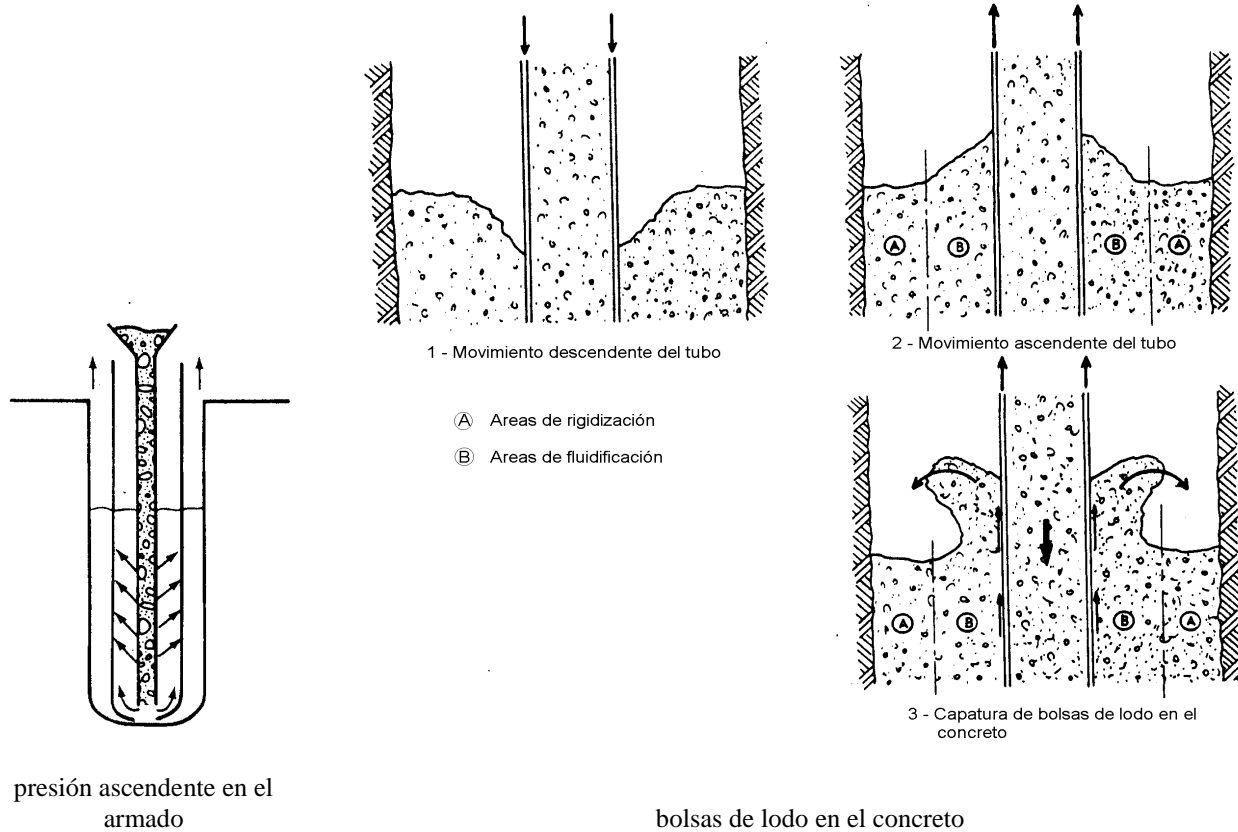


FIG. 5.62, DEFECTOS EN EL COLADO DE UNA PILA, POR EXCESO DE MOVIMIENTO VERTICAL DEL TUBO TREMIE (LCPC, 1986)

5.4.- Medio Ambiente

En casi todas las obras de Ingeniería, se provoca un cambio en el medio ambiente, ya sea por el uso de materiales naturales para la construcción o por la modificación del entorno para la ejecución de un proyecto. Este hecho tiene una importancia especial en el caso de las cimentaciones profundas.

Algunos efectos, relacionados con la construcción de cimentaciones profundas, debidos a ruido, generación de humos, disposición de lodo bentonítico, y vibraciones durante los trabajos.

El medio ambiente puede ser agresivo con los materiales con los que se construyen cimentaciones profundas, como madera, acero y concreto. Se comentan algunas de las principales causas del deterioro de estos materiales.

5.4.1.- Contaminación

a) Ruido

El control del ruido en las construcciones cobra cada día mayor importancia. El control del ruido es necesario para proteger la salud de los trabajadores en el sitio, y para eliminar molestias al público en general.

El ruido se mide por su intensidad y su frecuencia. La unidad de medición de intensidad es el decibel (**dB**), que es una medida relativa de presión, que compara un ruido con el que apenas puede escuchar un oído normal. En la Tabla 5.18 se muestra una escala de ruidos.

En México, la norma técnica ecológica (NTE) CCR-001-88 (Legorreta, 1989), no establece los niveles permisibles de ruido en términos de decibeles; sin embargo, el Plan de Desarrollo Urbano de 1980, establece un nivel máximo permisible de ruido para el Distrito Federal de **85dB**.

El código de trabajo de Gran Bretaña (Tomlinson, 1977) recomienda que ninguna persona se exponga a un nivel de ruido mayor de **90dB**, por ocho horas al día, en una semana de trabajo de cinco días.

Un martillo para hincar pilotes excede los **90dB**, pero su operación no es continua. En la Tabla 5.19 se muestran algunos ejemplos de niveles de ruido alcanzados por diversos equipos de piloteado. Se observa que, para la atenuación del hincado más ruidoso a **70dB** o menos, se requeriría alejar al receptor a una distancia de cuando menos 1000 m de la fuente de ruido.

Una forma de disminuir el nivel de ruido de un equipo de piloteado es mediante cajas absorbentes de ruido, que se colocan alrededor del martillo y del pilote (Fig. 5.95); Tomlinson, 1977, describe algunos de estos dispositivos, indicándose que los niveles de ruido se logran disminuir de 30 a 40% a distancias entre 7 y 15m (23.1 y 49.5ft), lográndose con esto niveles permisibles de ruido cerca del equipo.

TABLA 5.18,
ESCALA DE DECIBELES (LEGORRETA, 1989)

Fuente	Decibeles	Nivel
Cohete Saturno	150	Sordera
Jet al despegar	140	Doloroso
	135	
Avión a 200m (660ft) de altura	130	
Perforadora neumática		
Trueno	120	
Avión a 300m (990ft) de altura		
Motocicleta sin silenciador		
Banda de rock	110	Molesto
Camión a 30m (99ft)	90	Daño al oído a largo plazo
Aspiradora	80	Muy fuerte para muchos
Calle ruidosa	70	
Conversación ordinaria	60	
Área comercial	50	
Suburbio silencioso	40	
Área rural de noche	30	Bajo
Roce de hojas secas	20	
Respiración normal	10	
Umbral de audición	0	

TABLA 5.19,
RUIDO DE EQUIPOS DE PILOTEADO, (TOMLINSON 1977)

Tipo de martillo	Tipo de pilote	Nivel de ruido típico		Distancia aprox. para nivel de ruido	
		dB	Distancia de la fuente	70dB	90dB
Vibratorio (frecuencia media)	sección H	90	1m	14m	1m
Caída libre 6 ton	tubo metálico 21"	77	25m	52m	5m
Caída libre 2 ton	tubo metálico 14"	86	25m	140m	16m
Caída libre 5 ton	tubo metálico 22"	88	25m	200m	20m
Caída libre 5 ton	concreto	98-107	7m	200-400m	20-50m
Vibratorio (frecuencia media)	sección H	113	2m	287m	29m
Diesel (ligero)	tabla estaca metálica	97	18m	345m	34m
Doble acción (neumático)	tabla estaca metálica	90	110m	1050m	110m
Acción sencilla (neumático)	Concreto	105	25m	1389m	138m
Diesel (medio)	tabla estaca metálica	116	7m	1400m	150m
Diesel (medio)	tubo metálico	121	7m	2400m	280m

Otro método para disminuir el ruido al hincar los pilotes, es ejecutar una perforación previa al hincado para minimizar este último. Esta práctica tiene algunos inconvenientes de diseño, particularmente en el desarrollo de la fricción lateral del pilote, por lo que no es aplicable en todos los casos.

Asimismo, es posible utilizar equipos de hincado más modernos, como martillos neumáticos, cuyo nivel de ruido esté dentro de los límites admisibles.

b) Humo

El humo proveniente de los martillos de hincado puede generar problemas de contaminación al medio ambiente, especialmente en lugares con pocas corrientes de aire. Se ha equiparado, de manera burda, el humo que genera un martillo con el de dos motocicletas mal afinadas.

Las condiciones del suelo tienen un gran efecto en la eficiencia de la combustión de los martillos, y por ello, en la emisión de contaminantes. Dado que los suelos blandos ofrecen poca resistencia al hincado, esto se traduce en una explosión deficiente del combustible del martillo, produciendo humo.



FIG. 5.95, ABSORBENTES DE RUIDO; (TOMLINSON, 1977)

Por otro lado, las cimentaciones piloteadas se requieren generalmente en sitios donde el suelo superficial es compresible, por lo que el problema de la emisión de gases es muy frecuente.

Los principales contaminantes atmosféricos, contenidos en el humo producto de los equipos para hincar pilotes, son:

- Monóxido de carbono (CO). Gas incoloro e inodoro, proveniente de la combustión incompleta de combustibles que contienen carbono.
- Partículas suspendidas. Partículas líquidas o sólidas, dispersas en la atmósfera, provenientes de la combustión de carbono, combustóleo y diésel.
- Bióxido de azufre (SO₂). Gas incoloro, de olor picante, producto de la combustión del diésel.

Para medir la transparencia u opacidad de gases de combustión, se utiliza la escala de Ringelmann, con valores entre 0 y 5. Un gas de combustión en la escala de 5 no permite el paso de la luz. En el estado de California, en los E.U.A., no se permite que los martillos de hincado exhalen humos más allá de la escala 2 de Ringelmann. El problema del humo puede ser solucionado de varias maneras:

- Reduciendo el hincado a través de estratos compresibles, con ayuda de una perforación previa. Esta técnica puede ser útil, en cuanto a la reducción del número de golpes requeridos para hincar un pilote a través de estratos blandos.

Se ha observado que una perforación previa de menos del 75% del diámetro del pilote tiene poco efecto en la disminución de la resistencia al hincado. Por otro

lado las perforaciones previas mayores reducen la fricción en el fuste, y el soporte lateral del pilote. Se requiere mayor investigación en este aspecto.

- Eficientando la combustión en los martillos, mejorando el diseño de la cámara de combustión de los martillos, y con esto reducir la emisión de contaminantes.

También se han reemplazado las bombas de aceite por lubricación por goteo, para minimizar la combustión del exceso de aceite.

- Mejorando la calidad de los combustibles. Para disminuir la emisión de humos, es posible usar diésel mezclado con metanol, o bien metanol mezclado con un aditivo basado en nitratos y alcohol metílico. Estos combustibles se han utilizado con éxito (Short et al., 1989), disminuyendo la emisión hasta la escala 1 de Ringelmann.

Es de hacerse notar que el costo de estas mezclas es aproximadamente cuatro veces mayor que el del diésel convencional. Además, habría que evaluar algún posible daño a la cámara de combustión del martillo, así como el proceso de mezclado de los combustibles no convencionales.

- Utilizando martillos hidráulicos o neumáticos; aunque en este caso la fuente de contaminación se traslada al motor de la central hidráulica o del compresor, su funcionamiento es más controlable que el de un martillo diésel.

c) Vibraciones

Durante el hincado de pilotes por percusión, usualmente se provoca cierta vibración, de amplitud variable y frecuencia cercana a **1Hz**. Este efecto puede causar daños a estructuras vecinas y molestias en general.

Durante el vibro-hincado de pilotes u otros elementos, la frecuencia aumenta hasta alcanzar valores entre 10 y **15Hz**, con amplitudes de hasta 3 cm en la superficie. Este procedimiento es desechado en ciertas ocasiones debido a la intensidad de la vibración provocada.

d) Lodo bentonítico

El lodo bentonítico puede contaminarse con sólidos, producto de la excavación, con concreto, dilución con agua subterránea, o altas concentraciones de sal. En algunos casos, los problemas de control y costo no justifican un tratamiento del lodo bentonítico, por lo que es preferible reemplazar todo el volumen usado.

Sin embargo, la disposición del lodo puede ser costosa, ya que es un contaminante donde quiera que se le coloque: en el drenaje municipal, ríos, lagunas, tiraderos de basura, u otros.

El tratamiento para la re-utilización parcial o total del lodo se puede llevar a cabo con algunas de las siguientes formas, o una combinación de estas:

- Tanques sedimentadores
- Mallas vibratorias
- Hidrociclones para eliminar arena
- Centrifugadores

Para eliminar el problema de la disposición, es factible utilizar un sustituto de la bentonita, con base en polímeros sintéticos total o parcialmente biodegradables con el tiempo.

5.4.2.- Factores ambientales que afectan las cimentaciones profundas

a) Agentes agresivos al concreto

El concreto en las cimentaciones profundas puede estar sujeto a alguno de los siguientes problemas de deterioro:

- Destrucción debido a congelamiento y deshielo

Es posible que los pilotes se dañen si entra agua en los poros del concreto y después se congela, ya que produce desintegración progresiva.

Estos pilotes generalmente se encuentran sometidos a esfuerzos por cambio de temperatura. Es recomendable agregar al concreto un inclusor de aire, que reduce la relación agua-cemento, y se refleja en una permeabilidad menor del concreto, evitando la absorción o entrada de agua en los poros del material.

- Destrucción debido a componentes químicos

El agua y el suelo pueden ser agresivos al concreto si contiene ácidos libres, sulfitos, sulfatos, ciertas sales de amonio, aceites y grasas o ciertos componentes orgánicos.

En general, para concretos en contacto con agua o suelo con un valor de pH mayor de 6 no requiere precauciones, y el uso del cemento Portland normal es satisfactorio.

Para suelo o agua con $3.5 > \text{pH} > 6$, se recomienda el uso de cemento supersulfatado, en concreto con relaciones agua-cemento de 0.4, o menores.

b) Agentes agresivos al acero

El mar, los pantanos y las zonas con desperdicios de minas, industriales o municipales son medios ambiente propicios para la corrosión.

La velocidad de corrosión depende de la composición del suelo y la textura, profundidad de empotramiento y contenido de agua.

La disponibilidad de oxígeno es otro factor que debe considerarse para una evaluación de corrosión de pilotes. Por ejemplo, en suelos gruesos, la corrosión puede acercarse a las condiciones atmosféricas; por otro lado, en arcillas, la deficiencia de oxígeno puede resultar en condiciones de baja corrosión.

Existen diversos criterios para protección de pilotes ante la corrosión:

- ❖ Sección transversal adicional en el pilote
- ❖ Aislar el pilote con protecciones bituminosas o ademes
- ❖ Protección catódica

En la Tabla 5.20 se presentan algunos lineamientos generales para evitar la corrosión potencial de pilotes de acero, colocados en distintos entornos.

c) Agentes agresivos a la madera

El deterioro de los pilotes de madera puede deberse a varios factores, o una combinación de estos:

- Hongos. Su crecimiento requiere de un ambiente húmedo, aire, y una temperatura favorable. Esto es posible evitarlo manteniendo la madera seca, o permanentemente sumergida. Por este motivo, los pilotes bajo el nivel freático son resistentes al ataque de hongos. Sin embargo, la parte del pilote expuesta al suelo o al aire es vulnerable a un deterioro, sobre todo en lugares con fluctuación del nivel freático.
- Ataque de insectos
- Medio ambiente marino
- Intemperismo

En general, se recomienda aplicar al pilote un tratamiento con materiales bituminosos y, en algunos casos, revestirlos con algún otro material.

d) Cambios en el entorno

Se pueden producir algunos cambios en el medio ambiente en el que se encuentra una cimentación profunda, sin que intervengan contaminantes. Se ha denominado "entorno" a este medio, para diferenciarlo respecto de los anteriores. Se enlistan a continuación algunos de estos cambios, cuyo tratamiento a detalle está fuera del alcance de este trabajo:

- *Permafrost*
- Hundimiento regional
- Hundimiento de la superficie
- Agrietamiento
- Colindancias

TABLA 5.20, LINEAMIENTOS PARA LA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN, (PRAKASH AND SHARMA, 1990)

Entorno del pilote	Potencial de corrosión	Protección recomendada
Suelos Impermeables *	Muy pequeño	No se requiere
Suelos Permeables *	Se presenta alrededor de 0.5 m bajo la superficie del suelo	Recubrimiento superficial
Superficie expuesta al aire	Corrosión atmosférica	Pintura en la superficie expuesta
	Corrosión cerca de la superficie del suelo	Protección de concreto 0.5 m hacia arriba y bajo de la superficie del suelo
Superficie expuesta en agua limpia	No existe	No se requiere
Superficie expuesta en agua salada	Corrosión atmosférica en la zona arriba de la marea	Pintura
	Entre la marea alta y el fondo marino	Protección de concreto
*Las recomendaciones finales dependerán de los resultados específicos de ensayos en el suelo, como resistividad y <i>pH</i>		

5.5.- Medidas de seguridad

La construcción de cimentaciones profundas, como sucede en otras especialidades, requiere de medidas de seguridad particulares durante su desarrollo.

Las ventajas que se obtienen al trabajar dentro de un ambiente en el que se cuidan y vigilan los aspectos de seguridad, son principalmente las de preservar la integridad de las personas que intervienen directamente en los trabajos, así como la de las personas que pueden estar cerca o dentro del área de ejecución; asimismo, se logra disminuir considerablemente el riesgo al que se someten los equipos de construcción.

Una correcta elección del procedimiento constructivo y del equipo por utilizar, disminuye la posibilidad de errores humanos durante las maniobras, mejorando la calidad de la cimentación que se construye, y reduciéndose los costos en la mayoría de los casos.

A continuación se comentan algunas recomendaciones para las obras más comunes de cimentaciones profundas.

5.5.1 Maniobras generales

a) Accesos y plataformas de trabajo

Los equipos utilizados en las cimentaciones profundas requieren de accesos firmes y seguros, ya que se trata de maquinaria pesada que transita sobre orugas o neumáticos. No se debe trabajar sobre plataformas inestables, procurando apoyar los equipos lejos de las orillas de los hombros de los taludes.

b) Obstáculos terrestres y/o aéreos

La altura convencional de los equipos diseñados para la construcción de cimentaciones profundas es superior a los **20m**; antes de iniciar cualquier trabajo es necesario inspeccionar el lugar donde se desarrollarán, observando con especial atención los obstáculos terrestres y/o aéreos, que en la mayoría de los casos corresponden a instalaciones eléctricas o de algún otro tipo. En caso de que los obstáculos mencionados existan, se debe proceder a solicitar la interrupción de los servicios.

Los trabajos deben ser organizados para evitar que el equipo golpee accidentalmente estructuras existentes dentro de la obra o adyacentes a la misma con el propósito de evitar su colapso o deterioro. Con lo anterior también se evitan las volcaduras de equipos provocados por las cargas y los nuevos puntos de apoyo, que modifican los centros de gravedad de los mismos.

c) Cables

Durante las maniobras de fabricación de pilotes, perforación e hincado se debe poner atención a los cables de acero usados en las maniobras, incluyendo su colocación, utilización, mantenimiento y revisión de accesorios.

d) Grúas

El sistema de freno de los tambores de la grúa debe estar en óptimas condiciones, ya que un descuido en su mantenimiento puede provocar perder el control de la maniobra de las cargas.

Es recomendable conocer las tablas que relacionan las capacidades de carga y longitudes e inclinaciones de las plumas de las grúas, para evitar que el equipo falle con alguna carga.

e) Maniobras

Durante las maniobras, ninguna persona debe permanecer debajo de la carga. Para el manejo y dirección de la posición de los pilotes, se recomienda utilizar cables de manila o polipropileno, que tengan la longitud suficiente que permita cumplir con el punto anterior.

f) Movimiento de pilotes

Se debe garantizar que la resistencia del concreto ha adquirido la capacidad necesaria para poder levantar a los pilotes de las camas de fabricación.

Los puntos de levante deben estar definidos desde el habilitado del acero para garantizar que los esfuerzos serán inferiores a los resistentes y estén repartidos en las anclas adecuadamente, durante la maniobra de despegue de pilotes. La posición de los ganchos es importante para realizar la maniobra correctamente, así como su capacidad.

El desmoldante utilizado debe evitar que un pilote quede adherido al molde para que los esfuerzos no varíen de los considerados. No es recomendable levantar un pilote de un extremo para despegarlo de la cama.

La organización para la estiba de pilotes debe ser de tal forma que no requiera de alguna persona que esté colocando los apoyos en el momento de descender la carga, para evitar algún golpe o aprisionamiento entre los pilotes.

g) Cargas

No es conveniente jalar cargas con la grúa, para evitar balanceos que puedan golpear la caseta donde se encuentra el operador, o bien el desplazamiento de la carga en otra dirección.

Durante las maniobras, se debe mantener la carga lo más cercano posible al suelo, evitando que el personal se encuentre sobre la misma.

h) Equipo

El personal no debe bajar ni subir de un equipo que esté en movimiento.

Se deberá mantener limpio el parabrisas de las grúas para permitir siempre buena visibilidad.

Los equipos deben estar provistos de andadores y escaleras adecuadas, para poder operar y/o supervisar adecuadamente su funcionamiento.

Es deseable evitar el aire dentro de los sistemas hidráulicos para evitar fallas durante la maniobra.

Antes de abrir alguna conexión o llave de algún sistema hidráulico para su revisión, se recomienda verificar que el sistema haya liberado la presión.

Cuando el equipo esté funcionando, no es conveniente cargar combustible.

La revisión de depósitos de combustible y de baterías debe realizarse utilizando lámparas sordas.

5.5.2.- Colocación de materiales

a) Acero de refuerzo

Debido a que el acero de refuerzo ya habilitado debe ser maniobrado en condiciones diferentes a las del elemento diseñado por construir, es necesario conocer el comportamiento del armado al ser maniobrado.

Al introducir los armados dentro de los moldes de los pilotes o en la perforación de las pilas, es necesario revisar que los estribos o zunchos estén debidamente amarrados para evitar que se desprendan durante la maniobra. Es recomendable también revisar que a lo largo de los castillos no se queden desperdicios de acero, así como herramienta de habilitado antes de realizar la maniobra.

Es necesario considerar la longitud de los armados para determinar la posible presencia de deformaciones que provoquen rotura de amarres, o bien se determina si se requiere utilizar peine de levante para pilotes o introducir el

armado en tramos para pilas. En ocasiones se resuelve este problema colocando rigidizadores en los armados, como se observa en la Fig. 5.96, en el caso de las pilas.

Es muy peligroso caminar sobre los castillos de los pilotes durante el colado, ya que es muy probable que se ocasionen lesiones los trabajadores con las varillas o con el alambre recocido, siendo la fractura de tobillo el caso más común. Un rasguño de acero oxidado puede provocar una infección. El uso de andadores sobre los armados elimina estos riesgos y facilita el trabajo.

Otra ventaja que tiene el uso de andadores sobre el acero de refuerzo, es disminuir el tiempo de contacto del concreto fresco con la piel del trabajador, el cual le provoca irritaciones por quemadura volviendo a la piel más vulnerable a las infecciones.

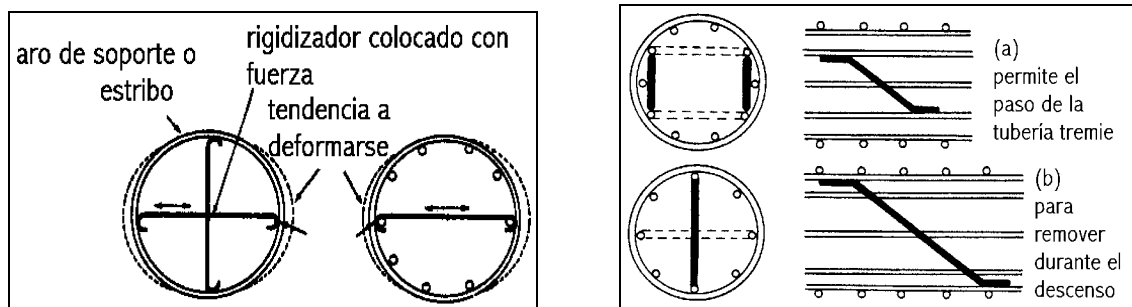


FIG. 5.96, RIGIDIZADORES EN ARMADOS DE PILAS (LCPC, 1986)

b) Concreto

En algunas cimentaciones se requiere de realizar los colados con bomba y pluma, debido a las dimensiones del terreno en el que se trabaja, el nivel en el cual se encuentra el equipo de cimentación, o la falta de acceso a la zona. En estas condiciones se debe revisar el correcto funcionamiento de las llaves en las uniones de la tubería, para evitar que el concreto se derrame cayendo junto con las mismas.

Las llaves están diseñadas para que al cerrar las palancas con la que los anillos abrazan a las tuberías, no requieran de gran esfuerzo, debiéndose sentir un jalón del broche en el sentido del cierre, evitando así que con la vibración se abran.

Cuando se utilicen depósitos portátiles para colocar el concreto, debe garantizarse que el soporte sea el adecuado para la carga y que el mecanismo de la compuerta trabaje correctamente, para evitar que el concreto caiga antes de llegar a donde se va a depositar. Esta maniobra debe realizarse con un manejo suave.

En el colado de las pilas es necesario que el personal esté alrededor de la perforación para manejar correctamente la tubería tremie, por lo que se debe contar con una estructura en la cual el trabajador pueda pararse y que evite su caída dentro de la perforación.

Esta estructura también garantiza la seguridad durante el acoplamiento de los tramos de tubería tremie.

En caso de utilizar calderas de vapor para el curado del concreto en la fabricación de los pilotes, se deben revisar periódicamente los depósitos de combustible, tuberías, válvulas, conexiones y serpentín para evitar explosiones. Este equipo debe ser utilizado por personal capacitado específicamente para esta actividad.

Al instalar una caldera de vapor se deben considerar cuidadosamente las instalaciones para el suministro de combustible, agua, energía eléctrica y ventilación. La ventilación es de vital importancia para evitar la acumulación de calor en la caseta, debiéndose dejar el tiro de la chimenea al exterior para no contaminar dentro de la misma.

No es recomendable tratar de abrir una conexión cuando el equipo esté en operación, ya que este trabaja con presiones y temperaturas altas, pudiendo provocar el vapor quemaduras y la conexión puede desprenderse con gran fuerza.

Los depósitos de agua deben estar alejados de la instalación eléctrica, la cual debe ser revisada por un especialista, para evitar algún corto circuito o peligro de electrocutamiento.

Los depósitos de combustible nunca deben localizarse en la parte superior del equipo, para evitar que alguna fuga caiga en superficies calientes, provocando un incendio o explosión.

5.5.3.- Perforación

a) Brocales

Para evitar caídos de material dentro de las perforaciones, es importante utilizar brocales adecuados, de acero, concreto u otros, para evitar exponer a algún peligro a los trabajadores y al equipo que se encuentra adyacente a la perforación.

Se recomienda que el brocal utilizado para estos casos, quede empotrado en la perforación por lo menos dos veces su diámetro. En cuanto a la parte superior, es necesario que sobresalga de 30 a 40 **cm** (1 a 1.3 **ft**), como mínimo, del nivel de trabajo.

b) Perforaciones adyacentes

Es importante llevar a cabo una planeación en la ejecución de las perforaciones, para evitar hundimientos accidentales, los cuales son provocados por fallas en las paredes de las perforaciones o comunicación entre ellas al existir vibraciones en el suelo.

c) Retiro de material

El material producto de las perforaciones es muy inestable para el apoyo del equipo, debido a su estado suelto. Cuando se perfora por debajo del nivel de aguas freáticas, el problema aún es mayor, ya que la superficie de trabajo se cubre de lodo.

Cuando se utilizan lodos bentoníticos para la estabilización de las paredes de las perforaciones, la plataforma de trabajo puede llegar a ser inestable y resbaladiza.

Cuando no se logran retirar eficientemente los lodos de la superficie, se debe tener cuidado en señalar y proteger los puntos donde se encuentren perforaciones abiertas.

d) Descenso a perforaciones

En algunos procedimientos constructivos, es necesario la construcción de campanas, o simplemente la inspección ocular del desplante de las perforaciones, para lo cual el personal deberá descender a su interior.

Es recomendable poner especial atención a la presencia de gases tóxicos o ausencia de aire respirable.

Esta circunstancia se advierte cuando se perforan formaciones calcáreas, turba, materia orgánica en producto de descomposición, rellenos sanitarios o basureros.

Antes de que se realice el descenso de un individuo, es deseable que se introduzca en la perforación un detector de aire enrarecido. No es recomendable arrojar objetos encendidos, para verificar si se apagan por la ausencia de oxígeno.

Debe elegirse el equipo de seguridad adecuado para cada emisión de gases en el sitio en particular, que puede variar entre una máscara con filtros, hasta equipo autónomo para respiración en presencia de aire enrarecido.

Las características del subsuelo o la vibración del equipo dentro y fuera de la perforación, pueden hacer fallar la estabilidad de las paredes de la perforación, por lo que es conveniente utilizar ademe metálico en toda la longitud, evitándose así que la perforación se cierre con el personal en su interior.

Se deberá evitar en lo posible el accionar motores de combustión dentro o adyacente a las perforaciones con el personal en su interior.

Cuando se requiera equipo de trabajo dentro de las perforaciones, se deberá organizar el descenso de tal forma que el personal sea el último que baje, para evitar que la caída libre de algún objeto golpee al personal.

El descenso de las cargas deberá realizarse con canastillas diseñadas especialmente para esta operación, evitándose dispositivos improvisados. El personal debe bajar sentado, con el equipo de seguridad que garantice su seguridad.

Los trabajadores dentro de una perforación siempre deben utilizar un arnés de seguridad, el cual se sujetará a un cable de rescate durante todo el tiempo que permanezca laborando en su interior. Estos trabajos se deben realizar con ayuda de compañeros en el exterior, para que en caso de algún accidente, exista conocimiento inmediato del mismo y se proceda al rescate.

El cable que se utilice dentro de las perforaciones nunca debe ser de henequén o similar, ya que este con la humedad puede degradarse.

e) Perforaciones abiertas

Es común que algunas perforaciones queden abiertas temporalmente en cambios de turno, por lo que es recomendable utilizar tapas especiales que eviten la caída accidental de alguna persona.

En caso de que los trabajos continúen inmediatamente al finalizar la perforación, es suficiente con señalar el área.

5.5.4.- Hincado de pilotes

a) Manejo de pilotes

Dependiendo de las características de los materiales utilizados en los pilotes, así como de su sección y longitud, es necesario conocer los puntos de donde se deben sujetar los pilotes para realizar su hincado.

Durante la maniobra de instalación de los pilotes en las perforaciones previas, el personal debe estar alejado del punto de hincado cuando menos 1.5 veces la longitud del pilote por hincar.

Esta maniobra es exclusivamente del operador de la grúa, por lo que no es necesario que el personal de tierra se encuentre cerca de esta actividad. Es recomendable que se aleje lo suficiente por si existiera algún error en la maniobra, o por si se corrieran los cables, perdiendo el control del pilote.

En caso de no existir perforación previa al hincado, el pilote deberá ser sujetado a una guía. En estos casos será necesario realizar una excavación en el punto por hincar, a una profundidad de **50cm (1.7ft)**, cuando menos, respetando la geometría del pilote, donde se colocará la punta del pilote; en el otro extremo se

asentará el golpeador del martillo, el cual estará guiado, garantizándose así que el pilote no se desplomará ni resbalará.

b) Hincado

Cuando un martillo ha trabajado y está caliente, se debe asentar en la cabeza del pilote suavemente, ya que se corre el riesgo de que se dispere accidentalmente.

La excentricidad del martinete sobre la sección del pilote puede provocar desprendimientos de concreto, además de la ruptura del mismo, sin poder controlar sus efectos, por lo que durante el hincado de un pilote, no deberá existir ninguna persona en tierra cerca de esta actividad por lo menos en **10m (33ft)** de distancia.

Cuando el martinete esté en operación no se requiere de ningún trabajador en tierra, por lo que no es necesario que estén trabajadores junto al pilote que se está hincando.

Para martillos diésel, el cable que corta el suministro de combustible debe estar en manos del personal, permanentemente; nunca se deberá dejar amarrado o suelto, ya que de este depende el control del mismo. Este cable deberá tener la longitud suficiente que permita cumplir con el punto anterior.

Si por accidente no se puede llegar a utilizar el cable del ahogador cuando el martinete esté en operación, es necesario cortar la manguera de suministro de combustible o contar con una llave que evite el paso del mismo.

Cuando se hincan pilotes de dos o más tramos, el primer tramo debe estar sujeto al igual que el siguiente tramo.

En ocasiones no es posible maniobrar pilotes de grandes longitudes, por lo que es necesario efectuar el hincado con varios tramos. El primer tramo deberá estar sujeto al igual que el siguiente tramo. Nunca se soltará el tramo superior durante la unión con el tramo inferior

Durante el hincado, es necesario que el pilote se asegure a la guía del martinete con un cable auxiliar, o mediante dispositivos especiales, tales como el *pile gate*, mostrado en la Fig. 5.97, para evitar que en caso de cualquier falla del elemento o error en la operación, se pierda el control del pilote.

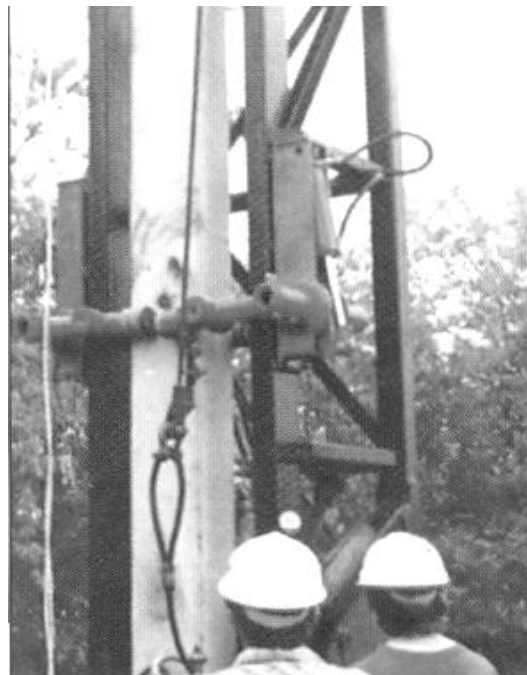
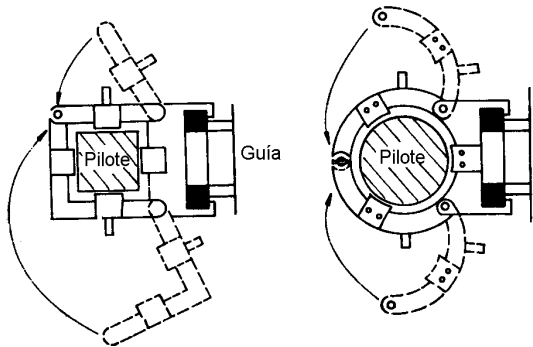


FIG. 5.97, PILE GATE, UTILIZADO PARA ASEGURAR EL PILOTE DURANTE EL HINCADO

CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES

- De acuerdo al proyecto, la estructura que soportarán al puente vehicular en su parte central se apoyará en columnas desplantadas sobre pilas, y para la estructura de transición entre la estructura del puente.
- La estructuración general será a base de elementos de acero y de concreto armado. El proyecto como se ubica en una zona de transición, se le debe considerar un coeficiente sísmico de 0.30.
- Considerando las características del proyecto, las propias del subsuelo, que se indican en las figuras 6 a 9, así como la magnitud y distribución de las cargas, en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante pilas de fuste recto coladas bajo lodo bentonítico o con ademe metálico recuperable, y desplantadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes, apoyados a una profundidad de 17.5m medido respecto al nivel medio del terreno actual, con esta solución se resolverán las cargas de compresión y tensión de la estructura.
Lo anterior se establece considerando que se tienen capas de baja resistencia entre 3 y 7 m de profundidad, y entre 14 y 16 m de profundidad como se puede observar en los perfiles estratigráficos de las figuras 6 a 9.
- La solución se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que superficialmente se tienen materiales de resistencia variable entre media a firme, y con deformabilidad media en los primeros 14 m, y en la mayor parte del predio el estrato resistente con más de 50 golpes en forma continua se encuentra a una profundidad media de 16 m con respecto al nivel actual del terreno, como se puede observar en el perfil estratigráfico de la figura 12.
Tomando en cuenta la magnitud de las cargas del puente resulta como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a partir de 17.5 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno.
- Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la capacidad de carga admisible contra la carga nominal (es decir sin F_c) que resulte mayor de las siguientes condiciones:
 - a) Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima que incluye el peso propio de la cimentación.
 - b) Condiciones dinámicas que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea que incluye el peso propio de la cimentación y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo).

- Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.
- Dada la magnitud de las cargas, se determinó la alternativa de cimentación con pilas de sección constante.

Se determinó la capacidad de carga para 17m de longitud efectiva y para diámetros entre 0.8 m y 1.6 m, es decir que deberá considerarse la longitud adicional repartida en el traslape con sus trabes correspondientes de acuerdo a lo establecido por los planos estructurales.

La capacidad de carga se determinó considerando la capacidad friccionante desarrollada en el estrato empotrado del fuste de la pila dentro de los materiales resistentes y la capacidad de carga por punta.

De aquí la importancia de mantener el concreto con alto revenimiento (mayor de 18 cm) durante todo el tiempo del colado de la pila, agregando un retardante de fraguado, un controlador de volumen, y en caso necesario, un fluidizante.

La capacidad de carga de la punta se consideró desplantada sobre materiales con más de 50 golpes y constituidos por limos arenosos y arcillosos en estado compacto.

Para el estrato resistente en el que se apoya la pila el ángulo que le corresponde es de $\phi=31^\circ$, con este valor se obtiene de la gráfica de Berezantzer $Nq=30$ y tomando en cuenta $P'z=23.8 \text{ ton/m}^2$ para una $L_{\text{efectiva}}=17.0 \text{ m}$.

- En la figura 13 se presenta la gráfica de capacidad de carga de las pilas de punta para diferentes diámetros comunes constructivamente.
- Con el diámetro de las pilas se define la capacidad de carga a tensión, Q_{fu} utilizando para ello la siguiente expresión: $Q_{fu} = 42.68D$.
Con esta información se procede a revisar las solicitaciones a tensión presentada en condición sísmica con la capacidad de las pilas.

6.1.- Recomendaciones

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará a la Obra para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada, así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del mismo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada de la instrumentación debe ser constantemente examinada e interpretada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

ANEXOS

ANEXO I

REPORTE FOTOGRÁFICO



FOTOGRAFÍA AÉREA DEL SITIO DE INTERÉS

VISTA PANORÁMICA DEL PREDIO ALFREDO DEL MAZO, TOLUCA, ESTADO DE MÉXICO.



COLINDANCIAS DEL SITIO EN ESTUDIO.



VISTA DE MANIOBRAS PARA DESCENSO E INSTALACIÓN DE LA MÁQUINA PERFORADORA.



IZADO DE LA TORRE Y UBICACIÓN DE LA MÁQUINA.



UTILIZACIÓN DE CARCAMO EN LA PERFORACIÓN.

VISTA DE LAS MUESTRAS OBTENIDAS DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).



VISTA DE LAS MUESTRAS OBTENIDAS DEL SONDEO DE PENETRACIÓN



VISTA DE LA TUBERÍA



ANEXO II

PRUEBAS DE LABORATORIO

PORCENTAJE DE FINOS								
PROCEDENCIA: ALFREDO DEL MAZO								
Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SPT-1	6	5.20-5.80	104.00	25.70	25.00	79.00	78.30	99.11
	12	11.20-11.63	83.00	26.50	25.40	57.60	56.50	98.09
	18	17.20-17.45	65.20	25.30	24.50	40.70	39.90	98.03

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA									
OBRA: ALFREDO DEL MAZO									
SONDEO: SPT-1 FECHA: 24-ago-13									
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION	
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²		
1	0.20 0.35	272	24.20	90.10	83.80	10.57		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA CAFÉ CON ALGUNAS GRAVILLAS	
2	1.20 1.80	255	25.00	100.80	90.10	16.44		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ALGUNAS GRAVAS HASTA 1"	
3	2.20 2.80	271	25.10	120.30	107.50	15.53		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO	
4	3.20 3.80	242	25.10	133.10	117.10	17.39		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO ARCILLOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ALGUNAS GRAVILLAS	
5	4.20 4.80	234	24.90	114.00	92.60	31.61		LIMO GRIS CLARO	
6	5.20 5.80	245	25.00	126.60	104.00	28.61		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
7	6.20 6.65	187	24.20	49.20	44.90	20.77		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA	
8	7.20 7.80	231	25.30	127.10	108.50	22.36		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA	
9	8.20 8.58	230	25.60	128.80	109.90	22.42		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS	
10	9.20 9.65	206	24.30	115.70	98.00	24.02		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS	
11	10.20 10.60	209	25.80	129.20	108.60	24.88		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS	
12	11.20 11.63	240	25.40	103.60	83.00	35.76		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
13	12.20 12.80	274	25.20	98.20	79.40	34.69		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
14	13.20 13.80	202	25.60	119.80	95.20	35.34		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA									
OBRA: ALFREDO DEL MAZO									
SONDEO: SPT-1 FECHA: 24-ago-13									
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION	
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²		
15	14.20 14.65	250	25.00	86.50	69.60	37.89		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
16	15.20	145	25.80	95.50	81.50	25.13		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
17	16.20 16.50	135	26.10	91.60	73.70	37.61		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
18	17.20 17.45	170	24.50	78.00	65.20	31.45		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
19	18.20 18.45	6	26.60	67.50	57.50	32.36		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
20	19.20 19.55	162	23.50	81.50	66.80	33.95		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
21	20.20 20.50	15	25.40	99.20	80.50	33.94		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	ALFREDO DEL MAZO					
SONDEO N°:	SPT-1	MUESTRA:	6	PROF.:	5.20-5.80	
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO					
LIMITE LIQUIDO						
	N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
	36	190	18.90	13.75	2.20	44.59
	28	193	18.60	13.50	2.20	45.13
	20	148	19.00	13.72	2.20	45.83
	12	179	18.40	13.25	2.20	46.61
LIMITE PLASTICO						
		175	6.50	5.70	2.20	22.86
		154	6.60	5.70	2.20	25.71
CONTRACCION LINEAL						
	barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)		
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S		
	45.35	24.29	21.06	CL		

NUMERO DE GOLPES

	LIMITE INFERIOR	44.00
	LIMITE SUPERIOR	47.00

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	ALFREDO DEL MAZO					
SONDEO N°:	SPT-1	MUESTRA:	12	PROF.:	11.20-11.63	
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA CAFÉ GRISACEO					
LIMITE LIQUIDO						
	N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
	33	174	18.50	13.27	2.20	47.24
	25	183	18.40	13.10	2.20	48.62
	17	180	18.00	12.70	2.20	50.48
	9	149	18.80	13.10	2.20	52.29
LIMITE PLASTICO						
		156	6.50	5.60	2.20	26.47
		173	6.40	5.60	2.20	23.53
CONTRACCION LINEAL						
	barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)		
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S		
	48.62	25.00	23.62	CL		

The chart plots the following data points:

Numero de Golpes	Contenido de Agua (W%)
33	47.24
25	48.62
17	50.48
9	52.29

The best-fit line is defined by the equation: $W = 0.25 \log(N) + 46.00$. At 25 blows, the liquid limit (LL) is 46.00%.

L I M I T E I N F E R I O R	46.00
L I M I T E S U P E R I O R	53.00

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	ALFREDO DEL MAZO				
SONDEO N°:	SPT-1	MUESTRA:	18	PROF.:	13.20-13.45
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO				
LIMITE LIQUIDO					
N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
36	159	15.60	11.20	2.20	48.89
28	200	15.50	11.08	2.20	49.77
20	129	16.00	11.30	2.10	51.09
12	157	15.70	11.05	2.20	52.54
LIMITE PLASTICO					
	188	6.20	5.30	2.20	29.03
	197	6.40	5.50	2.20	27.27
CONTRACCION LINEAL					
	barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)	
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S	
	50.20	28.15	22.05	OH-MH	

L I M I T E I N F E R I O R	48.00
L I M I T E S U P E R I O R	53.00

BIBLIOGRAFÍA:

- Manual de Cimentaciones Profundas (2001), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1978), "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México", Simposio, México.

- Marsal, R. J. y Mazari, M. (1962), "El Subsuelo de la Ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM.

- Zonificación Geosísmica en México y su Aplicación al cálculo de Espectros de Diseño. Miguel P. Romo y Efraín Ovando. Instituto de Ingeniería, UNAM.

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Luis Arnal Simón y Max Bentacourt Suárez. Trillas, 1991.

- Mecánica de Suelos Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa, 1996.

- E. Tamez.- "Diseño Balanceado de Pilas de Cimentación; su aplicación al Diseño Sísmico; Caso de la Torre Mayor". Conferencia presentada en el XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. León Guanajuato. Nov. 2003.

- E. Tamez.- “Ingeniería de Cimentaciones:- Conceptos Básicos de la Practica”.- TGC Geotecnia, SA de CV. 2001.

- Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1. Covitur, DDF, Secretaría General de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, 1987.

- Construir para el futuro; Revista informativa, Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción; México, D.F., enero de 2002.

- Apuntes del Prof. Esteban Luciano Rojas - ESIA Zacatenco.

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (1996).

- Introducción a los puentes, Ing. Ignacio E. Hernández Quinto – SCT.

- Normas de la AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) 1994.

- Ciclo de Conferencias de la semana de los Puentes en la Facultad de Ingeniería de la UNAM, del 11 al 14 de mayo de 2010.

