



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN  
DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA**

**TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
MOISÉS HUERTA SOSA**

**DIRECTOR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO**

**MÉXICO, D.F.**

**2004**





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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/014/04

Señor  
MOISES HUERTA SOSA  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

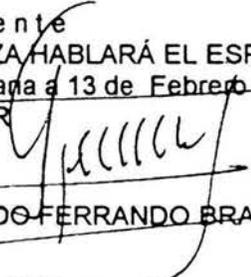
**"PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA"**

- INTRODUCCIÓN
- I. PROBLEMÁTICA DEL SUELO DE ALTA COMPRESIBILIDAD EN LA CIUDAD DE MÉXICO
  - II. ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN
  - III. CONSTRUCCIÓN DE LA EXCAVACIÓN
  - IV. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 13 de Febrero del 2004.  
EL DIRECTOR

  
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/AJP/crc

**A DIOS TODOPODEROSO POR PERMITIRME LLEGAR A ESTE MOMENTO DE MI VIDA. A  
ÉL SEAN LA GLORIA Y LA HONRA POR LOS SIGLOS DE LOS SIGLOS. AMÉN.**

*Conforme a la gracia de Dios que me ha sido dada, yo como perito arquitecto puse el  
cimiento, y otro edifica encima; pero cada uno mire cómo sobreedifica.*

1 Corintios 3:10

# ÍNDICE.

---

**Página**

## **INTRODUCCIÓN.**

### **I. PROBLEMÁTICA DEL SUELO DE ALTA COMPRESIBILIDAD EN LA CIUDAD DE MÉXICO.**

<i>I.I Zonificación geotécnica de la Ciudad de México según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.</i>	1
<i>I.II Características del suelo en zona de Lago.</i>	5

### **II. ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN.**

<i>II.I Empujes del suelo y sobrecargas.</i>	11
--	----

### **III. CONSTRUCCIÓN DE LA EXCAVACIÓN.**

<i>III.I Hincado de pilotes.</i>	20
<i>III.II Colocación de tablaestacas.</i>	29
<i>III.III Diseño y colocación de troqueles.</i>	37
<i>III.IV Control y abatimiento del nivel freático.</i>	53
<i>III.V Construcción de la cimentación.</i>	55

### **IV. CONCLUSIONES.**

<i>IV.I Recomendaciones para constructores.</i>	61
<i>IV.II Conclusiones del procedimiento.</i>	62

## **INTRODUCCIÓN.**

---

### **ORÍGENES DE LA INGENIERÍA**

*Cuando por primera vez el ingeniero recibió tal nombre, la ingeniería tenía ya algunos milenios de vida. Por ello, cuando las primeras sociedades humanas se organizaron y surgió la vida urbana, los predecesores de los ingenieros emprendieron su importante misión en la sociedad humana.*

*Los ingenieros han contribuido de manera fundamental a conformar nuestra civilización, pues su papel ha sido, desde siempre, el de creadores de técnicas y ejecutores de obras materiales para resolver las necesidades prácticas de los grupos humanos.*

*La esencia de la ingeniería es la creatividad, el ingenio y la eficacia a favor de la sociedad. Su responsabilidad fundamental es realizar proyectos, y hacerlos bien.*

*La ingeniería es enemiga de la falta de desarrollo, la improvisación, el despilfarro de recursos, la corrupción vital que implica el trabajo mal hecho. Es, por el contrario, aliada natural de la planeación, el progreso, la creatividad productiva, el trabajo eficiente y la tecnología puesta al servicio del hombre.*

*Una de las definiciones más antiguas de la ingeniería está contenida en el acta fundacional del Instituto de Ingenieros Civiles Ingleses, de 1829, tomada de Thomas Tredgold y que señala a esta profesión como:*

*El arte de dirigir las grandes fuentes de energía de la naturaleza para el uso y conveniencia del hombre.*

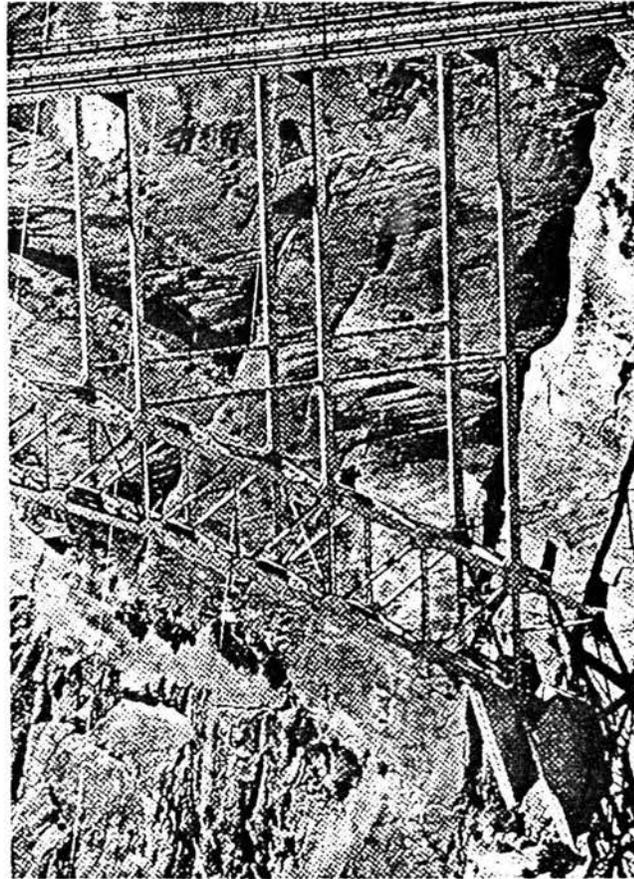
*La evolución del profesional hizo que la definición anterior fuera rebasada, la idea de Hardy Cross fue esta:*

*La ingeniería es el arte que trata de la aplicación de los materiales y de las fuera. El uso de la ciencia es un medio para ese fin. El objeto de la ingeniería es dar servicio a la humanidad.*

### **UNA RAMA: LA INGENIERÍA CIVIL**

*En el año 1744, por decreto real, se funda en Mézières, Francia, la Escuela Real de Ingeniería Militar. Antes de este momento, los ingenieros militares pertenecían al "Cuerpo de Ingenieros" que hasta fines del siglo XVII no tuvo una estructura definida. Estos ingenieros aprendían su oficio a partir de la experiencia de sus predecesores y de los tratados sobre la fortificación. Fue hasta la segunda*

*mitad del siglo XVIII, cuando la realización de obras públicas como caminos, puentes, puertos, obras hidráulicas y sanitarias que por primera vez se le empezó a llamar "Ingeniería Civil". Hasta antes de este momento, a los ingenieros de entonces se les llamaba de muchas maneras: alarife, arquitecto, jefe, textón, maestro de obras, constructor, perito; y fue el científico inglés John Smeaton, constructor del Faro de Eddystone, el primero que se llamó así mismo "Ingeniero Civil". A partir de ese momento comenzó a designarse así a aquellos que construían obras civiles que no tenían relación alguna con la milicia. Las suyas fueron obras para la paz y no para la guerra*



**Puente Glen de acero, en el Cañón de Arizona.**

### **LA INGENIERÍA CIVIL EN EL MÉXICO PREHISPÁNICO**

*En cuanto al México prehispánico las tecnología y obras públicas no fueron menos relevantes que en otras regiones del mundo. Como bien es sabido, la agricultura intensiva constituyó la base económica fundamental de las culturas mesoamericanas y para tener éxito en sus cultivos, aprovecharon las fuentes cercanas de aprovisionamiento de agua. Con este fin los tempranos agricultores construyeron ingeniosos canales de irrigación que conducían el vital líquido desde manantiales y ríos hasta las parcelas donde crecían los diversos cultivos,*

*especialmente el maíz. Richard MacNeish localizó en sus recorridos por la región del Valle de Tehuacan, Puebla, las evidencias de una presa de considerables dimensiones que tenía cinco niveles constructivos, con el propósito de coleccionar agua de los arroyos en las cercanías. Esta presa de la Fase Purrón, en Moquitongo, fue construida varios siglos antes de la era cristiana y constituye, sin lugar a dudas, la obra más temprana de este tipo en nuestro país.*

*Del tiempo de los olmecas, hacia 1000-800 a.C., en La Venta, Tabasco y en San Lorenzo, Veracruz, se conservan curiosos ductos, integrados por lozas de piedra acanalada.*

*En la península yucateca, los mayas excavaban depósitos bajo los pisos de sus casas, llamados chultunes, los cuales se impermeabilizaban y se utilizaban para captar el agua de lluvia.*

*Los habitantes de Teotihuacan, a lo largo de su historia, 100-650 d.C., planearon y construyeron una compleja red de ductos, excavada por debajo de las calles y de los pisos de los conjuntos habitacionales. Los canales eran sección rectangular y estaban contruidos con lozas de piedra, cuyas juntas eran sellados con estuco; todo el sistema iba tapado con lozas.*

*Algunos de los sistemas hidráulicos más sofisticados que conocemos se deben al ingenio del Rey Nezahualcóyotl, tlatoani acolhua que gobernó Texcoco durante el siglo XV de nuestra era. A ese ilustre personaje se le consideró uno de los grandes hacedores de la época prehispánica. Hizo construir utilizando abundante mano de obra, los muy famosos "Jardines de Texcotzingo", cuyos restos se preservan hasta el día de hoy. El agua para irrigarlos se obtenía de los manantiales ubicados en las montañas al oriente de esta localidad, cercana a la ciudad de Texcoco; el líquido era conducido por canales, mediante la acción de la gravedad, hasta un poco antes del Texcotzingo. El mayor problema del sistema se presentó a causa de una profunda cañada que corría de norte a sur; Nezahualcóyotl, entonces, ordenó que se tapara la hondonada con toneladas de tierra y piedra, uniendo dos cerros. Así nació un original acueducto de carácter indígena.*

*Las obras de ingeniería en el México prehispánico fueron muchas y muy variadas, desde las ya mencionadas, hasta obras hidráulicas de defensa y los más diversos artificios para construcción de estructuras y sus cimientos. Para llegar a la altura requerida de las edificaciones piramidales se levantaban taludes de piedra y tierra por donde subía la interminable hilera de cargadores, quienes llevaban en canastos sobre sus espaldas los diversos materiales requeridos por los antiguos constructores.*

*En el mundo maya, la piedra caliza de hermoso color blanquecino y gran suavidad, constituyó la materia prima por excelencia en las edificaciones. Los fragmentos de forma irregular se utilizaban como núcleo de las pirámides o en las paredes de las habitaciones y los templos; esta misma roca se transformaba en material cementante, que ha probado su efectividad a lo largo de los siglos.*

*Primero se trituraba hasta obtener pequeños trozos y a continuación en un horno de buenas dimensiones, alimentado con brasas, se calentaba hasta transformarla en cal viva. Fue utilizada con gran éxito en la construcción, formando un mortero al mezclarla con agua.*

*En Comalcalco, Tabasco, donde los mayas no contaron con el recurso de la piedra caliza, el ingenio constructivo no se detuvo ante esta eventualidad, ya que se desarrollaron técnicas de producción masiva de bloques de barro cocido de diferentes dimensiones, con los cuales se edificaron cimientos piramidales, templos y palacios.*

*A lo largo de las excavaciones arqueológicas llevadas a cabo en el Centro Histórico de la Ciudad de México, se ha podido precisar que los constructores de la ciudad-isla de México-Tenochtitlán y México-Tlatelolco, solucionaron el tremendo problema de edificar en islotes de lodo, utilizando un curioso sistema de pilotaje; encajaban troncos de ahuejote, árbol característico de la zona de Lago de la Ciudad de México que todavía da identidad al paisaje de Xochimilco. Esta madera tiene la peculiaridad de resistir los ambientes húmedos por largo tiempo, siempre que no quede expuesta a la intemperie. Este material, de gran resistencia, fue utilizado para sustentar cimientos piramidales, conjuntos palaciegos y todas las construcciones de carácter público en estas capitales indígenas.*

#### **LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EN MÉXICO.**

*En pocos campos los ingenieros mexicanos han mostrado tanta imaginación, creatividad y audacia como en el diseño y construcción de cimentaciones para edificios construidos en la zona de Lago de la Ciudad de México.*

*Una definición de cimentación es la siguiente:*

*Aquella parte de la estructura cuyo fin es transmitir el peso de la misma al terreno natural.*

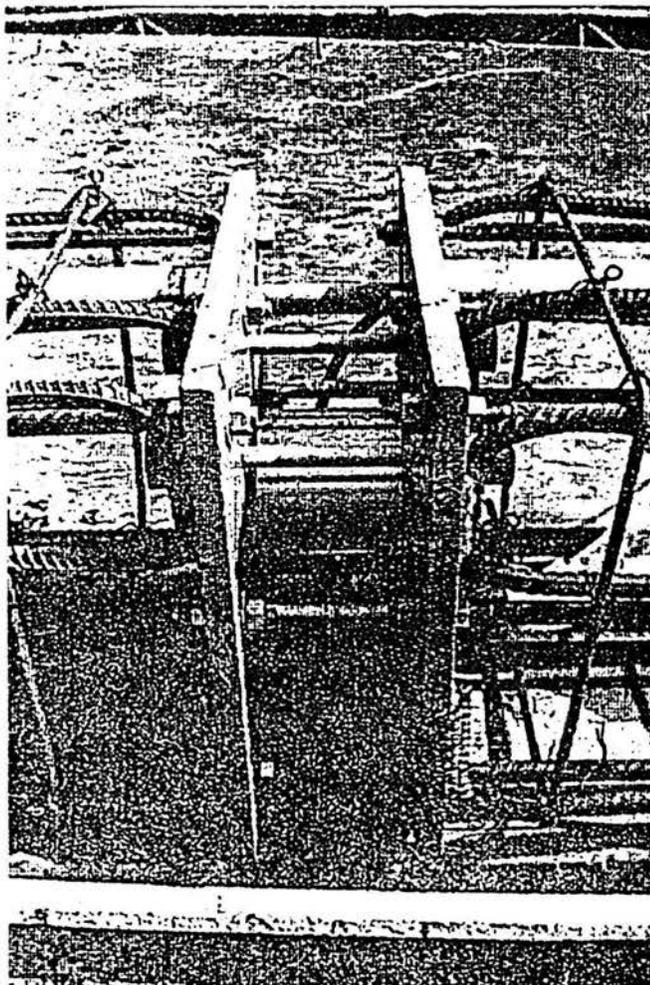
*Desde la fundación de la ciudad, entendieron que, en muchos casos, las técnicas empleadas en otros países no resultaban directamente aplicables a las condiciones geotécnicas excepcionalmente difíciles del área. Tuvieron por tanto que recurrir a la innovación. El camino no fue fácil y la naturaleza se encargó en múltiples ocasiones, de poner en evidencia los errores de raciocinio, los factores olvidados, las hipótesis demasiado optimistas o los ahorros mal entendidos. Los jueces más severos de la calidad de los diseños y las soluciones adoptadas fueron sin duda los sismos. Las lecciones más duras, pero también más útiles, derivaron de los eventos sísmicos y especialmente de los de 1985.*

*Se han desarrollado varios tipos de cimentaciones con intención de resolver la problemática del suelo de la zona de Lago de la Ciudad de México.*

*Las cimentaciones tradicionales van desde zapatas aisladas o corridas y losas continuas para edificios de unos cuantos pisos, hasta pilotes de concreto hincados hasta la capa dura para construcciones pesadas.*

*Las cimentaciones superficiales son aceptadas solamente para construcciones ligeras y de poca extensión. Debe tomarse en cuenta que una carga de  $2 \text{ T/m}^2$  aplicada sobre un área extensa de la zona de Lago es capaz de inducir asentamientos totales del orden de 1.0 m y diferenciales de aproximadamente 50 cm.*

*Las cimentaciones compensadas son aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo por la cimentación mediante excavación del terreno y construcción de un cajón desplantado a cierta profundidad. Si el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulta positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina "parcialmente compensada" o "sobrecompensada", respectivamente.*



**Instrumentación en pilotes, celdas de carga por segmentos.**

Los pilotes de punta son utilizados en cimentaciones construidas en zonas de consolidación regional. Estos pilotes son hincados hasta la capa dura y soportan grandes esfuerzos por fricción negativa. En estos casos, generalmente, el edificio presenta una emersión aparente respecto al terreno circundante, que puede afectar las edificaciones vecinas. La losa de cimentación deja de estar en contacto con el suelo y la estructura puede sufrir daños en caso de no haber sido diseñada para esta condición. Además, los pilotes pierden su confinamiento lateral en su parte superior y resultan vulnerables a las sollicitaciones causadas por los momentos de volteo y fuerzas cortantes de origen sísmico.

Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea. En el caso particular de este trabajo, se trata de construir una cimentación profunda apoyada en pilotes de fricción.

Los pilotes de control son pilotes de punta que cuentan en su parte superior con un dispositivo que permite controlar la carga recibida por el mismo y eventualmente descargarlo en su totalidad para inducir movimientos correctivos en el caso de edificios que presenten cierto desplome. Con frecuencia este dispositivo se ha instalado a posteriori, durante la vida útil de la estructura, con fines de recimentación.

#### **DESCRIPCIÓN Y OBJETIVO DE ESTE TRABAJO.**

El presente trabajo cuenta con cuatro capítulos, y es un esfuerzo por ordenar los conocimientos obtenidos en las aulas y aplicarlos a un caso particular de construcción en la ingeniería.

El primer capítulo plantea la problemática del suelo de alta compresibilidad en la Ciudad de México y las características del mismo suelo, razón por la cual son necesarios el diseño y la construcción de cimentaciones especiales, como son las profundas.

El segundo capítulo presenta la situación a la que se debe enfrentar el ingeniero que requiere realizar excavaciones con el fin de construir cimentaciones profundas: la estabilidad de la excavación. Se consideran criterios prácticos de empujes de suelo y sobrecargas y se concluye con el valor de la magnitud de los empujes, el cual será empleado en el diseño de los elementos de soporte.

El tercer capítulo describe el diseño de los elementos de soporte y sus detalles. También contiene el orden de construcción de la cimentación, y considera ciertos problemas que se presentarán durante el proceso constructivo, así como sus soluciones.

El cuarto y último capítulo concluye con algunas recomendaciones para constructores y con una descripción de las razones por las cuales se han elegido los métodos presentados para la construcción de la cimentación.

*El objetivo de este trabajo es:*

Establecer la secuencia de diseño del procedimiento de construcción para una cimentación profunda.

*Con el cual se pretende hacer una pequeña aportación para los ingenieros que se enfrenten a situaciones como la planteada en el presente trabajo.*

**MOISÉS HUERTA SOSA, MEXICO, D.F., 2004.**

## **BIBLIOGRAFÍA**

**Auvinet, G. y Rodríguez, J.F.**, "Cimentaciones Especiales", Artículo de la revista "Ingeniería Civil" N° 349. Colegio de Ingenieros Civiles de México; México, D.F., 1998.

**De la Parra Escondría, Y.**, "Orígenes de la Ingeniería Civil", Capítulo I de "La Ingeniería Civil Mexicana: Un Encuentro con la Historia". Colegio de Ingenieros Civiles de México; México, D.F., 1996.

**Juárez Badillo, E. y Rico, A.**, "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 460 y 461, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.

**Mendoza López, M.J., Romo Organista, M.P., Orozco Calderón, M., Domínguez Morales, L., Noriega Rloja, I. y Velasco Miranda, J.M.**, "Comportamiento de una Cimentación con Pilotes de Fricción en la Ciudad de México durante su Construcción e Inicio de Operación", Artículo de la revista "Ingeniería Civil" N° 335. Colegio de Ingenieros Civiles de México; México, D.F., 1997.

**Solís, F.**, "Tecnologías y Obras Públicas en el México Prehispánico", Artículo de la revista "Ingeniería Civil" N° 365. Colegio de Ingenieros Civiles de México; México, D.F., 1999.

# **I PROBLEMÁTICA DEL SUELO DE ALTA COMPRESIBILIDAD EN LA CIUDAD DE MÉXICO.**

---

## ***1.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.***

Con el fin de resolver problemas específicos y aportar información necesaria para verificar la teoría del hundimiento que desarrolló Nabor Carillo en 1948, se realizaron trabajos de exploración y de laboratorio que paulatinamente permitieron conocer con buena precisión la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo en la zona céntrica de la Ciudad de México, hasta profundidades de 50 a 100 m bajo el nivel del terreno.

Con tal información fue posible elaborar en 1952 la zonificación del área urbanizada (Fig. 1.1), atendiendo a las características más significativas del subsuelo. Según esa figura era factible distinguir tres zonas: la de *lomas*, en las estribaciones de la Sierra de las Cruces, al oeste del Valle, en general formada por suelos poco compresibles y de alta resistencia al cortante; la de *transición* caracterizada por una secuencia variable de estratos aluviales intercalados con arcillas blandas; y la del *lago* ubicada al oriente y antiguamente ocupada por el Lago de Texcoco, en la que se tienen depósitos lacustres blandos y compresibles hasta profundidades de 50 a 60 m, apoyados en suelos más duros y rígidos. Como se indicará más adelante, esta zonificación al compararla con la localización de daños ocasionados por el sismo del 28 de julio de 1957, reveló que la correspondencia entre la composición del subsuelo y la densidad de construcciones perjudicadas por la perturbación telúrica era significativa.

La actualización geotécnica de 1970 con datos de sondeos efectuados después del sismo de 1957, extendió y perfeccionó la información mostrada en la Fig. 1.1, comprobándose que los daños registrados durante el sismo de 1979 y después del terremoto de septiembre de 1985 se ajustaban a la zonificación establecida en 1970. Esta a su vez se amplió a terrenos urbanizados en las dos últimas décadas, al sur y al oriente del Valle.



El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) divide a la Ciudad de México en tres zonas con las siguientes características:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenoso con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla, Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

El capítulo de Diseño de Cimentaciones RCDF ha sido elaborado a través del conocimiento y experiencia de los ingenieros en Mecánica de Suelos, considerando los muchos sondeos realizados para el estudio del suelo de la Ciudad de México.

La zonificación geotécnica que contempla el Reglamento en vigor se muestra en la Fig. 1.2.

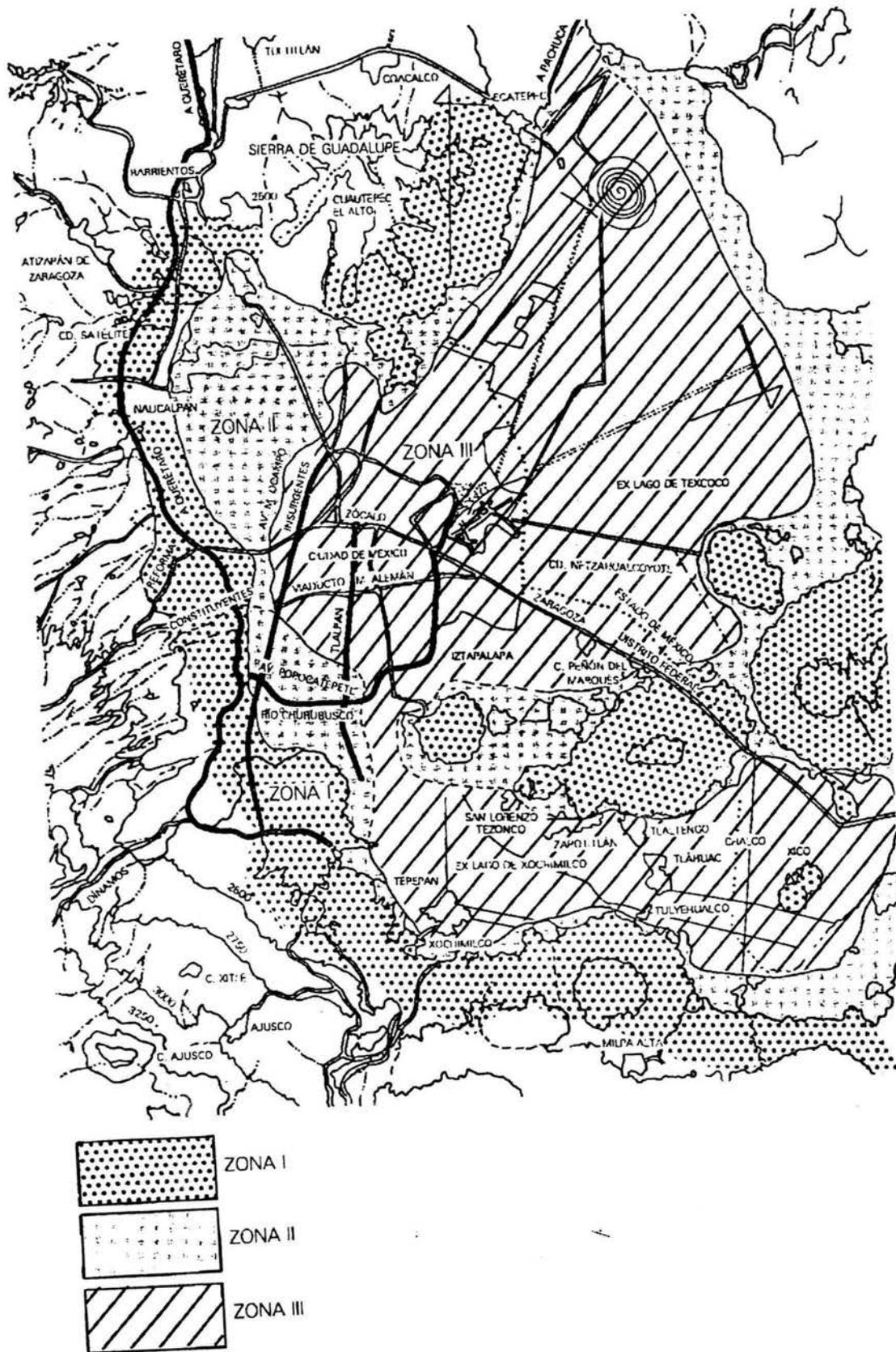


Fig. 1.2. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (RCDF).

## ***1.11 Características del suelo en zona de Lago.***

La cuenca del Valle de México es una unidad geográfica limitada al Norte por las sierras de Tepetzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Este por los llanos de Apan, los montes de Río Frío y la Sierra Nevada; al Sur por las sierras de Cuahutzin y Ajusco y al Oeste, por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. Su superficie total es del orden de 7,160 km<sup>2</sup>, de los cuales 3,080 km<sup>2</sup> corresponden a zona francamente montañosa y 2,050 km<sup>2</sup> a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2,240 m, aproximadamente.

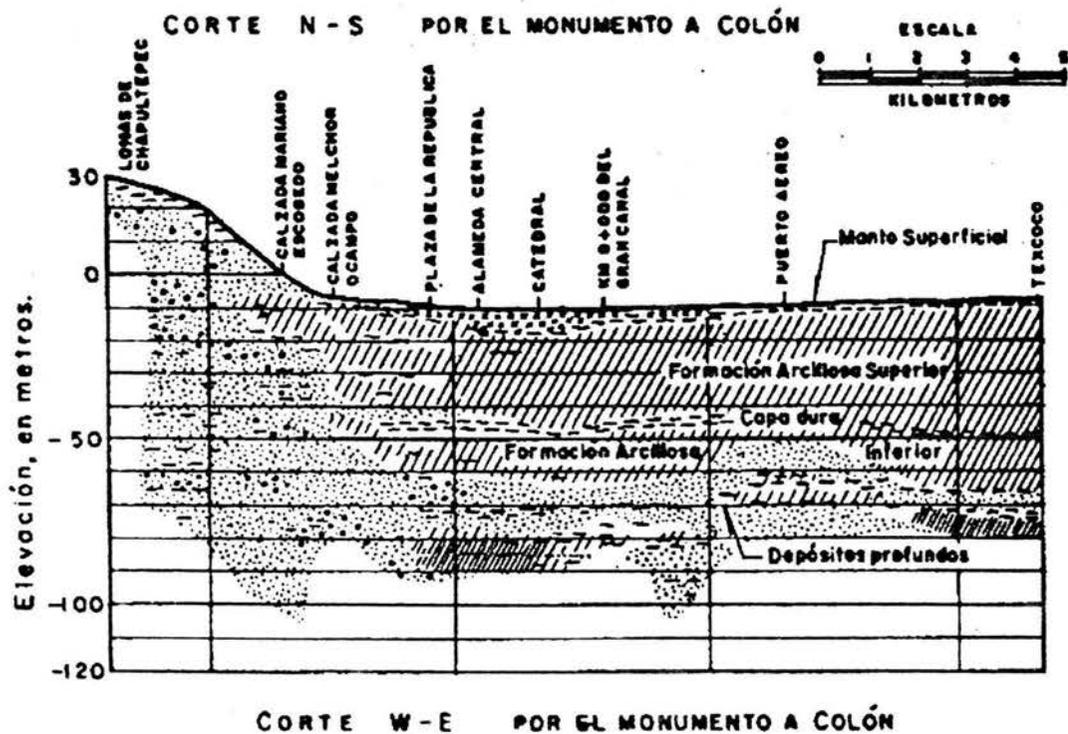
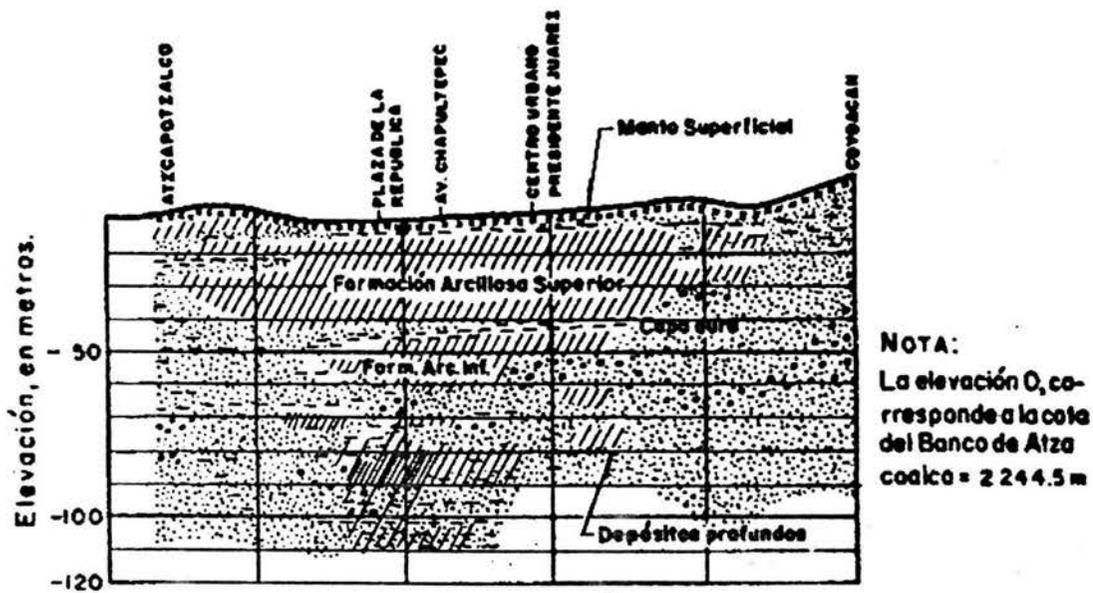
Dentro de la cuenca está ubicada la Ciudad de México. Una parte importante de la Ciudad se encuentra construida sobre el fondo del ex lago de Texcoco y a este hecho se deben los problemas de cimentación que en la Ciudad se presentan.

En la zona de Lago de la Ciudad de México, o Zona III según el RCDF, se presentan problemas de asentamientos en las estructuras que no sólo afectan la estabilidad de las mismas, sino que pueden provocar daños en las construcciones colindantes. Estos daños, causados por el hundimiento de las estructuras, consisten en desplomes, fisuras y grietas que aparecen en función de la deformación del suelo y del tiempo que ésta toma. Para resolver ese problema es necesario que el ingeniero diseñe una cimentación y un método constructivo de la misma que garanticen que los efectos producidos no dañarán las estructuras colindantes.

Según la zonificación geotécnica que hace el RCDF, en la Zona III, el suelo está formado por una serie de estratos de arcilla de estructura muy abierta y sobresaturados de agua, y de una gran deformabilidad ante la presencia de una carga pesada.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen, casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas.

Un corte estratigráfico típico de la zona de Lago (Fig. 1.3) exhibe los siguientes estratos:



SIGNOS CONVENCIONALES:

	RELLENO		LIMO		GRAVA
	ARCILLA		ARENA		ARCILLA COMPACTA

Fig. 1.3. Dos cortes estratigráficos del subsuelo en la zona de Lago de la Ciudad de México. (Por el monumento a Colón.)

- 1) Depósitos areno-arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales de hasta 10 m de espesor.
- 2) Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o lentes.
- 3) La primera capa dura, de unos 3 m de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.
- 4) Arcillas volcánicas de características semejantes a las de 2), aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.
- 5) Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

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 prehispánicos o coloniales, hoy desaparecidos, pero que han inducido fuerte preconsolidación en zonas determinadas; hay lugares en que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 m de espesor (Palacio Nacional), otra causa de diferencias es el bombeo disperejo en intensidad en los distintos puntos de la ciudad.

En esta zona se presenta el fenómeno conocido consolidación de los suelos debido a que los estratos de arcilla de estructura muy abierta sufren reacomodo de sus partículas al ser sometidos a la acción de una carga considerable y expulsan el agua.

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas, se le llama Proceso de Consolidación.

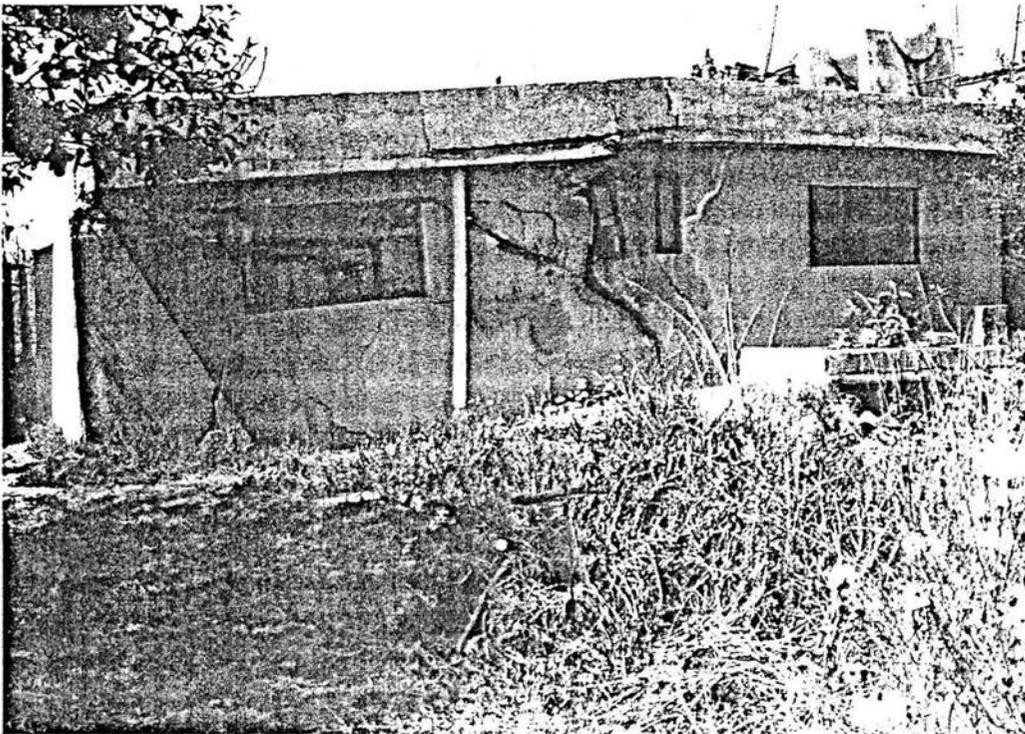
La consolidación unidimensional ocurre cuando la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma, considerando que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas son nulos. Las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Las primeras advertencias serias sobre el hundimiento general de la cuenca del Valle de México fueron hechas por Roberto Gayol alrededor de 1925, quien observó el hundimiento general y especialmente el de la Catedral Metropolitana,

durante sus trabajos sobre el sistema de drenaje de la Ciudad de México, de cuyo proyecto fue autor. Ya el Ing. Gayol atribuyó el fenómeno a *"perturbaciones que ne el fondo del Valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo"*.

Es un hecho comprobado que los acuíferos existentes en el subsuelo de la Ciudad de México estuvieron sujetos a presiones artesianas, inclusive los relativamente poco profundos. Hoy, el bombeo producido con fines de abastecimiento de aguas para la zona urbana ha producido abatimientos de los niveles piezométricos, en algunos casos superiores a los 20 m. Este abatimiento de presión en los acuíferos provoca el flujo de agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la correspondiente consolidación de las arcillas, acompañada de pérdida de volumen.

Si se toma como configuración inicial la que de la Ciudad de México presentó Gayol, correspondiente a los últimos años del siglo XIX, el hundimiento general ha sido del orden de 5 m en Catedral, de 6 m en la calle de Tacuba y en la Alameda Central y de 7 m en la zona en que confluyen las avenidas Juárez y Reforma. En la actualidad el hundimiento ocurre como una función lineal del tiempo, pero es muy variable de unos a otros puntos de la Ciudad, por lo que es difícil hablar de una cifra representativa del hundimiento anual, que oscila en tanto como de 5 a 20 cm por año, y aún más. Los estratos arcillosos que se encuentran a profundidades menores que 50 m son los principales responsables del fenómeno, particularmente los comprendidos entre los 20 y los 50 m de profundidad.



*Fig. 1.4. Edificación dañada por hundimientos diferenciales (Delegación Tláhuac).*

En los primeros treinta años del presente siglo, al gran mayoría de las edificaciones se cimentaban sobre zapatas corridas de mampostería o losa de concreto reforzado, desplantadas a profundidades de 0.6 a 1.5 m. Los edificios eran de forma regular, con muros de tabique o mampostería de tres a cuatro niveles y entresijos apoyados en vigas de madera, acero o concreto; su comportamiento era satisfactorio, no obstante la acción de sismos de alta intensidad registrados en esa época. Constituye una excepción el Monumento a la Independencia, que inicialmente cimentado sobre una losa de concreto reforzado, falló cuando se construía el capitel de la columna; la nueva cimentación se sustentó sobre pilotes de madera a los cuales se les asignó una capacidad de 2 toneladas, razón por la cual se hincaron 4652 pilotes de unos 20 m de longitud.

A principios de los años cuarenta se construyeron edificios de seis a diez niveles, recurriendo a cimentaciones soportadas por pilotes de madera, era usual suponer una carga admisible de 25 toneladas por pilote, formado por varios tramos unidos mediante una barra de acero en sus extremos, reforzados con cinchos. Los pilotes se hincaban hasta la capa dura a más de 30 m bajo la superficie. Eran usuales las desviaciones fuertes respecto a la verticalidad (mayor de tres por ciento de la longitud), por descuidos y la debilidad de las uniones.

Según se comentó anteriormente durante la década de los cuarenta era usual cimentar edificios pesados sobre pilotes de madera hincados hasta la capa dura. La revisión de los materiales, uniones y equipos de construcción reveló una situación caótica en cuanto a métodos de hincado y a la calidad de los pilotes, causa de un comportamiento defectuoso de ciertas edificaciones (agrietamiento por deformación diferencial, principalmente). Además, en este periodo de desarrollo urbano, el hundimiento del terreno alcanzaba valores de 20 a 40 cm por año, lo cual provocaba que las estructuras piloteadas sobre la capa dura emergieran del terreno circundante, se deformasen más en el perímetro que en el interior y produjeran daños severos a los edificios vecinos. Los estudios sobre varios casos notorios de mal funcionamiento demostraron que los factores determinantes eran: hincado defectuoso y fricción negativa. Mediante pruebas de extracción se midió la adherencia del suelo en pilotes de madera, concreto y acero, motivo de la fricción negativa que se desarrolla sobre los pilotes al comprimirse los estratos compresibles del subsuelo. Esta fricción, actuando en pilotes hincados hasta la capa dura ocasiona cargas adicionales a las propias del edificio. Cabe señalar que la adherencia así determinada, después de imponer desplazamientos de 1 cm o mayores, resultó menor que la cohesión media de los suelos atravesados por los pilotes ensayados.

La evidencia de los defectos comentados promovió el uso de pilotes de concreto reforzado o simple, de diferentes tipos, capaces de soportar cargas de 40 a 50 toneladas, y además puntualizó la necesidad de controlar el hincado cuidadosamente.

Por otra parte, la emersión de las estructuras piloteadas hasta la capa dura ocasionada por la compresión de los estratos compresibles de la formación

arcillosa superior, dio lugar al desarrollo de varias soluciones tendientes a anular tal efecto perjudicial para los edificios vecinos y las instalaciones municipales; entre ellas cabe mencionar los pilotes de control, los de fricción, los entrelazados, los telescopeados, y los pilotes de punta penetrante. Estos tipos diferentes de cimentación se han usado en combinación con cajones de concreto reforzado que compensan parcialmente las cargas del edificio.

## **BIBLIOGRAFÍA**

**Juárez Badillo, E. y Rico, A.**, "Mecánica de Suelos", Tomo I, página 37, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.

**Juárez Badillo, E. y Rico, A.**, "Mecánica de Suelos", Tomo I, página 247, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.

**Juárez Badillo, E. y Rico, A.**, "Mecánica de Suelos", Tomo II páginas 669-687, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.

**Marsal, R. J. y Mazari, M.**, "Desarrollo de la Mecánica de Suelos en la Ciudad de México", Primera Conferencia Temática de El Subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos; México, D.F., 1990.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Capítulo VIII: Diseño de Cimentaciones, páginas 255 y 256.

## II. ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN.

---

### II.1 *Empujes del suelo y sobrecargas.*

En este capítulo se planteará el problema que atañe a este trabajo y se describirá el procedimiento para calcular los empujes de suelo con los cuales se diseñará, en el Capítulo III, el procedimiento constructivo.

Se trata de construir una cimentación profunda en la zona de Lago de la Ciudad de México, donde como se vio en el Capítulo I, se presentan una serie de problemas considerables debido a la naturaleza del suelo. Estos problemas consisten en realizar trabajos en un área reducida que colinda con edificios vecinos, los cuales inducirán sobrecargas que a la vez acrecentarán los empujes de suelo. En el caso particular de este trabajo será necesario realizar una excavación, y también será necesario implementar las medidas para garantizar su estabilidad, pues de la misma depende la seguridad de personas y bienes alrededor de dicha excavación.

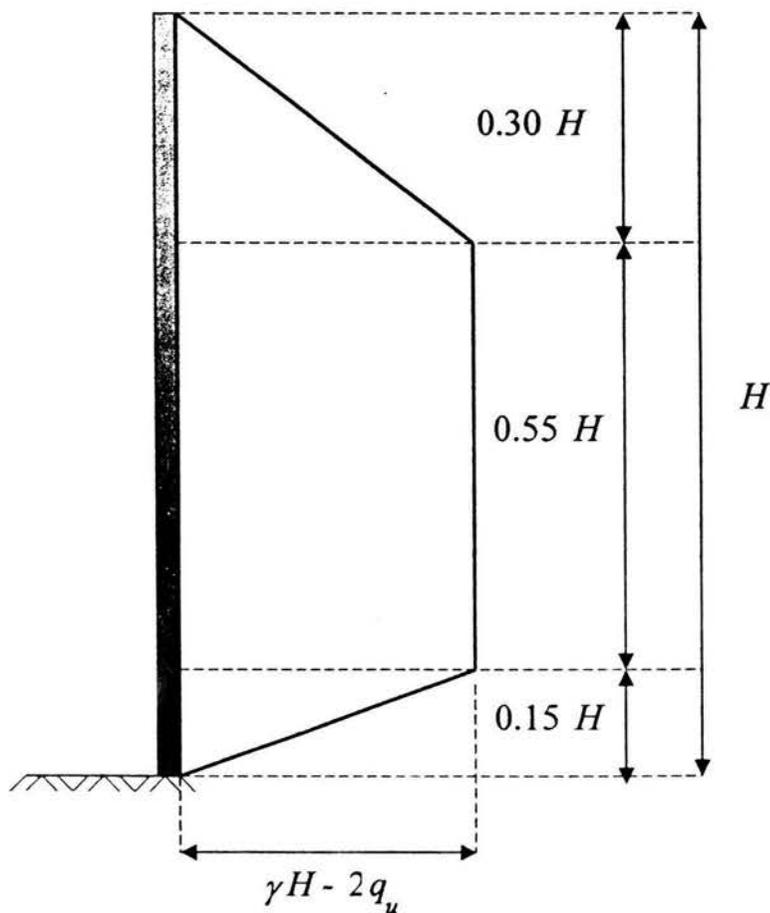
Dentro de la ingeniería de cimentaciones será casi inevitable realizar excavaciones. Ahora bien, al realizar la excavación se modificará el estado de esfuerzos actuante en ese momento en el suelo por dos motivos, por una parte, se relajarán los esfuerzos del suelo en el área de la excavación, y por la otra, se generará un desnivel en sus fronteras que provocará un empuje de suelo que inducirá inestabilidad en las paredes de la excavación. Este empuje del suelo deberá ser contenido con elementos tales como muros de retención, tablaestacas o ademes apoyados en puntales, utilizando taludes o combinando las opciones.

La estabilidad de la excavación se complica con la presencia del nivel freático, ya que en general la presencia de agua disminuye la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y aún más si existe flujo de agua lo cual implicará considerar efectos hidrodinámicos. Se define el nivel freático como la superficie constituida por el lugar geométrico que forman los puntos donde el agua posee una presión igual a la atmosférica. La estabilidad también está en función de las sobrecargas en los límites de la excavación, como son en su caso, las edificaciones circundantes, donde deberá considerarse la estabilidad en las colindancias.

Por ademe se entiende cualquier elemento artificial cuyo propósito sea contener el empuje que el suelo ejerce sobre éste por la existencia de un desnivel. En el caso de este trabajo atañen las tablaestacas que son considerados elementos flexibles de soporte construidas de concreto, acero o madera.

Según aumenta la profundidad de hincado, deberán afirmarse los elementos verticales hincados con puntales de acero o madera, aunque en este caso particular se usarán vigas madrina y troqueles de acero.

Por otra parte, bajo el efecto del empuje, la tablaestaca en las zonas inferiores gira hacia dentro de la excavación, de manera que la colocación de los troqueles en esas zonas va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, en general cuanto mayor sea la profundidad de la zona considerada. Este tipo de deformación que sufre el suelo durante el proceso de excavación y colocación del ademe es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación las teorías clásicas de Rankine y Coulomb no son aplicables y, por lo tanto, para calcular el empuje sobre el ademe es preciso recurrir a otros métodos o a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales. A este respecto, Terzaghi presenta los resultados de medición efectuados durante la construcción de obras en arenas compactas y en arcillas de origen glaciario blandas y medianamente firmes.



**Fig. 2.1. Envolvente práctica de arcillas blandas de origen glaciario, según Terzaghi.**

El caso de las arcillas blandas es el que atañe a este trabajo. En las arcillas blandas o medianamente firmes de origen glaciario existentes en Chicago, Illinois, E.U.A., Terzaghi obtuvo también gráficas de distribución de presiones, con medidas directas. La envolvente práctica de tales diagramas se muestra en la Fig. 2.1 y es trapecial. Las mediciones indican que la distribución real de presiones

sobre el ademe sigue una ley aproximadamente parabólica, con máximo en la parte central y con variaciones que dependen del procedimiento de excavación y construcción del ademe, además de las propiedades del suelo. La altura del trapecio vale:

$$\gamma H - 2q_u \quad (2-1)$$

donde:  $q_u$  representa la resistencia de la arcilla a la compresión simple.

Para calcular los incrementos de empuje en el suelo producidos por sobrecarga sobre los elementos de soporte, y poder diseñarlos, se propone utilizar un método semiempírico planteado por el Dr. Terzaghi. Este método reúne una buena parte de la experiencia de investigadores anteriores a Terzaghi y de él mismo, y constituye quizá, el método más seguro para la valuación de empujes sobre elementos de soporte, con tal de que éstos caigan dentro del campo de aplicabilidad del método propuesto, desgraciadamente restringido a elementos de escasa altura (alrededor de 7.0 m, como máximo).

El primer paso para la aplicación del método estriba en encasillar el material con el que ha de trabajarse, en uno de los siguientes cinco tipos:

- 1) Suelo granular grueso sin finos.
- 2) Suelo granular grueso, con finos limosos.
- 3) Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- 4) Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- 5) Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos.

En general, los suelos tipos 4 y 5 no son deseables como suelo de relleno, sin embargo para el caso que atañe a este trabajo es precisamente suelo tipo 4 con el que se tiene que trabajar enfrentando la problemática planteada en el Capítulo I.

El método propuesto cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en lo que se refiere a la geometría de la cimentación y la condición de cargas.

- a) La superficie del suelo en la corona es plana, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.
- b) La superficie del suelo en la corona es inclinada, a partir de elemento de soporte, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
- c) La superficie del suelo en la corona es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.

- d) La superficie del suelo en la corona es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

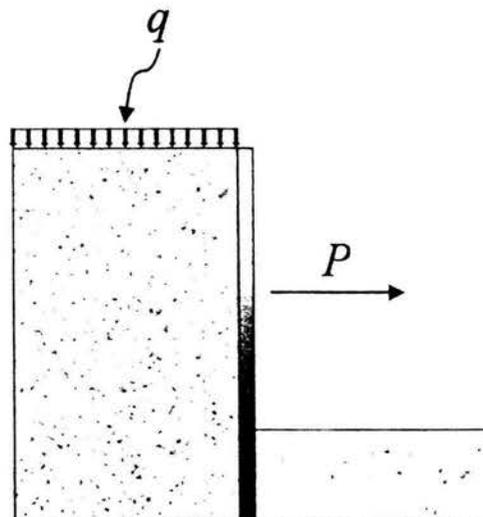
Para este trabajo se considerará el tercer caso (Fig. 2.2), que es el más común en la construcción de cimentaciones profundas siendo las fuerzas producidas por edificaciones colindantes representadas como sobrecargas uniformemente repartidas. En este caso la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje deberá incrementarse uniformemente en:

$$p = Cq \quad (2-2)$$

donde:  $q$  es el valor de la sobrecarga uniformemente distribuida y  $C$  se obtiene de la siguiente tabla:

**Tabla II.1**

Valores de $C$	
Tipo de relleno	$C$
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00



**Fig. 2.2. Tablaestaca, elemento de soporte flexible sometida a un incremento de empuje  $P$  producido por una sobrecarga  $q$ , según el Método Semiempírico de Terzaghi.**

Se procederá a obtener ahora el valor de los empujes causados por las presencias del desnivel y las sobrecargas.

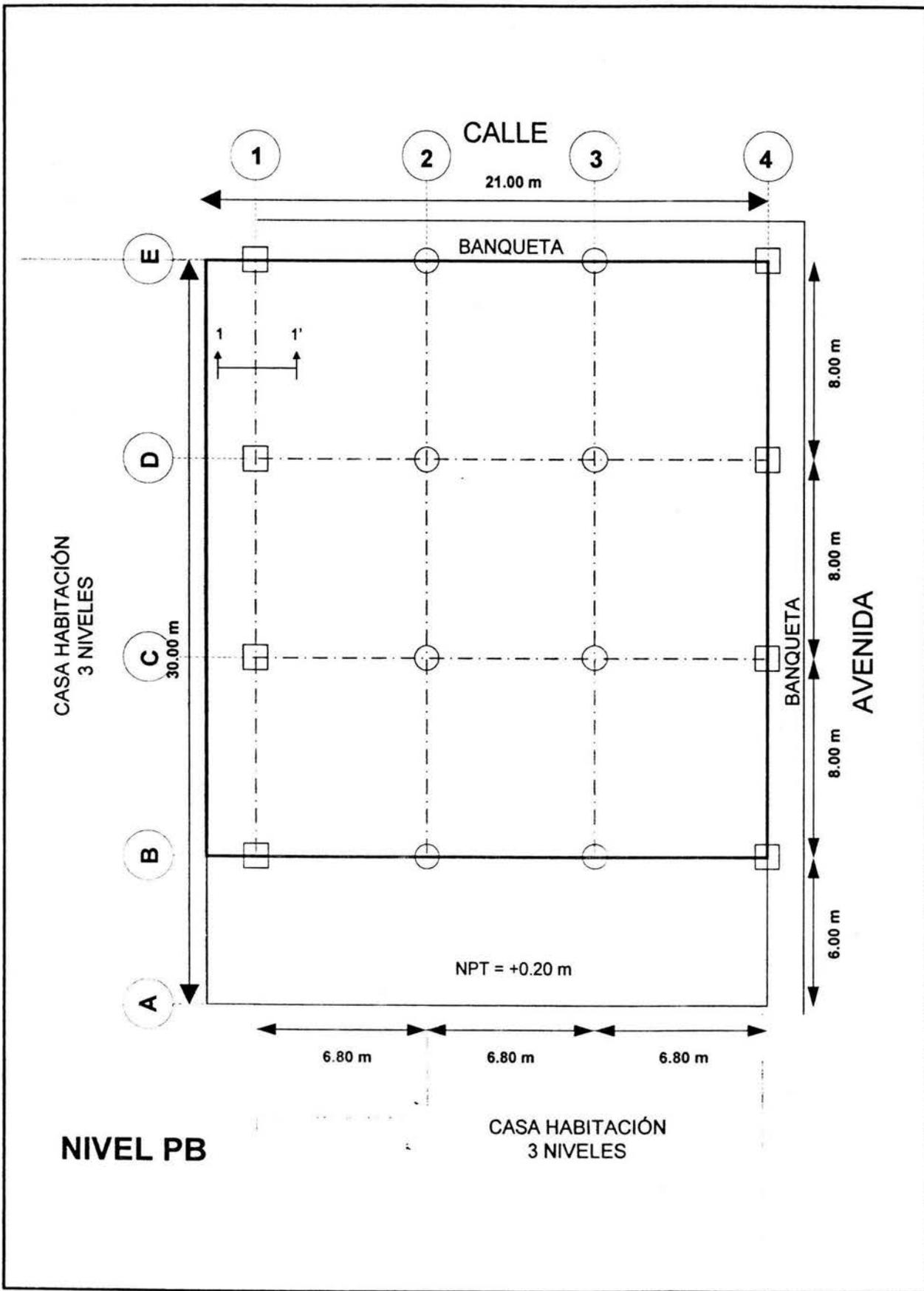
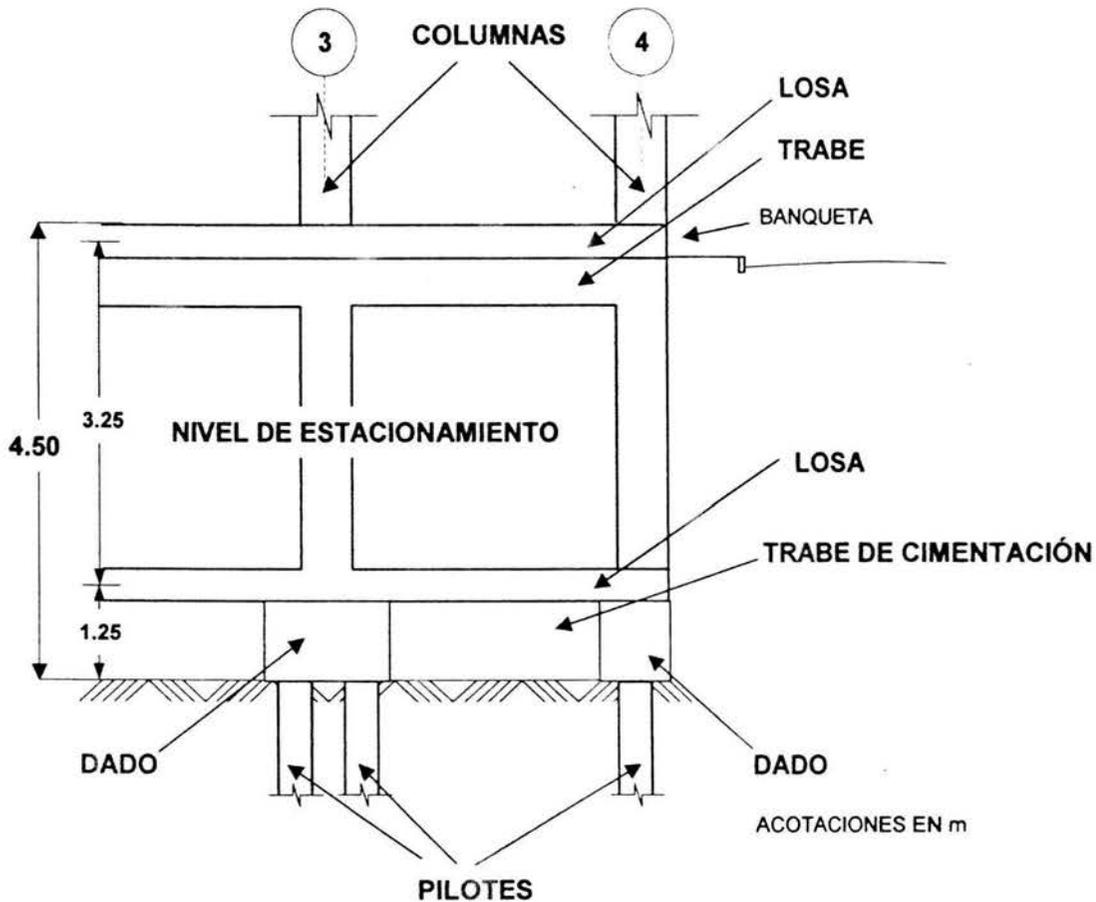


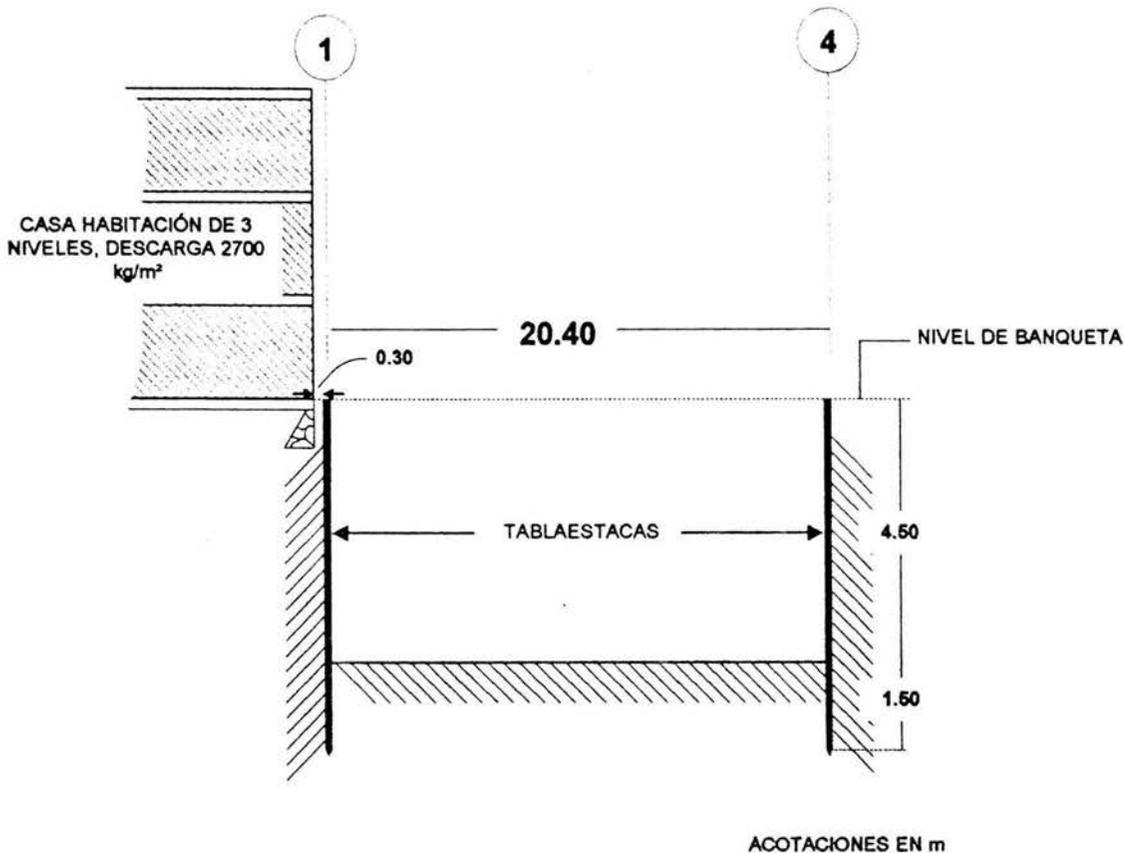
Fig. 2.3. Planta baja de proyecto de edificación con colindancias.

Para calcular los empujes deben conocerse, en detalle, las características del proyecto estructural y de cimentación, así como los resultados del estudio de mecánica de suelos en el sitio. La Fig. 2.3 representa un croquis de la planta baja del proyecto de edificio donde se observan las dimensiones, las colindancias y las características de éstas últimas. Mientras que la Fig. 2.4 muestra otro croquis de elevación de la cimentación donde se observa la profundidad de desplante de ésta, por lo que se proponen, como elementos de soporte, tablaestacas de 6.00 m de altura, es decir, un tercio más que la profundidad de la cimentación.



*Fig. 2.4. Elevación de la cimentación.*

Considerando una separación de colindancias de 30 cm y que comúnmente los constructores sugieren que una edificación vecina descarga  $900 \text{ kg/m}^2$  por nivel se tiene el siguiente croquis del Corte 1 - 1' que muestra la excavación con las tablaestacas hincadas (Fig. 2.5).



**Fig. 2.5. Altura y profundidad de hincado de tablaestacas.**

El estudio de mecánica de suelos ha arrojado que el material existente es una arcilla con un peso volumétrico de  $1.64 \text{ T/m}^3$  y una resistencia a la compresión simple de  $4.8 \text{ T/m}^2$ . De tal forma que utilizando la Ecuación 2-1 y considerando que la profundidad de la cimentación es de 4.50 m se tiene la altura del trapecio que representa la envolvente práctica propuesta por Terzaghi:

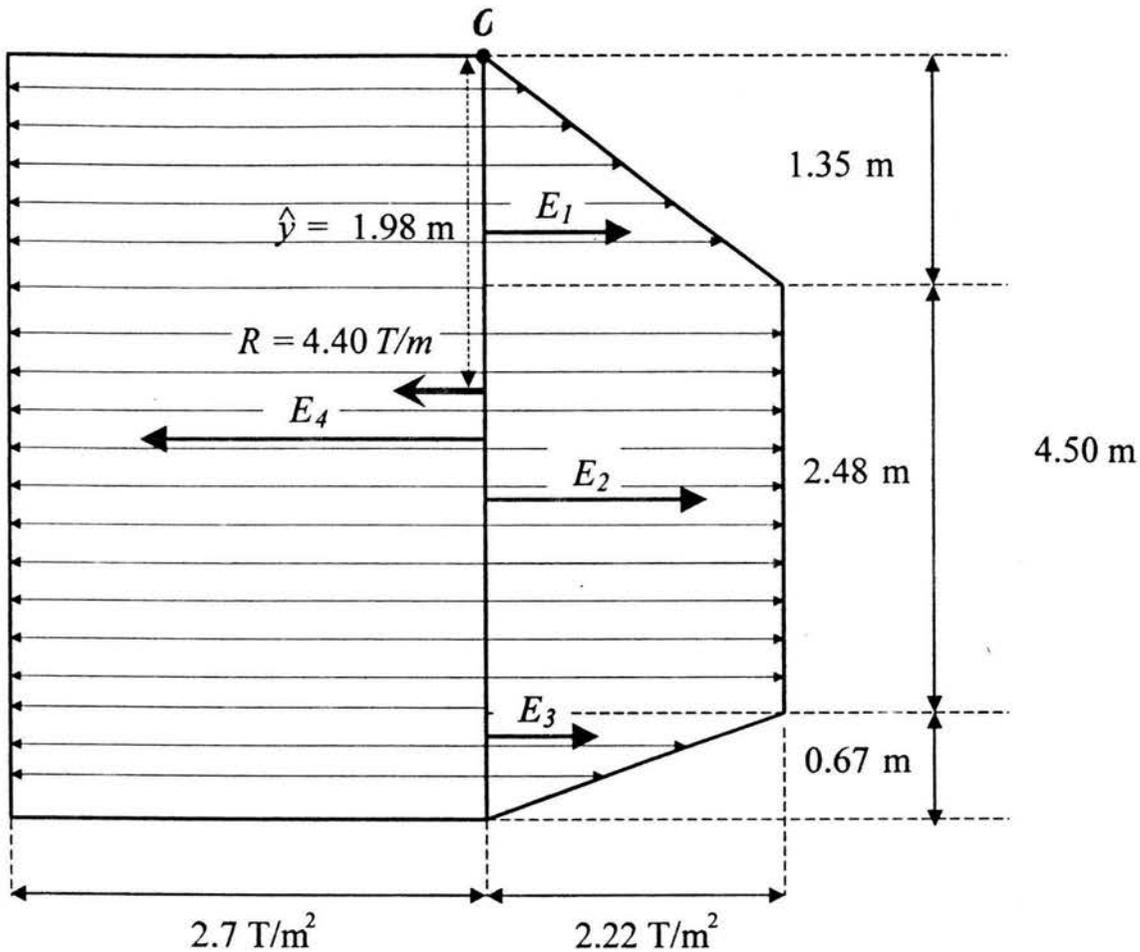
$$\gamma H - 2q_u = 1.64 \times 4.5 - 2 \times 4.8 = -2.22 \text{ T/m}^2$$

El valor negativo indica que el suelo presenta una capacidad para sostenerse así mismo.

Y con la Ecuación 2-2 y considerando que la sobrecarga vale  $2.7 \text{ T/m}^2$  y la cohesión es unitaria, según la Tabla II.1 se tiene el ancho de un rectángulo, el cual es:

$$p = Cq = 1 \times 2.7 = 2.7 \text{ T/m}^2$$

Por lo que resulta el siguiente diagrama de empujes sobre el elemento vertical de soporte (Fig 2.6):



**Fig. 2.6. Diagramas de empujes de suelo y sobrecargas sobre elemento vertical de soporte.**

Los empujes concentrados están representados por las flechas que se denominan  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$  y  $E_4$ , las cuales se ubican sobre el eje horizontal en donde se aloja el centroide de cada figura plana; un rectángulo para el diagrama de esfuerzos de la sobrecarga y un trapecio para el diagrama de esfuerzos del empuje del suelo. A la vez, el trapecio está formado por dos triángulos y un rectángulo.

El empuje  $E_1$  resulta de obtener el valor del área del triángulo cuya base equivale a la altura del trapecio, es decir  $2.22 \text{ T/m}^2$ ; y cuya altura vale  $1.35 \text{ m}$ . El empuje  $E_2$  resulta de obtener el valor del área del rectángulo cuya base vale  $2.22 \text{ T/m}^2$ ; y cuya altura vale  $4.50 \text{ m}$ .

Tomando como referencia el Punto O, ubicado en la parte superior del corte, el empuje  $E_1$  está ubicado a dos tercios de la altura del triángulo cuya área representa el valor del empuje. Y el empuje  $E_2$  está ubicado a la mitad de la altura del rectángulo cuya base representa el valor del empuje más la altura del triángulo superior.

De la misma manera se obtienen los valores y ubicaciones de los empujes  $E_3$  y  $E_4$ , cuyo cálculo se muestra a continuación.

Se denominarán  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  y  $d_4$  las distancias verticales perpendiculares de los respectivos empujes al Punto O, por lo que queda:

<b>Empujes concentrados</b>	<b>Ubicación de los empujes</b>
$E_1 = \frac{1.35 \times (-2.22)}{2} = -1.50 \text{ T/m}$	$d_1 = 1.35 \times \frac{2}{3} = 0.90 \text{ m}$
$E_2 = 2.48 \times (-2.22) = -5.51 \text{ T/m}$	$d_2 = \frac{2.48}{2} + 1.35 = 2.59 \text{ m}$
$E_3 = \frac{0.67 \times (-2.22)}{2} = -0.74 \text{ T/m}$	$d_3 = \frac{0.67}{3} + 2.48 + 1.35 = 4.05 \text{ m}$
$E_4 = 4.5 \times 2.70 = 12.15 \text{ T/m}$	$d_4 = \frac{4.50}{2} = 2.25 \text{ m}$

Utilizando momentos estáticos se obtiene la ubicación de la resultante:

$$\bar{y} = \frac{\sum M_o}{\sum E} = \frac{-1.50 \times 0.90 + (-5.51) \times 2.59 + (-0.74) \times 4.05 + 12.15 \times 2.25}{-1.50 + (-5.51) + (-0.74) + 12.15} = \frac{8.72}{4.40} = 1.98 \text{ m}$$

Con lo que queda que la resultante, que es la suma algebraica de los empujes vale 4.40 toneladas por cada metro lineal de elemento de soporte y está ubicada a 1.98 m de profundidad como se indica en la Fig. 2.6.

## BIBLIOGRAFÍA

Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II página 117, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.

Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II páginas 152-156, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.

Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II páginas 158-161, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.

### III. CONSTRUCCIÓN DE LA EXCAVACIÓN.

---

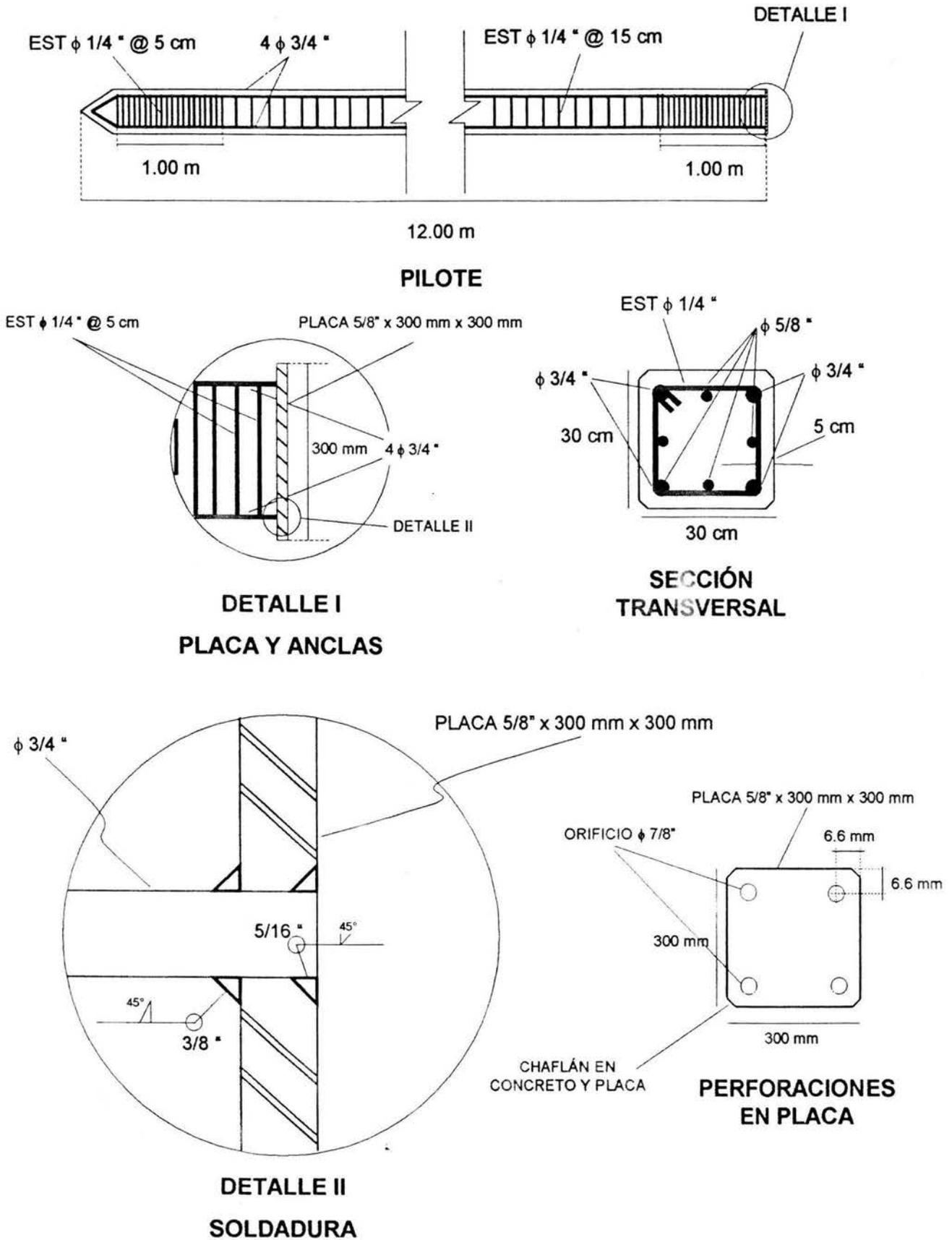
#### III.1 *Hincado de pilotes.*

Como se ha mencionado en los capítulos anteriores, la problemática del suelo de alta compresibilidad que se presenta en regiones como la Ciudad de México y alrededores, hace necesaria la utilización de cimentaciones profundas, para las cuales es indispensable buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades o bien construir elementos de apoyo cuya área distribuya la carga en un espesor mayor en el suelo. Los pilotes son elementos de sección circular o rectangular, y se consideran esbeltos (sus dimensiones transversales están comprendidas en el orden de 0.30 m y 1.00 m), se utilizan materiales tales como madera, acero y concreto. Los elementos cuyo ancho sobrepase 1.0 y no excede de 2.0 suelen llamarse pilas.

En el caso que atañe a este trabajo se utilizarán pilotes con el fin de transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre el suelo y el pilote. Además para hincarlos se utilizará el método de golpes con una piloteadora que es un pistón diesel. Se utilizará este método porque las condiciones de trabajo y espacio así lo permiten, en el caso de construcciones existentes que requieren recimentación será necesario utilizar el método de presión que consiste en introducir los pilotes empujados por gatos hidráulicos.

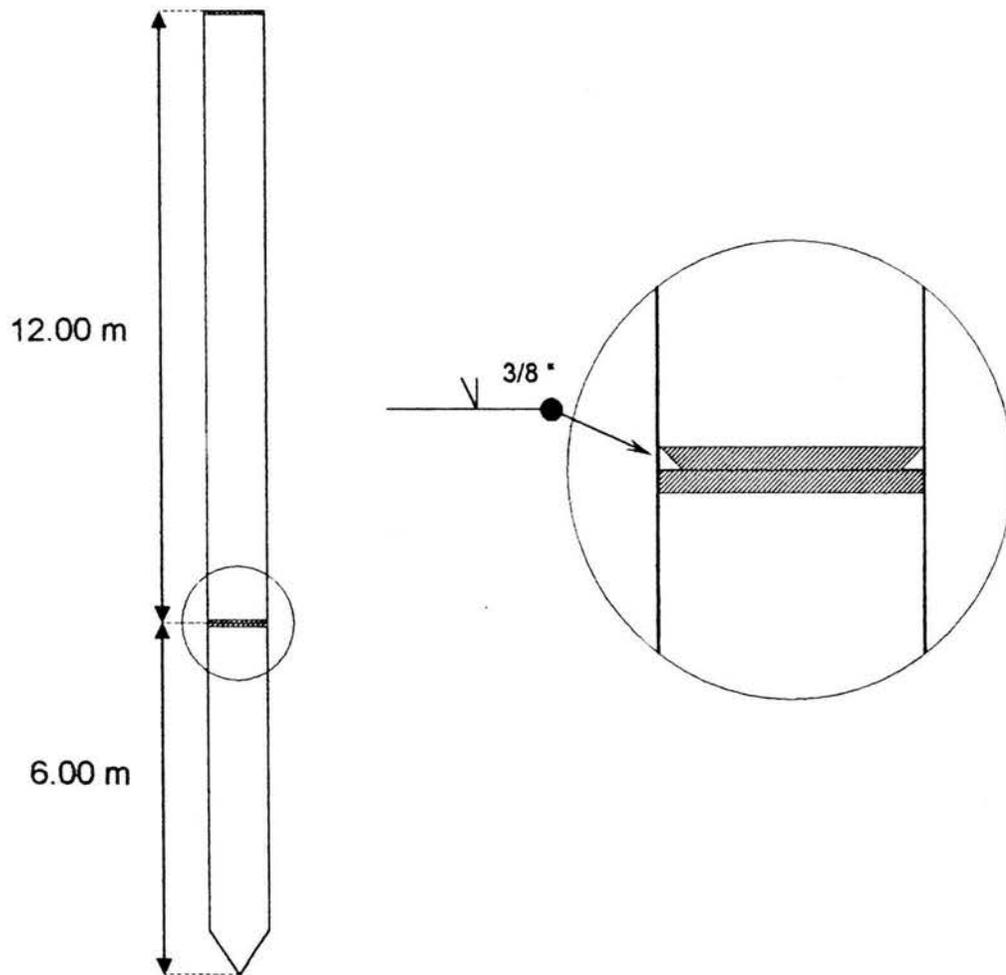
La secuencia será la siguiente:

- a) Limpieza y nivelación del terreno:  
Será necesario efectuar una limpieza de cascajo, material vegetal y demás objetos ajenos a la obra. Se construirá, además, un firme de concreto simple  $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$  entre los ejes A y B según la planta de proyecto.
- b) Fabricación de pilotes:  
El proyecto indica, como ya se mencionó, que se trata de pilotes de fricción, de sección cuadrada de 30 cm de lado y 18 metros de profundidad (un tramo de 12 m y otro de 6 m) con acero de refuerzo según croquis (Fig. 3.1 y 3.2). Para este efecto se proveerá del material necesario, y de la metodología a seguir. Se utilizará madera para la cimbra, y concreto reforzado, el cual requiere de agregados, agua, cemento y acero de refuerzo. Existen dos pilotes por cada columna. Una vez efectuada la limpieza del terreno y la fabricación del firme de concreto se procederá a fabricar en el sitio los pilotes.



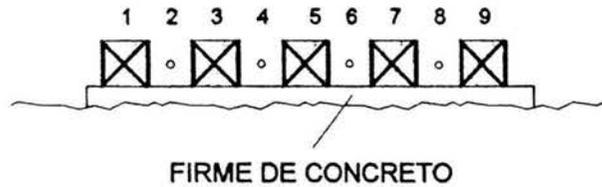
NOTA: EN TODOS LOS CASOS DEBERÁ EMPLEARSE ACERO A36 CERTIFICADO

**Fig. 3.1. Acero de refuerzo en pilotes y detalles.**

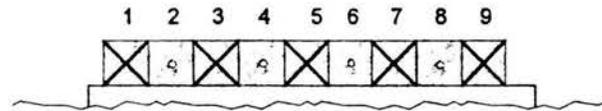


**Fig. 3.2. Longitud de tramos de pilotes y detalle de unión por soldadura.**

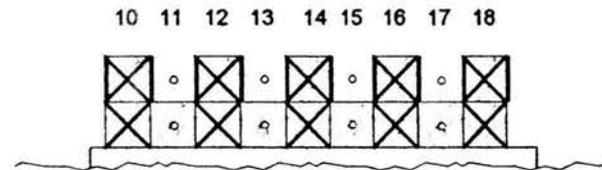
Trabajando sobre el firme de concreto se fabricarán las cimbras de los pilotes alternadamente por camas y se colarán dichos pilotes (1, 3, 5, 7, Etc.), ver Fig. 3.3.A. Al día siguiente se descimbran, se engrasan sus lados y se cuelan los siguientes pilotes (2, 4, 6, 8, Etc.), ver Fig. 3.3.B. Posteriormente se procede a colar otra cama de pilotes y así sucesivamente hasta completar el número de pilotes según proyecto (Fig. 3.3.C). Para todo este efecto se utilizará un aditivo acelerador de fraguado en las camas superiores de pilotes con el fin de obtener la resistencia índice del concreto  $f_c$  en 15 días. Desafortunadamente este método tiene la desventaja de que los pilotes con un tiempo mayor de fraguado van quedando en las camas inferiores, aunque tiene la ventajas de ahorro de cimbra y de espacio.



**Fig. 3.3.A. Primera cama de pilotes colados en sitio, nones.**



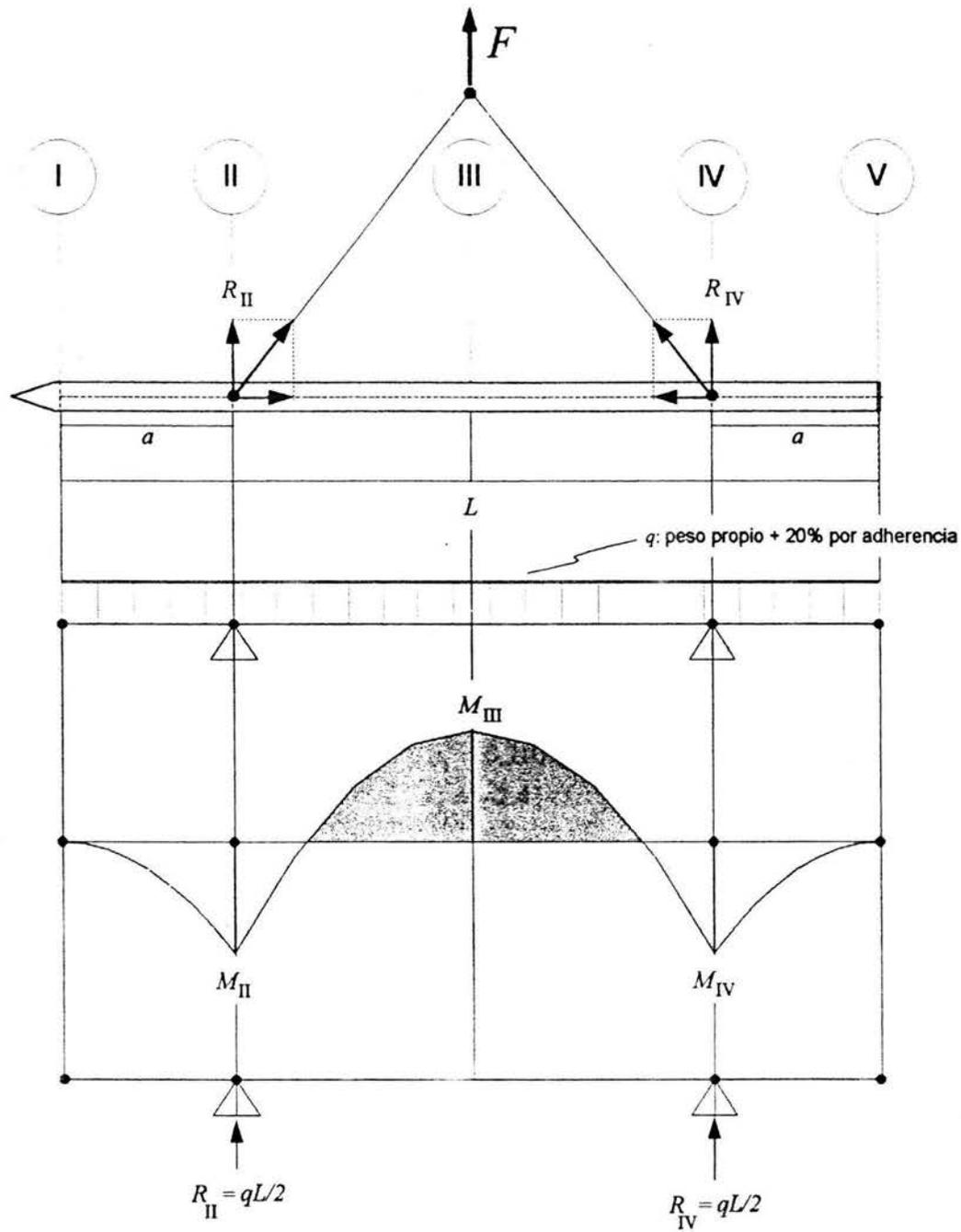
**Fig. 3.3.B. Primera cama de pilotes colados en sitio, pares.**



**Fig. 3.3.C. Segunda cama de pilotes colados en sitio, pares.**

c) Hincado de pilotes:

Estructuralmente los pilotes trabajan como columnas cortas, no se considera pandeo. Pero cabe mencionar que el estructurista debe revisar que al despegar el pilote de la cimbra, es decir al izarlo, los momentos flexionantes deben ser mínimos. En este caso el pilote trabajará a flexión la cual es función de su peso propio + 20 % de adherencia que consideran los constructores para tal efecto. La Fig. 3.4 muestra las fuerzas a las que está sometido el pilote al izarlo con una pluma mediante un sistema de cables simétrico. Las componentes verticales en los cables son equivalentes a las reacciones en un apoyo fijo. Se trata ahora de encontrar el valor de la distancia  $a$  tal que el momento máximo negativo  $M_{II}$  (por simetría igual a  $M_{IV}$ ) equivalga al momento máximo positivo  $M_{III}$  ubicado en el centro del claro.



**Fig. 3.4. Fuerzas y efectos en el pilote al izarlo.**

Se plantean las ecuaciones de momentos flexionantes por intervalos:

Para  $0 \leq x \leq a$

$$M_x = q \frac{x^2}{2} \quad (3-1)$$

Para  $a \leq x \leq (L-a)$

$$M_x = q \frac{x^2}{2} - q \frac{L}{2}(x-a) \quad (3-2)$$

Si  $x = a$  se obtiene el momento máximo negativo  $M_{II}$  evaluando la ecuación 3-1.

$$M_{II} = q \frac{a^2}{2} \quad (3-3)$$

Si  $x = L/2$  se obtiene el momento máximo positivo  $M_{III}$  evaluando la ecuación 3-2.

$$M_{III} = -q \frac{L^2}{8} + q \frac{La}{2} \quad (3-4)$$

Igualando las expresiones 3-3 y 3-4 con signos opuestos, esto es  $M_{II} = -M_{III}$  se obtiene una ecuación cuadrática cuyas raíces son:

$$\begin{aligned} a_1 &= 0.207L \\ a_2 &= -2.414L \end{aligned}$$

La raíz positiva arroja la distancia  $a$  la que deben estar colocados los cables para izar el pilote, tal que los momentos máximos negativos y positivos sea equivalentes y así sean mínimos, de modo que queda:

$$a = 0.207L \quad (3-5)$$

Como la longitud el pilote es de 12 m se tiene que con la ecuación 3-5:

$$a = 2.49 \text{ m}$$

Y considerando que el peso propio  $w$  del pilote de sección cuadrada de 30 cm de lado es el producto de su volumen por el peso volumétrico del concreto reforzado que equivale a  $2.4 \text{ T/m}^3$ , se tiene:

$$w = (0.30 \times 0.30 \times 12) \times 2.4 = 2.59 \text{ T} \approx 2.60 \text{ T}$$

La carga uniformemente repartida  $q$  resulta entonces:

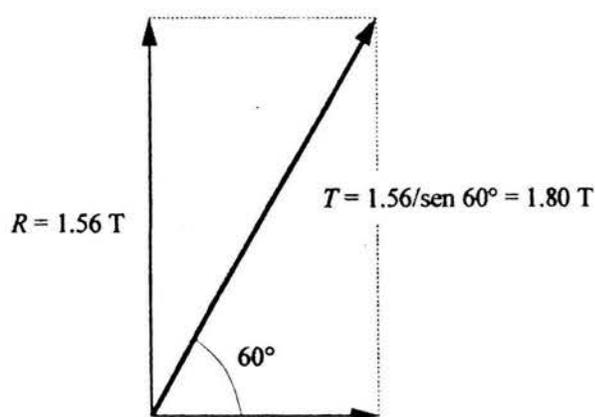
$$q = \frac{w}{L} + 0.20 \frac{w}{L} = 1.2 \frac{w}{L} = 1.2 \frac{2.6}{12} = 0.26 \text{ T/m}$$

Las reacciones  $R_{II}$  y  $R_{IV}$  son por simetría equivalentes y valen:

$$R_{II} = R_{IV} = \frac{qL}{2} = \frac{0.26 \times 12}{2} = 1.56 \text{ T}$$

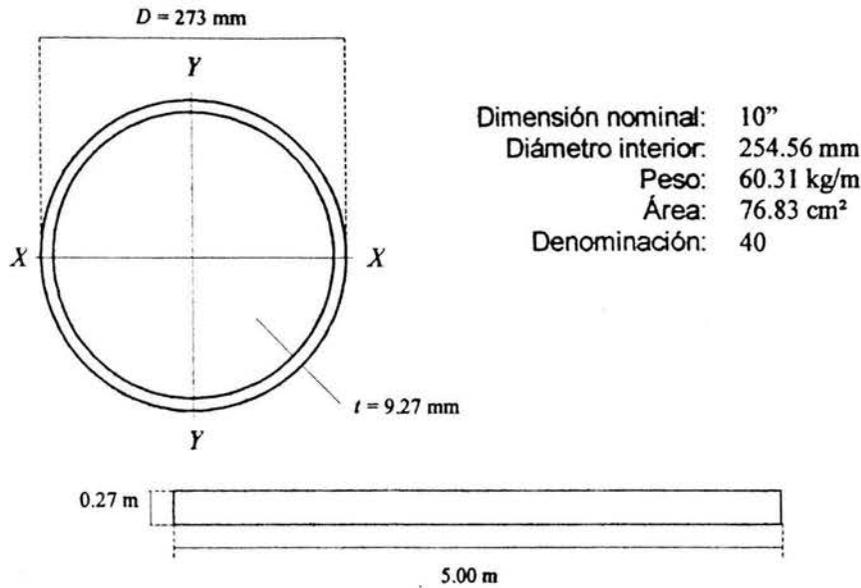
Valor que da la magnitud de la fuerza que tendrá que considerar el estructurista para revisar que el diseño del pilote sea correcto para resistir el izaje.

Al descomponer la reacción en dos fuerzas, una horizontal y otra en la dirección del cable, y si se considera que la inclinación del cable con respecto a la horizontal es de  $60^\circ$  se obtiene la tensión en el cable:



**Fig. 3.5. Tensión actuante en el cable para izaje de pilote.**

Para comenzar a hincar los pilotes será necesario romper la costra superficial que se forma en los suelos pocos consistentes y para tal efecto en el sitio de hincado del pilote se utilizará una máquina posteadora o en su defecto a pico y pala se excavará un orificio de aproximadamente el diámetro del pilote y 1.0 m de profundidad. Otra alternativa consiste en utilizar una broca de un diámetro más delgado respecto al diámetro del pilote y perforar hasta aproximadamente un medio de la longitud total del pilote. Todo esto es con el fin de que el pilote sea hincado correctamente en su sitio y no se desvíe. Posteriormente cuando falte aproximadamente 1.0 para que el primer tramo del pilote termine de penetrar el suelo se procederá a soldar las cabezas de los tramos de pilote como está indicado en la Fig. 3.2. Por último, hay que recordar que la parte superior del pilote debe ser hincada a una profundidad de 4.50 m, según el proyecto de cimentación, por lo que será necesario utilizar una guía, que será un tubo de acero de un diámetro menor al lado del pilote; dadas las dimensiones del pilote se propone que se trate de un tubo circular OC de 10" de diámetro denominación 120, cuyas dimensiones y propiedades se muestran en la Fig. 3.6. La longitud del tubo será de 5.0 m en virtud de que es necesario contar con un cierto desarrollo para poder recuperar la guía.



**Fig. 3.6. Dimensiones y propiedades del tubo guía para hincado de pilotes.**

La Tabla III.I, extraída de *Diseño Geotécnico de Cimentaciones* de Ernesto Holguín, muestra los pistones diesel *Delmag* usuales en México para el hincado de pilotes y tablaestacas. Considerando que el peso del pilote  $W_p$  es el producto de su volumen por el peso volumétrico del concreto se tiene:

$$W_p = 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 18.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 3888 \text{ kg}$$

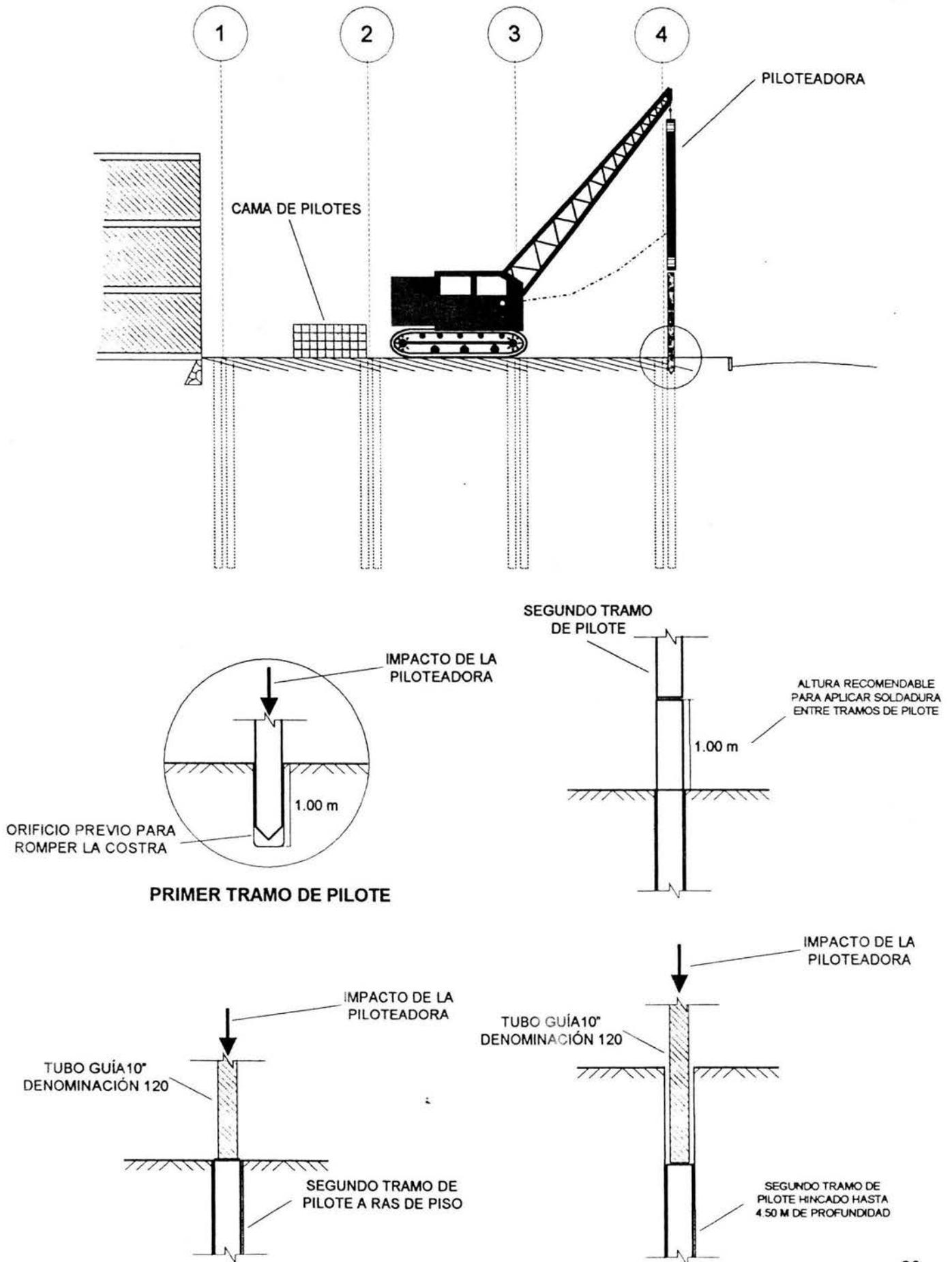
Entonces se propone utilizar para hincar los pilotes el modelo D12 según la misma tabla.

**Tabla III.I**

PISTONES DIESEL DELMAG USUALES EN MÉXICO					
Modelo	Peso del pistón [kg]	Energía por impacto [kg-m]	Peso máximo del pilote [kg]	Relación de pesos pistón/pilote	Peso de la masa [kg]
D5	500	1250	1500	0.30	1240
D12	1250	3125	4000	0.31	2750
D22-13	2200	6700-3350	6000	0.37	5160
D30-13	3000	9100-4450	8000	0.38	5960
D36-13	3600	11500-5750	10000	0.36	8050
D46-13	4600	14600-7300	15000	0.31	9050

Será necesario utilizar amortiguadores de madera (pedazos de polín) para proteger al pilote de los impactos de la masa de la máquina piloteadora, en todos sus tramos.

La Fig. 3.7 muestra un croquis con secuencia de izaje e hincado de pilotes.



**Fig. 3.7. Secuencia de izaje e hincado de pilotes.**

### III. II Colocación de tablaestacas

Como parte del procedimiento constructivo de una cimentación profunda y considerando lo que atañe a este trabajo, será necesario realizar una excavación que permita construir los elementos estructurales que conformarán la cimentación; para tal efecto será necesario construir y colocar elementos de soporte capaces de contener el empuje de suelo generado a causa del desnivel que se produce al excavar. En el Capítulo II ya se ha mencionado que se utilizarán elementos de soporte conocidos como tablaestacas. En este caso las tablaestacas serán de concreto reforzado las cuales estarán dispuestas de la forma que muestra la Fig. 3.8.

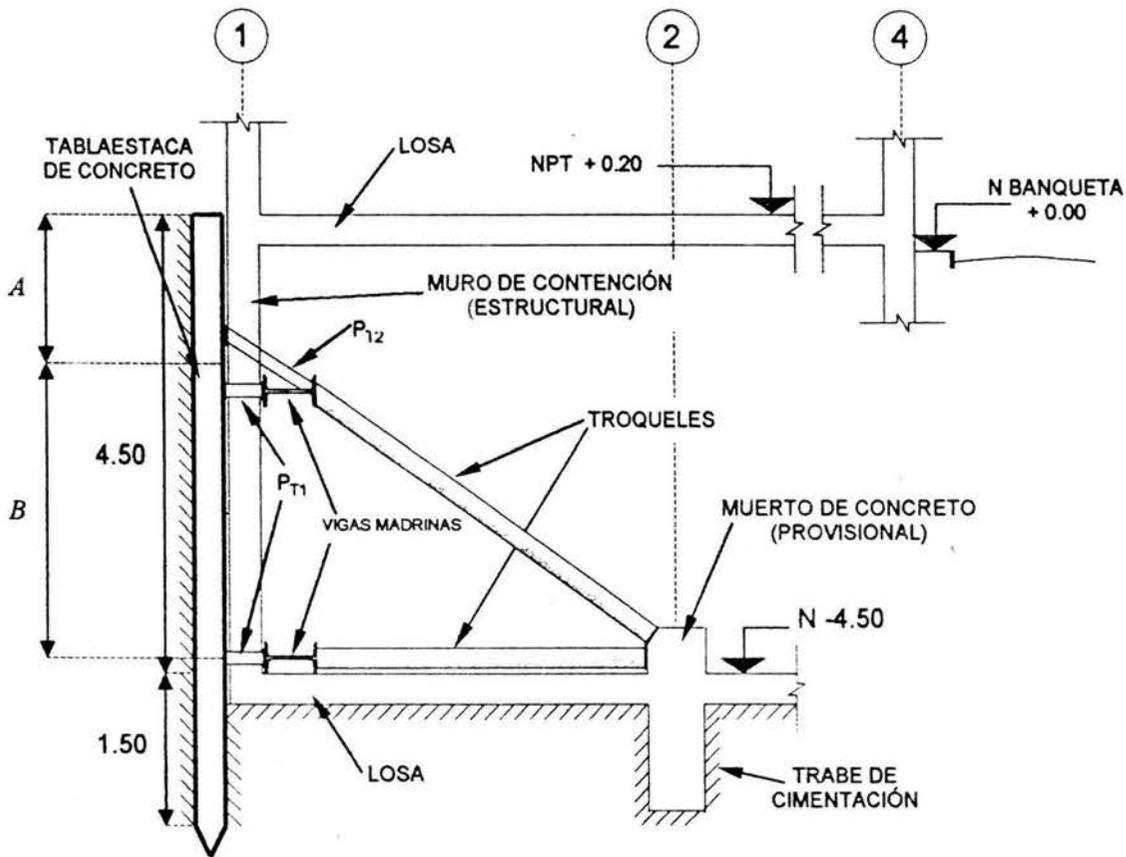
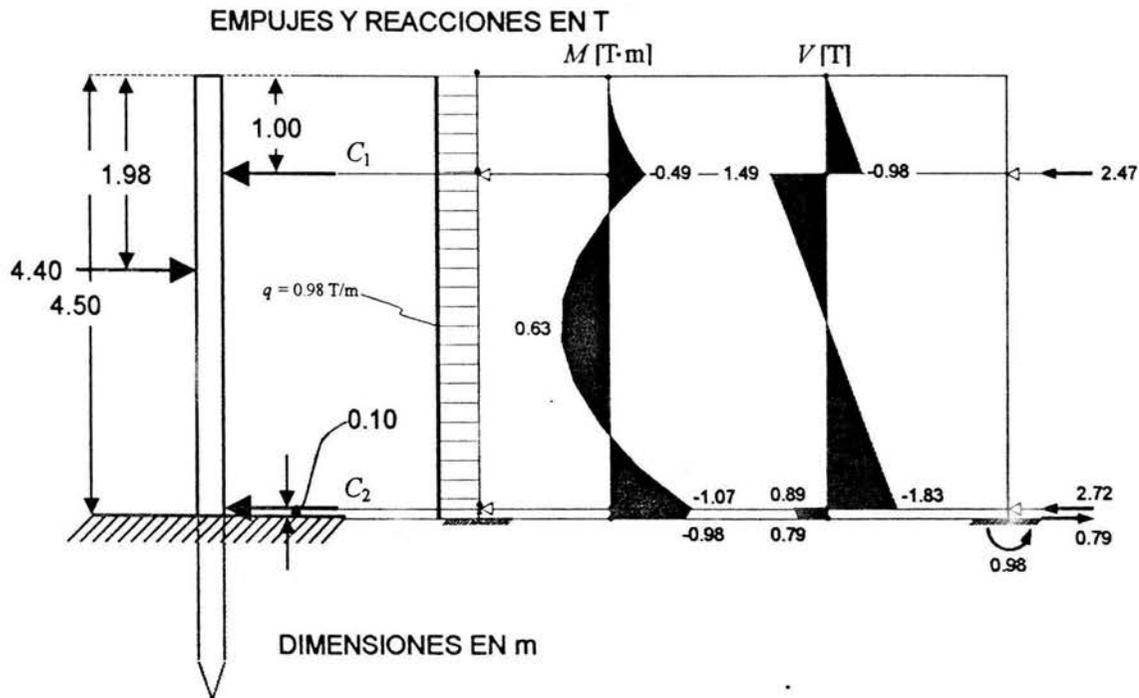


Fig. 3.8. Disposición de tablaestacas y otros elementos de soporte.

Para diseñar la tablaestaca es necesario conocer el valor del empuje del suelo y su ubicación, lo cual ya se ha realizado en el Capítulo II. La magnitud de las profundidades  $A$  y  $B$  donde se ubican los elementos  $P_{T1}$  y  $P_{T2}$ , (tubos de acero cuya función es conectar la tablaestaca con las vigas *madrinas* y el troquel con el muro de contención, respectivamente), y las dimensiones de tales elementos, de los troqueles y de las *vigas madrinas* son asuntos que atañen a este trabajo y se presentarán a continuación:

a) *Vigas mdrinas:*

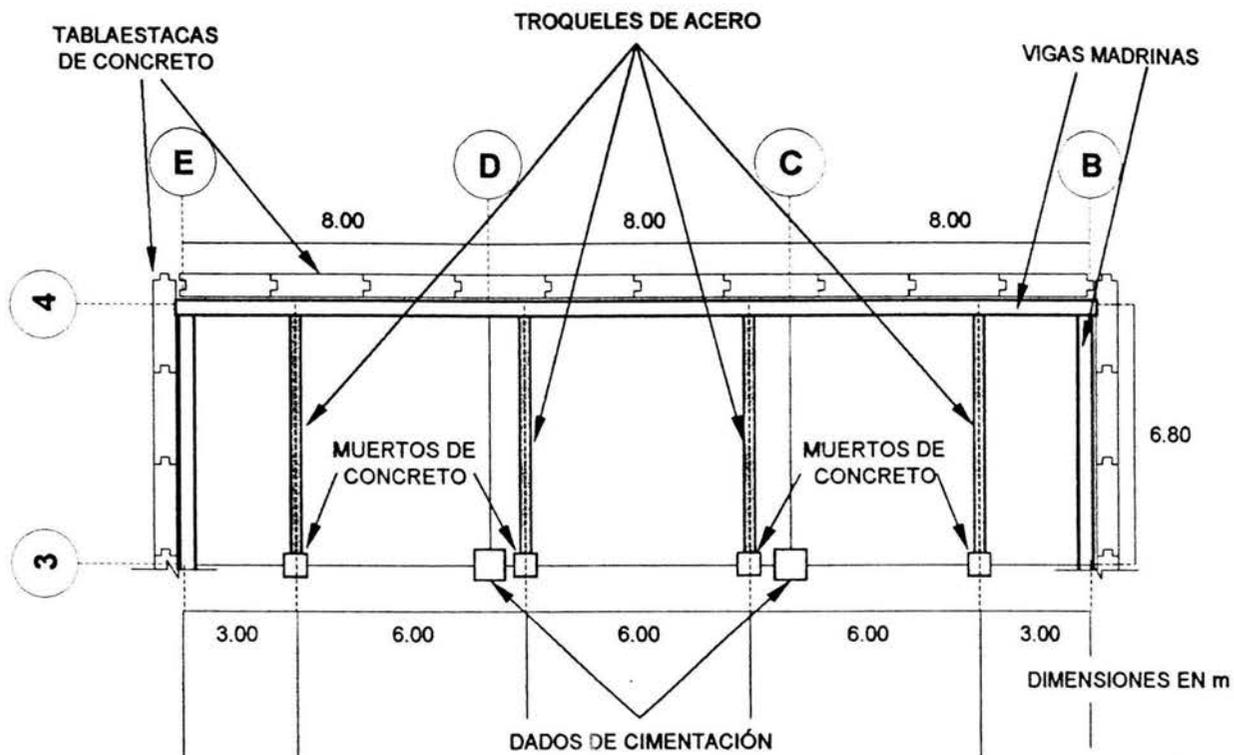
Para diseñar estos elementos será necesario conocer las fuerzas a las que están sometidos. La Fig. 3.9 muestra al análisis estructural de la tablaestaca sujeta a empujes de suelo (calculados en el Capítulo II).



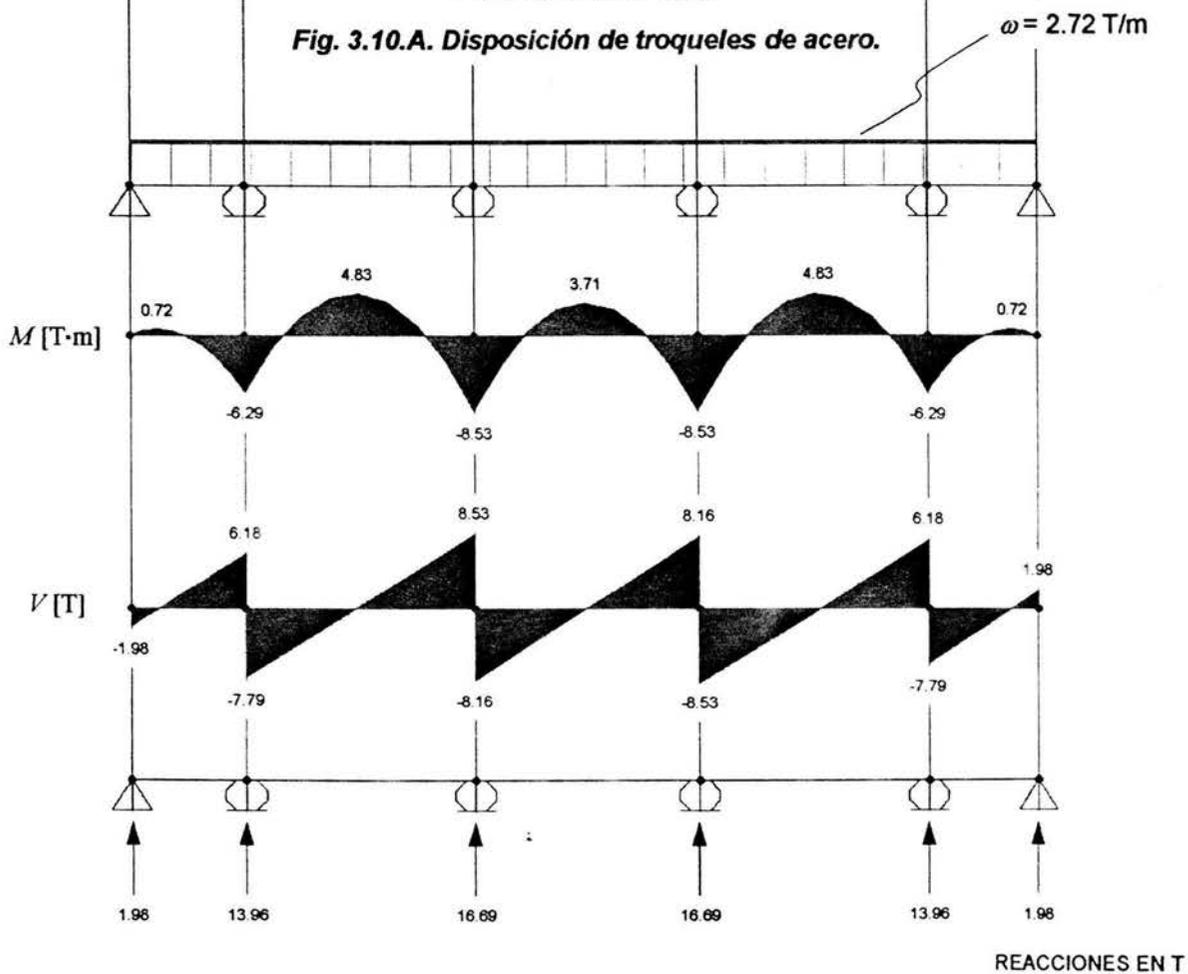
**Fig. 3.9. Análisis estructural de la tablaestaca.**

Observando la Fig. 3.8 se deduce que la tablaestaca se puede modelar para su análisis estructural como una viga en voladizo con dos apoyos fijos intermedios. Simplificando la distribución de cargas, se concentra el empuje de 4.40 T en una carga uniformemente repartida (el valor del empuje, se divide entre 4.50 m, la altura de la viga en voladizo). El análisis estructural muestra los diagramas de momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se usarán más adelante para diseñar la tablaestaca, y también muestra las reacciones las cuales se utilizarán para diseñar las *vigas mdrinas* y los troqueles. Como comentario cabe decir que otra simplificación puede ser suponer que la viga en voladizo solo cuenta con el empotramiento del extremo inferior y el apoyo fijo ubicado a 1.0 de profundidad, y hacer el análisis de ese modo; las reacciones y elementos mecánicos presentes en el empotramiento serán similares a los que toma el apoyo fijo inferior de la viga sin hacer esta otra simplificación.

Ahora bien, la disposición de troqueles en planta, que sostienen las tablaestacas en los ejes número, se propondrá en la Fig. 3.10.A.



**Fig. 3.10.A. Disposición de troqueles de acero.**



**Fig. 3.10.B. Análisis estructural de viga madrina inferior.**

La Fig. 3.10.B muestra el análisis estructural – diagramas de momentos flexionantes, de fuerzas cortantes y reacciones – de la *viga madrina* inferior, es decir de aquella que está sometida a la carga uniformemente repartida de 2.72 T/m, y la cual será usada para el diseño de las *vigas maderas*.

En el sentido perpendicular de los ejes (ejes letra, menos desfavorable) se debe hacer un análisis similar. Una de las ventajas de este método consiste en que casi la totalidad del material constructivo es recuperable.

Del análisis estructural de la viga se obtienen los momentos flexionantes máximos:

$$M = 8.53 \text{ T} \times \text{m}$$

Utilizando el método de diseño elástico, de la fórmula de la escuadría se tiene:

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (3-6)$$

Donde  $M$  es el momento flexionante actuante,  $I$  el momento de inercia de la sección transversal de la viga y  $y$  la distancia del punto donde se desea conocer el esfuerzo normal  $\sigma$  al eje neutro.

En el acero estructural A-36, que es el que se consigue en México, se tiene un esfuerzo permisible a la tensión de:

$$\begin{aligned} \sigma &= 0.6 f_y \\ \sigma &= 0.6 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 1518 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma &\approx 1520 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

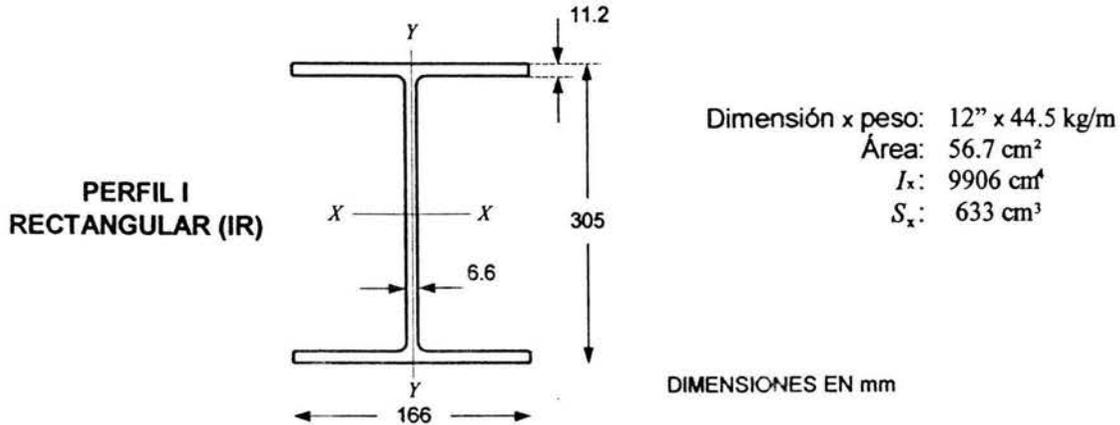
El módulo de sección es:

$$s = \frac{I}{y} \quad (3-7)$$

Despejando  $I$  de la ecuación 3-6 y sustituyéndolo en la ecuación 3-7 se tiene:

$$\begin{aligned} s &= \frac{M}{\sigma} \\ s &= \frac{853000}{1520} = 561.84 \text{ cm}^3 \\ s &\approx 562 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Según el *Manual de la Construcción en Acero, Volumen I*, publicado por el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., se tiene la siguiente viga disponible, cuyas dimensiones y propiedades geométricas se muestran en la Fig. 3.11.



**Fig. 3.11. Perfil IR para vigas maderas, dimensiones y propiedades geométricas.**

El acero A-36 toma un esfuerzo cortante de:

$$\begin{aligned}\tau &= 0.4 f_y \\ \tau &= 0.4 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau &= 1012 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Entonces la fuerza cortante que toma la viga será:

$$V = \tau \times A$$

Donde A es el área del alma del perfil, la cual es:

$$A = 30.5 \text{ cm} \times 0.66 \text{ cm} = 20.13 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V = 1012 \text{ kg/cm}^2 \times 20.13 \text{ cm}^2 = 20371.56 \text{ kg}$$

$$V = 20.37 \text{ T} \gg 8.53 \text{ T}$$

Y como esta cantidad es mucho mayor que el cortante máximo, según el diagrama de fuerzas cortantes de la Fig. 3.10.B, esta viga es suficiente.

b) Diseño de tablaestacas:

Las tablaestacas se diseñan por flexión y por cortante, en la Fig. 3.12 se proponen las dimensiones y el acero de refuerzo de la tablaestaca.

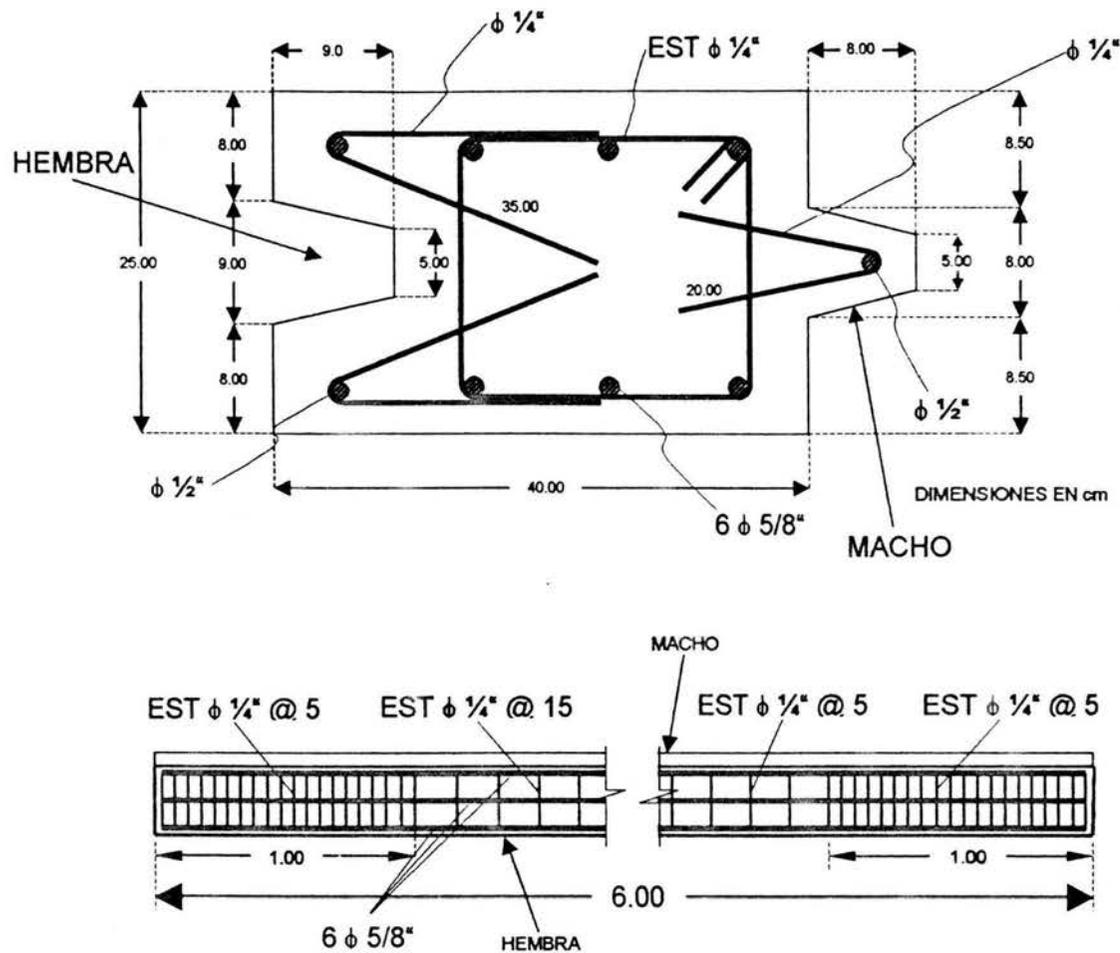


Fig. 3.12. Dimensiones y acero de refuerzo de tablaestaca.

Además cabe señalar que la tablaestaca deberá construirse machihembrada con el fin de tener continuidad a lo largo de la excavación.

Con el criterio de estados límite del Instituto Americano del Concreto (ACI, por sus siglas en inglés) se calcula como una viga simplemente armada, y considerando un recubrimiento de 5 cm, se tiene:

$$A_s = 3\phi \#5 = 3 \times 1.98 = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.94}{40 \times 20} = 0.0074$$

Donde  $p$  es el porcentaje de acero,  $A_s$  el área de acero en la sección transversal,  $b$  el ancho de la sección y  $d$  el peralte efectivo de la sección.

El índice de refuerzo  $q$ , se calcula de la siguiente manera:

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.007 \times \frac{4200}{250} = 0.118$$

Donde  $f_y$  es el esfuerzo a la fluencia del acero y vale 4200 kg/cm<sup>2</sup> y  $f'_c$  es la resistencia índice del concreto y vale 250 kg/cm<sup>2</sup>.

El momento último resistente se calcula con la siguiente expresión:

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59q)$$

Donde  $\phi$  es un factor reductivo que vale 0.90, entonces:

$$M_u = 0.90 \times 40 \times 20^2 \times 250 \times 0.118 (1 - 0.118)$$

$$M_u = 374674 \text{ kg x cm}$$

El momento flexionante máximo según la Fig. 3.9, que representa el análisis estructural de la tablaestaca vale 1.07 T x m. Afectando esta cantidad por un factor de carga de 1.5 se tiene:

$$M_D = 1.5 \times 1.07 = 1.605 \text{ T x m}$$

Por lo tanto la sección es suficiente, ya que:

$$M_u = 3.74 \text{ T x m} \gg 1.605 \text{ T x m}$$

La revisión por cortante se presenta a continuación. En una viga de concreto reforzado el cortante total  $V_T$  que toma la sección es:

$$V_T = V_C + V_S \quad (3-8)$$

Donde  $V_C$  es el cortante en el concreto y  $V_S$  el cortante en el acero.

El cortante en el concreto se calcula de la siguiente manera:

$$V_C = 0.5 \sqrt{f'_c} b \times d$$

Donde  $b$  es el ancho de la sección y  $d$  el peralte efectivo de la sección, entonces:

$$V_C = 0.5 \sqrt{250} \times 20 \times 31 = 4901.5 \approx 4900 \text{ kg}$$

Mientras que el cortante en el acero se evalúa así:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

Donde  $A_v$  es el área de acero de cortante,  $d$  el peralte efectivo de la sección y  $S$  el espaciamiento propuesto, 15 cm en este caso. Cabe agregar que el esfuerzo a la fluencia del acero  $f_y$  deberá tomarse de un valor a igual a 2530 kg/cm<sup>2</sup>, que es el propio del alambroón de ¼" de diámetro. Entonces se tiene que:

$$A_v = 2\phi \#2 = 2 \times 0.316 = 0.632 \text{ cm}^2$$

De modo que:

$$V_s = \frac{0.632 \times 2530 \times 20}{15} = 2665 \text{ kg}$$

Sustituyendo este valor y el correspondiente al cortante por concreto en la ecuación 3-8 se tiene que:

$$V_T = 4900 + 2665 = 7565 \text{ kg}$$

$$V_T = 7.56 \text{ T}$$

El valor del cortante máximo, según la Fig. 3.9 es de 1.83 T. Afectando este valor por un factor de carga de 1.5 se tiene que:

$$V_D = 1.5 \times 1.83 = 2.745 \text{ T}$$

Por lo tanto la sección es suficiente, ya que:

$$V_T = 7.56 \text{ T} \gg 2.745 \text{ T}$$

c) Hincado de tablaestacas:

El hincado de las tablaestacas es un proceso muy similar al de los pilotes. Se utilizará la misma máquina piloteadora con el pistón diesel, aunque en este caso no se utilizarán guías ni perforaciones previas. Cabe mencionar que el espaciamiento de estribos a 1.00 m de los extremos, de la Fig. 3.12, tiene el objeto de proteger a la tablaestaca de los impactos de la máquina piloteadora. Así mismo deberán usarse en este caso también amortiguadores de madera entre la tablaestaca y la masa de la máquina piloteadora. Una vez hincada la tablaestaca comenzará la excavación con la secuencia que se describe en el Inciso III.V.

### III.III Diseño y colocación de troqueles.

Los troqueles son elementos de soporte cuya función es recibir las fuerzas producidas por los empujes de suelo y sobrecargas en las tablaestacas, y transmitir las a otro elemento con el fin de equilibrar la excavación. En este caso particular los troqueles serán de acero y transmitirán las fuerzas desde el elemento de soporte mediante conexión de *viga madrina* hacia un elemento provisional que se denominará *muerto* y que se construye sobre las traveses de cimentación, pero no en los puntos de columnas. Esto último es porque debido a que los elementos son provisionales, deberán demolerse después, y no es adecuado colocarlos sobre puntos de columnas para no arriesgar la integridad estructural de tan importantes elementos.

Para este efecto se seguirá la siguiente secuencia:

a) Troqueles:

Es necesario conocer la magnitud de las fuerzas que actúan sobre estos elementos. En el caso del troquel horizontal, que es el mismo que el inferior, esas fuerzas se muestran en la Fig. 3.10.B. Para el caso del troquel inclinado, es decir el superior, se muestra a continuación (Fig. 3.13) el análisis estructural de la *viga madrina* que se apoyará sobre estos elementos, en este caso sólo se muestran las reacciones y tal análisis es similar al de la *viga madrina* anterior y sólo cambia el valor de la carga uniformemente repartida. Los valores de dichas cargas uniformemente repartidas corresponden a las reacciones de la tablaestaca sobre los apoyos, lo cual se ha mostrado en la Fig. 3.9.

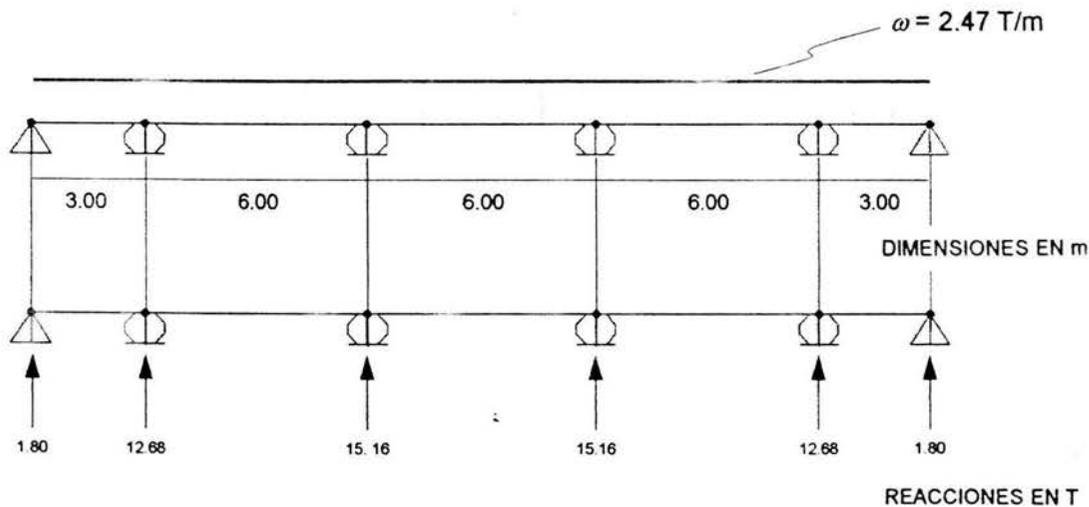


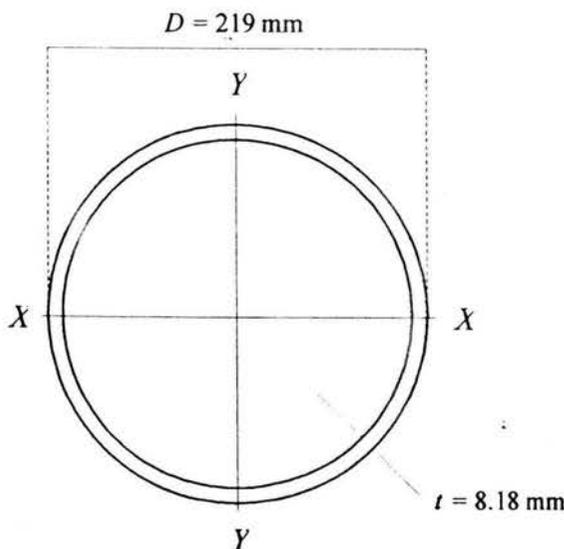
Fig. 3.13. Reacciones de la viga madrina superior sobre troqueles.

Para conocer la carga axial máxima sobre los troqueles, es necesario conocer cuál troquel, si el horizontal o el inclinado, estarán sujetos a dicha carga. Según la Fig. 3.13 la mayor reacción sobre la *viga madrina* superior que se apoya en los troqueles inclinados, vale 15.16 T. Y según la Fig. 3.10.B la mayor reacción sobre la *viga madrina* inferior que se apoya en los troqueles horizontales vale 16.69 T. Pero la componente inclinada -que es la carga axial sobre el troquel inclinado- de la reacción sobre la *viga madrina* superior será mayor que la carga axial de la *viga madrina* inferior. Esto se observa en la Fig. 3.15.

En la parte superior de la figura se presenta la configuración de los troqueles y otros elementos de soporte. Se ha propuesto que los troqueles sean tubos de acero OC de 8" de diámetro cuyas especificaciones se mostrarán en el diseño de los mismos, más adelante. La parte de en medio muestra el triángulo rectángulo que forman los troqueles y el sistema de soporte de la excavación; las dimensiones del triángulo se han considerado a ejes, aunque cabe mencionar que su altura se ha considerado a eje de troquel inferior, por lo que resulta de 3.40 m. La parte inferior muestra el paralelogramo de fuerzas obtenido por triángulos semejantes donde se observa la magnitud de la fuerza de compresión en el troquel inclinado o superior, la cual es de 16.94 T.

Como se había dicho en el primer párrafo de esta página, esa magnitud de 16.94 T es superior a la magnitud de la compresión en el troquel horizontal o inferior (16.69 T), por lo que será usada para el diseño por el método elástico que se presenta a continuación.

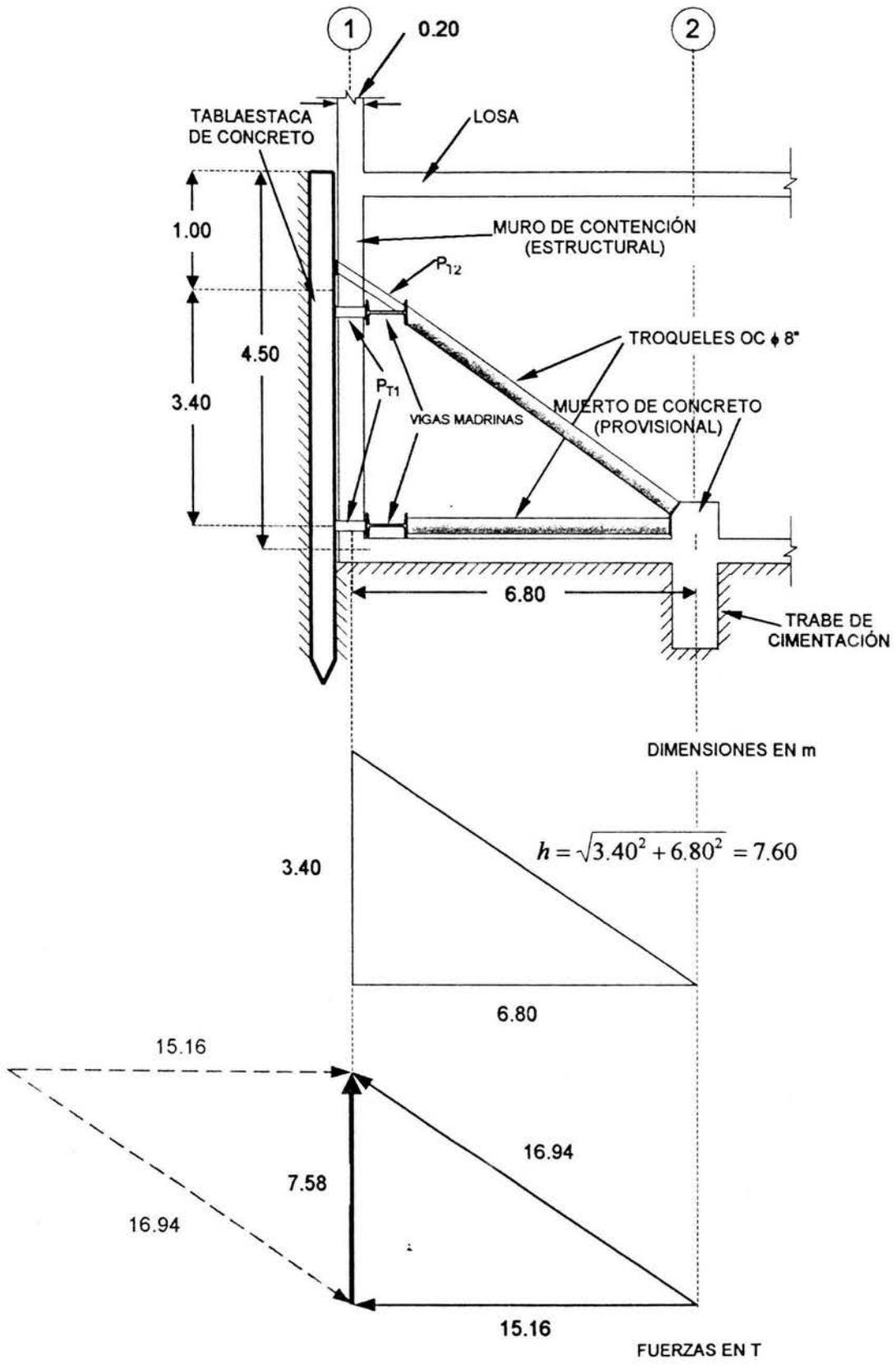
Se propone el siguiente tubo:



#### TUBO CIRCULAR (OC)

Dimensión nominal:	8"
Diámetro interior:	202.74 mm
Peso:	42.55 kg/m
Área:	54.20 cm <sup>2</sup>
Radio de giro:	7.46 cm
Denominación:	40

Fig. 3.14. Dimensiones y propiedades de sección transversal de tubo para troqueles.



**Fig. 3.15. Magnitud de la compresión en troquel inclinado.**

Tabla III.II

<b>ESFUERZOS ADMISIBLES EN kg/cm<sup>2</sup> PARA MIEMBROS EN COMPRESIÓN</b>					
Miembros principales y secundarios con $\frac{Kl}{r}$ no mayor de 120. ( $K = 1$ , para miembros secundarios)					
$\frac{Kl}{r}$	$F_a$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	1516	41	1344	81	1072
2	1513	42	1338	82	1064
3	1510	43	1332	83	1056
4	1507	44	1326	84	1048
5	1504	45	1320	85	1040
6	1501	46	1315	86	1031
7	1498	47	1308	87	1024
8	1494	48	1303	88	1015
9	1491	49	1297	89	1007
10	1488	50	1290	90	998
11	1484	51	1284	91	991
12	1480	52	1278	92	982
13	1477	53	1271	93	973
14	1473	54	1265	94	965
15	1469	55	1259	95	956
16	1465	56	1252	96	948
17	1461	57	1245	97	939
18	1457	58	1239	98	930
19	1453	59	1233	99	921
20	1448	60	1226	100	913
21	1444	61	1218	101	903
22	1440	62	1212	102	894
23	1435	63	1205	103	885
24	1431	64	1198	104	877
25	1426	65	1191	105	867
26	1422	66	1184	106	858
27	1417	67	1177	107	849
28	1412	68	1170	108	840
29	1407	69	1162	109	830
30	1402	70	1155	110	821
31	1397	71	1148	111	811
32	1392	72	1140	112	802
33	1387	73	1133	113	792
34	1382	74	1126	114	783
35	1377	75	1118	115	773
36	1371	76	1110	116	763
37	1365	77	1103	117	753
38	1360	78	1095	118	743
39	1355	79	1088	119	733
40	1349	80	1080	120	723

La Tabla III.II extraída del *Manual para Constructores* publicado por Aceros Monterrey, muestra los esfuerzos admisibles para miembros en compresión.

De modo que se tiene que la relación de esbeltez es:

$$\frac{Kl}{r} \quad (3-9)$$

Donde  $K$  es un factor por pandeo, en este caso unitario según la Tabla III.I (esto es que el elemento trabaja como columna corta);  $l$  es la longitud del miembro, en este caso del troquel y vale 7.60 m según la Fig. 3.15; y  $r$  es el radio de giro de la sección transversal del miembro en cuestión, y en este caso vale 7.46 cm según la Fig. 3.14. Sustituyendo estos valores en la expresión 3-9 resulta que:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 760}{7.46} = 101.88 \approx 102$$

El esfuerzo admisible  $F_a$  para este valor según la Tabla III.II es de 894 kg/cm<sup>2</sup>

El esfuerzo al que está sujeto el troquel es igual a:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{16940}{54.20} = 312.55 \text{ kg/cm}^2$$

Donde  $F$  es la carga axial sobre el troquel según la Fig. 3.15 y  $A$  el área de la sección transversal del troquel mostrada en la Fig. 3.14

Y como:

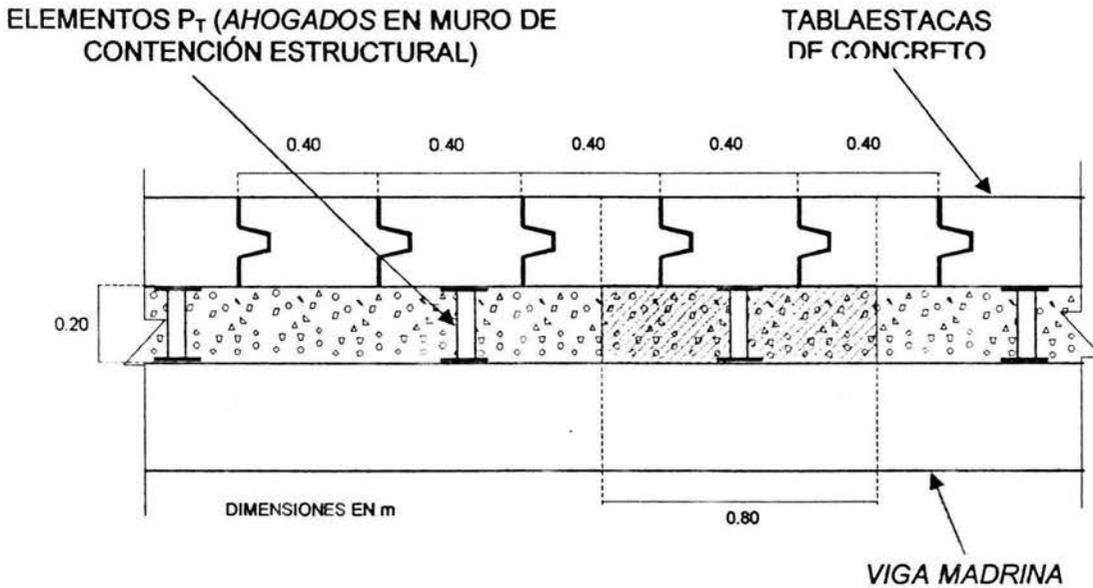
$$F_a = 894 \text{ kg/cm}^2 \gg \sigma = 312.55 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la sección es suficiente.

b) Conexiones:

Los elementos  $P_{T1}$  y  $P_{T2}$  que aparecen en la Fig. 3.8 y 3.15, son como ya se mencionó, los encargados de conectar las tablaestacas con la *viga madrina*. En la Fig. 3.16 se muestra la distribución en planta de dichos elementos. Se ha propuesto que dichos elementos estén colocados a cada 80 cm, es decir una tablaestaca si y otra no. El área sombreada muestra la longitud tributaria de cada elemento  $P_T$  en planta, que es de 80 cm. Observando la Fig. 3.15 resulta que el elemento  $P_T$  más desfavorable será el de mayor longitud y el de mayor carga axial. Haciendo un análisis similar al de los troqueles - con triángulos semejantes - resulta que el elemento  $P_T$  es el

inclinado, que se encuentra en la misma dirección del troquel con el fin de recibir la fuerza axial que transmite éste y que la *viga madrina* no vuelque hacia la tablaestaca.



**Fig. 3.16. Distribución de elementos  $P_T$ .**

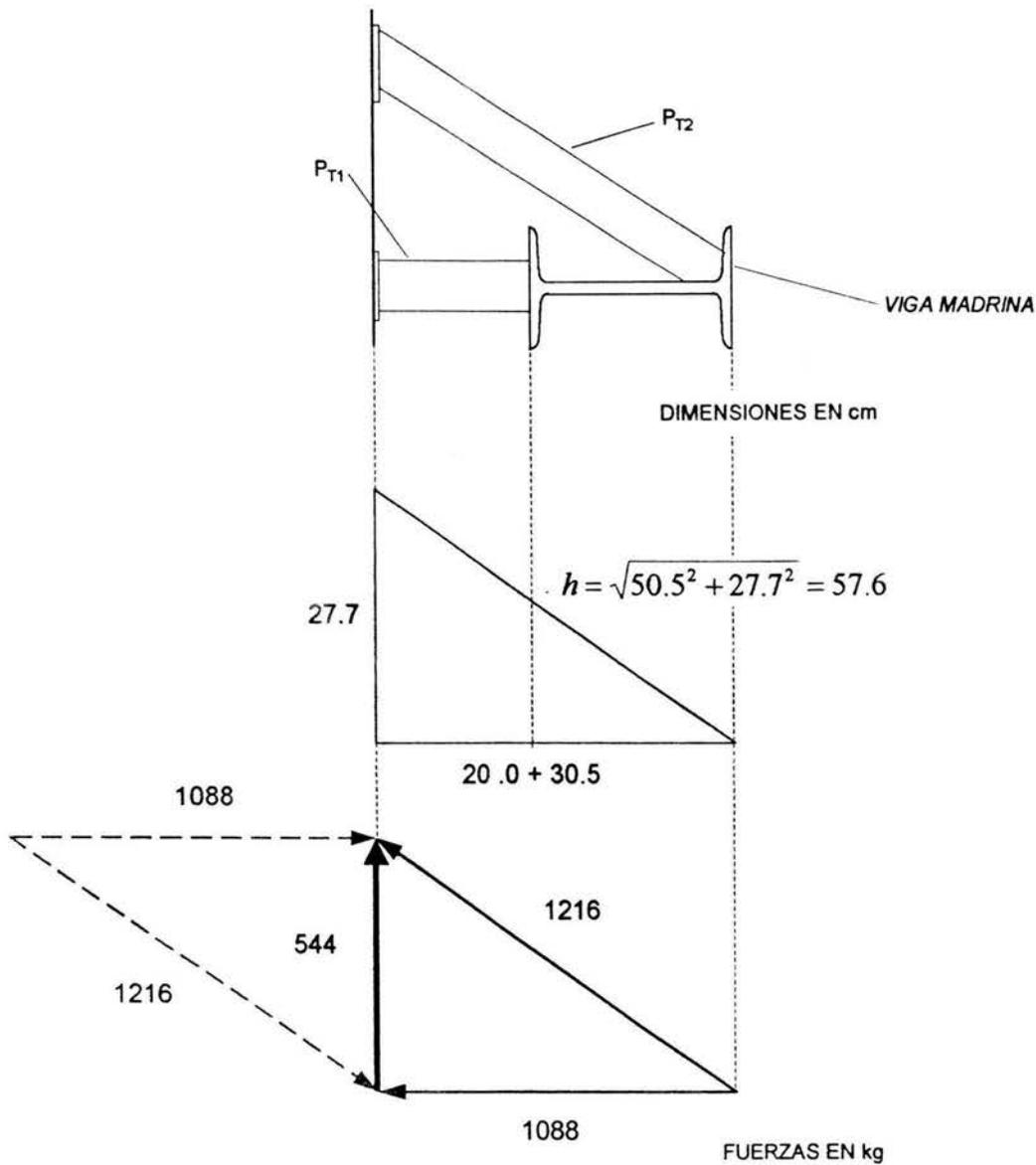
La carga uniformemente repartida de la *viga madrina* inferior (la mayor carga) es de 2.72 T/m. Esto indica que a cada elemento  $P_{T1}$  de la misma *viga madrina* le corresponde la siguiente carga axial de compresión  $P$ :

$$P = \omega \times L_T = 2.72 \times 0.80 = 2.176 \text{ T} = 2176 \text{ kg}$$

Donde  $\omega$  es la carga uniformemente repartida en la *viga madrina* y  $L_T$  la longitud tributaria que corresponde a cada elemento  $P_T$ .

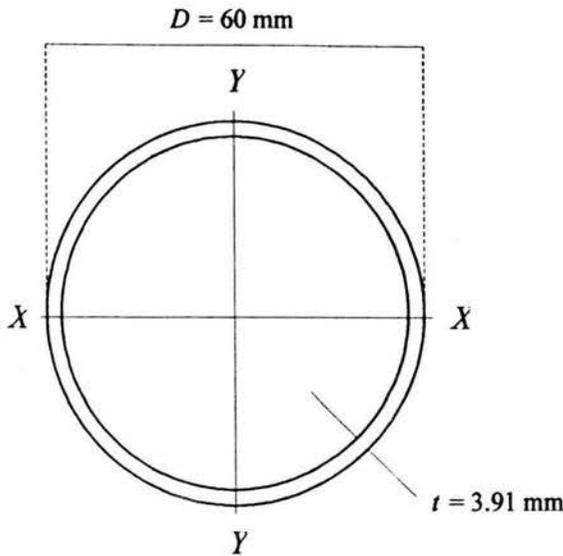
En la Fig. 3.17 aparece la configuración en elevación de los elementos  $P_{T1}$  y  $P_{T2}$  correspondientes a la *viga madrina* superior.

La parte superior contiene los elementos  $P_{T1}$  y  $P_{T2}$  así como la *viga madrina*. La parte de en medio muestra las dimensiones de los elementos, el elemento  $P_{T2}$  tiene la misma dirección que el troquel inclinado (que no aparece en la figura); la base del triángulo es la suma de la longitud del elemento  $P_{T1}$  y el peralte de la *viga madrina*, mientras que su altura se obtuvo por triángulos semejantes con los triángulos de la Fig. 3.15. La parte inferior muestra el paralelogramo de fuerzas; cabe mencionar que se ha considerado que la carga  $P$  es recibida equitativamente por los dos elementos  $P_T$ , tanto el inclinado como el horizontal.



**Fig. 3.17. Magnitud de cargas axiales en elementos  $P_T$  de viga madrina superior.**

Después de realizar este análisis resulta que hay dos elementos desfavorables, el  $P_{T2}$  correspondiente a la *viga madrina* superior, ya que su longitud es mayor que cualquiera de los otros elementos  $P_T$ ; y el  $P_{T1}$  correspondiente a la *viga madrina* inferior, que está sujeto a una carga de compresión de 2176 kg, la mayor carga axial en elementos  $P_T$ . Se propone el siguiente tubo:



**TUBO CIRCULAR (OC)**

Dimensión nominal: 2"  
 Diámetro interior: 52.48 mm  
 Peso: 5.44 kg/m  
 Área: 6.93 cm<sup>2</sup>  
 Radio de giro: 2.00 cm  
 Denominación: 40

**Fig. 3.18. Dimensiones y propiedades de sección transversal de tubo para elementos P<sub>T</sub>.**

La Tabla III.III muestra la revisión de elementos P<sub>T</sub> con un criterio idéntico al de los troqueles.

**Tabla III.III**

<b>REVISIÓN DE ELEMENTOS P<sub>T</sub></b>					
Elemento P <sub>T1</sub>			Elemento P <sub>T2</sub>		
Relación de esbeltez	Esfuerzo admisible	Esfuerzo actuante	Relación de esbeltez	Esfuerzo admisible	Esfuerzo actuante
$\frac{Kl}{r}$	F <sub>a</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\frac{Kl}{r}$	F <sub>a</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]
$\frac{1 \times 20}{2.00} = 10$	1488	$\frac{2176}{6.93} = 314$	$\frac{1 \times 57.6}{2.00} = 28.8$	1407	$\frac{1216}{6.93} = 175$

Como los esfuerzos admisibles son mucho mayores que los actuantes, entonces la sección propuesta es suficiente.

Es necesario diseñar también las conexiones entre todos los elementos de soporte. La Fig. 3.19 muestra el detalle de soldadura entre los elementos P<sub>T</sub> y la tablaestaca, y entre estos y la viga madrina, respectivamente. Las tablaestacas que conectarán con elementos P<sub>T</sub> deberán tener una placa como se muestra en las Fig. 3.20.A y la Fig. 3.20.B, esta placa deberá colocarse a ras de concreto al colar la tablaestaca.

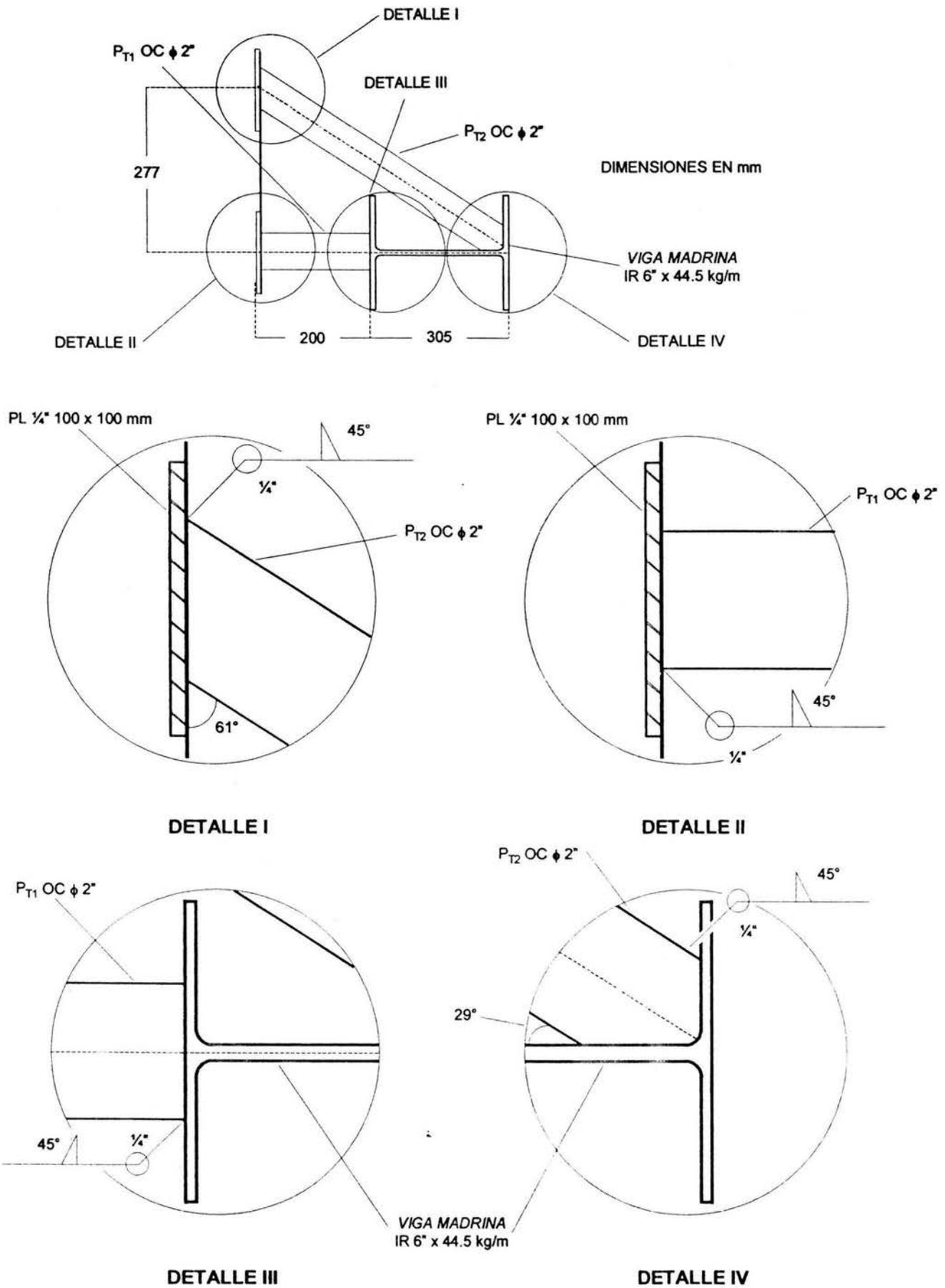


Fig. 3.19. Detalles de soldadura, elementos  $P_T$

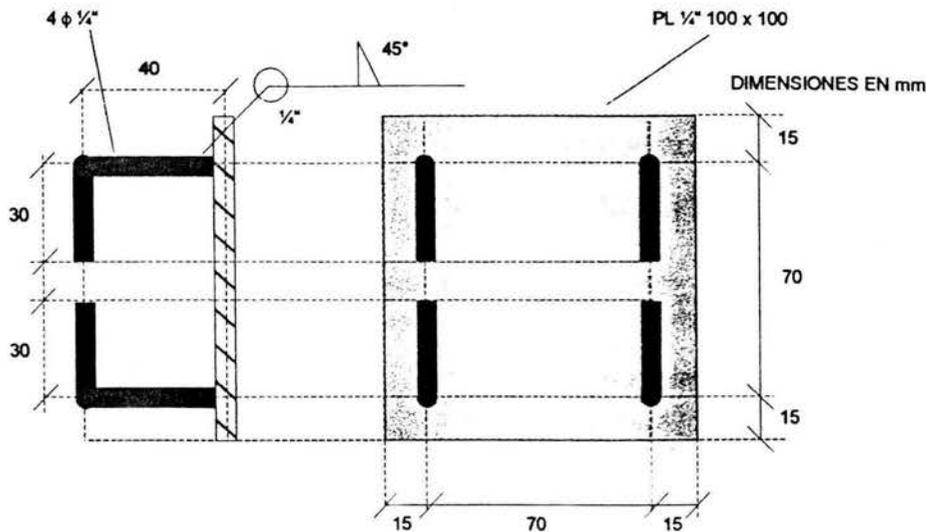


Fig. 3.20.A. Dimensiones de placa con anclas para tablaestaca.

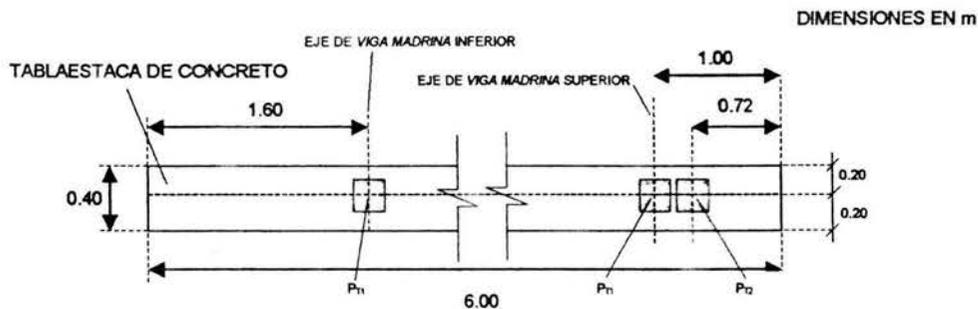
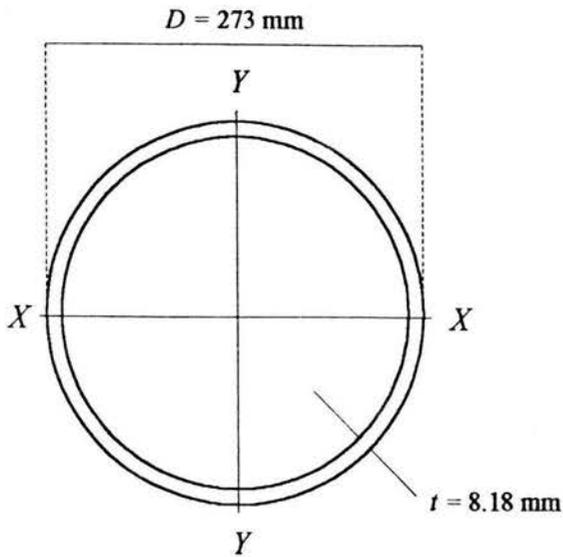


Fig. 3.20.B. Disposición de las placas a lo largo de la tablaestaca.

La Fig. 3.20.A muestra la placa con anclas, las anclas son de alambrión y se trata de escuadras de 3.00 cm x 4.00 cm soldadas a la placa. La Fig. 3.20.B muestra la disposición de las placas que recibirán los elementos  $P_{T1}$  y  $P_{T2}$ , respectivamente.

Para poder ajustar los troqueles, esto es, al montarlos poder garantizar que trabajen adecuadamente, es necesario implementar un sistema mecánico que permita hacer esto posible. Comúnmente se utiliza un sistema con una *camisa*, que es un elemento empotrado en el muerto provisional de concreto, se trata de un tubo de diámetro interior ligeramente mayor que el diámetro exterior del troquel. Esta *camisa* será encargada de contener al troquel y mediante un cilindro hidráulico, conocido en la jerga de la construcción como *gato*, se obtendrá el ajuste necesario para el correcto funcionamiento del sistema. Cabe comentar que si la *camisa* es muy holgada el sistema no es adecuado, por lo que se utilizará el diámetro del tubo inmediatamente superior que cumpla las características mencionadas.



**TUBO CIRCULAR (OC)**

Dimensión nominal: 10"  
 Diámetro interior: 254.56 mm  
 Peso: 60.31 kg/m  
 Área: 76.83 cm<sup>2</sup>  
 Denominación: 40

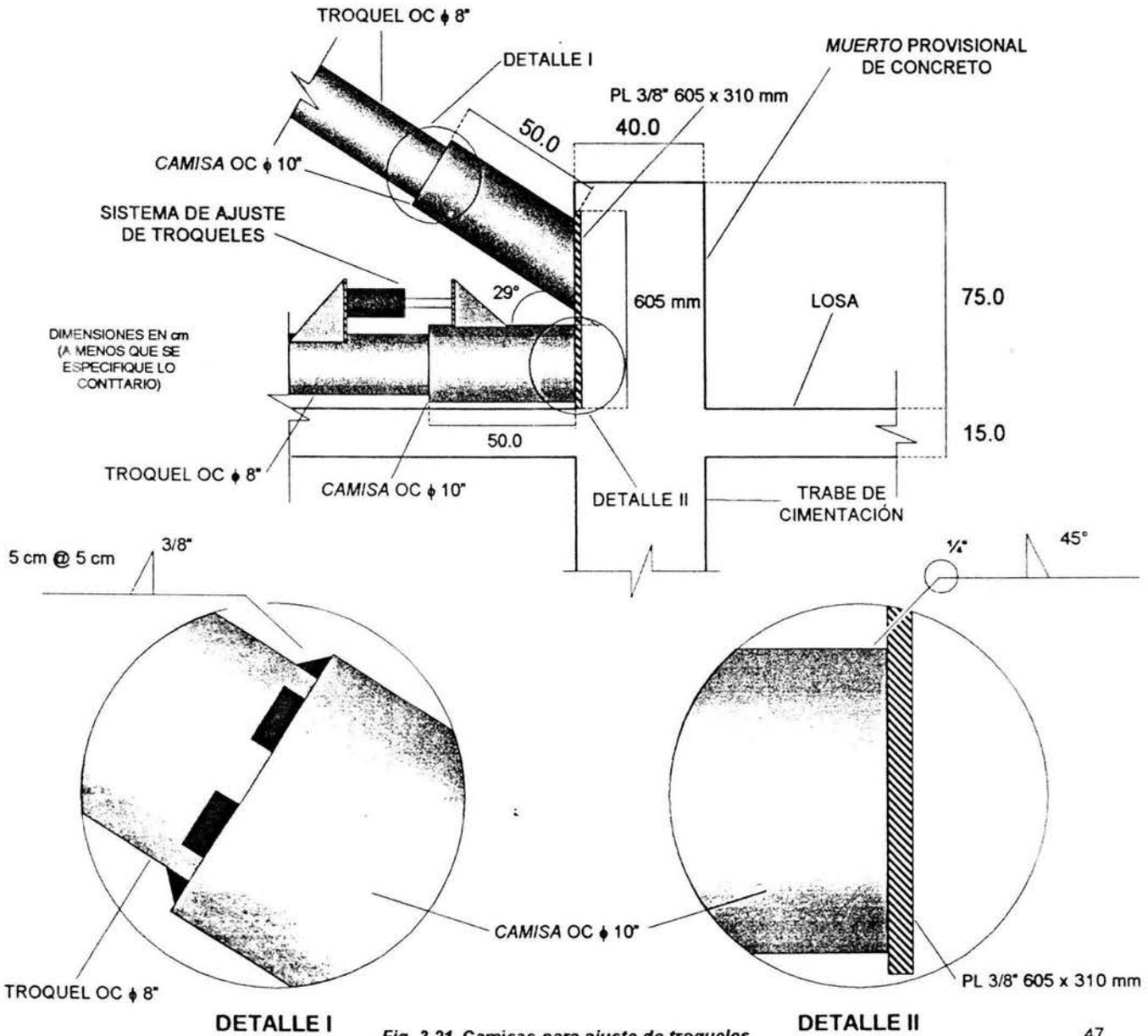


Fig. 3.21. Camisas para ajuste de troqueles.

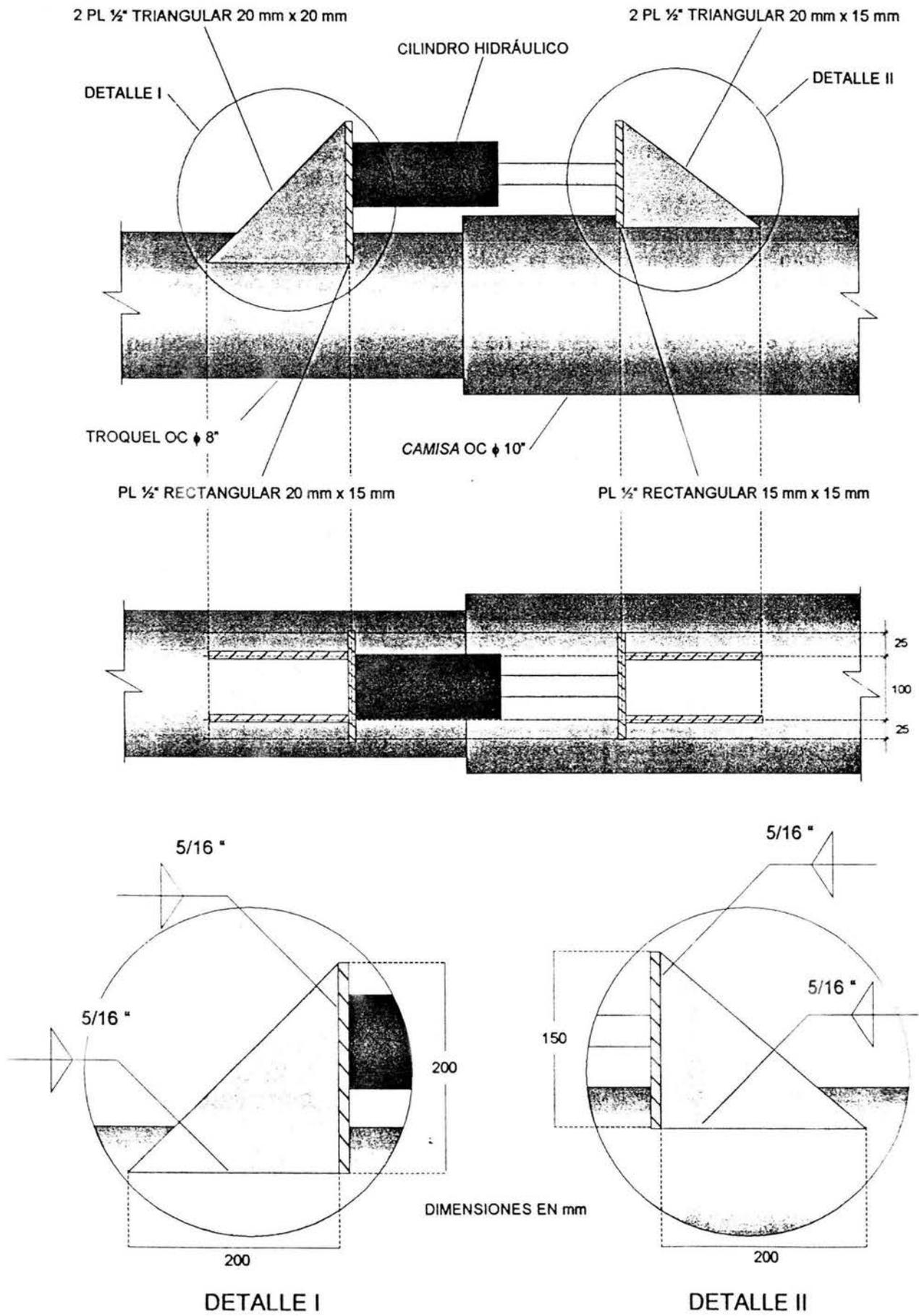


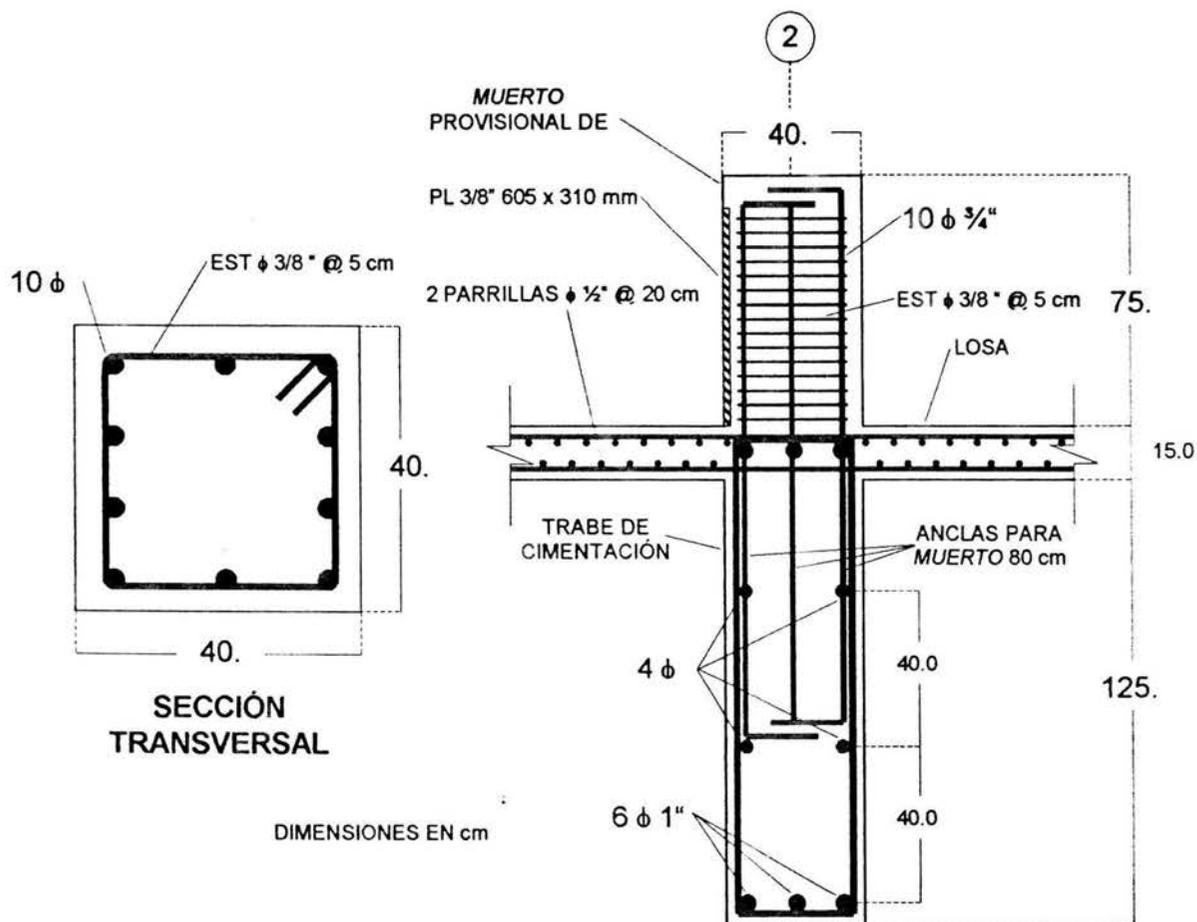
Fig. 3.23. Sistema de ajuste de troqueles.

En la Fig. 3.21. se muestran las dimensiones y la configuración las *camisas* para el sistema de ajuste. Dada la secuencia constructiva primero se colocará el troquel inclinado, y posteriormente conforme progresa la excavación se colocará el troquel horizontal. Esto último se explicará con mayor detalle en el Inciso III. V.

Mientras que en la Fig. 3.22 se muestran las dimensiones, configuración y del sistema de ajuste de troqueles, el cual consiste en el mencionado cilindro hidráulico el cual debe ajustarse aproximadamente a la carga que recibe el troquel según los análisis hechos con anterioridad, particularmente los que aparecen en las Fig. 3.10.B, Fig. 3.13 y Fig. 3.15, según sea el caso. La Fig. 3.23 contiene los detalles del sistema de ajuste de troqueles.

c) *Muerto provisional de concreto*::

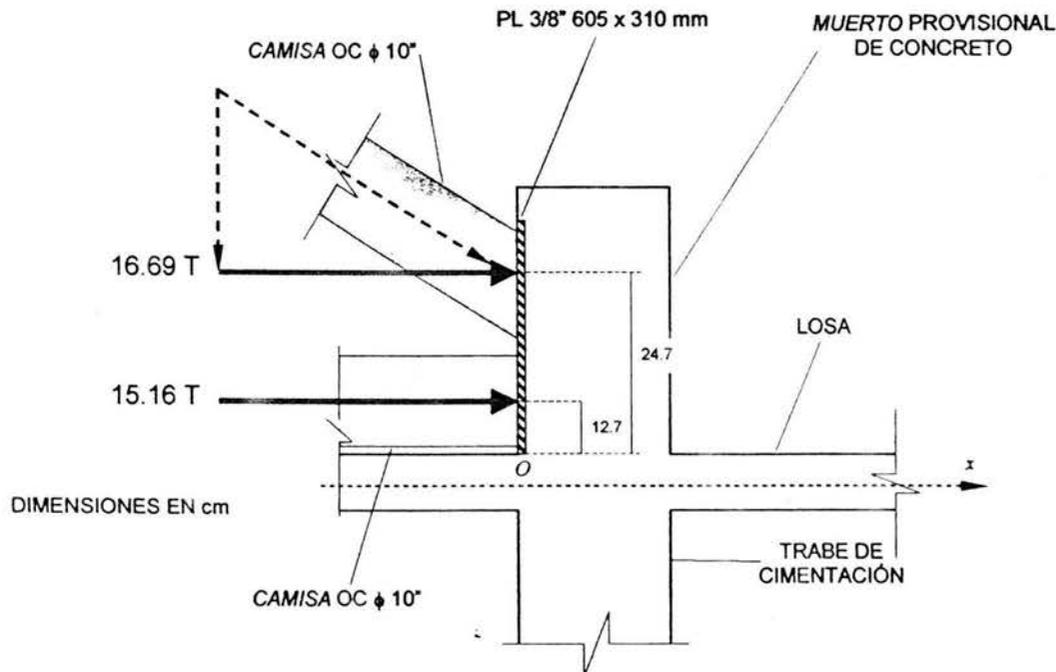
Para este punto se conocen ya las fuerzas que actúan sobre este elemento. La Fig. 3.24 muestra el acero de refuerzo y las dimensiones propuestas para el elemento en cuestión:



**Fig. 3.24. Dimensiones y acero de refuerzo para muerto provisional de concreto. Se incluyen especificaciones para losa y para trabe de cimentación.**

Esta propuesta de dimensiones y acero de refuerzo se ha hecho considerando las dimensiones de los elementos estructurales que conforman la cimentación según el proyecto. Así pues el *muerto* provisional de concreto será construido sobre la trabe de cimentación.

En las Fig. 3.10.B y Fig. 3.13 se pueden observar las fuerzas máximas a las que está sometido el *muerto* provisional de concreto, y que son dos horizontales del mismo sentido que valen 16.69 T, correspondiente al troquel inclinado, y 15.16 T, correspondiente al troquel horizontal, y que producirán esfuerzos por momentos flexionantes y fuerzas cortantes que deben ser resistidos por el elemento en cuestión. La fuerza menor, la de 15.16 T se halla ubicada a 12.7 cm por encima del único apoyo del elemento, que es un empotramiento, y por lo tanto se trata de una viga en voladizo; y la fuerza mayor, la de 16.69 T, se haya ubicada a 24.7 cm por encima del empotramiento. Estas ubicaciones resultan de que las *camisas* son tubos de 10" de diámetro, entonces las fuerzas actuantes (cargas axiales de compresión) se sitúan en los ejes, la primera a la mitad del diámetro de la *camisa* respecto al paño superior de la losa; y la segunda a la mitad del diámetro de la otra *camisa* más la distancia que separa a esta *camisa* del paño superior de la losa, y que es un diámetro de *camisa* más 2 pulgadas, esto se observa en la Fig. 3.25. Por lo tanto se tiene que los elementos mecánicos máximos son:



**Fig. 3.25. Magnitud y ubicación de fuerzas actuantes sobre muerto provisional de concreto.**

$$\sum M_o = 15.16 \times 0.127 + 16.69 \times 0.247 = 6.048 \text{ T x m}$$

Y la fuerza cortante:

$$\sum F_x = 15.16 + 16.69 = 31.85 \text{ T}$$

El procedimiento a seguir para revisar este elemento por cortante y flexión es idéntico al utilizado en el diseño de las tablaestacas y se trata del criterio de estados límite (ACI), considerando un recubrimiento de 5 cm y un concreto  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ , se tiene que por flexión:

$$A_s = 4\phi \#6 = 4 \times 2.87 = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{11.48}{35 \times 40} = 0.0082$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.008 \times \frac{4200}{300} = 0.112$$

$$M_u = 0.90 \times 40 \times 35^2 \times 300 \times 0.112 (1 - 0.112)$$

$$M_u = 1315802.88 \text{ kg} \times \text{cm} = 13.158 \text{ T}$$

El momento flexionante máximo vale 6.048 T x m. Afectando esta cantidad por un factor de carga de 1.5 se tiene:

$$M_D = 1.5 \times 6.048 = 9.072 \text{ T} \times \text{m}$$

Por lo tanto la sección es suficiente, ya que:

$$M_u = 13.158 \text{ T} \times \text{m} > 9.072 \text{ T} \times \text{m}$$

La revisión por cortante es, en el concreto:

$$V_C = 0.5\sqrt{300} \times 40 \times 35 = 12124.35 \text{ kg}$$

Y para el acero:

$$A_v = 2\phi \#3 = 2 \times 0.952 = 1.904 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{1.904 \times 4200 \times 35}{5} = 55977.6 \text{ kg}$$

Sustituyendo este valor y el correspondiente al cortante por concreto en la ecuación 3-8 se tiene que:

$$V_T = 12124.35 + 55977.6 = 68101.95 \approx 68100 \text{ kg}$$

$$V_T = 68.1 \text{ T}$$

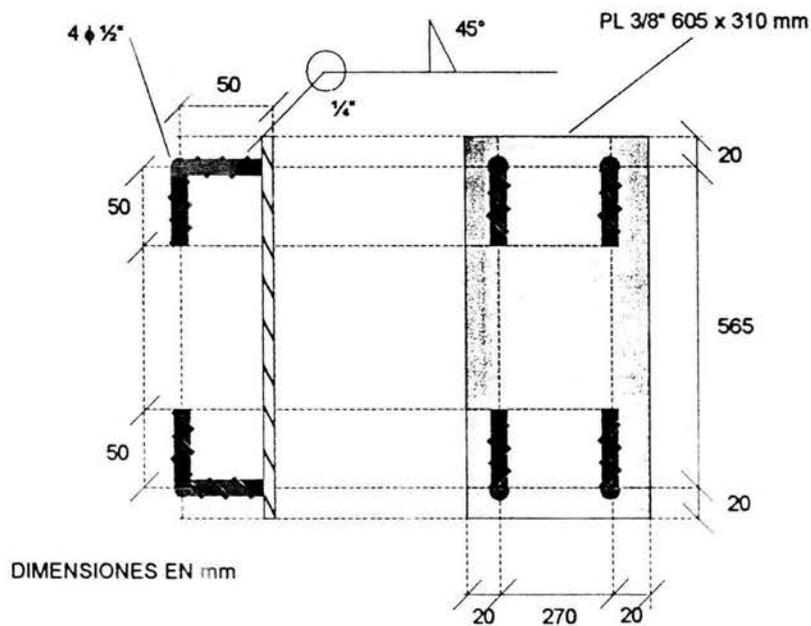
El valor del cortante máximo es de 31.85 T. Afectando este valor por un factor de cara de 1.5 se tiene que:

$$V_D = 1.5 \times 31.85 = 47.775 \text{ T}$$

Por lo tanto la sección es suficiente, ya que:

$$V_T = 68.1 \text{ T} > 47.775 \text{ T}$$

Para finalizar esta parte, la Fig. 3.26 muestra las dimensiones de la placa con anclas que deberá colocarse al ras al colar el *muerto* provisional de concreto, y cuya finalidad es *recibir* las cargas de los troqueles.



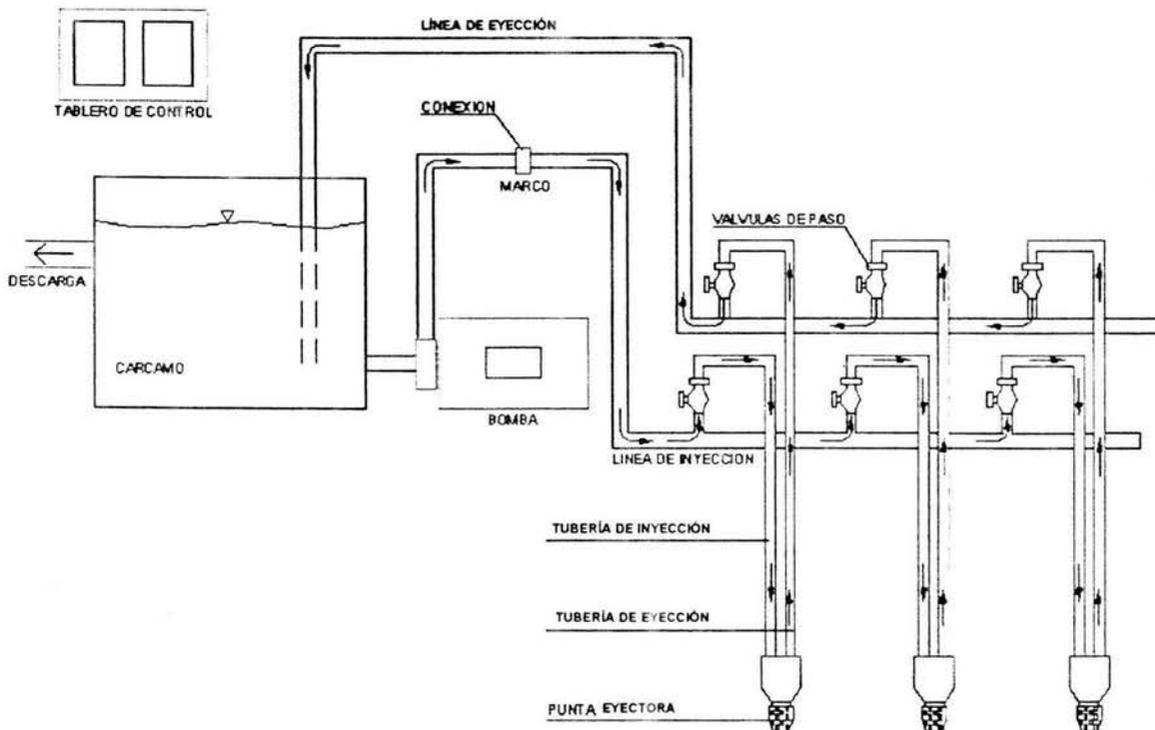
**Fig. 3.26. Dimensiones de placa con anclas para muerto provisional de concreto.**

### III.IV Control y abatimiento del nivel freático.

En el Capítulo II de este trabajo se ha citado la definición de nivel freático:

*Se define el nivel freático como la superficie constituida por el lugar geométrico que forman los puntos donde el agua posee una presión igual a la atmosférica.*

Cuando las cimentaciones de edificios requieren de excavaciones para la construcción de cajones por debajo del nivel freático en la zona de Lago de la Ciudad de México, actualmente se recurre a la implementación de sistemas de bombeo constituidos por pozos perforados de 25 cm de diámetro, además con tubería ranurada de 4 " de diámetro y puntas tipo eyector para la extracción del agua. De estas puntas, las más pequeñas que se pueden obtener en el mercado son de 1 " de diámetro en la inyección y 1.5 " en el retorno, cuya capacidad de succión alcanza gastos del orden de 36 l/m, dependiendo de la presión de operación del sistema y de la profundidad de extracción del agua. La Fig. 3.27 muestra un diagrama de este sistema.

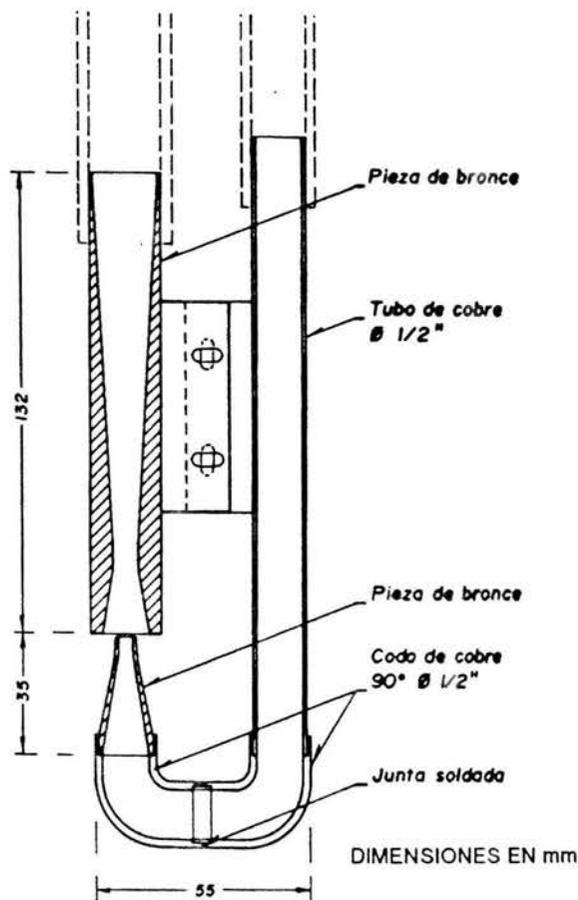


**Fig. 3.27. Sistema de bombeo por eyección para abatimiento de niveles freáticos.**

Sin embargo, analizando las condiciones estratigráficas del subsuelo de la zona de Lago y tomando en consideración los espesores y permeabilidad de los estratos, resulta que para pozos de menos de 15 m de profundidad, el gasto puede estar por debajo de 3 l/m, como se ha podido establecer en los resultados

de los sistemas de bombeo instalados para la construcción del Sistema de Transporte Colectivo y otras obras en la ciudad.

En México se han logrado racionalizar los sistemas de bombeo en arcillas, tratando de lograr el equilibrio entre la cantidad de agua que se requiere extraer de los pozos y los equipos empleados, se partió del diseño de una bomba eyectora con eficiencia mayor a las tradicionales, que fuera posible fabricar en nuestro país ya que las otras son de importación. Se logró desarrollar un prototipo más pequeño que utiliza tuberías de inyección de  $\frac{1}{2}$  " de diámetro con retorno de  $\frac{3}{4}$  ". Este cambio en las dimensiones permite incluso la reducción del equipo periférico, incluyendo las bombas centrífugas que proporcionan el gasto y presión a los sistemas de bombeo. La Fig. 3.28 muestra un diagrama del prototipo desarrollado.



**Fig. 3.28. Nueva punta eyectora.**

Para la instalación del sistema de bombeo será necesario instalar bombas eyectoras, en las perforaciones efectuadas y lavadas, para este efecto se colocará tubo PVC.

En cuanto al sistema de control del bombeo y para lograr un funcionamiento adecuado del sistema, se deberá verificar que la diferencia de presiones entre la entrada de inyección y el retorno del eyector más lejano en la una línea de alimentación sea la suficiente para lograr el vacío que inducirá la eyección. Esta verificación se efectuará por medio de manómetros y servirá también para definir el número de eyectores.

Respecto a la energía eléctrica, se contará con una acometida normal del sistema municipal y con un generador de combustión interna de emergencia.

Al final de la construcción los pozos de bombeo deberán ser sellados, evitando que queden drenes conectados al interior del cajón.

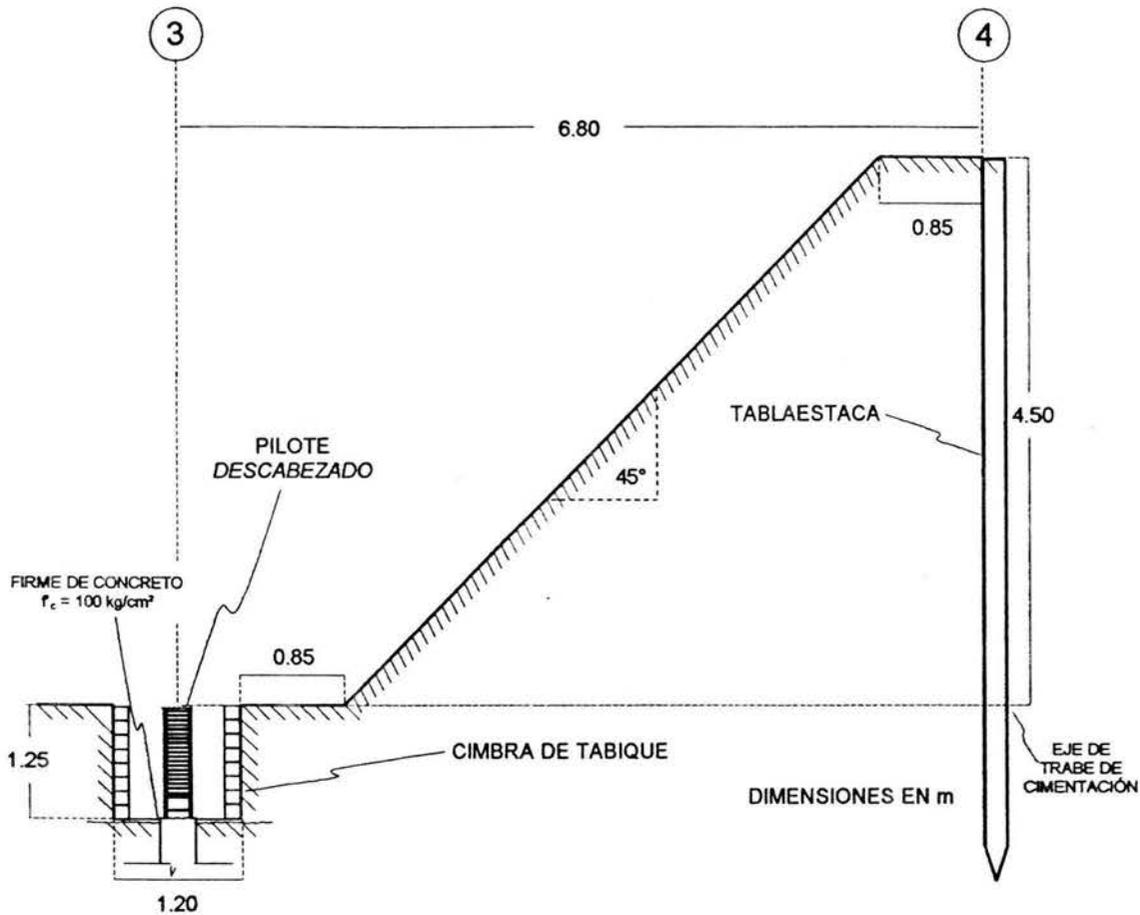
### **III.V Construcción de la cimentación.**

En este inciso, último del presente Capítulo, se resumirán las actividades a realizar y se establecerá la secuencia del diseño del procedimiento constructivo de la cimentación profunda que atañe a este trabajo. Se proponen las siguientes etapas constructivas, en todas ellas deberá estar presente el abatimiento del nivel freático según el inciso III.IV.

#### **a) Primera etapa, excavación primaria:**

Una vez hincados los pilotes y tablaestacas inicia la excavación, la primera etapa se ilustra en la Fig. 3.29. Consiste en excavar con máquina a una inclinación de  $45^\circ$  dejando unas bermas, tal como se puede observar. Así mismo se *descabezarán* los pilotes con una máquina rompedora de concreto, respetando el acero de refuerzo, y se armará el acero de refuerzo del dado y de las traveses de cimentación, las dimensiones y el acero de refuerzo de estos elementos se observan en la Fig. 3.32. Para armar el dado y la traves de cimentación será necesario hacer zanjas a mano en donde se encontrarán estos elementos, construir firmes de concreto para poder trabajar en limpio, cimbrar con tabique - se puede utilizar otro material - y tener fabricados previamente los armados con el fin de utilizar el menor tiempo posible.

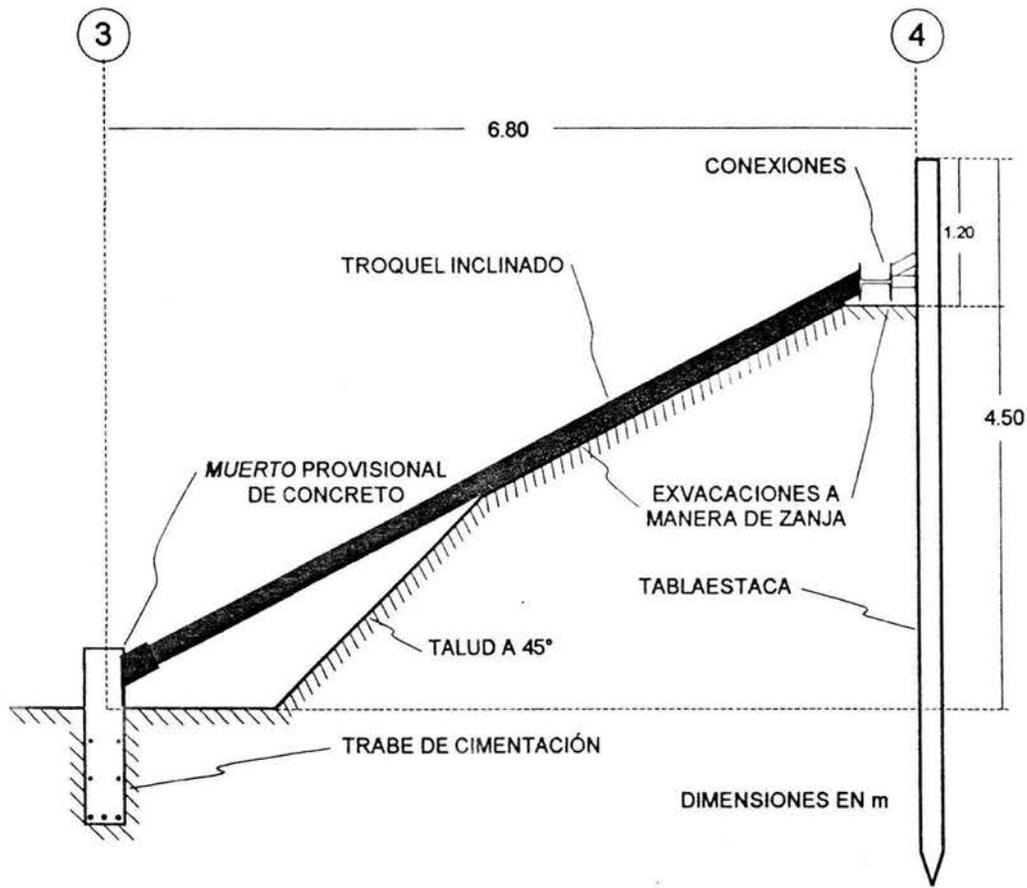
Una vez hecho esto se procederá a colar el dado y los tramos de traves. Cabe mencionar que la placa de la cabeza de los pilotes debe ser retirada.



**Fig. 3.29. Primera etapa de excavación.**

b) Segunda etapa, colocación de troquel inclinado:

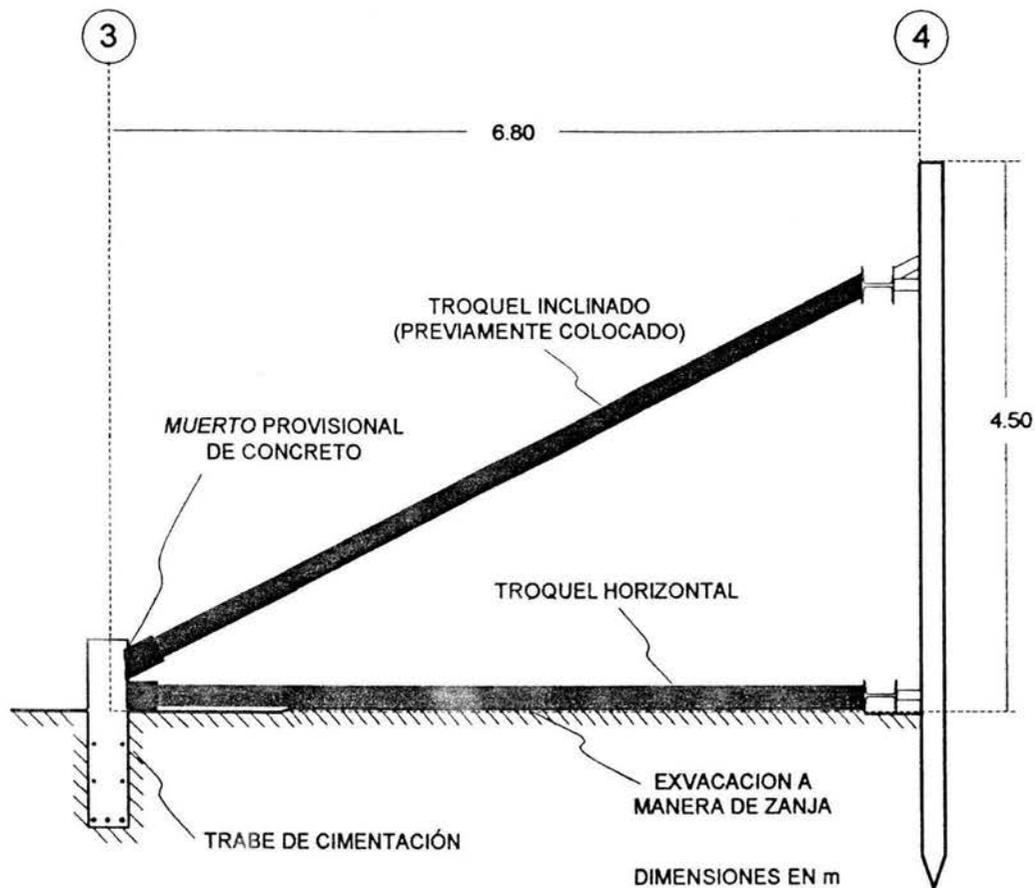
En esta etapa se colocará el troquel inclinado o superior, y sus conexiones: los elementos  $P_T$ , y la *viga madrina*. Para esto será necesario haber construido la trabe de cimentación y el *muerto* provisional de concreto, cuyas dimensiones y acero de refuerzo se muestran en la Fig. 3.24. Una vez hecho esto se realizará otra pequeña excavación sobre el descanso superior y hasta 1.20 m de profundidad con el fin de colocar las conexiones; de la misma forma, y con la inclinación del troquel se realizará otra excavación para colocarlo; ambas excavaciones sólo se realizarán a lo largo del recorrido del troquel, a manera de zanja de aproximadamente 1.00 m de ancho para poder maniobrar, con el fin de alterar en lo mínimo el estado de esfuerzos del suelo; una vez realizado esto se colocará el troquel, comenzando con la *camisa* que será puesta en el extremo inferior del troquel, y este a su vez soldado en su parte superior a la *viga madrina*, posteriormente y con el procedimiento descrito en el inciso III.III relativo al sistema de ajuste de troqueles se soldarán la *camisa* a la placa del muerto provisional de concreto y por último el troquel a la *camisa*. Esta segunda etapa se ilustra en la Fig. 3.30.



**Fig. 3.30. Segunda etapa, colocación de troquel inclinado.**

c) Tercera etapa, colocación de troquel horizontal:

En este momento el troquel inclinado se encuentra trabajando, ahora es posible proseguir la excavación con el fin de colocar el troquel horizontal. Esto se hará haciendo excavaciones a manera de zanja de 1.00 de ancho utilizando trozos de polín de madera de pared a pared como troqueles provisionales para contener los desniveles de suelo creados por la zanja de 4.5 m de profundidad en la cual deberá ser colocado el troquel horizontal, instalando previamente las conexiones, es decir el elemento  $P_T$  y la *viga madrina* inferior. También se puede establecer una inclinación de talud estable, de modo que la zanja no tenga paredes verticales sino inclinadas. Cabe mencionar que todo este procedimiento debe ser realizado por partes y en el orden de los ejes de troqueles, es decir completar un eje de troquel con ambos troqueles y proseguir con el siguiente. Una vez que se complete un eje de troquel será factible excavar el suelo alrededor en razón del área tributaria que corresponda a ese eje de troquel. La Fig. 3.31 muestra el desarrollo de esta etapa.



**Fig. 3.31. Tercera etapa, colocación de troquel horizontal.**

d) Cuarta etapa, construcción de elementos estructurales de la cimentación:

Al iniciar esta etapa se encuentran ya colocados los troqueles, que como se ha mencionado son los encargados de contener los empujes del suelo transmitidos a través de las tablaestacas y las conexiones, de modo que la excavación en este momento es estable. Se puede entonces comenzar a construir los elementos estructurales de la cimentación, incluyendo los muros de contención y los dados y traveses de cimentación. La Fig. 3.32 muestra las dimensiones y el acero de refuerzo del dado de cimentación y del muro de contención, según proyecto.

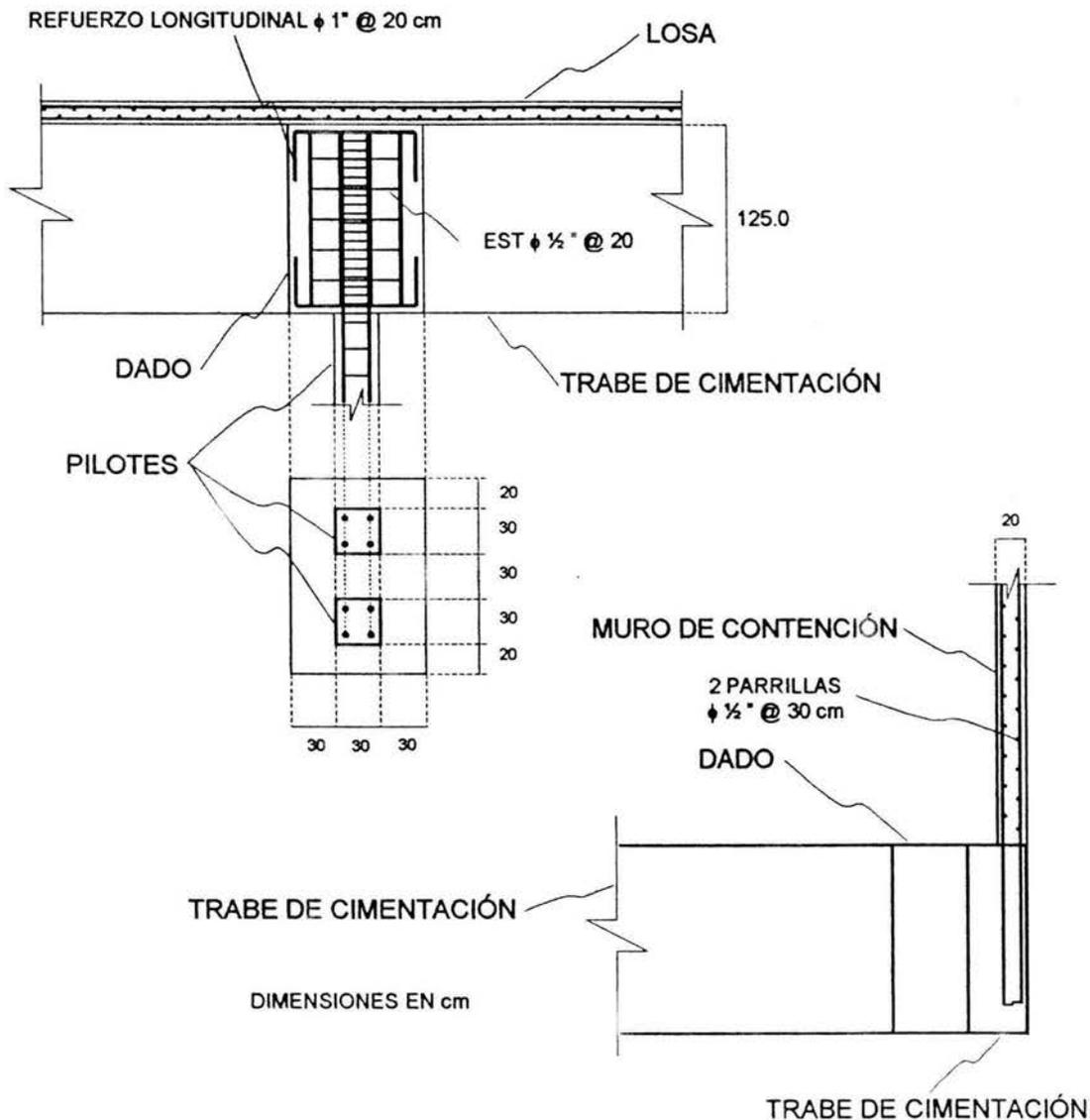


Fig. 3.32. Cuarta etapa, dimensiones y acero de refuerzo de dado y muro de contención.

e) Quinta etapa, retiro de troqueles y conexiones, y construcción final de la cimentación:

Una vez que se han colado los muros de contención, las traves de cimentación, los dados y la losa de fondo se procederá a retirar los troqueles y demoler los *mue*rtos provisionales de concreto con el fin de continuar con la construcción de columnas y losas. Primero se retirará el troquel inclinado cortando con soplete las conexiones entre el mismo y las placas de los *mue*rtos provisionales de concreto en un extremo, y en el otro extremo cortando las conexiones con la *viga* *madrina*. Cabe añadir que salvo los elementos  $P_T$ , que quedan ahogados en el muro de contención, y las tablaestacas, el resto del material es recuperable, por lo que éste método tiene esa gran ventaja.

## **BIBLIOGRAFÍA**

**González Cuevas, O. M. y Robles Fernández-Villegas, F., "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", páginas 80-110 y 160-180, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1998.**

**Holguín G. L., E., Gutiérrez S., C. E., Cuevas R., A. y Segovia P., J. A., "Diseño Geotécnico de Cimentaciones", páginas 135-137, TGC Geotecnia, México, D.F., 1992.**

**Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II páginas 152-156, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.**

**Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo III páginas 321-323, Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1997.**

**Sánchez Bringas, R., "Abatimiento del Agua en Excavaciones", Construcción Especializada en Geotecnia, Sección V, R., páginas 163-167, Comisión Federal de Electricidad-Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F., 1989.**

**Santoyo V. E., Gutiérrez S., C. E. y Sánchez M., B., "Nuevos Eyectores para Abatimiento del NAF en Arcillas", Innovaciones en Geotecnia, XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, San Luis Potosí, S.L.P: 1990. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos-TGC Geotecnia. México, D.F., 1990.**

**Manual de Construcción en Acero, páginas 62, y 101-103. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero-Limusa-Noriega Editores, México, D.F., 1994.**

**Manual para Constructores, página 69. Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, México, D.F., 1965.**

## IV. CONCLUSIONES.

---

### IV.1 *Recomendaciones para constructores.*

Los constructores de cimentaciones profundas deberán considerar las hipótesis de diseño que puedan afectarse durante la construcción. Así mismo, deberán cerciorarse que los elementos estructurales de la cimentación tengan la resistencia de diseño y que queden conectados de manera que su liga con la estructura sea la adecuada.

En general para construcción de pilotes se recomiendan las siguientes observaciones:

- a) Limpieza: se efectuará la limpieza del terreno, incluyendo el despalle vegetal, así como la demolición y retiro de construcciones preexistentes en su caso.
- b) Registro de construcción: para cada pilote se llevará un registro con todos los detalles relevantes durante la construcción, incluyendo al menos información relativa a los incisos siguientes.
- c) Fabricación: se llevará un registro detallado de los pilotes, que incluya la fecha de fabricación y visto bueno de supervisión; las tolerancias serán de  $\pm 5$  cm respecto a la longitud total del pilote y de  $\pm 1$  cm en las dimensiones de la sección transversal y colocación del acero de refuerzo. El colado de tramos de pilote se realizará a tope en un solo molde, numerando los tramos para garantizar su verticalidad durante el hincado posterior.
- d) Control topográfico: es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de los pilotes antes y después del hincado, es decir, los de proyecto y los reales.
- e) Perforación previa: si se presentan dificultades de hincado de los pilotes por la presencia de estratos duros con espesor mayor de 0.5 m, se efectuará una perforación previa al hincado, con un diámetro aproximadamente igual a la diagonal de la sección del pilote.
- f) Equipo de hincado: La energía del martillo será igual o mayor de 0.3 kg-m por cada kilogramo de pilote; el peso del pistón será igual o mayor del 30% del peso del pilote. La Tabla III.1 del capítulo anterior muestra algunas características de los equipos disponibles en México.

- g) Hincado: Se realizará en un máximo de 24 horas después de terminada la perforación previa; la desviación de la vertical del pilote no deberá exceder del 6% de su longitud (excepto para pilotes de punta). En pilotes de fricción en arcillas blandas deberá preverse una instalación de *amarre* que evite que el pilote penetre por debajo de la profundidad de diseño.
- h) Pruebas de hincabilidad: al iniciar el hincado se efectuarán pruebas con el fin de precisar las características de la perforación previa, equipo y condiciones de hincado, que deberán seguirse en la instalación del conjunto de pilotes.
- i) Pruebas de carga: la capacidad de carga se confirmará mediante pruebas de carga dinámicas en que se determine el incremento de resistencia durante todo el proceso de hincado y hasta alcanzar las especificaciones de proyecto.
- j) Liga estructural: se excavará el área de cimentación hasta la profundidad de desplante del cajón (con el procedimiento previamente diseñado); en el fondo se colocará una plantilla o firme de concreto  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$  y de 5 cm de espesor. Posteriormente se *descabezarán* los pilotes en su parte superior dejando descubierto el acero de refuerzo y se continuará con la construcción del sótano ligando los armados de los pilote a los dados de cimentación.

#### **IV.11 Conclusiones del procedimiento.**

El procedimiento de excavación planteado en este trabajo representa una de muchas opciones a seguir en la construcción de cimentaciones profundas. El tablaestacado y el troquelamiento son actividades fundamentales para este procedimiento, pues de ambas depende la estabilidad de la excavación en la que están en juego vidas y posesiones materiales.

En cuanto a la secuencia de construcción primero se han colocado los pilotes y tablaestacas. Es necesario mencionar que al hincar los pilotes se cuenta con los elementos previos para construir los miembros estructurales de la cimentación, tal como se explica en el inciso anterior y en el Capítulo III, pero además se cuenta con elementos confinantes en el fondo de la excavación que evitarán la expansión del material y la consecuente falla de fondo.

Respecto a la elección del material para construir los elementos de soporte se tiene que en cuanto a las tablaestacas se dispuso concreto reforzado; estos elementos no serán recuperables y quedarán hincados permanentemente entre el suelo y el muro de contención estructural. De haberse elegido acero para las tablaestacas se habrían reducido sus dimensiones pero aumentado sustancialmente su costo.

El troquelamiento se ha decidido llevar a cabo con tubos metálicos que se apoyen en un *muerto* provisional de concreto y no de tablaestaca a tablaestaca (como se ha hecho en algunas obras del Sistema de Transporte Colectivo) porque la longitud del troquel sería tal que tendría considerarse el efecto de pandeo, y entonces las dimensiones y el costo de los tubos para troquel aumentarían significativamente.

Como se mencionó en el Capítulo III, tanto los troqueles, como las *camisas*, las vigas mdrinas y también la placa en el *muerto* provisional de concreto son materiales recuperables que pueden ser utilizados en distintas fases de la misma excavación o en otras obras.

Es indispensable mencionar que toda obra de ingeniería deberá inducir un impacto ambiental lo menos desfavorable posible. En las grandes obras de ingeniería de cimentaciones de magnitudes mayores a la que trata este trabajo, el impacto ambiental puede ser bastante significativo en cuanto a las calidades de las aguas y los suelos involucrados en la construcción de las obras, sin dejar de mencionar el efecto colateral de impacto ambiental que producirán los actividades de máquinas y personal durante los trabajos.

Finalmente los conocimientos expuestos en este trabajo sólo representan una pequeña parte del campo de estudio de la Ingeniería Civil. Han intervenido distintas disciplinas como la Geotecnia, la Ingeniería Estructural, la Construcción y fugazmente la Hidráulica. Sin embargo no debe dejar de considerarse que los ejecutores de proyectos de ingeniería deberán ser, tal cual indica la palabra, ingenieros, y no *simples constructores* con el fin de que se pueda garantizar que los proyectos ejecutados están desarrollados conforme a las hipótesis y consideraciones de diseño.

## **BIBLIOGRAFÍA**

Holguín G. L., E., Gutiérrez S., C. E., Cuevas R., A. y Segovia P., J. A., "Diseño Geotécnico de Cimentaciones", páginas 135-137, TGC Geotecnia, México, D.F., 1992.