

4/1
2es.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"**

Registación Discontinua

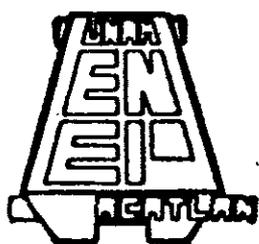
**CONSTRUCCION DE LAS PILAS DE CIMENTACION
DEL PUENTE VEHICULAR EN LA VIALIDAD
PERIFERICO - TEPIC**



T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :

FERNANDO ALEJANDRO YAÑEZ DOMINGUEZ

ASESOR: ING. JUAN VICTOR PADILLA CORREA



ACATLAN, EDO. DE MEX.

1998.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

262227



Universidad Nacional
Autónoma de México



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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. FERNANDO ALEJANDRO YÁÑEZ DOMÍNGUEZ.
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
PRESENTE.

En atención a su solicitud presentada con fecha de 25 de septiembre de 1996, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CONSTRUCCION DE LAS PILAS DE CIMENTACION DEL FUENTE VEHICULAR EN LA VIALIDAD PERIFÉRICO-TEPEPAN"

INTRODUCCIÓN.

1. ANTECEDENTES.
 2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS PILAS DE CIMENTACION
 4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EMPLEADOS EN LAS PILAS DE CIMENTACION
 5. CONTROL DE CALIDAD
- CONCLUSIONES

Asimismo fué designado como asesor de tesis el ING. JUAN VICTOR PADILLA CORREA, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, debiera prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional

ATENTAMENTE.
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlán Edo. de México a 18 de mayo de 1998.

Ing. Enrique del Castillo Frago
Jefe del Programa



ENFP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

A mis padres, por todo su amor y comprensión.
Mamá, gracias por infundirme siempre ese deseo de superación,
mis triunfos son también tuyos.

A mi hermano Carlos
por soportarme todo este tiempo.

A mi abuelita Elvira
por todos esos años en que lidiaste con Carlos y conmigo.

A mis tías
en especial a mi tía Chely
por su apoyo incondicional.

A mi tios Pedro y David (†), su recuerdo y ejemplo siempre están conmigo.

A toda mi demás familia.

A mis amigos
en especial a Miguel y Rafael (¡lo logramos!).

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México
por brindarme la oportunidad de cursar una licenciatura.

A todos
los que en alguna etapa de mi vida
me han brindado
su apoyo y amistad.

Al Ing. Juan Víctor Padilla Correa, sin su ayuda no hubiera sido posible
este trabajo.

A las empresas I.C.A. y Rioobo
por las facilidades otorgadas.

ÍNDICE

	Pags.
INTRODUCCIÓN	
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES	1
1.1 Ubicación de la obra	2
1.2 Causas del proyecto	5
1.3 Memoria descriptiva	7
1.3A Proyecto arquitectónico	10
1.3B Proyecto estructural	17
CAPÍTULO 2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.	40
2.1 Zonificación geotécnica del Valle de México.	41
2.2 Exploración del subsuelo	44
2.3 Trabajos realizados	57
2.3A Pruebas de laboratorio	61
2.4 Estratigrafía del lugar	78
2.5 Capacidad de carga del suelo	85
CAPÍTULO 3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS PILAS DE CIMENTACIÓN	94
3.1 Trazo	95
3.2 Construcción de terraplenes	99
3.3 Polímeros	104
3.4 Lodo bentonítico	106
3.5 Ademes metálicos	108
3.6 Perforación, estabilización y construcción de las pilas	109

CAPÍTULO 4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EMPLEADOS EN LAS PILAS DE CIMENTACIÓN. 127

4.1 Polímeros	128
4.2 Lodo bentonítico	132
4.3 Ademes metálicos	136

CAPÍTULO 5. CONTROL DE CALIDAD 140

5.1 Topografía	141
5.2 Perforaciones	142
5.2 A Lodo bentonítico	142
5.2 B Polímero	146
5.3 Acero	148
5.4 Concreto	154
5.4 A Prueba de revenimiento	155
5.4 B Pruebas de concreto endurecido	159
5.5 Verificación de calidad	166
5.6 Pruebas de carga	168

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

Dentro de la construcción de obras de Ingeniería Civil, se encuentran proyectos que por su localización y funcionamiento son de gran importancia para el bienestar de la sociedad. Un ejemplo de ellos son los proyectos de infraestructura urbana y en especial los que se encuentran en grandes centros poblacionales que por sus características demográficas requieren de una adecuada infraestructura para sus habitantes.

Las cimentaciones de tales proyectos normalmente deben diseñarse de tal modo que resistan y puedan transmitir grandes pesos al terreno sobre el cual se apoyan, por lo tanto, dicho terreno de apoyo debe ser muy resistente. Esta condición es básica para el buen desarrollo de cualquier proyecto de construcción.

Dicha condición es fácil de conseguir en muchos centros urbanos debido a que la mayoría se asienta sobre terrenos que cuentan con las características necesarias para soportar grandes pesos (resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad, etc.). Desafortunadamente, algunos proyectos de infraestructura urbana deben cimentarse sobre terrenos poco apropiados para resistir la acción de pesos importantes, por lo que debe tenerse mucho cuidado al momento de diseñar y construir proyectos sobre dichos terrenos.

Este trabajo tiene por objetivo el describir los problemas y las soluciones que se presentan durante el desarrollo de proyectos planeados sobre un terreno de cimentación tan peculiar como lo es el de la Ciudad de México.

Uno de los problemas más comunes en este tipo de suelo (alta compresibilidad, baja resistencia) es que los estratos resistentes se encuentran a una considerable profundidad. Esta problemática se acentúa por la presencia de agua a pocos metros de la superficie, con lo que la construcción de la cimentación adquiere un matiz muy diferente, ya que el agua genera una inestabilidad que pone en peligro la correcta construcción del proyecto.

Por lo anterior, la construcción de un proyecto de tales características es muy complicada y poco rentable, ya que los costos que genera son demasiado grandes. Para aminorarlo se han creado procedimientos constructivos que tienen como objetivo lograr que la excavación de la cimentación se mantenga uniforme durante su construcción.

En el presente trabajo se dan a conocer las ventajas y desventajas de esos procedimientos constructivos para así emplearlos adecuadamente en obras de características similares.

En el capítulo 1 se describen los aspectos básicos del proyecto en estudio, como lo son ubicación, causas y los detalles de su diseño.

Teniendo como base lo anterior se detalla en el capítulo 2 el estudio de mecánica de suelos que sirve como apoyo promordial para la construcción del proyecto, ya que en dicho estudio se analizan las características físicas y mecánicas más importantes del subsuelo en el que se apoya. Con dicho estudio se tiene la base necesaria para realizar el diseño de la cimentación.

En el capítulo 3 se muestran a detalle los procedimientos constructivos que se emplean para la construcción de la cimentación de este proyecto y que casualmente son los más empleados hoy en día para este tipo de obras.

Después, en el capítulo 4 se analizan las ventajas y desventajas de cada procedimiento, dándole una mayor importancia a la estabilidad de la excavación, ya que de ello depende el éxito o el fracaso de el elemento por construir.

Por último, en el capítulo 5 se describe el control de calidad que debe seguirse en proyectos de este tipo para que al término de su construcción se logre un producto de la más alta calidad.

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES.

En este capítulo se expone todo lo que englobo el proyecto para la construcción del puente vehicular Periférico- Tepepan , abarcando desde las causas que generaron la obra hasta la exposición de los planos del proyecto ejecutivo.

Es muy importante realizar los estudios necesarios previos a la construcción de la obra, ya que son la base para su posterior construcción en forma adecuada y su correcto funcionamiento. Dichos estudios son de suma importancia, ya que en base a ellos se define desde el tipo de obra que se va a realizar hasta su proceso constructivo y el mantenimiento para su correcta operación.

El primer paso a seguir consiste en determinar el claro que se quiere salvar y la zona donde se encuentra para establecer que tipo de puente es el que se va a construir. En la actualidad existen una gran variedad de tipos de puentes como son los de acero y concreto reforzado. Normalmente son más empleados los de concreto reforzado en su modalidad de prefabricados, ya que su colocación es mucho más sencilla, rápida, segura y no afectan tanto a las vialidades existentes. No se debe olvidar que este proyecto se desarrolla en una zona urbana y por lo tanto el flujo vial no puede suspenderse durante la construcción del puente.

Debido a lo anterior se determinó que el puente fuera de concreto reforzado y la superestructura fuera prefabricada.

1.1 UBICACIÓN DE LA OBRA

La obra "Puente Vehicular Periférico-Tepepan" se encuentra localizada en el cruce del Periférico Sur y la calzada México-Xochimilco al sur de la Ciudad de México, D.F., cerca del Instituto Tecnológico de Estudios Superiores de Monterrey, campus Ciudad de México, en los límites de las delegaciones de Tlalpan y Xochimilco. En la figura 1.1 se presenta un croquis general de localización, con el objeto de tener mejor referencia de su ubicación.

La zona de la ciudad en la que se localiza el proyecto es de un gran crecimiento, ya que dicha zona en el pasado estaba conformada por ejidos que con el paso del tiempo se están transformando en zonas urbanas con una buena plusvalía, que demandan a su vez una gran cantidad de servicios de todo tipo por lo que se requiere la construcción de infraestructura importante con el objeto de no detener su desarrollo.

En la zona se encuentra una de las arterias viales más importantes de la ciudad, este es el anillo Periférico que en su paso por la zona sur es cruzado por varias avenidas de menor importancia. Entre dichas avenidas las más conflictivas son la calzada Canal de Miramontes y la de el presente proyecto la México-Xochimilco que es la única entrada a la zona de Tepepan y con esto la principal vía de comunicación hacia la delegación Xochimilco, que con el paso del tiempo se ha transformado en una zona netamente urbana y escolar.

Durante muchos años el cruce entre Periférico y la calzada México-

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

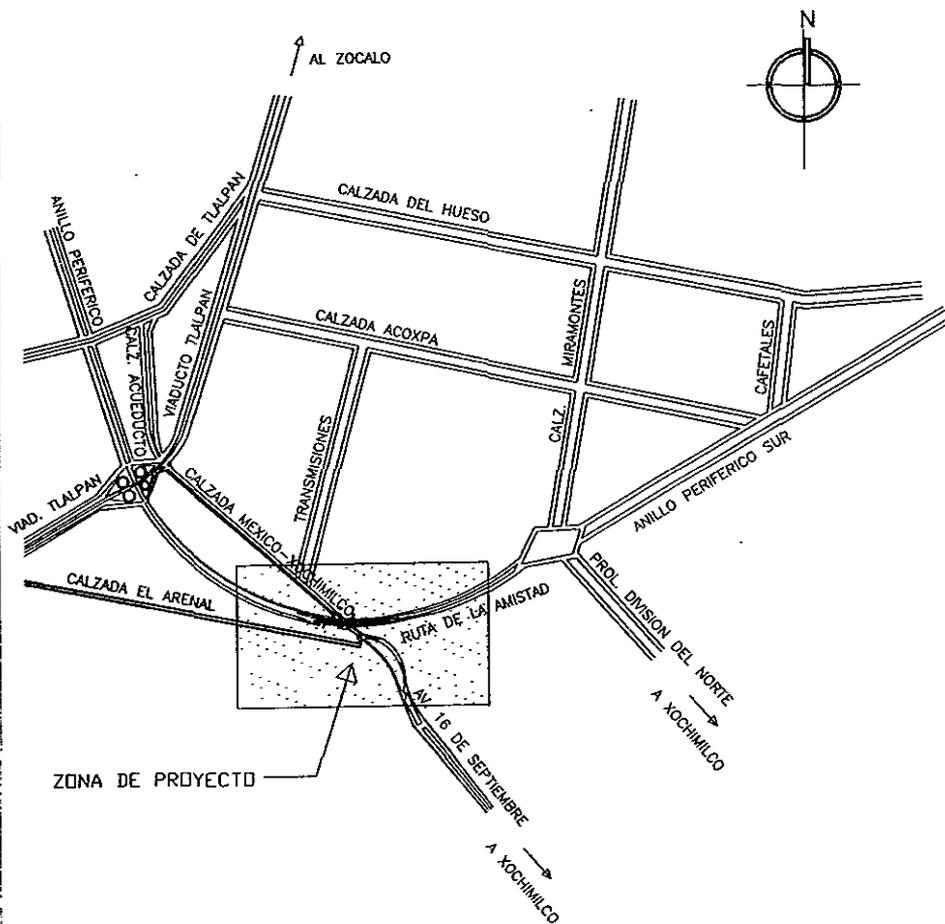


FIGURA 1.1

Xochimilco no representaba ningún problema vial, ya que en el año de 1968 se construyó un puente para los carriles centrales del Periférico para que no se interrumpiera la circulación con el cruce de la calzada, pero con el desarrollo de la zona sur a la cual sirve de acceso, se hizo preponderante la modificación de este cruce para optimizar el tránsito vehicular en dicha arteria vial, por lo que se decidió la construcción de este puente, el cual se encuentra considerado en el plan de desarrollo vial que el D.D.F. ha desarrollado para equipar adecuadamente a esta zona de la ciudad.

El puente en cuestión se proyectó sobre las arterias laterales del Periférico, con el objeto de evitar el nudo vial que se genera al momento de que los vehículos que salen del Periférico buscan incorporarse a la calzada México-Xochimilco y se encuentran con los que circulan por la calzada México-Xochimilco y tratan de incorporarse al Periférico, con lo que se llega a generar un gran caos vial, que en ocasiones duraba todo el día.

Aunado a lo anterior, se debe mencionar que sobre la calzada México-Xochimilco corre el tren ligero, como se sabe tiene preferencia sobre la circulación vehicular por lo que a su paso se genera un estancamiento adicional a las vialidades laterales del Periférico. Con la construcción de un puente sobre cada lateral del Periférico con sus respectivos retornos se logra que el tránsito vehicular sea más eficiente y esto ayuda en recuperar muchas horas-hombre que de otra manera se seguirían perdiendo.

Además se proporciona mayor continuidad al anillo Periférico que en la actualidad se ha ampliado hacia la parte oriente y norte de la Ciudad de México.

Otra ventaja con dicha construcción es el aminorar en una proporción muy significativa el problema de la contaminación auditiva y atmosférica debido al congestionamiento vial que se presenta regularmente en dicha zona.

1.2 CAUSAS DEL PROYECTO

A continuación se enumeran las causas que fueron más importantes para la construcción de este proyecto vial.

■ Problema vial.

Como se mencionó en el inciso anterior, el enorme crecimiento de la Ciudad de México ha creado una gran demanda de servicios e infraestructura que la población necesita para vivir mejor y desplazarse más rápidamente a sus centros laborales y educacionales. Junto a lo anterior se tiene el problema de que no se lleva a cabo el programa de planeación urbana y esto repercute en tener que estar acondicionando las arterias viales ya existentes o tener la necesidad de demoler algunas construcciones para realizar dichas obras.

La zona donde se ubica el proyecto se caracteriza por su acelerada urbanización y debido a ello está más necesitada de equipamiento vial, ya que hace aproximadamente 20 años que este no se amplía o se renueva y a la vez su mantenimiento es cada vez más costoso y complicado. Sus principales arterias como lo son el Periférico, la calzada de Tlalpan, la calzada de Miramontes y la calzada México-Xochimilco han sufrido una

serie de modificaciones en los últimos años para poder cubrir las nuevas necesidades de tránsito en la zona.

■ **Tren ligero.**

Con la construcción del tren ligero se dió un nuevo problema en la ciudad y este es que las avenidas por donde circula en lugar de ampliarse se reducen como es el caso de la calzada México-Xochimilco, ya que con la construcción del tren ligero que va de la estación Tasqueña del Sistema de Transporte Metropolitano (Metro) hasta el centro de Xochimilco y por las necesidades de esta obra, se redujeron los 2 carriles centrales y el camellón de esta calzada, lo que provocó una pérdida muy importante de capacidad para la captación de tránsito vial que a diario llena esta importante arteria.

Aunque el tren ligero es de gran ayuda para reducir los problemas de movimiento de la población del suroeste de la ciudad, no fue el remedio eficaz para ello, ya que el crecimiento de esta ya lo absorbió y redujo en un importante porcentaje a su capacidad.

Debido a todos los puntos expuestos el Departamento del Distrito Federal decidió que era necesario aumentar la eficiencia del Periférico Sur en su cruce con la calzada México-Xochimilco, motivo por el cual se decidió la construcción de un puente vehicular sobre las laterales del Periférico en dicha zona. Para esto el Departamento del Distrito Federal a través de la Dirección General de Obras Públicas (D.G.O.P.) se encargó de abrir la licitación pública para la construcción de la vialidad Periférico-Tepepan.

1.3 MEMORIA DESCRIPTIVA.

El proyecto “Vialidad Periférico- Tepepan” consistió de un puente vehicular dividido en dos cuerpos que corren paralelos al puente existente en el cruce del Periférico con la calzada México-Xochimilco. En la figura 1.2 se encuentra el plano arquitectónico del puente en general y sus correspondientes cortes para un mejor entendimiento de dicho proyecto.

Como se observa en dicho plano, el proyecto en estudio es un puente de concreto reforzado con una altura en su punto más alto de 6 m y un claro a salvar de aproximadamente 60 m por donde pasa la calzada México-Xochimilco. Debido al poco espacio a los lados del Periférico y a la deformabilidad del terreno, se decidió proyectar un puente estructurado a base de travesaños y de columnas de concreto reforzado.

Cada cuerpo del puente consta de dos carriles vehiculares de 3.5 m de ancho cada uno con una longitud de aproximadamente 500 m. Sólo cuenta con una gasa de retorno ubicada en el cuerpo A en el sentido sur-norte debido a que no era necesario la construcción de otra en el sentido norte-sur. Este proyecto fue asignado a varias empresas constructoras que tenían a su cargo las siguientes actividades:

Una de ellas se encargó del proyecto ejecutivo de toda la obra, esto incluye el estudio de mecánica de suelos, diseño de la subestructura y superestructura del puente vehicular, así como de las especificaciones pertinentes para la realización óptima de este. Otra función de esta empresa es la de Topografía antes y durante la construcción de dicha obra.

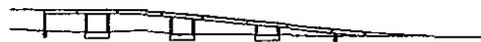
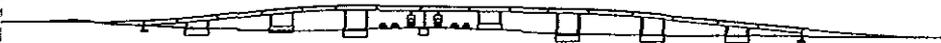
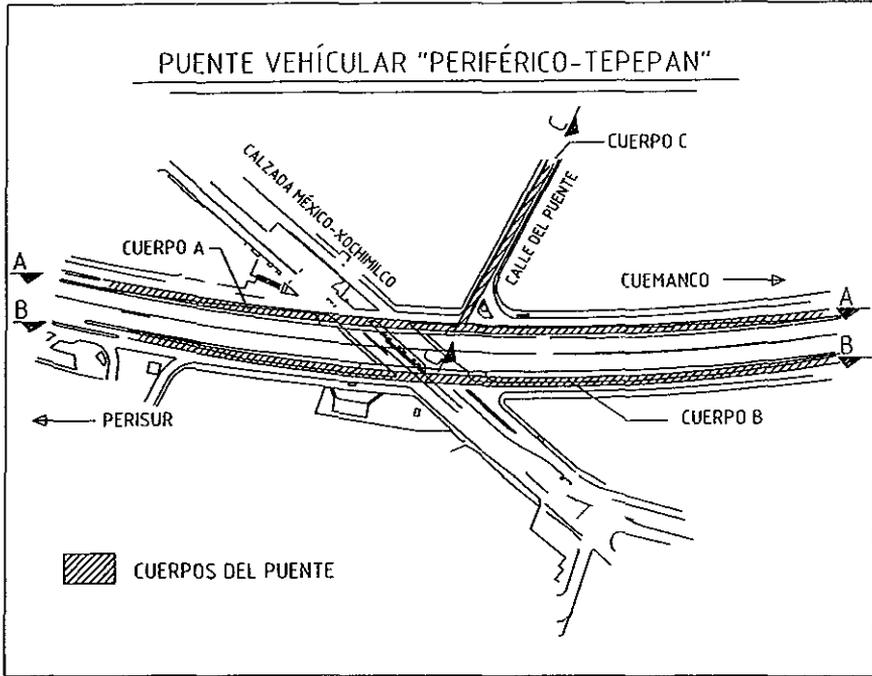


FIGURA 1.2

La segunda empresa se encargó de la construcción de la cimentación que consistió de 72 pilas de 1.20 m de diámetro y 10 pilas de 0.80 m de diámetro correspondientes a los cuerpos A y B, así como a la gasa de retorno del cuerpo A que corre sobre la calle del Puente adyacente al Tecnológico de Monterrey.

La tercera empresa constructora se encargó de la edificación de la superestructura del puente en sus dos cuerpos así como de la gasa de retorno del cuerpo A.

Otra empresa se encargó de lo referente a la obra inducida que cobra una vital importancia en una obra como esta al tener presentes varios tipos de instalaciones alojadas en el subsuelo de la zona.

Para la correcta construcción de esta obra se contrataron los servicios de supervisión de una empresa al mismo tiempo que la D.G.O.P. se encargaba de la coordinación y auxiliaba en la supervisión de cada etapa de la construcción de la obra.

Otro aspecto importante de las funciones y responsabilidades de cada empresa es que ellas quedaban supeditadas a los cambios y modificaciones que la empresa que diseñó el proyecto o los funcionarios de la D.G.O.P. necesitaron efectuar a la obra.

1.3 A PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Como se describió, el proyecto vehicular “Periférico-Tepepan”, consta de dos cuerpos que salvan un claro central de 60.0 m por donde cruza la calzada México-Xochimilco donde presenta una altura de 6.0 m en su punto más alto (gálibo) y dadas las características topográficas y arquitectónicas del cruce, las rampas de acceso del puente no podrían ir sobre un relleno de materiales controlados, por lo que dichas rampas se apoyan en columnas de concreto reforzado. La rampa del cuerpo A tiene 492 m de longitud y la del cuerpo B es de 523 m.

Cada cuerpo cuenta con dos carriles de 3.5 m de ancho cada uno, con un paramento de 1.20 m. En las figuras 1.3 a 1.5 se muestran los perfiles longitudinales, un corte de ambos cuerpos del puente y la gasa de retorno con sus características principales.

La superestructura esta formada por traveses de concreto reforzado de 2.0 m de altura, una por cada carril de cada cuerpo. Se tienen dos tipos de traveses, las centrales (TC) y las que se apoyan sobre alguna columna (TA). En total se tienen 41 traveses centrales y 41 traveses apoyadas en columnas. Dichas traveses tienen una longitud de 20 m en promedio (fig. 1.6) y son precoladas debido a la falta de espacio en la zona de obra para la correcta aplicación de su sistema constructivo, por lo que sólo fue necesario su transporte y colocación en obra.

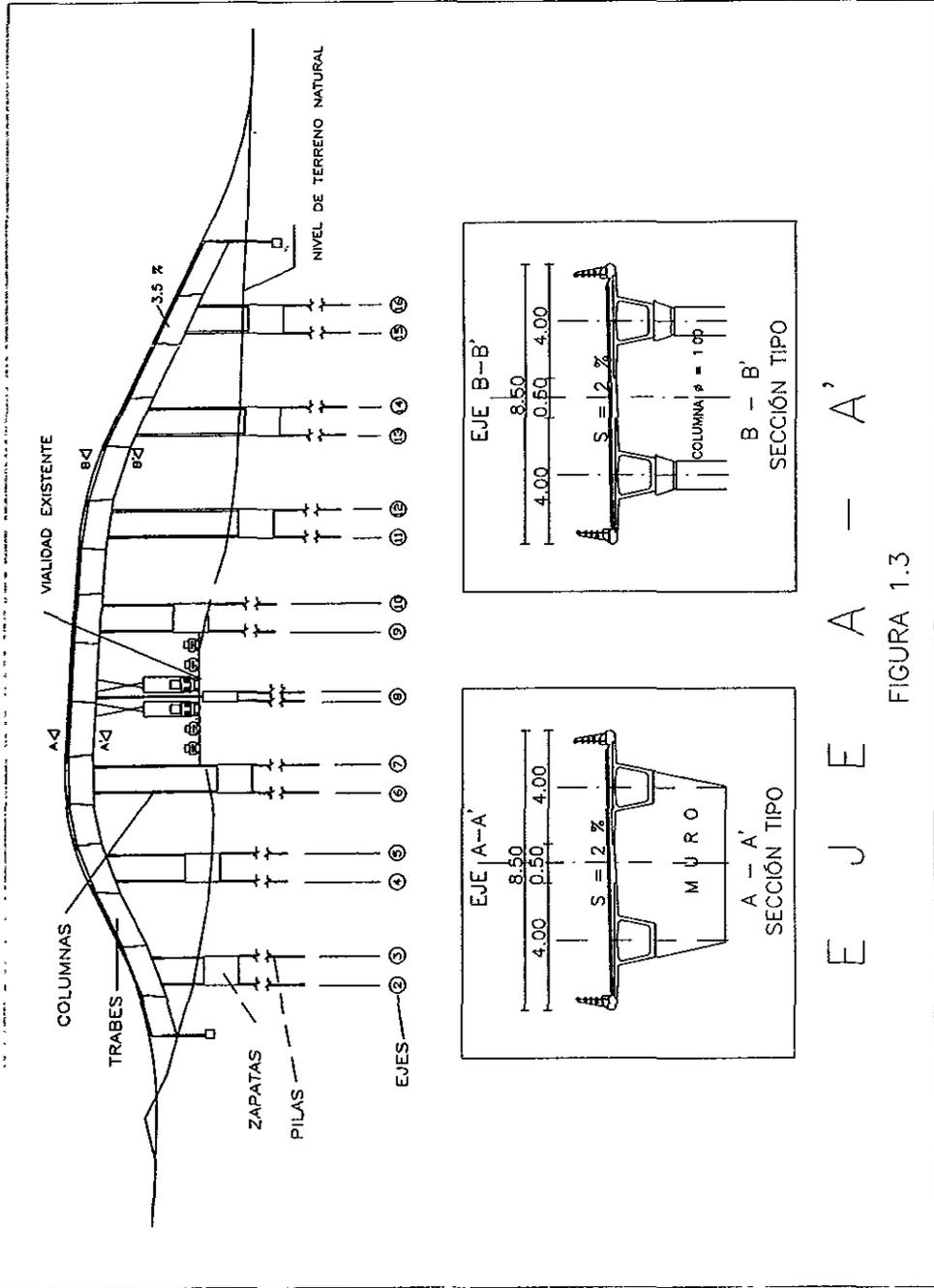
Se determinó que entre la unión de traveses-columna se coloque una zona de capitel. En el eje B-B' y el C-C' se optó por la construcción de columnas redondas de 1.0 m de diámetro y con alturas variables mientras que en el

eje A-A' se optó por la combinación de columnas redondas con apoyos de muro (fig. 1.7) por el cambio en las condiciones topográficas del sitio.

En cuanto al apoyo de los cuerpos del puente se decidió por la utilización de pilas y sobre estas unas zapatas de concreto reforzado para rigidizar a los elementos. Las zapatas unen a grupos de 4 columnas en un solo elemento con el auxilio de contratrabes y transmitiendo la carga a pilas de 1.20 y 0.80 m de diámetro que se desplantaron a una profundidad de 40.50 m y 35.50 m. respectivamente. Dichas pilas se encuentran ubicadas debajo del centro de cada columna y 4 de ellas debajo de cada apoyo en forma de muro.

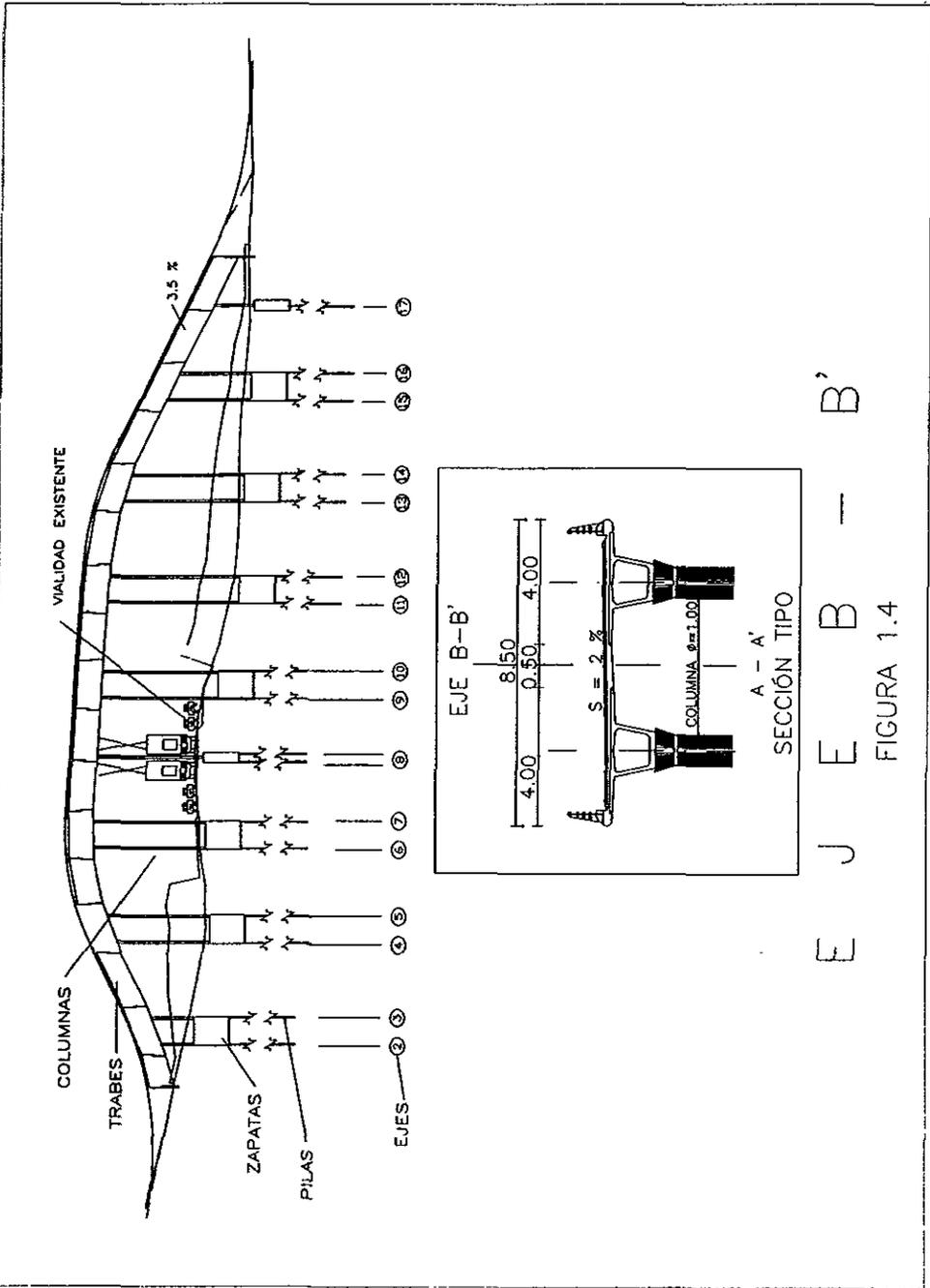
La superficie de rodamiento sobre los cuerpos del puente se realizó con cemento asfáltico AC-20, la mezcla asfáltica es de una estabilidad Marshall de 700 kg. (75 golpes/cara) y un porcentaje de vacíos del 2 al 4%. Al terminar con las capas anteriores se le colocó un riego de sello para impermeabilizarlas con una lechada de cemento-agua en una proporción de cemento/arena de 0.80 lt/m².

La conexión entre las estructuras de los pavimentos de la vialidad (existentes) y los del puente (nuevos) se realizó de forma escalonada, conservando cada escalón un ancho mínimo de 30 cm. Cuando la estructura nueva presentó espesores de capas diferentes a los existentes se consideró una zona de transición con una longitud de 3.0 m (mínimo). La junta entre las carpetas (vialidad y puente) se realizó previo retiro de partículas sueltas y flojas que muestren éstas, así como un riego de liga en la pared vertical entre ambas.



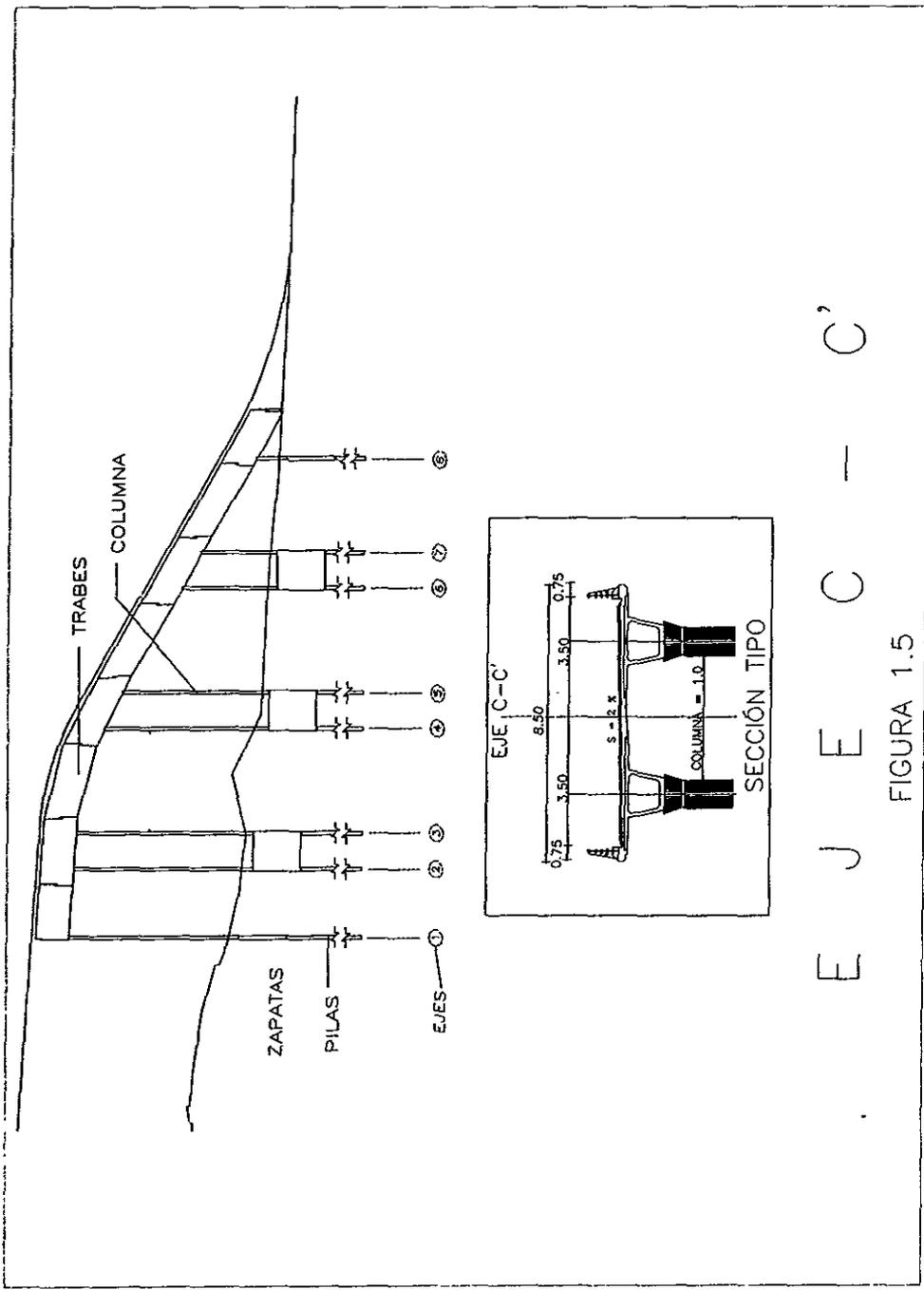
E J E A - A'

FIGURA 1.3



E J E B - B'

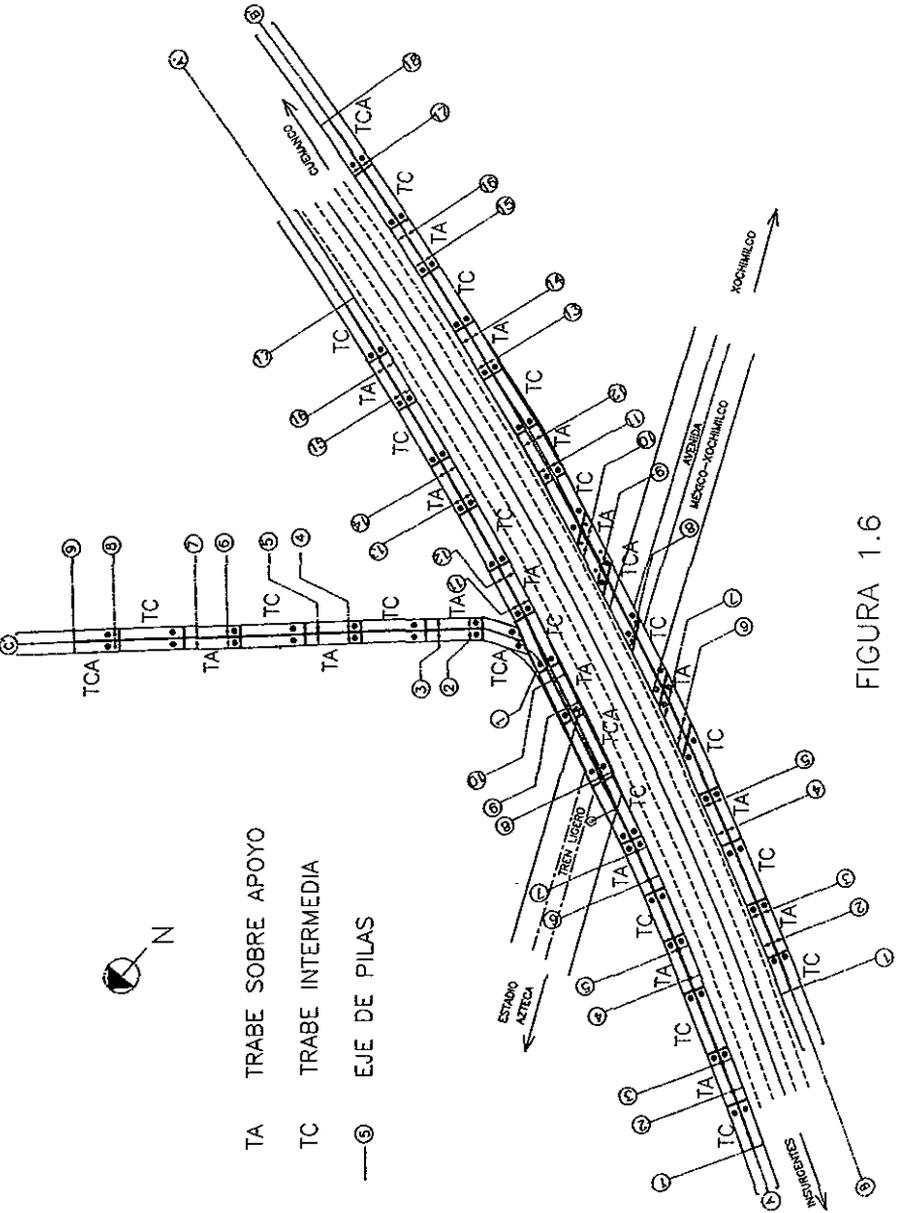
FIGURA 1.4



E J E C - C'

FIGURA 1.5

COLOCACIÓN DE TRABES



- TA TRABE SOBRE APOYO
- TC TRABE INTERMEDIA
- ⑥— EJE DE PILAS

FIGURA 1.6

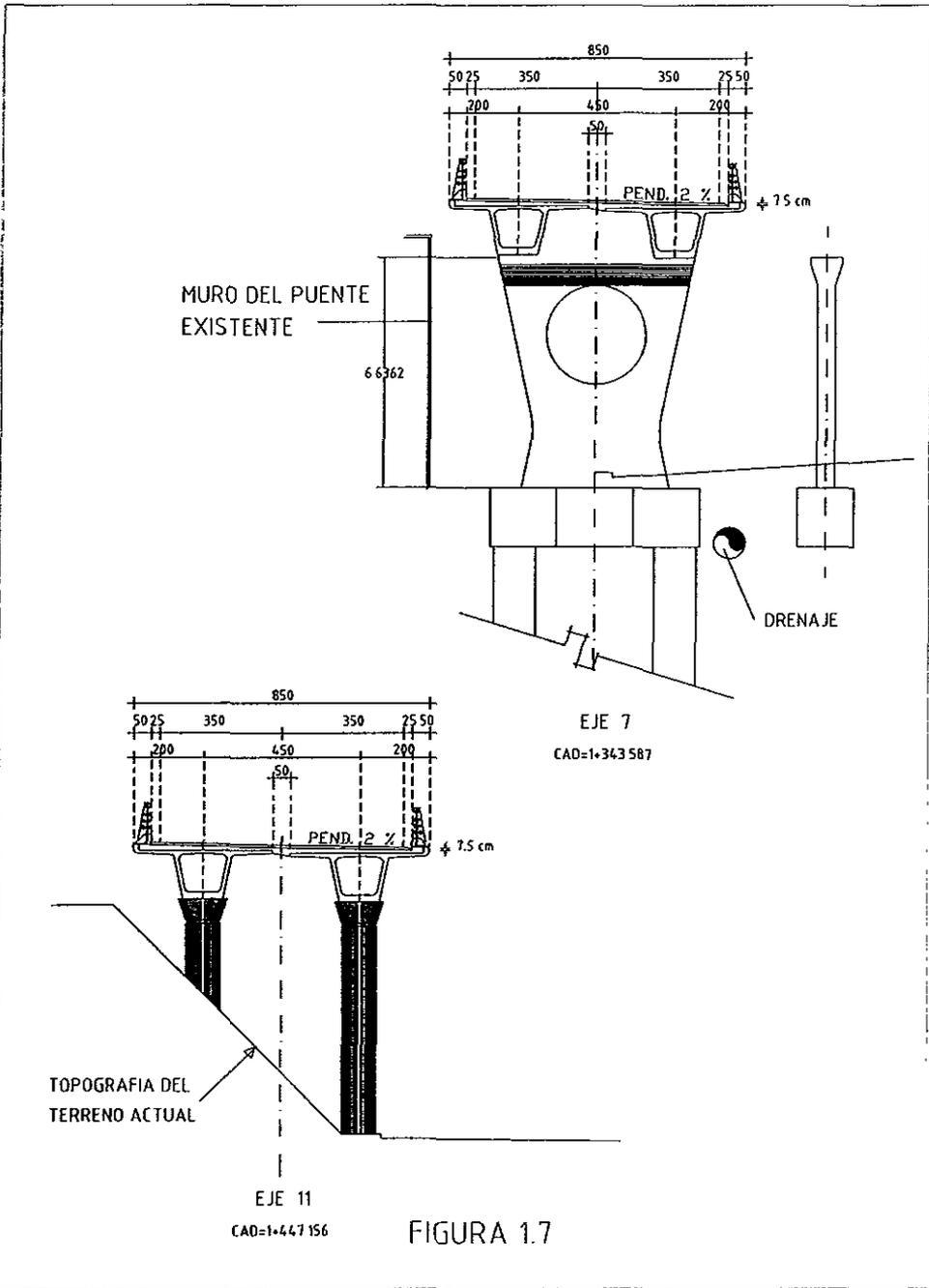


FIGURA 1.7

1.3 B PROYECTO ESTRUCTURAL

El proyecto estructural es la parte medular de todo proyecto y por consiguiente su correcto cálculo es muy importante, por lo que a continuación se expresan los aspectos más importantes del diseño en el proyecto en estudio.

No debe olvidarse que en los cuerpos del puente se presentan cargas muy importantes, ya que este es transitado por todo tipo de vehículos desde automóviles pequeños hasta camiones de carga de gran tonelaje debido a que el Periférico Sur es la arteria vial que sirve de entrada y salida a la autopista México-Acapulco y por lo tanto es muy transitada.

Se consideró durante el diseño que la condición más crítica en condiciones estáticas fuera cuando se detuviera el tránsito y sobre el puente se encuentren trailers de tipo T3S3, llenos de mercancía. En condiciones dinámicas se diseño con la base que durante un sismo se espera un número importante de vehículos de este tipo.

El diseño estructural de los elementos que constituyen al puente se realizó en base a las cargas que soportaría cada elemento, además de las acciones de los sismos que como se conoce son muy importantes en la Ciudad de México. Se determinó que la unión trabe-columna trabaje como un marco en toda su estructura y para prevenir los problemas provocados por la acción de sismo se recurrió al empleo de contratrabes en las zapatas para contrarrestar un posible momento torsionante que difícilmente soportaría una estructura como esta.

Es importante aclarar que el diseño se llevo a cabo siguiendo las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.

Como este trabajo se enfoca a la parte constructiva del proyecto, sólo se mencionarán las conclusiones de dichos cálculos y como se aplicaron en el proyecto final del puente vehicular “ Periférico-Tepepan “.

Para soportar las cargas se determinó la necesidad de construir 82 pilas con un diámetro variable entre los 80 y los 120 cm, distribuidos de una forma más o menos proporcional en ambos cuerpos del puente (figura 1.8).

En lo concerniente a los planos estructurales primero se describen los correspondientes a las pilas de 80 y 120 cm de diámetro que se encuentran en las figuras 1.9 y 1.10, donde se aprecia que se trata de armados de 12 varillas corrugadas de 1.5” con zunchos (estribos helicoidales) a cada 30 cm en ambos tipos de pilas.

Dichas pilas rematan en elementos compuestos de contratraves (zapatas). Debido a que las características de las zapatas fueron en algunos casos similares, se optó por tener cuatro tipos de zapatas tipo para cada cuerpo del puente y el retorno. Cabe aclarar que por las características del suelo estas zapatas tipo no lo fueron para todo el proyecto, por lo que se presenta la siguiente tabla para su localización:

<i>ZAPATA TIPO</i>	<i>No. zapatas CUERPO A</i>	<i>No. zapatas CUERPO B</i>	<i>No. zapatas RETORNO A</i>
I	3	0	0
II	3	4	0
III	0	0	3
IV	0	1	2

Tabla 1. Zapatas tipo

Estas zapatas y las demás que complementan el proyecto se ilustran en el anexo de este capítulo con sus respectivos cortes para conocer a fondo sus armados de refuerzo. Para la localización de cada zapata en el proyecto en estudio se muestra un plano de localización de ellas en dicho anexo.

En el mismo anexo se muestran los armados de las contratraves de las zapatas y de las uniones (dados) de la pila-columna-contratrabe que se encuentran en este proyecto.

También se ilustra el armado en el muro en forma de "Y" debajo del cuerpo A del puente. Este elemento estructural es diferente a las columnas redondas empleadas en todo el cuerpo B y parte del cuerpo A por la posible acción de sismo en esa parte del terreno.

Por último, se indica a detalle la unión de columna-trabe en el armado de los capiteles.

DISTRIBUCIÓN GENERAL DE PILAS

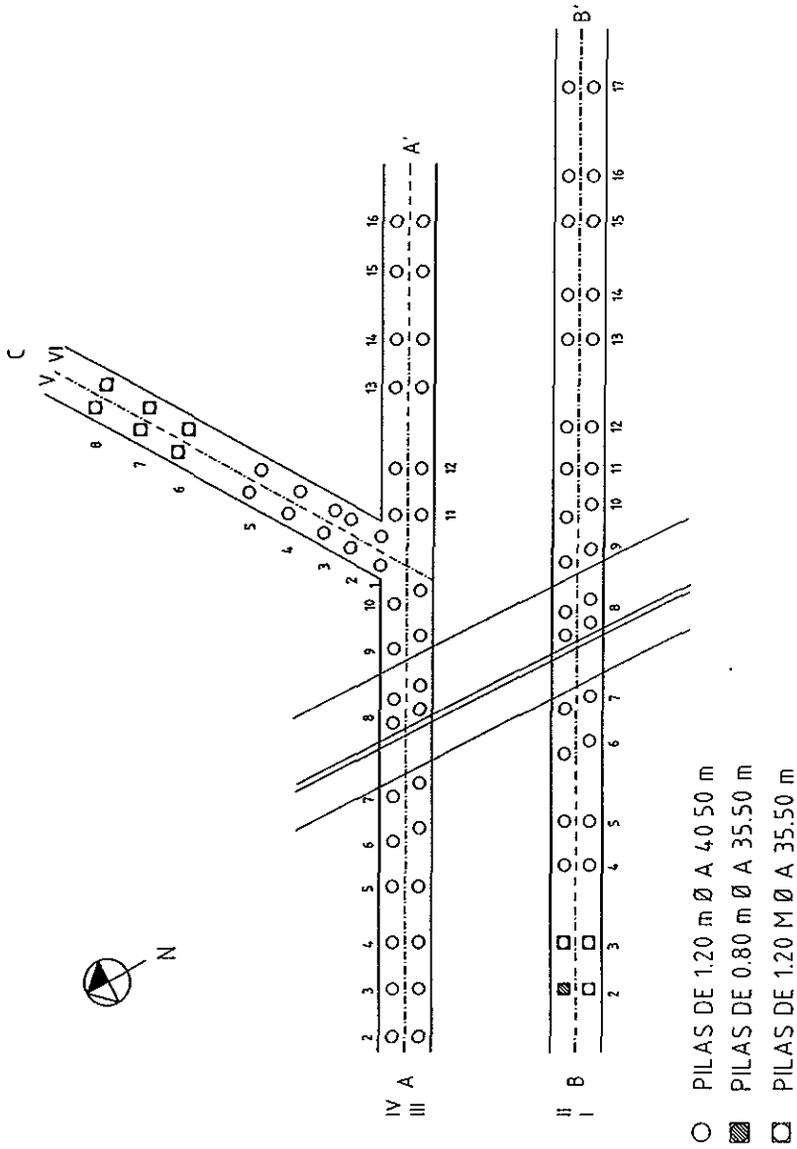


FIGURA 1.8

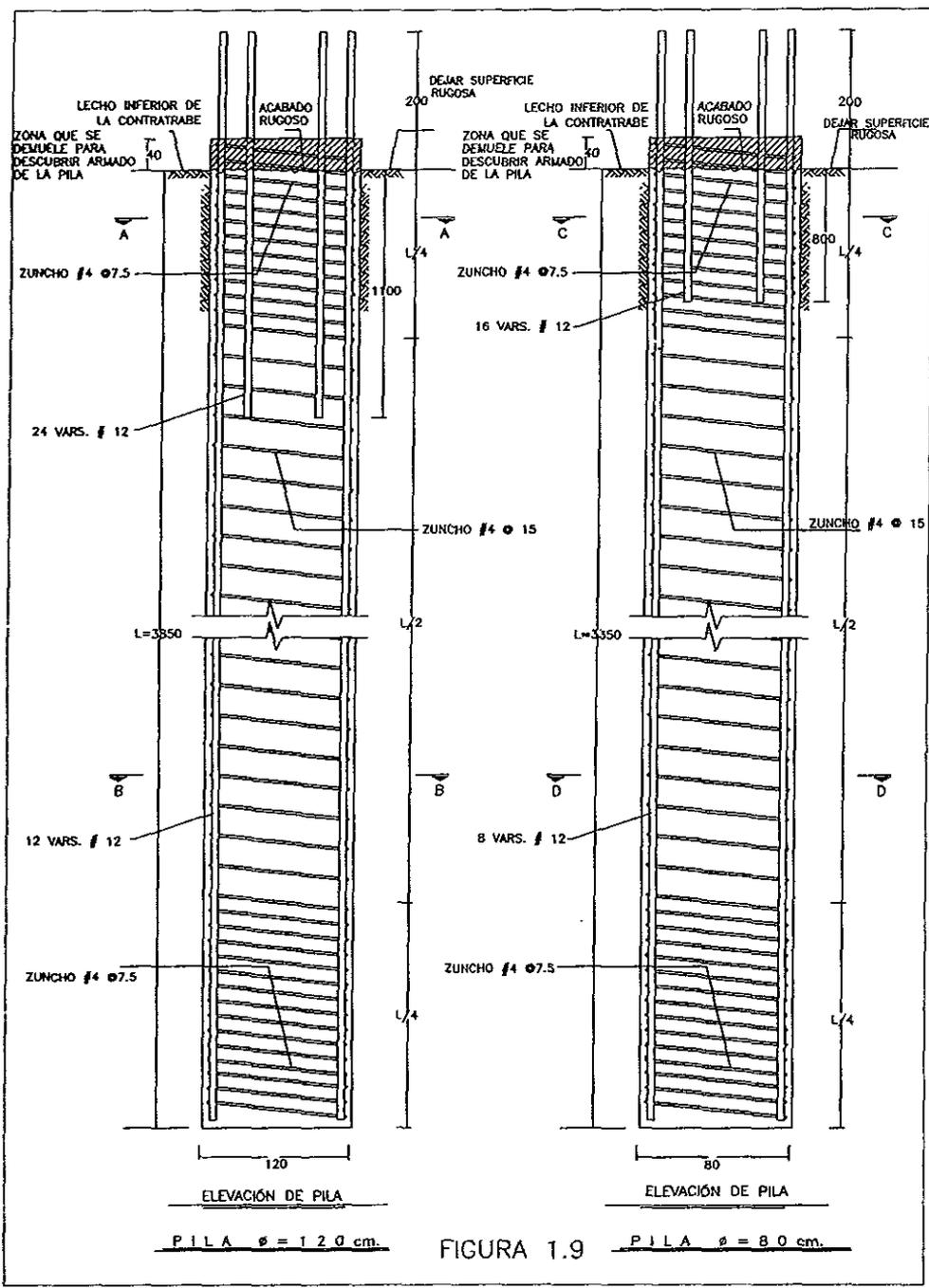
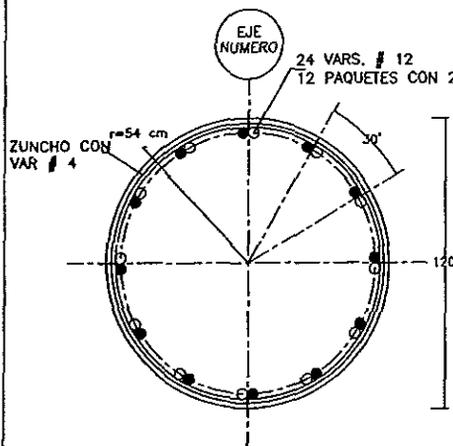
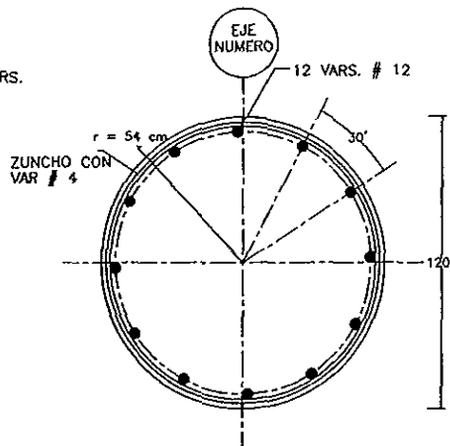


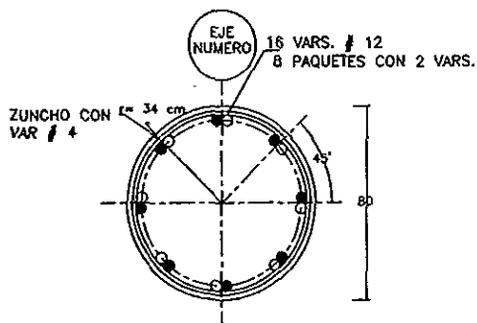
FIGURA 1.9



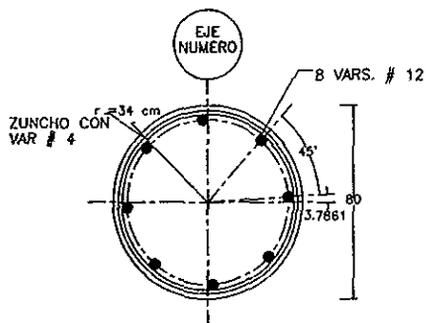
CORTE A --- A
DETALLE DE
PILA $\phi = 120$ cm.



CORTE B --- B
DETALLE DE
PILA $\phi = 120$ cm.



CORTE C --- C
DETALLE DE
PILA $\phi = 80$ cm.



CORTE D --- D
DETALLE DE
PILA $\phi = 80$ cm.

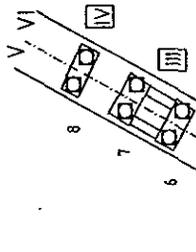
FIGURA 1.10

CAPÍTULO 1

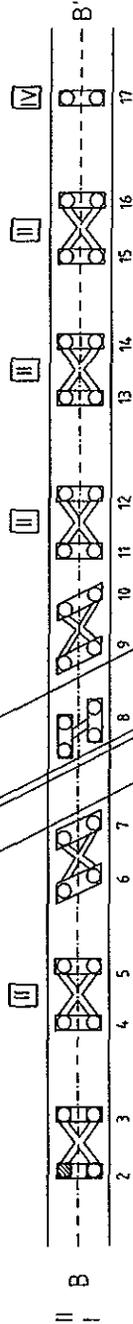
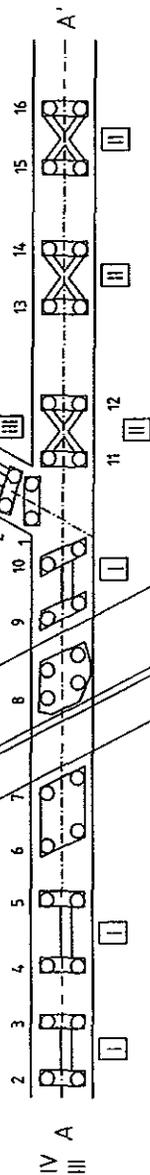
ANEXOS

DISTRIBUCIÓN DE ZAPATAS

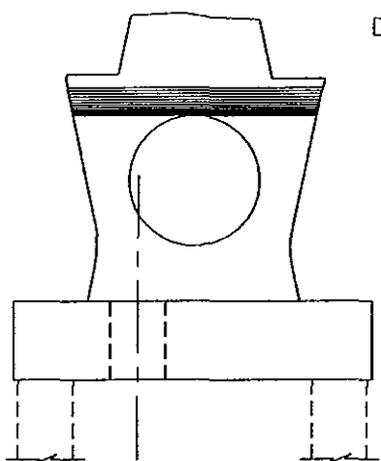
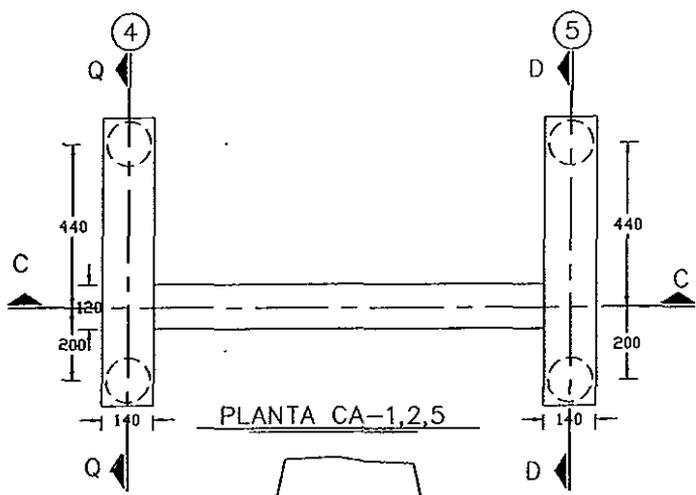
C



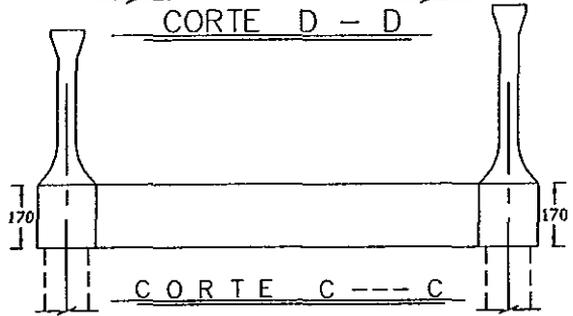
ZAPATA TIPO



- PILAS DE 120 m Ø A 40.50 m
- ▨ PILAS DE 0.80 m Ø A 35.50 m
- PILAS DE 120 M Ø A 35.50 m

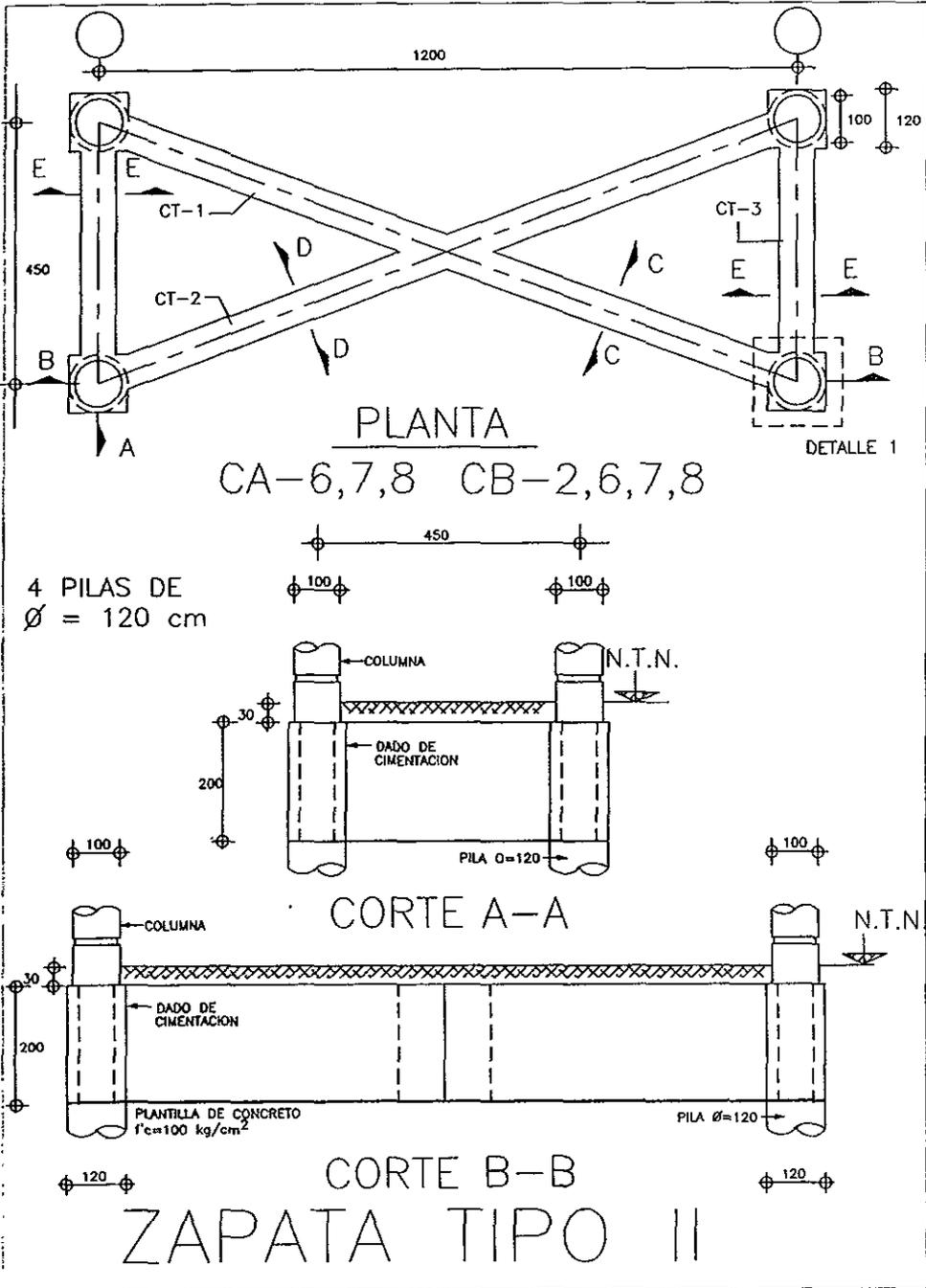


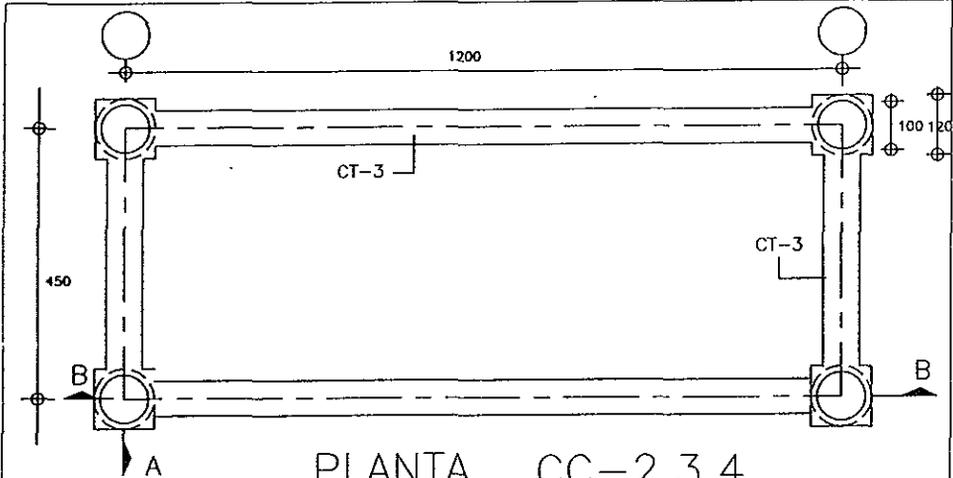
CORTE D - D



CORTE C - C

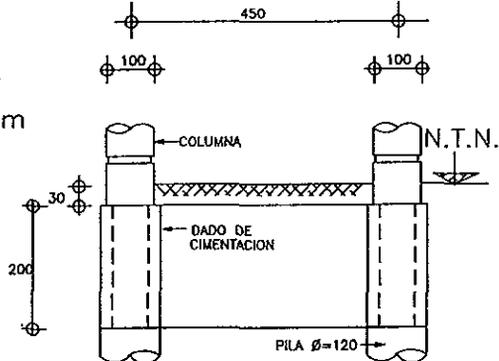
ZAPATA TIPO I



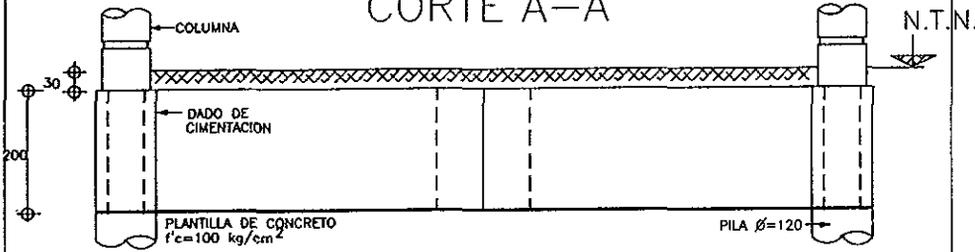


PLANTA CC-2,3,4

4 PILAS DE
 $\varnothing = 120$ cm

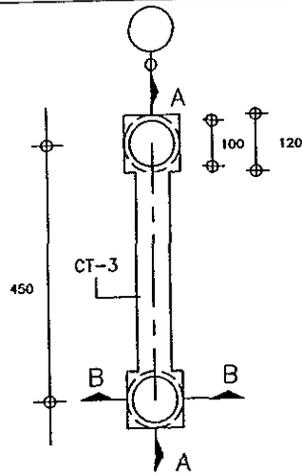


CORTE A-A



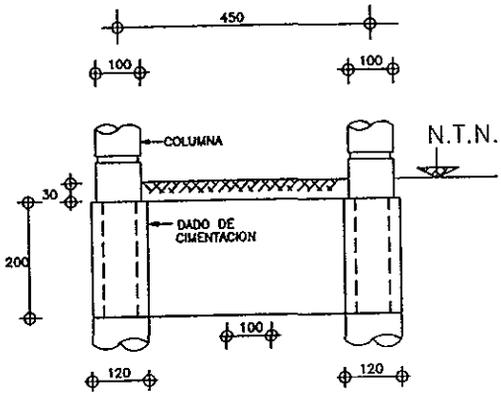
CORTE B-B
 ZAPATA TIPO III

PLANTA
 CC-1,5 CB-9

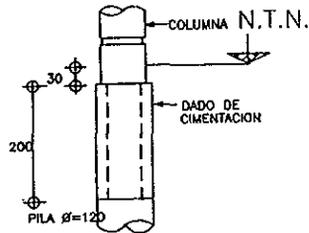


2 PILAS DE
 $\varnothing = 120$ cm

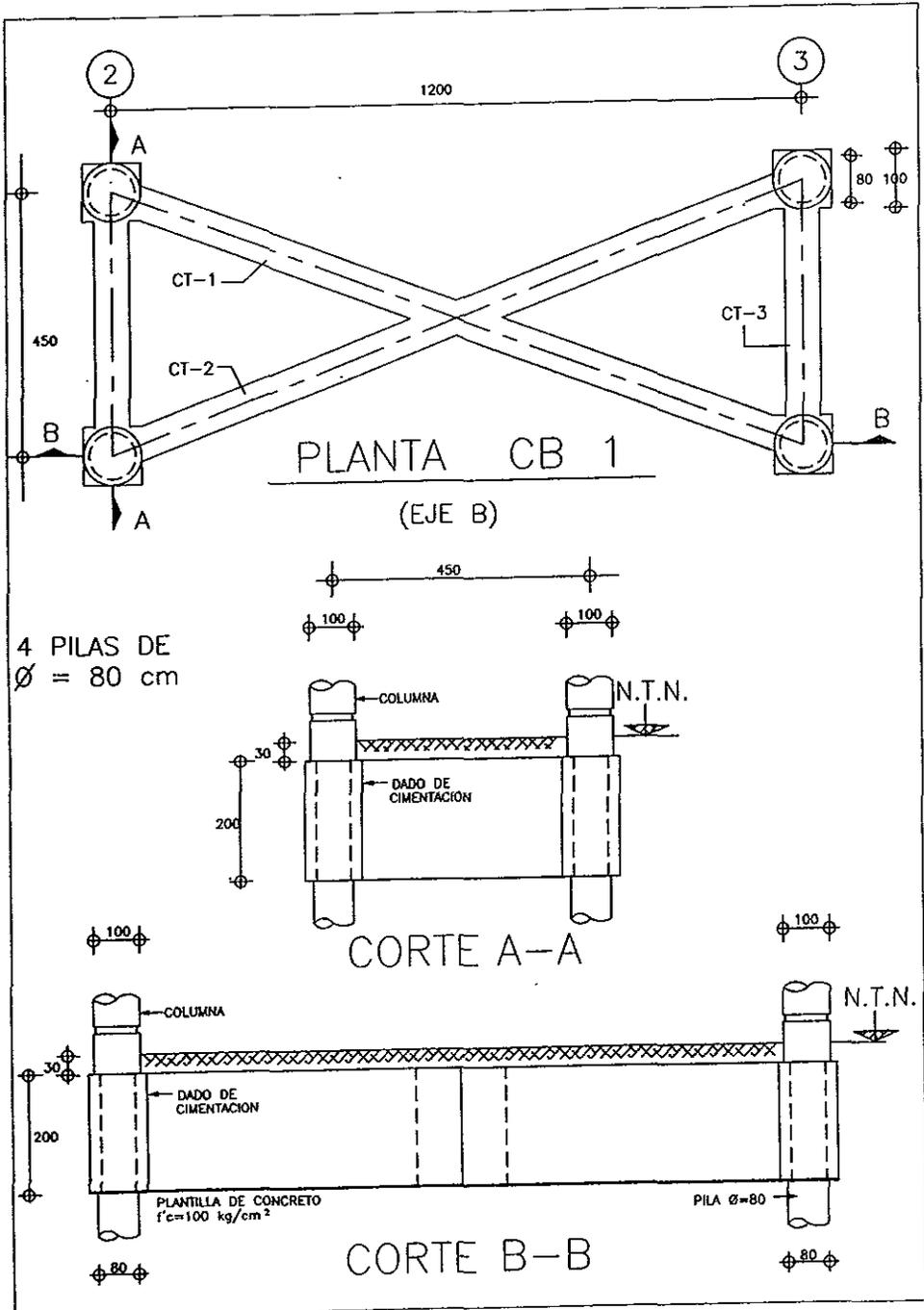
CORTE A-A

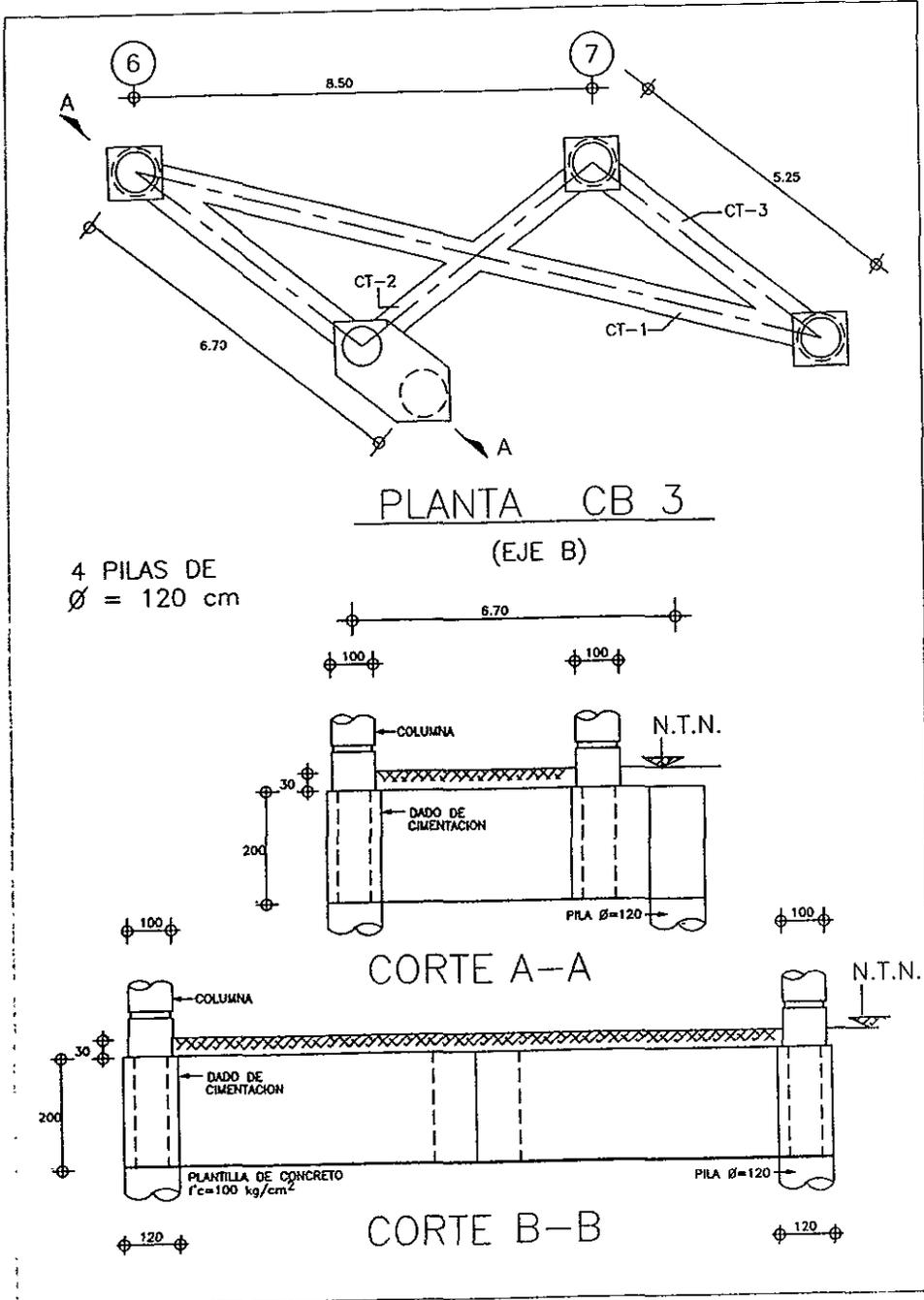


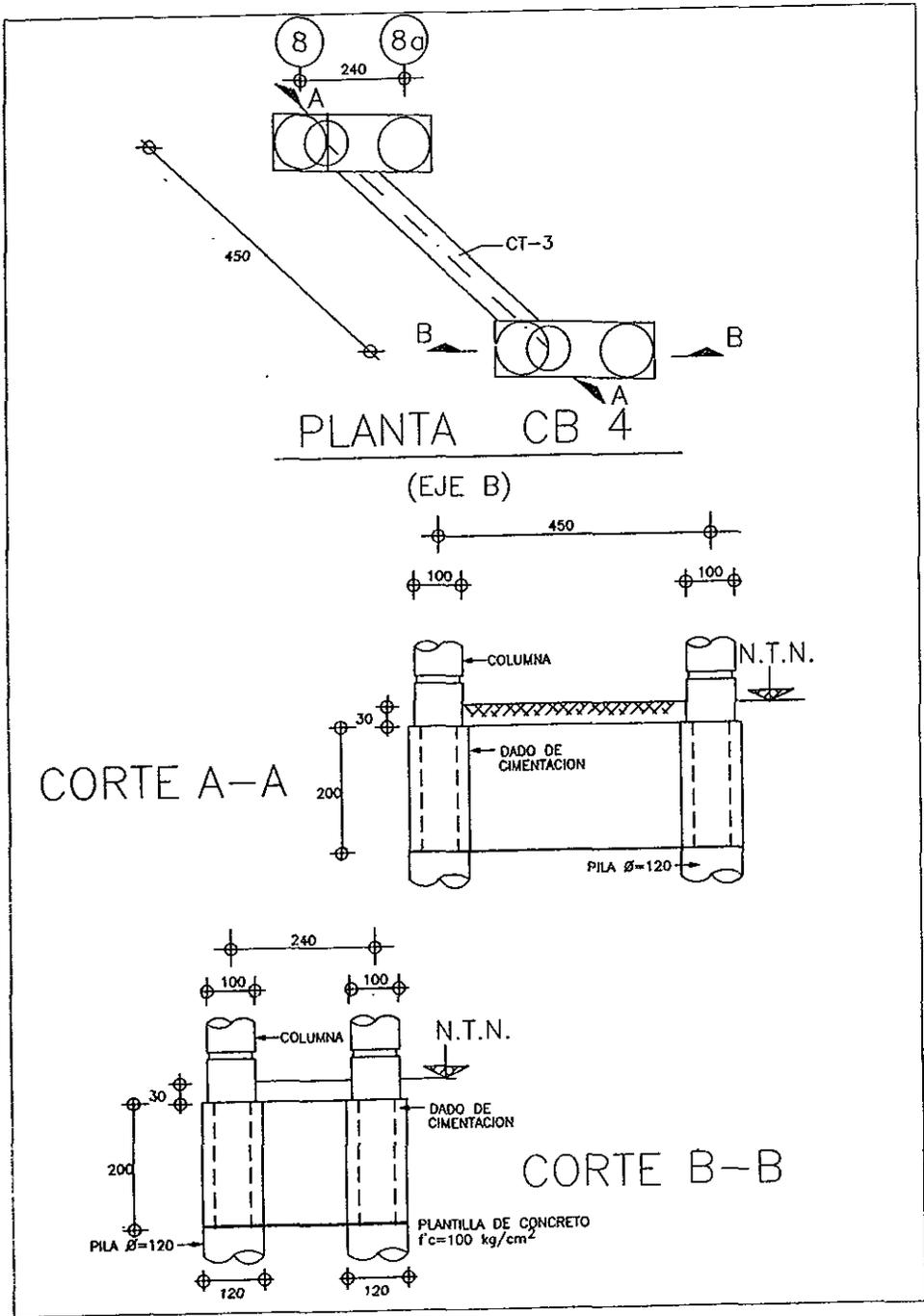
CORTE B-B

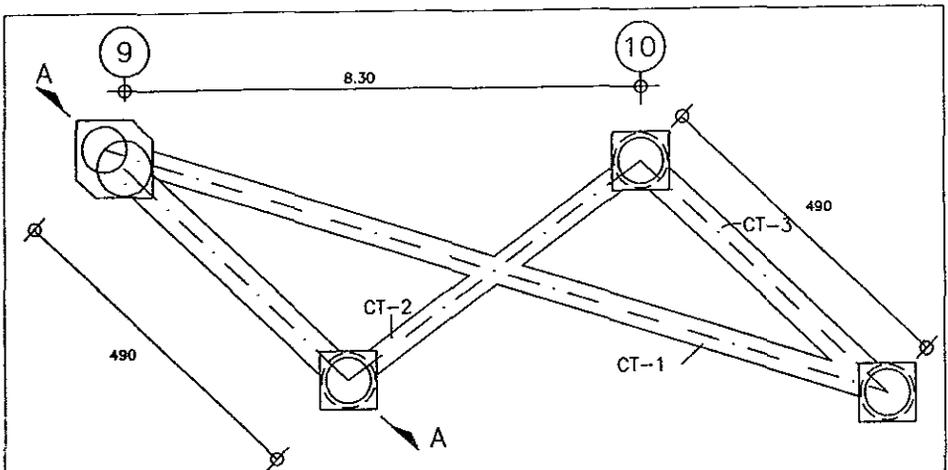


ZAPATA TIPO IV





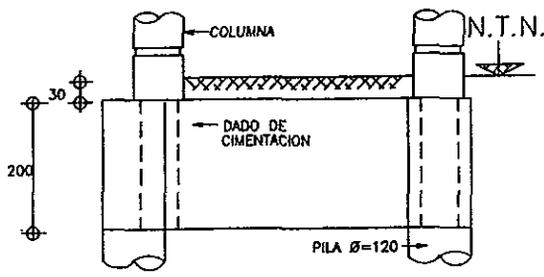
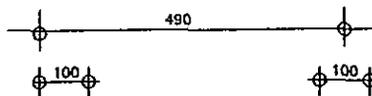




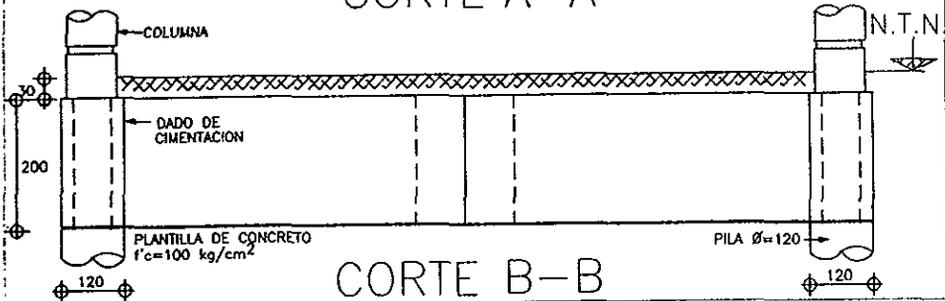
PLANTA CB 5

(EJE B)

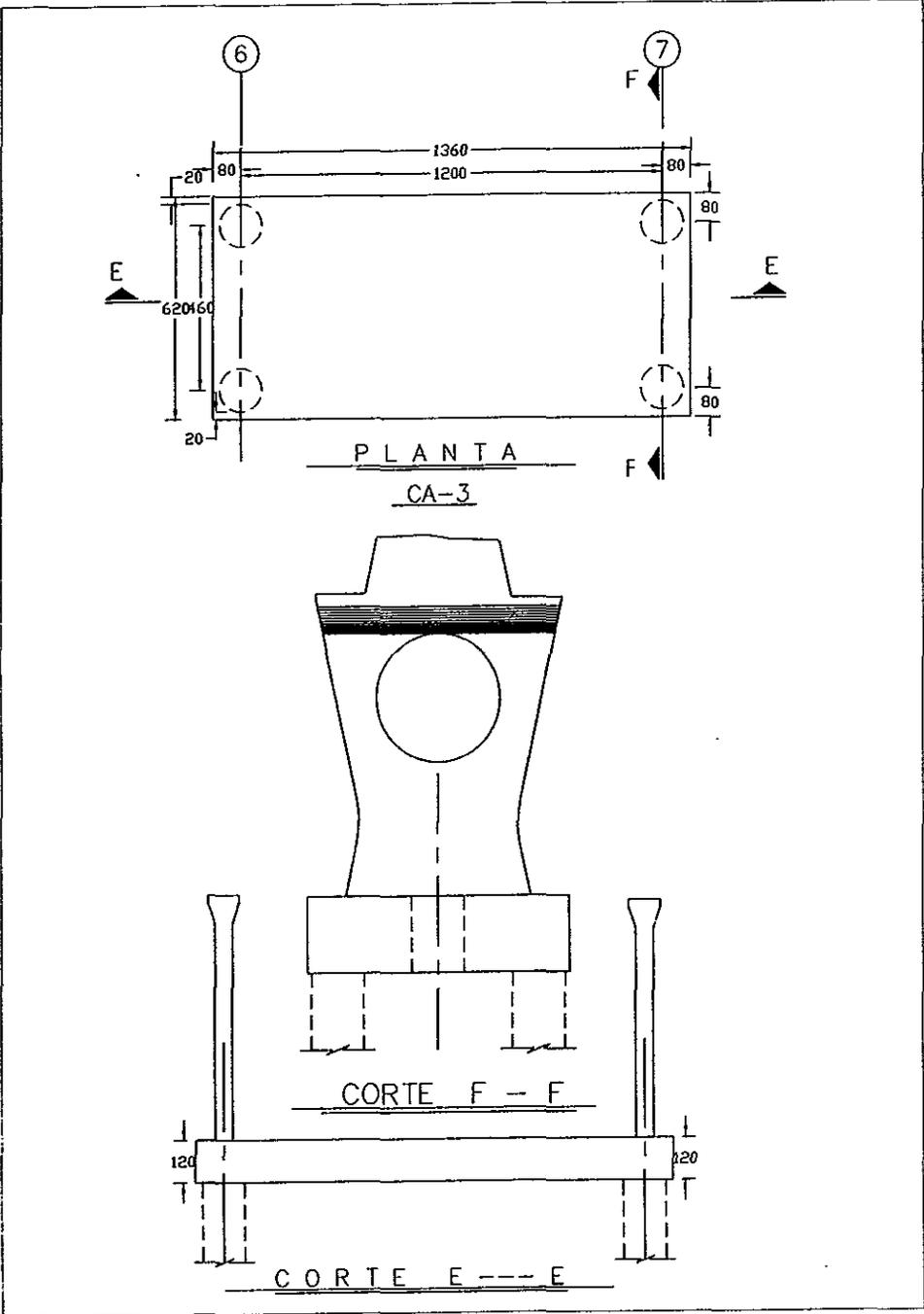
4 PILAS DE
 $\varnothing = 120$ cm

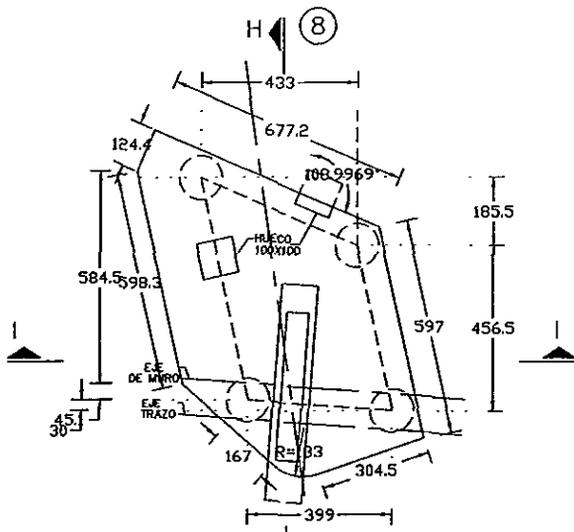


CORTE A-A



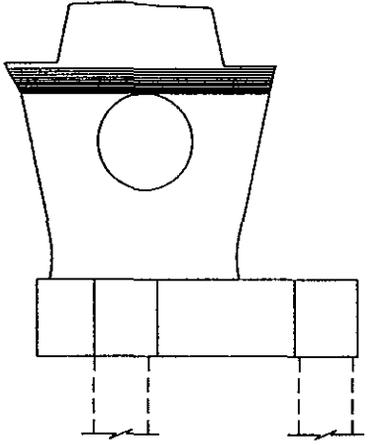
CORTE B-B



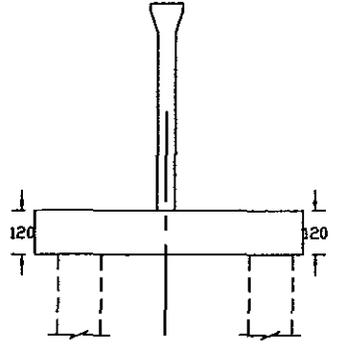


PLANTA

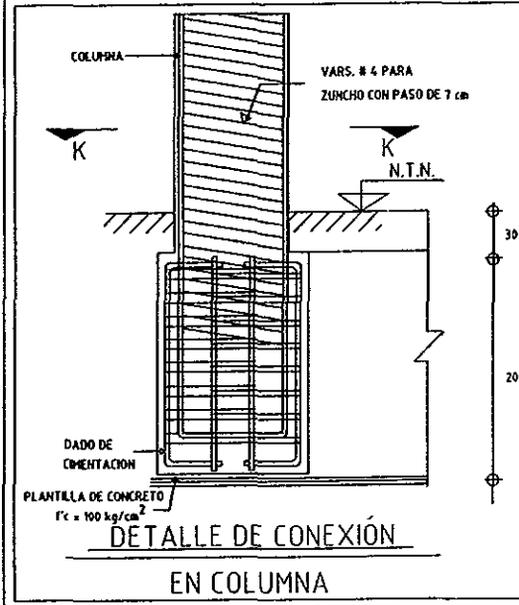
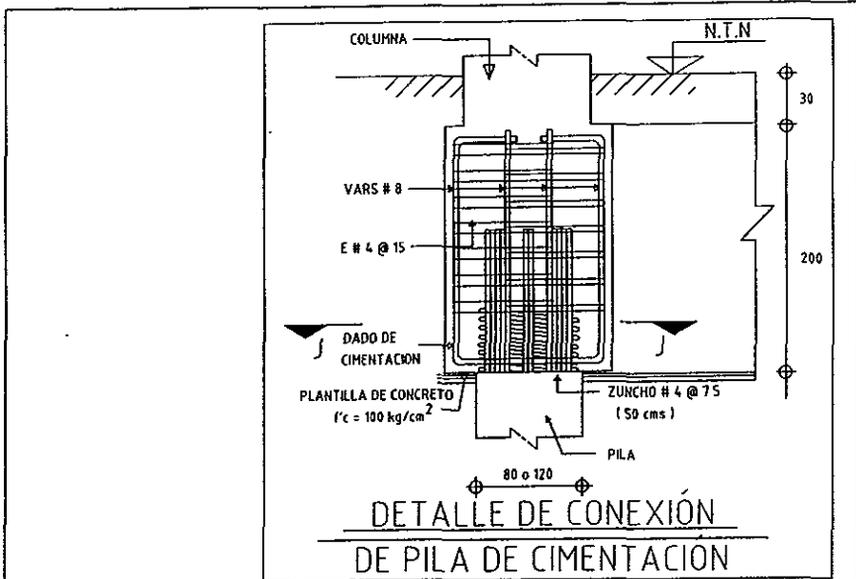
CA-4

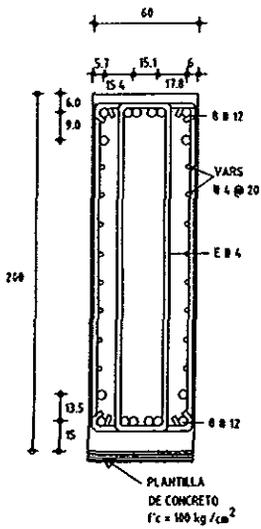


CORTE H - H

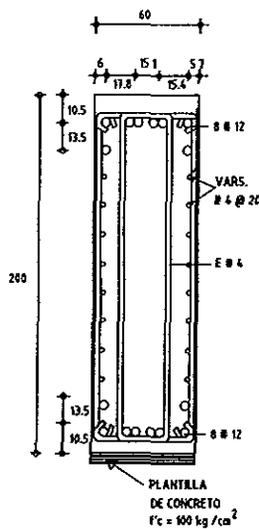


CORTE I - I - I

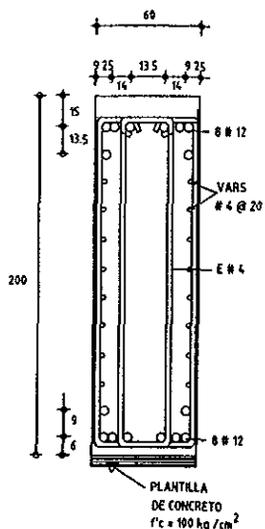




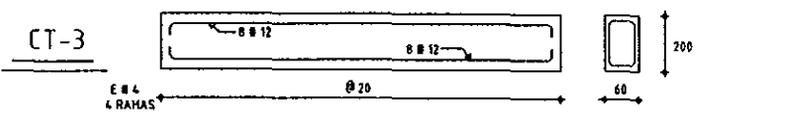
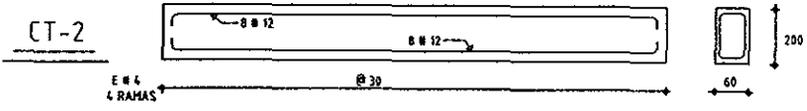
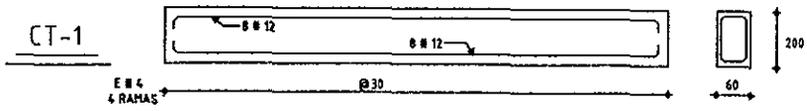
CORTE C-C

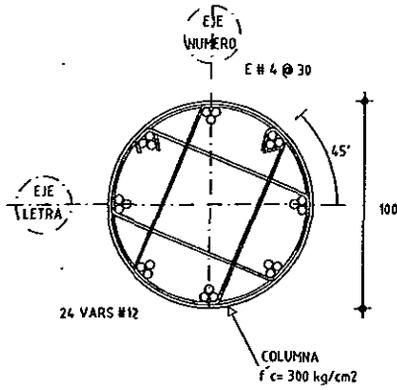


CORTE D-D



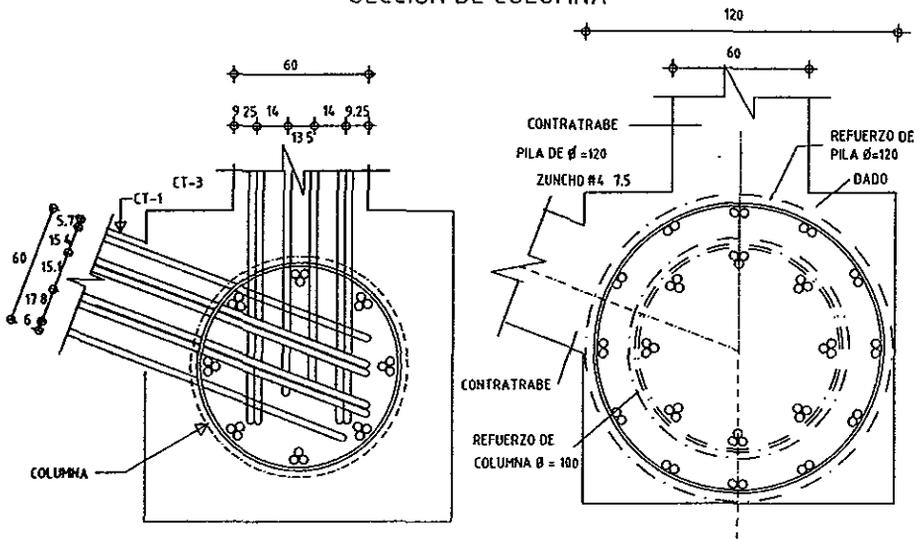
CORTE E-E





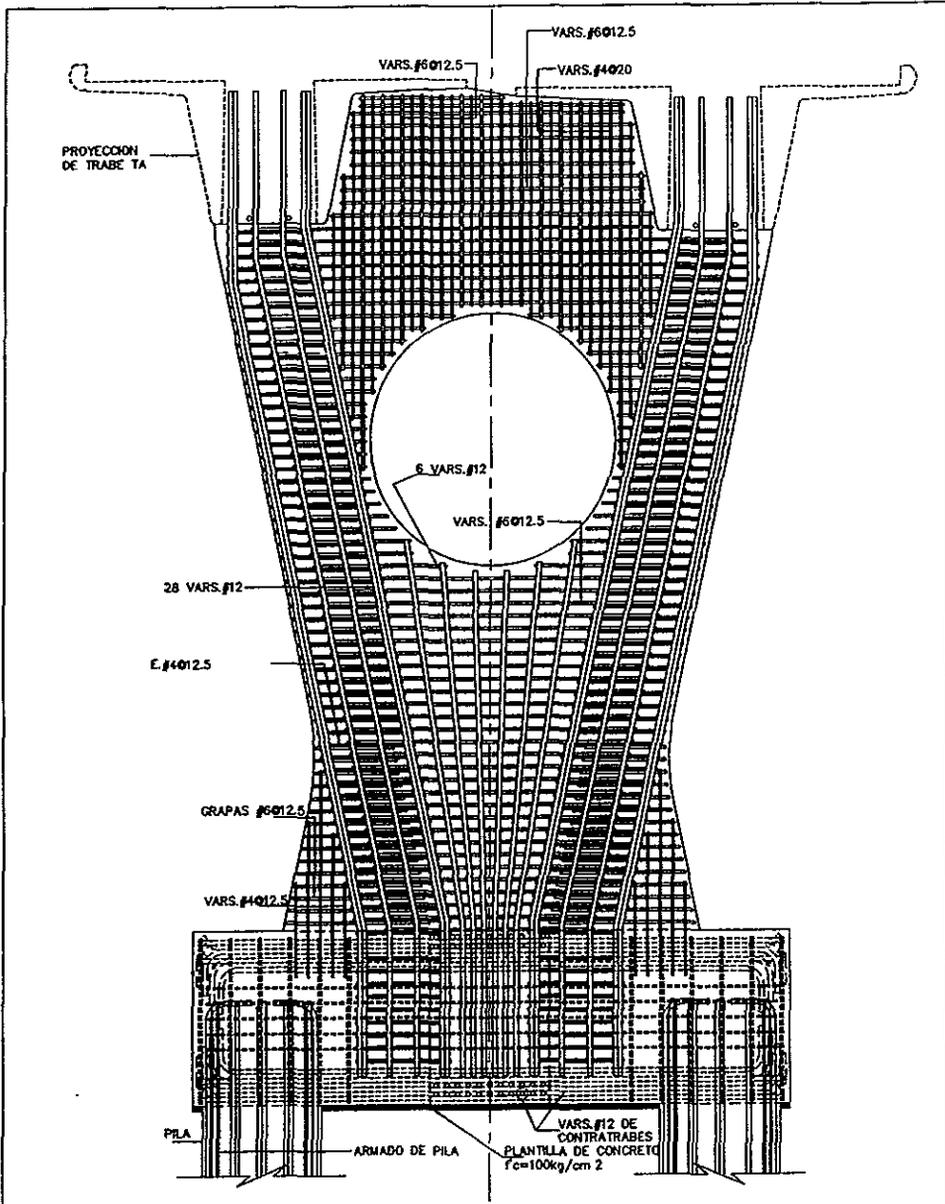
CORTE K-K

SECCIÓN DE COLUMNA



DETALLE - 1

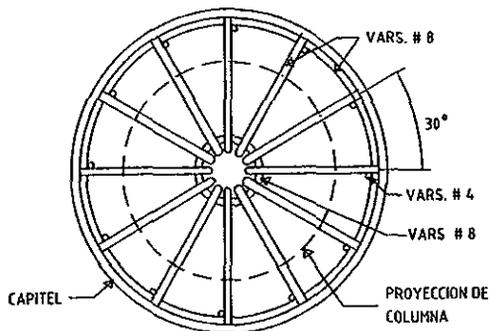
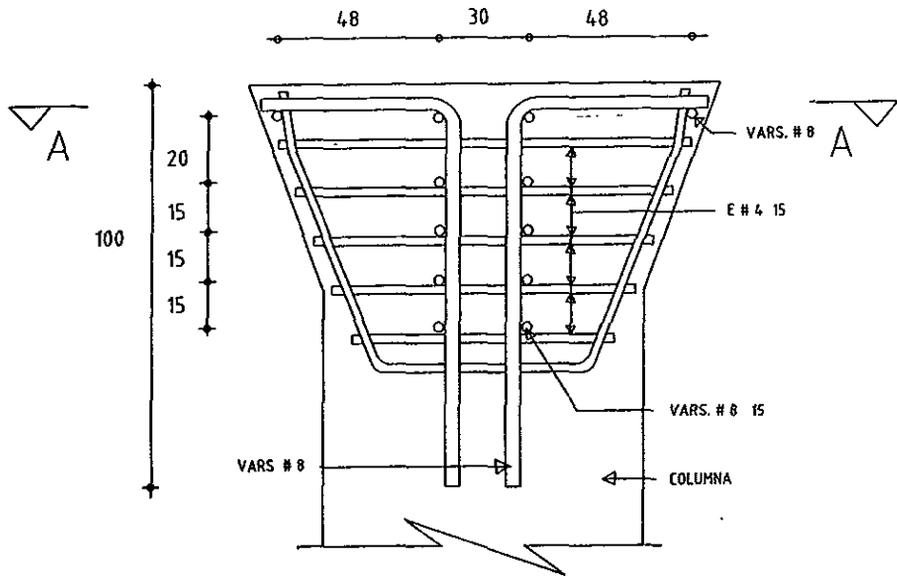
CORTE J-J



CORTE Q --- Q'

ARMADO ESTRUCTURAL DE MURO TIPO EJE A-A

CAPITELES EN COLUMNAS



CORTE A-A

CAPÍTULO 2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE **SUELOS.**

El estudio de Mecánica de Suelos es una parte importante en cualquier proyecto ingenieril y esta importancia aumenta cuando se trata de un puente vehicular. Con la ejecución de dicho estudio se establece el tipo de cimentación más adecuado para soportar la estructura, esto incluye definir la profundidad de desplante, la capacidad de carga de los depósitos del subsuelo, sus deformaciones y con esta información establecer el procedimiento constructivo adecuado.

La importancia del estudio se incrementa cuando se realiza en zonas donde los materiales del subsuelo son muy variables en cuanto a sus características, como lo es en la que se encuentra este proyecto.

El estudio de Mecánica de Suelos fue elaborado por una empresa geotécnica y consistió en determinar las características estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo en el sitio de la obra, para lo cual se realizaron trabajos de muestreo y exploración de los depósitos del subsuelo. Posteriormente, se realizaron pruebas de laboratorio a los materiales muestreados, con el fin de establecer sus propiedades índice y mecánicas definiendo su resistencia y la deformabilidad de los estratos del subsuelo. Al término de dichos trabajos, se realizó su interpretación y se determinó el tipo de cimentación más apropiado para el proyecto en estudio.

En este capítulo se describen los puntos más importantes del estudio de

mecánica de suelos, tales como la ubicación dentro de la zonificación geotécnica, la exploración de los materiales del subsuelo, la ejecución de las pruebas de laboratorio, la determinación de la estratigrafía y la *determinación de la capacidad de carga de los depósitos de apoyo.*

2.1 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL VALLE DE MÉXICO.

En cuanto a la zonificación geotécnica del Valle de México es bueno aclarar que este es uno de los suelos más estudiados en el mundo por sus propiedades únicas y por las diversas obras de importancia que en ella se han edificado como es el Sistema de Transporte Metropolitano (METRO) y el sistema de drenaje profundo, por lo que las características geológicas y geotécnicas de la zona son cada vez más conocidas.

De acuerdo al Manual de diseño geotécnico realizado por el Departamento del Distrito Federal a través de la Comisión de vialidad y transporte urbano (COVITUR), se puede establecer la zonificación geotécnica del Valle de México, la que se muestra en la figura 2.1 y de ella se desprende lo siguiente:

1.- Zona del Lago. Se caracteriza por estar constituida de grandes espesores (mayores a los 20 m) de arcillas blandas de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, estas subyacen a una costra endurecida superficialmente de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas por lo que se subdivide en tres, Lago virgen, Lago centro I y Lago centro II.

2.- Zona de Transición. Se clasifica en dos que son, la interestratificada ubicada al poniente de la Ciudad de México y la abrupta, que se encuentra cerca de los cerros.

La primera se caracteriza porque se alternan estratos arcillosos de un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimenta el antiguo lago. En dichos estratos se advierte un espesor menor a los 20 m. En la segunda, la abrupta cercana a los cerros, las arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

3.- Zona de Lomas. En la formación de las lomas se observan elementos litológicos (lahares, depósitos fluviales, glaciales, avalanchas ardientes, etc.) producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces. Se caracterizan por tener alta capacidad de carga y una baja deformabilidad. Un ejemplo de ellas se encuentra en la zona sur de la ciudad muy cerca al sitio del proyecto donde se localizan importantes formaciones de zonas pétreas.

Basándose en los sondeos realizados mas recientemente, se deduce una modificación en las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, donde ocurre una constante evolución de ellos, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al corte, fenómenos que ocurren en pocos años y aún en meses a consecuencia de :

a) El bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable.

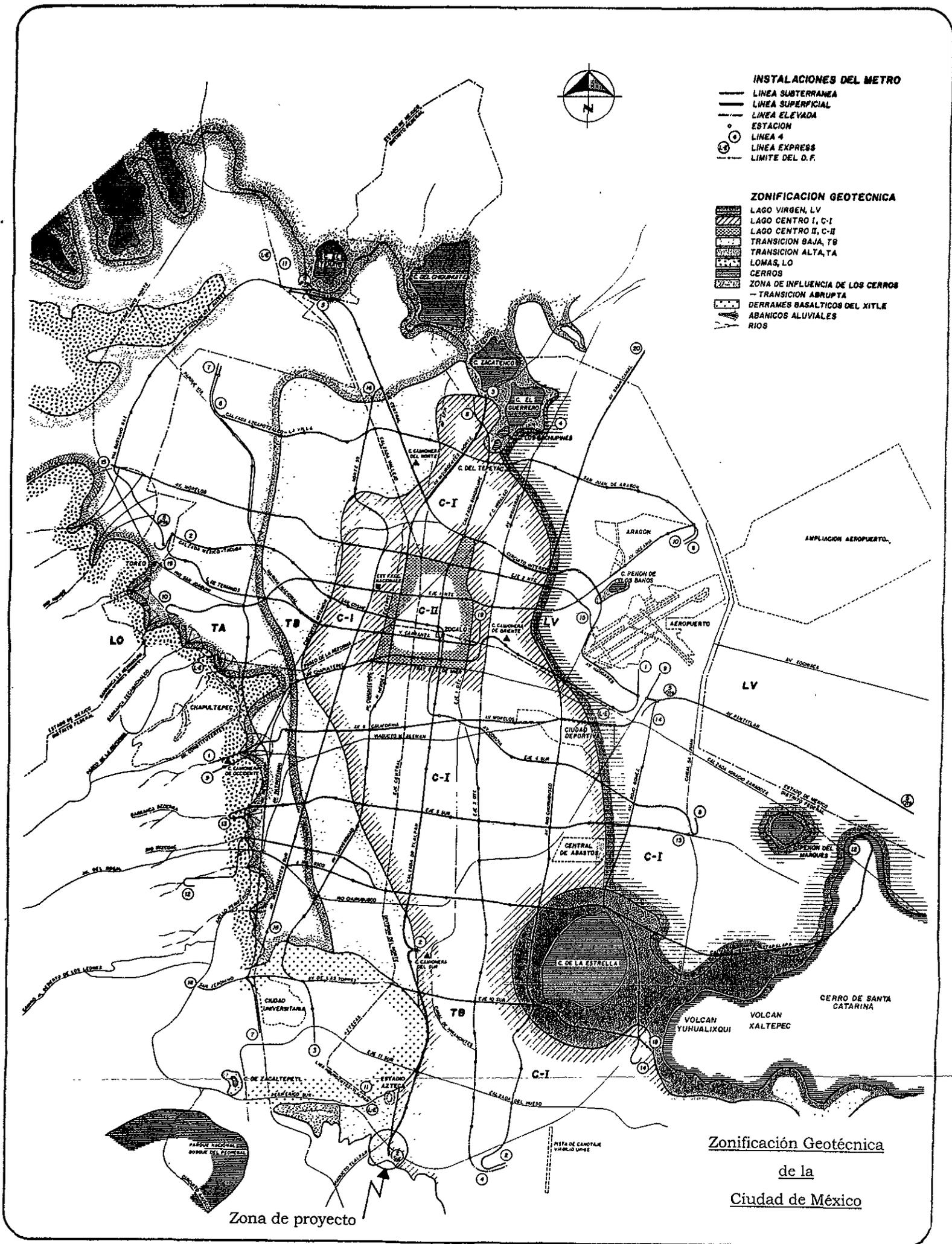


Figura 2.1

- b) El efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales
- c) El peso de las estructuras
- d) El abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos.

Todo lo anterior hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos que se encuentren en la zonificación geotécnica, únicamente deban tomarse como una guía y por lo tanto siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables realizados en cada sitio específico.

En base a la zonificación geotécnica se deduce que el puente en proyecto se encuentra ubicado dentro de la frontera entre la zona de lago y la zona de transición; para definir las características de los materiales del subsuelo en el sitio, se procedió a la ejecución de sondeos profundos para definir las propiedades índice, mecánicas y físicas a diferentes profundidades. Lo anterior se complementa con el estudio de las presiones hidrostáticas.

2.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Una vez establecidas las características de los depósitos del subsuelo en forma muy preliminar con la ubicación del sitio dentro de la zonificación geotécnica, fue necesario definir con precisión las propiedades de los materiales del subsuelo en el lugar, por lo que se realizó el muestreo y exploración de los depósitos en el sitio.

La exploración y muestreo de los depósitos del subsuelo, es de las partes iniciales del estudio de mecánica de suelos, ya que con ella se definen las características estratigráficas y físicas particulares del sitio en estudio. Sin

embargo, no existen métodos exactos de muestreo para conocer a detalle las características del suelo tal y como se encuentran “in situ”.

La exploración del subsuelo consiste generalmente en efectuar sondeos en el lugar y extraer muestras para su posterior análisis en el laboratorio y así conocer las propiedades mecánicas que nos interesan para conocer un poco más al subsuelo en estudio. Lo anterior cumple siempre el ciclo Exploración- Laboratorio- Ingeniería. Por lo que a continuación se describen los procedimientos de exploración y sondeo más empleados.

A) MÉTODOS DE SONDEO

A) 1.- Método de Penetración Estándar.

Esta prueba es una de las más empleadas en la industria de la construcción, ya que con ella se obtiene información de una gran utilidad. Dicha prueba consiste en dejar caer un martillo que pesa 63.50 kg. sobre una barra de perforación (penetrómetro estándar), desde una altura de 76 cm (figura 2.2 y 2.3). El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm., se considera el índice de la resistencia a la penetración estándar. Se deben penetrar en cada etapa 60 cm y para tomar en cuenta la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N .

Los resultados de esta prueba pueden correlacionarse aproximadamente con algunas propiedades mecánicas del suelo en estudio. Aunque este tipo de sondeo es muy confiable no siempre es el más indicado para todo tipo de suelo, ya que para arenas saturadas, finas o limosas, compactas o muy

compactas, los valores de N pueden ser anormalmente grandes debido a la tendencia de estos materiales a dilatarse cuando se deforman bajo esfuerzo cortante en condiciones no drenadas. Por lo tanto; en estos suelos, los resultados de las pruebas de penetración estándar deben interpretarse conservadoramente.

Si se permite que el nivel del agua en el sondeo sea inferior al freático, lo que fácilmente puede ocurrir, por ejemplo, cuando se sacan rápidamente las barras de perforación, se crea un *gradiente hidráulico* ascendente en la arena que esta debajo del sondeo. En consecuencia, la arena puede convertirse en movediza y su compacidad relativa puede reducirse bastante. Lo anterior es uno de los errores más comunes en la prueba de penetración estándar cuando se efectúa en limos o arenas.

Por lo anterior, el valor de N puede ser muy inferior al correspondiente a la compacidad relativa de la arena inalterada, por lo que se necesita cuidar que el nivel agua se mantenga siempre en el nivel piezométrico del fondo del sondeo o ligeramente arriba.

Aunque la prueba de penetración estándar no puede considerarse como un método refinado y completamente seguro de *investigación*, los valores de N dan útiles indicaciones preliminares de la consistencia o de la compacidad relativa de la mayor parte de los depósitos del suelo. La información es en algunos casos suficiente para el *proyecto final*. En cualquier caso, proporciona datos para hacer una planificación más racional de las exploraciones adicionales más convenientes para el lugar.

En forma práctica si se divide el número de golpes N entre 8 se encuentra el valor aproximado de la compresión no confinada (kg/cm^2) del estrato en

estudio. Existe una correlación entre el número de golpes N y el ángulo de fricción del material en estudio realizada por Terzaghi y Peck (figura 2.4) que es muy utilizada debido a sus acertados valores. En las siguientes tablas se muestran unas correlaciones entre el número de golpes y la compacidad relativa del material en estudio también realizadas por Terzaghi y Peck.

Suelos no cohesivos (arenas).

<u>Número de golpes</u>	<u>Compacidad relativa</u>
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Medio compacta
30-50	Compacta
> 50	Muy compacta

Tabla 1. Correlación número de golpes - compacidad relativa

Suelos cohesivos (arcillas).

<u>Número de golpes</u> <u>N</u>	<u>Resistencia a la</u> <u>compresión no</u> <u>confinada en kg/cm^2</u>	<u>Consistencia</u>
0 a 2	0 a 0.25	Muy blando
2 a 4	0.25 a 0.50	Blando
4 a 8	0.50 a 1.00	Firme
8 a 15	1.00 a 2.00	Resistente
15 a 30	2.00 a 4.00	Muy resistente
30 en adelante	4.00 en adelante	Duro

Tabla 2. Correlación entre N , q_u y la consistencia

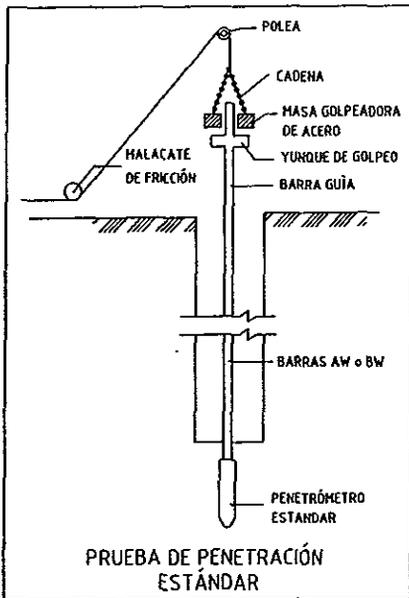


FIGURA 2.2

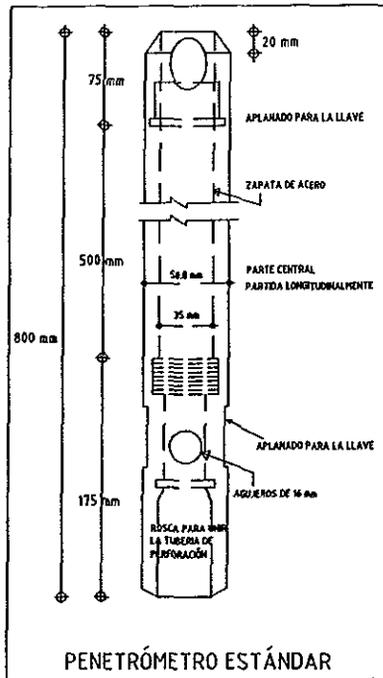


FIGURA 2.3

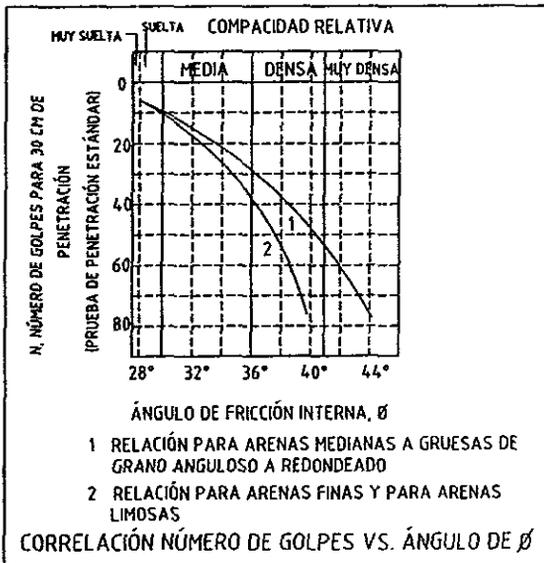


FIGURA 2.4

A) 2.- Método del Penetrómetro estático tipo eléctrico (cono holandés).

El penetrómetro estático de mayor uso es el cono holandés. El aparato contiene celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 3.6 cm de diámetro con un área en la base de 10 cm² y de la funda cilíndrica de fricción también de 3.6 cm de diámetro y 13.25 cm de longitud (150 cm² de área lateral).

La capacidad de las celdas debe elegirse de acuerdo con la resistencia del suelo en que penetrará. Este penetrómetro se hinca en el suelo con ayuda de un mecanismo hidráulico capaz de aplicar 2.5, 5 o 10 ton de fuerza axial. Con una perforadora usual en geotecnia, se puede hincar el cono; como estas máquinas tienen una capacidad media de 3 ton., el cono se puede hincar solo unos 10 m, después se extrae y se rima la perforación con broca tricónica, y se introduce el cono hasta alcanzar nuevamente la capacidad del sistema hidráulico y así se continúa.

La velocidad usual de hincado es de 1 cm/seg.. La resistencia de punta y la de fricción se grafican con un registrador potenciométrico de dos canales y velocidad mínima de avance del papel de 1.2 cm/min. o se registran manualmente con ayuda de un equipo digital.

En las regiones donde se ha adquirido mucha experiencia con el cono holandés, los valores de la resistencia a la penetración se han relacionado con propiedades como el ángulo de fricción interna de la arena ϕ o con la consistencia de las arcillas.

Desafortunadamente, los sondeos hechos con este método son muy problemáticos en cuanto a su interpretación en lugares no explorados a fondo previamente, ya que no extrae muestras, por lo que se recomienda emplearlo únicamente como complemento de la exploración realizada con otros métodos de muestreo en donde se extraigan muestras y se prueben previamente en el laboratorio.

A) 3.- Penetrómetros improvisados o para fines especiales.

Consiste en un cono que se ajusta flojo en el extremo inferior de una serie de tubos hincados en el terreno por medio de un martinete de gravedad con altura de caída constante. Se hace un registro continuo del número de golpes necesarios para que avance la punta 30 cm. de profundidad. Cuando ha llegado la punta a su elevación final, se saca el tubo y se deja el cono en el fondo de la perforación.

La fricción en el tubo se reduce al mínimo haciendo el diámetro del cono algo mayor que el diámetro exterior del tubo. Las pruebas de este tipo pueden hacerse rápida y económicamente. Los resultados de los sondeos con el cono pueden adquirir un mayor significado ejecutando varias series de pruebas de penetración estándar en sondeos adyacentes a los lugares en los que se hagan pruebas de hincado con el cono.

B) MÉTODOS DE MUESTREO

Además de existir varios tipos de métodos de sondeo en la industria de la construcción, también se tienen varios tipos de muestreo entre los cuales se encuentran dos grandes grupos, el muestreo alterado y el inalterado que a continuación se describe.

B) 1.- Muestreo alterado.

Consiste en la recuperación de muestras alteradas de suelo, que son aquellas en las que el acomodo estructural de sus partículas se ha modificado en forma significativa debido al proceso de muestreo. Estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar los suelos, determinar algunas propiedades índice, definir la estratigrafía y preparar especímenes compactados o reconstituidos.

Las muestras alteradas se obtienen mediante un sondeo; en el que también se pueden recuperar muestras inalteradas o en un sondeo con muestreo alterado en el que sólo se obtienen muestras de ese tipo. Las técnicas desarrolladas para este tipo de muestreo son:

- manuales, excavándolas de pozos a cielo abierto, pozos someros, cortes y zanjas.
- con el penetrómetro estándar y equipo de perforación, sobre todo cuando se requieren a mayor profundidad a las excavadas en forma manual.

El *método manual* consiste en recuperar a mano muestras alteradas que se conservan en un recipiente hermético, que puede ser una bolsa de polietileno o un frasco hermético de vidrio convenientemente identificado. Las muestras pueden ser de 0.5 a 20.0 kg., dependiendo de si se emplearán sólo para identificación y determinación de propiedades índice, o si se usarán para realizar pruebas de compactación.

Las muestras se obtienen realizando una perforación con herramientas manuales como la pala posteadora o barrenas helicoidales, con pozos a cielo abierto, zanjas y cortes excavados con picos y palas o maquinaria de excavación y muestreando con espátulas y cinceles.

Las muestras pueden ser, representativas de un determinado estrato a una profundidad o integrales, mezclando las de todos los estratos en el pozo. Cuando se toman muestras de excavaciones abiertas antes del muestreo debe eliminarse la costra de suelo alterado.

B) 2.- Muestreo inalterado.

Con este muestreo se obtienen muestras de suelo que conservan prácticamente inalterado el acomodo estructural de sus partículas sólidas; sin embargo, la relajación de esfuerzos induce modificaciones de sus características y comportamiento mecánico, que pueden ser ligeras o importantes dependiendo del cuidado y la técnica con que se obtengan.

Las muestras inalteradas se usan en el laboratorio para identificar los suelos y determinar sus propiedades índice y mecánicas. Las muestras inalteradas se obtienen mediante técnicas manuales o con métodos mecánicos más confiables como los que se describen a continuación.

• Muestreadores de pistón.

Estos constan de un tubo de pared delgada que se hinca a presión en el suelo con una cabeza que tiene un mecanismo de pistón que puede ser fijo, retráctil o libre; existen numerosos modelos de mecanismos, entre

ellos , el de pistón estacionario y el tipo Osterberg son posiblemente los más usados.

Estos muestreadores se han desarrollado para el muestreo de suelos cohesivos muy blandos, con el muestreador de pistón estacionario también se puede intentar el muestreo de arenas saturadas sueltas.

El muestreador de pistón estacionario consta de un tubo de pared delgada que se opera con dos tuberías concéntricas: la exterior que empuja el tubo muestreador y la interior que mantiene el pistón en una posición fija. Del muestreador Osterberg hay dos versiones. Este muestreador es también de pistón fijo y se opera con una sola tubería que conduce agua a presión para empujar el tubo muestreador.

El muestreador se lleva al fondo de la perforación con el pistón obturando la entrada del tubo; en el de pistón estacionario, se fija el tubo central a un apoyo inmóvil y se empuja el tubo exterior para hincar el muestreador, que después se saca cuidando que no ocurra movimiento relativo entre ambos tubos.

En el muestreador Osterberg, una vez llevado a la posición de muestreo se impulsa el tubo muestreador inyectando agua a presión. El vacío que se genera en ambos muestreadores se alivia en la superficie.

Los muestreadores de pistón crean un vacío en la parte superior de la muestra que permite extraer muestras de limos y arcillas muy blandas; se mide la longitud de muestra representativa recuperada. Su operación es una maniobra delicada y lenta.

- **Muestreador Tipo Shelby.**

El tubo de pared delgada "tubo Shelby", es muy usado para el muestreo inalterado de suelos blandos o semiduros localizados arriba y abajo del nivel freático; tiene de 7.5 a 10 cm. de diámetro y se hince a presión. El tubo se une a la cabeza con tornillos Allen o mediante cuerda repujada. La cabeza tiene cuatro drenes laterales para la salida del fluido de perforación y de los azolves durante el hincado. La válvula de bola impide que la muestra se vea sujeta a presiones hidrodinámicas durante la extracción del muestreador.

Las condiciones geométricas que debe satisfacer este muestreador para recuperar muestras de buena calidad son las siguientes: diámetro de entre 7.5 y 10 cm y las longitudes de 75 y 90 cm, respectivamente.

El muestreador se hince con un sólo movimiento una longitud igual a la del tubo menos 15 cm. Para dejar espacios a los azolves; la velocidad de hincado debe ser entre 15 y 30 cm/min. Después se deja en reposo un minuto, para permitir que la muestra se expanda y se adhiera al muestreador; a continuación se gira para cortar la base y posteriormente se extrae a la superficie y se mide la longitud de muestra recuperada.

En la figura 2.5 se ilustra un esquema con las partes que componen un tubo shelby con unión con cuerda repujada y otro con unión con tornillos Allen y en la figura 2.6 se muestran sus condiciones geométricas.

TUBO SHELBY

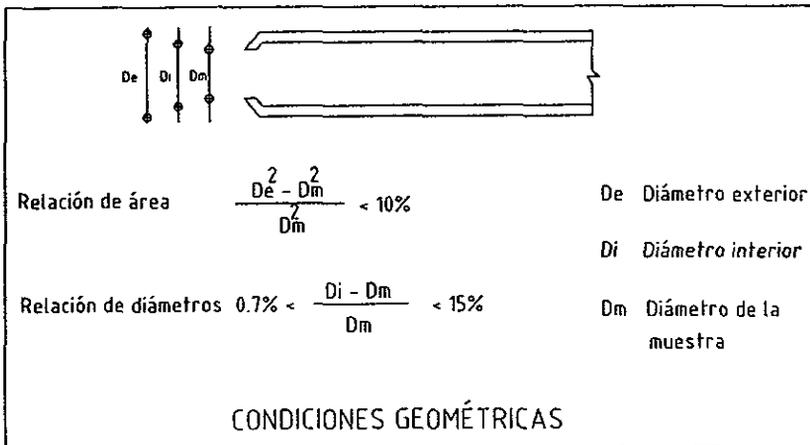
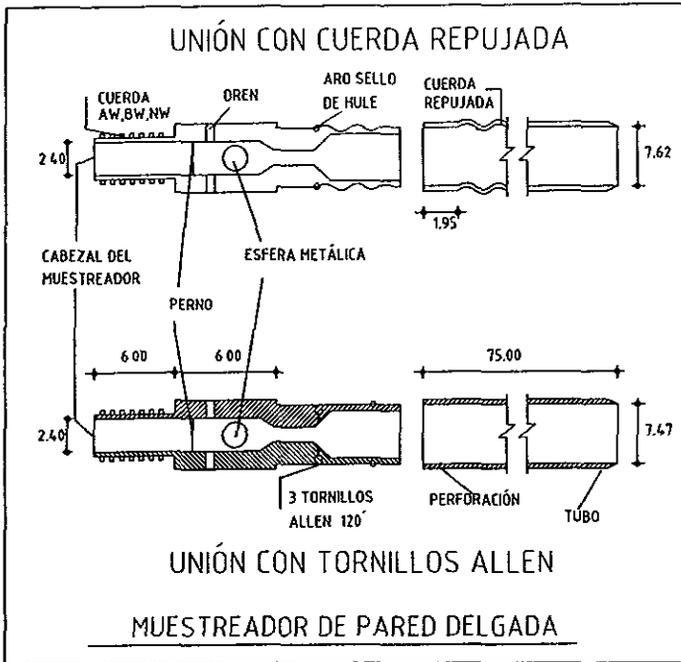


FIGURA 2.5 Y 2.6

C) Piezómetros

Los piezómetros son unos aparatos cuya función es medir la presión neutral en el suelo en un punto determinado, a una cierta profundidad. El principio con el que trabajan es, simplemente, el hecho conocido según el cual la presión que pueda existir en el agua en el extremo inferior de un tubo puede equilibrarse con una cierta columna de agua actuante en dicho tubo.

Los instrumentos de este tipo mejor conocidos constan de una piedra porosa conectada a un tubo vertical hecho de preferencia de plástico. La piedra porosa, o embocadura del piezómetro, esta cuidadosamente colocada en un cojín de arena en el fondo de un sondeo ademado. Después se rodea de arena y se saca el ademe unos cuantos decímetros, y se forma un tapón estanco entre este y el tubo por medio de una capa casi impermeable de arcilla bentonítica.

Durante y después de la instalación, se satura el piezómetro y la arena que lo rodea. Como la introducción del piezómetro también produce cambios en las presiones de poro dentro de los estratos, existe un retraso antes de que la presión en el agua del piezómetro se equilibre con la del suelo. El retraso puede variar desde unos cuantos minutos, si el suelo vecino es una arena fina, a varias semanas, si es una arcilla limosa.

El uso de piezómetros en el campo ha permitido seguir de cerca los procesos de consolidación inducidos por la aplicación superficial de cargas, bombeo de mantos acuíferos, evaporación superficial, etc. Además de lo anterior es muy importante su uso para establecer la presencia de agua en los depósitos del subsuelo y estimarlo en el diseño de la capacidad

de carga de ellos, y con ellos se define en forma adecuada el procedimiento constructivo a emplear.

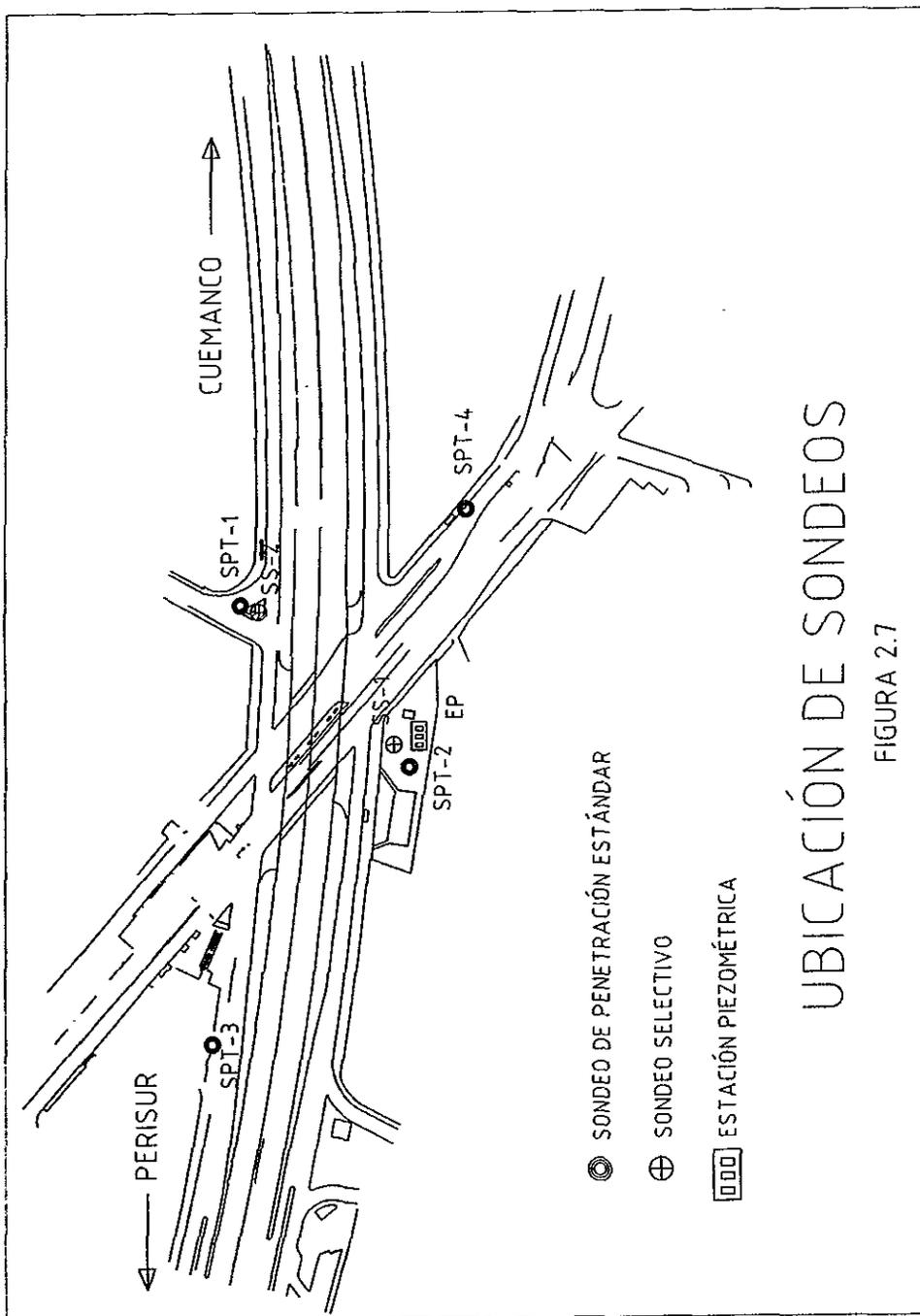
2.3 TRABAJOS REALIZADOS.

Como parte inicial de los trabajos geotécnicos , se realizó una visita a la zona, con objeto de hacer un reconocimiento del área, y observar los posibles accidentes topográficos y geotécnicos superficiales existentes, ya que no debe olvidarse que esta zona no es completamente plana. Lo anterior se puede verificar al analizar el puente que ya existe en la zona (construido para las olimpiadas México 1968) y que tiene un desnivel de aproximadamente 1.5 m entre los paños de sus estribos centrales.

Después se estableció que este proyecto se encuentra en la frontera entre la zona del Lago y la zona de Transición, por lo tanto los depósitos superficiales no tienen una capacidad de carga alta como lo requiere este puente vehicular.

De acuerdo a lo anterior se determinó que los trabajos de exploración y muestreo de los depósitos del subsuelo consistieran en la realización de cuatro sondeos de tipo exploratorio, mediante el empleo de la técnica de penetración estándar, posteriormente se realizaron dos sondeos selectivos en las que se obtuvieron un total de 14 muestras de tipo inalteradas con el empleo del tubo Shelby.

Al término de lo anterior se colocó una estación piezométrica para poder determinar las condiciones hidráulicas del subsuelo (figura 2.7). Todo lo anterior se describirá con más detalle a continuación.



UBICACIÓN DE SONDEOS

FIGURA 2.7

De acuerdo a los señalamientos establecidos en el contrato entre la Dirección General de Obras Públicas (D.G.O.P.) y la empresa diseñadora se procedió a realizar los trabajos de exploración con los sondeos exploratorios denominados SPT-1 a SPT-4, mediante el uso de la técnica de penetración estándar para con ello determinar la variación de la resistencia con la profundidad en los sitios determinados por ambas partes de la licitación.

El sondeo del suelo de este proyecto se realizó a una profundidad promedio de 40 m., ya que el terreno daba claros indicios de ser de tipo lacustre y por la carga que se proyectaba recibir, esta era la profundidad más apropiada para apoyar una posible cimentación.

Con la información de los sondeos de penetración estándar se procedió a determinar los sitios para realizar los sondeos selectivos, así como las profundidades de las muestras que corresponden a los estratos más representativos.

La obtención de las muestras de tipo inalteradas fue con el uso del tubo Shelby dentado. Con la información obtenida a través de los registros de campo de penetración estándar (SPT) se procedió a determinar el perfil estratigráfico del subsuelo; las profundidades a que fueron tomadas las muestras inalteradas se indican en la siguiente tabla.

SONDEO SELECTIVO

<i>Muestra inalterada</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>Profundidad (m)</i>
No.	SS-1	SS-2
1	2.00 a 2.90	5.00 a 5.90
2	5.00 a 5.90	10.00 a 10.90
3	10.00 a 10.90	20.00 a 20.90
4	20.00 a 20.50	27.00 a 27.90
5	26.00 a 26.30	35.00 a 35.90
6	36.00 a 36.90	41.00 a 41.90
7	41.00 a 41.30	-----
8	45.00 a 45.20	-----

Tabla 3. Sondeos realizados

Una vez que se obtuvieron las muestras se instaló la estación piezométrica consistiendo en 2 piezómetros de celda abierta a 20 y 40 m. de profundidad respectivamente, y un tubo de observación a 7 m. de profundidad. Después de 15 días de construida la estación piezométrica se procedió a realizar las lecturas para determinar los niveles hidrostáticos del agua en el subsuelo, que fueron de 18 y de 40 m en los piezómetros y en el tubo de observación fue de 3 m.

Analizando estos resultados se determinó que la presencia de agua era muy importante en los depósitos más cercanos a la superficie entre los 3 y los 20 m de profundidad por lo que este punto tenía que ser tomado muy en cuenta al momento del diseño de las pilas y el sistema constructivo en cuestión. También se determinó que a partir de los 20 m la presencia del agua comenzaba a disminuir notoriamente. Para analizar más a fondo lo anterior se recurrió a las pruebas de laboratorio.

2.3A PRUEBAS DE LABORATORIO

En el inciso anterior se describieron métodos para identificar una parte de los componentes de los depósitos del subsuelo. Sin embargo, estos métodos representan solamente el primer paso en la descripción adecuada de esos materiales, que debe completarse con otros procedimientos que den resultados cuantitativos que puedan relacionarse a las propiedades físicas que interesan al ingeniero. Las pruebas necesarias para este objeto se conocen como pruebas de clasificación, y los resultados como propiedades índice de los suelos.

A continuación se describen las pruebas índice empleadas y los ensayos de laboratorio más comunes.

1.- Granulometría.

La propiedad más importante de las partículas gruesas de los suelos es la determinación del tamaño y distribución de sus partículas, la cual se determina por medio de un análisis *granulométrico*. Los tamaños de las partículas gruesas pueden determinarse usando un juego de cribas. La malla que se usa en el laboratorio para determinar la frontera entre grava y arena es la No. 4 con abertura de 4.76 mm y la frontera entre arena y material fino se hace con la malla no. 200 (0.075 mm).

Los resultados de los análisis mecánicos se presentan usualmente por medio de una curva que representa la distribución de partículas por su tamaño o composición granulométrica. El porcentaje P de material más fino que el de un tamaño determinado se dibuja en el eje de ordenadas, a

escala natural, y el diámetro correspondiente de la partícula (D_p) en milímetros, se dibuja en el eje de las abscisas, a escala logarítmica. Los suelos uniformes están representados por líneas casi verticales, y los suelos bien graduados por curvas de forma de S invertida que se extiende a través de varios ciclos de escala logarítmica que indican la cantidad de material de un tamaño de grano que existe en la muestra.

2.- Composición mineralógica.

La propiedad más importante de los granos de los materiales de grano fino de los suelos es la composición mineralógica. Si las partículas del suelo son más pequeñas que 0.002 mm, la influencia de la fuerza de gravedad en cada partícula es insignificante comparada con las fuerzas eléctricas que actúan en la superficie de la partícula.

Un material en el que predomina la influencia de las cargas superficiales se dice que está en estado coloidal. Las partículas coloidales del suelo consisten en minerales de arcilla, que se originaron de los minerales de las rocas por meteorización, pero que tienen estructuras cristalinas que difieren de los minerales originales.

3.- Relación de vacíos.

También se le conoce como oquedad o índice de poros a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de un suelo. Se define por la siguiente ecuación.

$$e = V_v / V_s$$

donde V_s es el volumen de sólidos en la muestra. La relación puede variar teóricamente de 0 ($V_v = 0$) a α (valor correspondiente a un espacio vacío). En

la práctica no suelen hallarse valores menores de 0.25 (arenas muy compactas con finos) ni mayores de 15, en el caso de arcillas altamente compresibles.

4.- Humedad o contenido de agua.

Esta es una de las propiedades índice más importantes de los suelos finos y se define por:

$$w (\%) = 100 W_w / W_s$$

donde W_w es el peso del agua y W_s es el peso de las partículas sólidas secadas en el horno. Varía teóricamente de 0 a ∞ . En la naturaleza la humedad de los suelos varía entre límites muy amplios. En México, por ejemplo existen valores de 1,000 % en arcillas del sudeste del país y en el Valle de México son normales humedades de 500-600%.

5.- Grado de saturación.

Se define por la siguiente ecuación:

$$S_r (\%) = 100 V_w / V_v$$

Por lo tanto, cuando el grado de saturación es de 100 por ciento todo el espacio vacío está lleno de agua.

6.- Peso volumétrico

Esta es una de las propiedades físicas más importantes de un suelo y se define así:

$$\gamma = W/V$$

donde W es el peso total del suelo incluyendo el agua y V es el volumen total. Es conveniente indicar los valores especiales del peso volumétrico

por medio de subíndices. Si el suelo está completamente saturado, es decir si el volumen del aire es cero ($V_g = 0$), su peso volumétrico se designa por γ_{sat} . Si el suelo está secado en el horno, su peso se indica con γ_d , llamándose peso volumétrico seco y se define por $\gamma_d = W_s/V$.

7.- Densidad del agregado del suelo.

En el comportamiento del suelo influye mucho lo suelto o lo compacto de su estructura o el acomodo de los granos. Sin embargo, es necesario señalar una diferencia a este respecto entre los suelos de grano grueso sin cohesión y los materiales cohesivos.

En una masa de suelo de grano grueso, la mayor parte de los granos tocan a otros, produciendo contactos de punto a punto, y los esfuerzos que se hagan para compactar la masa pueden reducir la relación de vacíos solamente por el reacomodo de las partículas o por su ruptura.

Por otra parte, la densificación de los suelos finos, especialmente de la arcilla, depende de otros factores como la cohesión y las presencia de películas de agua sobre las superficies de las partículas.

Esta se define por la siguiente ecuación:

$$S_s = (W_s)/(V_s \gamma_o)$$

con un rango aproximado entre 1.5 y 3.2

8.- Prueba de compresión simple.

Esta prueba que se hace para determinar esta resistencia se utiliza un prisma o cilindro de suelo que tenga una altura de 1 ½ a 2 veces el diámetro medio, que se carga hasta que falle, a la compresión simple, haciendo la prueba con suficiente rapidez para que no cambie la humedad del suelo.

Se hacen observaciones simultáneas de la carga y del acortamiento vertical. La carga de falla o, si la muestra no se rompe, la carga necesaria para producir una deformación unitaria de 20 por ciento se expresa como la carga por unidad de área de la sección transversal, en kg. por centímetro cuadrado. Esta prueba tiene dos variantes.

- una es bajo carga controlada, en la cual ha determinados incrementos de carga se toma la lectura de deformación.
- la otra variante es bajo deformación controlada en la cual a una deformación determinada (1 mm) se toma la lectura de la carga. Esta prueba se hace normalmente a suelos finos.

9.- Prueba de corte directo.

La prueba consiste en colocar una muestra inalterada de forma cuadrada o rectangular en un dispositivo que tiene las siguientes características:

- una caja partida por la mitad, una mitad se encuentra fija y la otra mitad es móvil. La muestra se coloca dentro de la caja entre dos piedras porosas para permitir el drenaje.

- a la muestra se le aplica una carga axial y se mantiene constante, durante esta carga se produce el drenaje de la muestra, al finalizar el drenaje se aplica una fuerza horizontal en incrementos hasta producir la falla de la muestra.

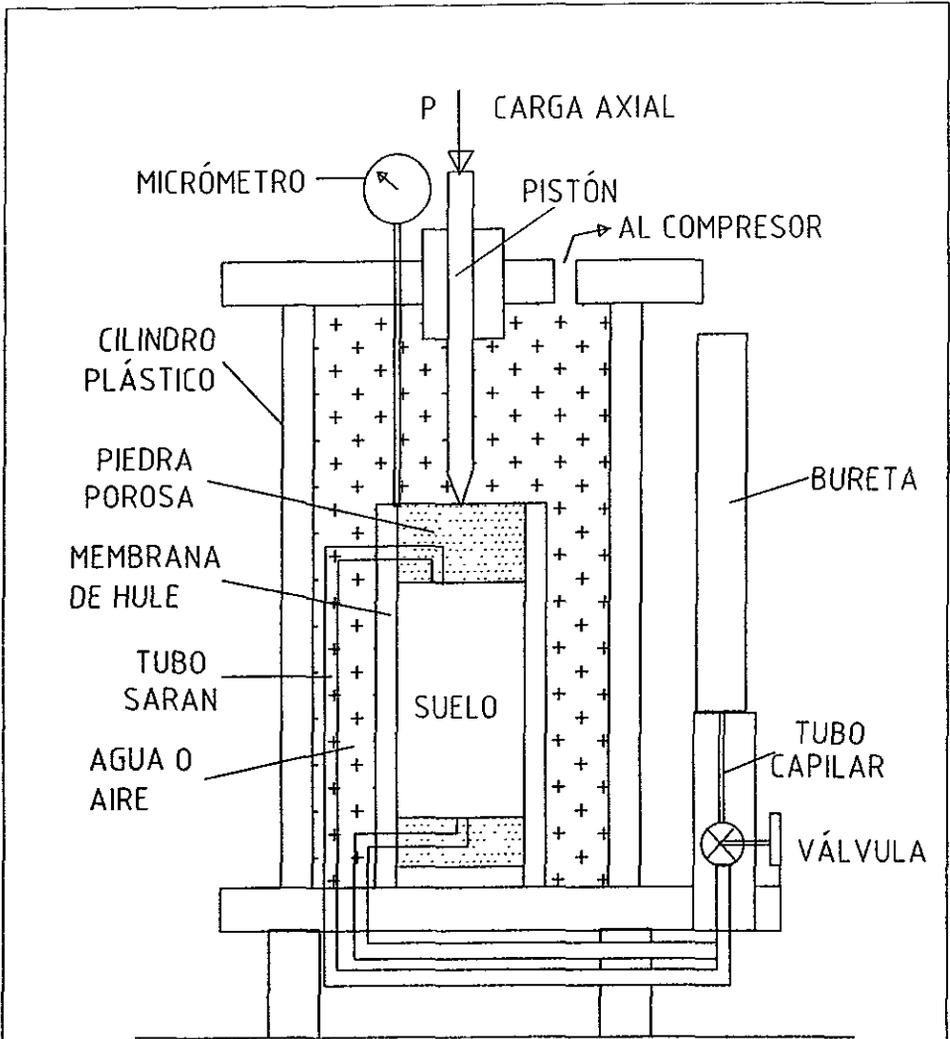
10.- Prueba triaxial.

En una prueba triaxial, se sujeta una probeta cilíndrica a una presión hidrostática de confinamiento y, además, a una presión axial que puede variarse independientemente de la presión de confinamiento. Los detalles esenciales del aparato para la prueba triaxial se muestran en la figura 2.8.

La superficie cilíndrica de la muestra se cubre con una membrana de hule unida herméticamente a un pedestal en el extremo inferior y a un cabezal en la parte superior. El conjunto está contenido en una cámara que puede llenarse de agua a una determinada presión de confinamiento; esta presión actúa lateralmente en la superficie cilíndrica de la muestra a través de la membrana y verticalmente a través del cabezal superior. La carga axial adicional se aplica por medio de un pistón que pasa a través de la parte superior de la cámara.

Se colocan piedras porosas en los extremos superior e inferior de la muestra, mismas que se conectan con una bureta en el exterior de la cámara por medio de tubo sarón.

Por medio de las conexiones puede medirse la presión del agua contenida en los poros de la muestra si no se permite la expulsión del agua (presión de poro).



CÁMARA TRIAXIAL

FIGURA 2.8

Alternativamente, si se permite que el agua fluya a través de las conexiones puede medirse la cantidad que entra o sale de la muestra durante la prueba. Al aplicar las cargas se mide la deformación vertical de la muestra con un micrómetro.

Con el objeto de presentar de una forma más aproximada las condiciones del terreno en estudio y de considerar el factor tiempo, existen tres variantes en los ensayos de *compresión triaxial*.

a) Prueba no consolidada- no drenada, llamada comúnmente “prueba rápida”. En la primera etapa se aplica la presión confinante, no permitiendo el drenaje de la muestra, en la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial sin permitir la salida del agua hasta lograr la falla de la muestra.

b) Prueba consolidada- no drenada. En la primera etapa se aplica la presión confinante permitiendo el drenaje de la muestra para que se consolide. La segunda etapa consiste en cerrar la válvula y no permitir el drenaje y aplicar la carga axial hasta lograr la falla.

c) Prueba consolidada drenada. En la primera etapa se aplica la presión de confinamiento permitiendo el drenaje, en la segunda etapa se aplica la carga axial en pequeñas cantidades permitiendo también el drenaje de la muestra para que se siga consolidando.

PRUEBAS REALIZADAS

En todas las muestras obtenidas se realizaron los siguientes ensayos índice:

- clasificación visual y al tacto

- contenido de humedad natural

- contenido de finos

En las muestras inalteradas obtenidas se realizaron, además de las pruebas anteriores, los siguientes ensayos:

- peso volumétrico natural

- compresión simple

- compresión triaxial no consolidada, no drenada

- granulometría

- límites de consistencia

- densidad de sólidos.

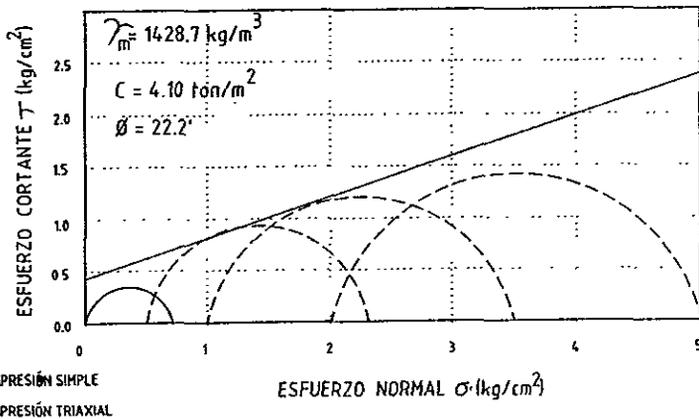
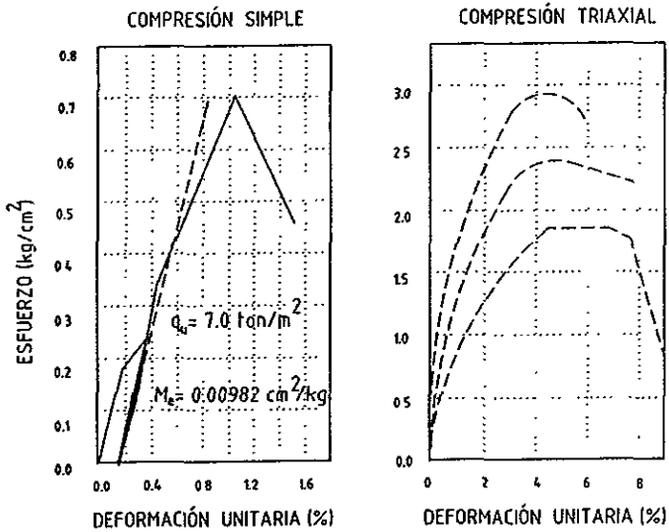
Las gráficas y resultados de los ensayos de laboratorio se muestran a continuación.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

SONDEO O POZO : SS-1

PROFUNDIDAD : 5.0-5.9m

OBSERVACIONES : M-1

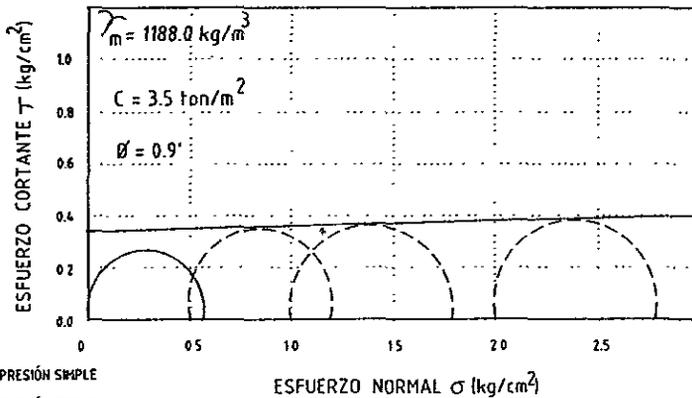
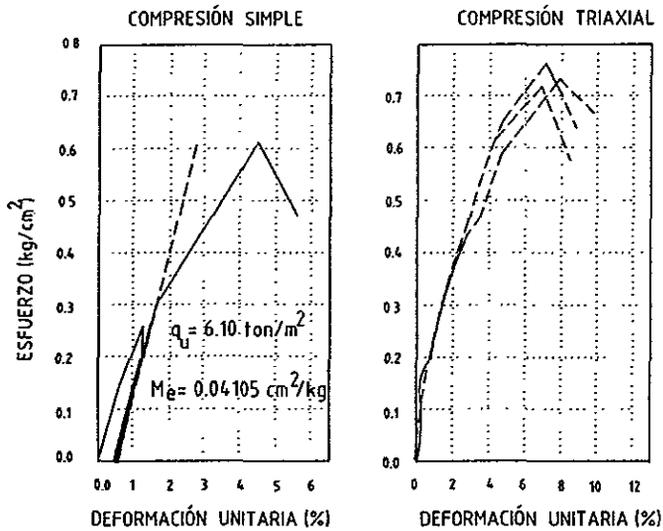


ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

SONDEO O POZO : SS-1

PROFUNDIDAD : 10.0-10.9m

OBSERVACIONES : M-2 INF.



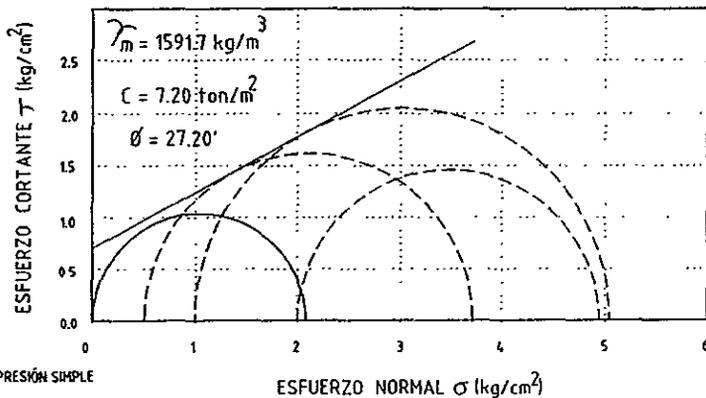
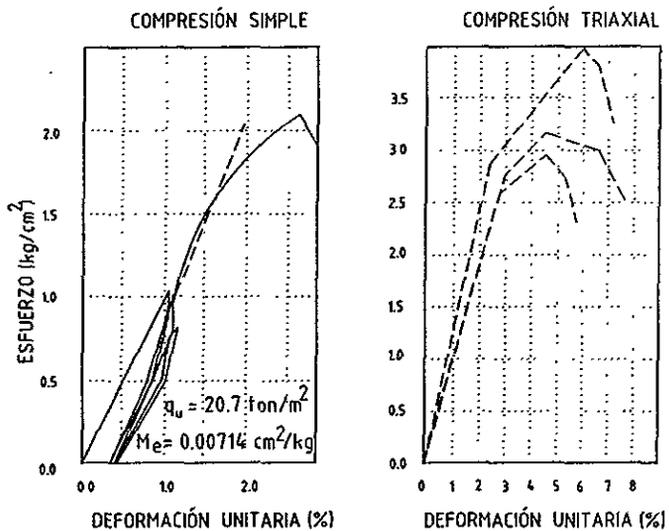
— COMPRESIÓN SIMPLE
 - - - COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

SONDEO O POZO : SS-1

PROFUNDIDAD : 20.0-20.9m

OBSERVACIONES : M-3 INF.



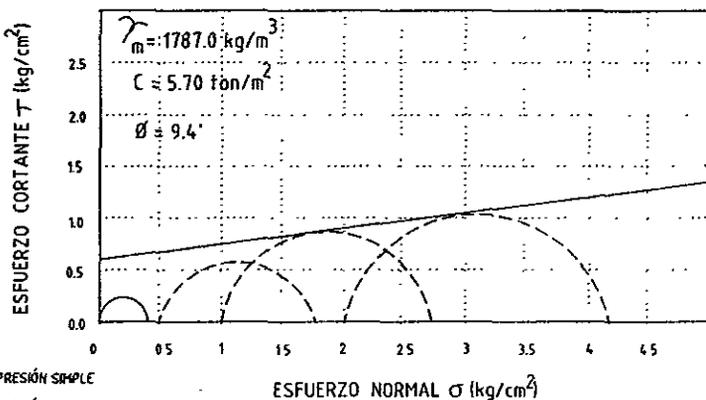
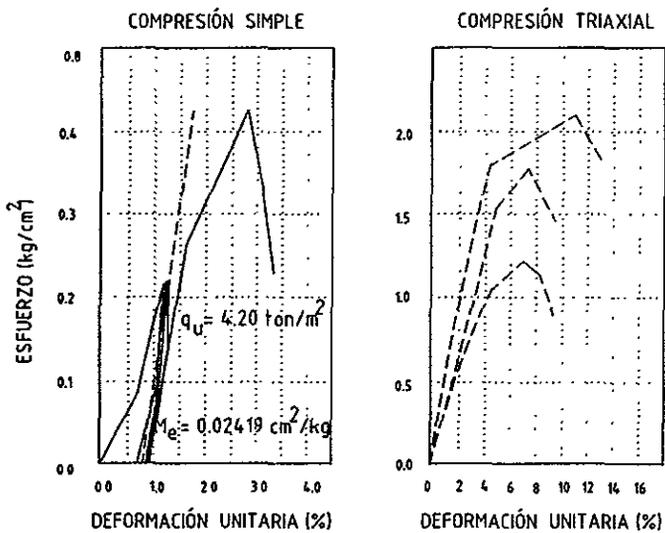
— COMPRESIÓN SIMPLE
 - - - COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

SONDEO O POZO : SS-1

PROFUNDIDAD : 27-27.5m

OBSERVACIONES : M-4 INF.



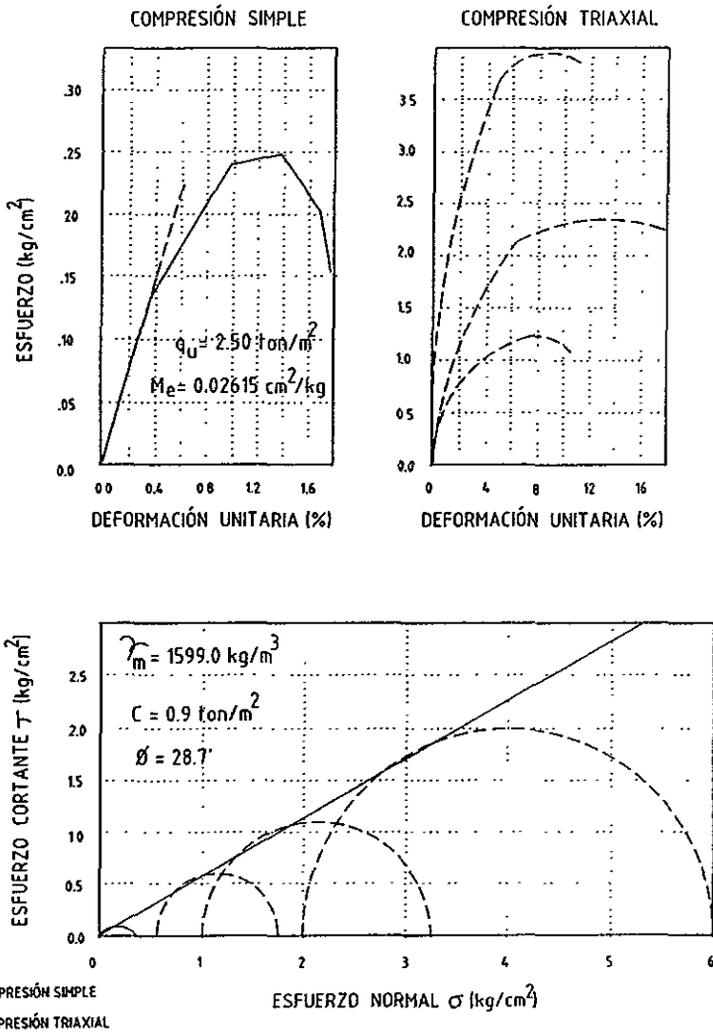
— COMPRESIÓN SIMPLE
 - - - COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

SONDEO O POZO : SS-2

PROFUNDIDAD : 5.0-5.9m

OBSERVACIONES : M-2 SUP.

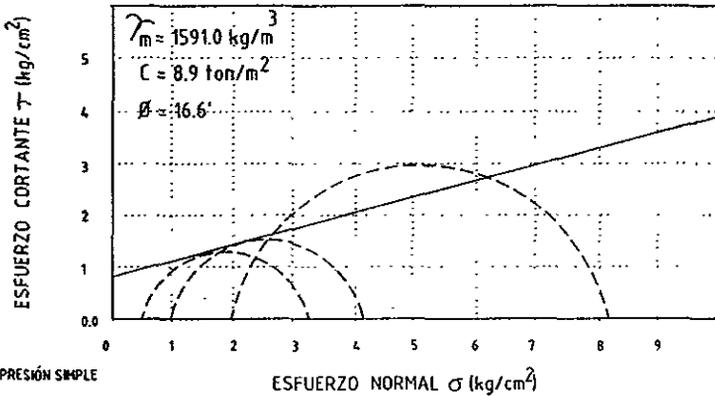
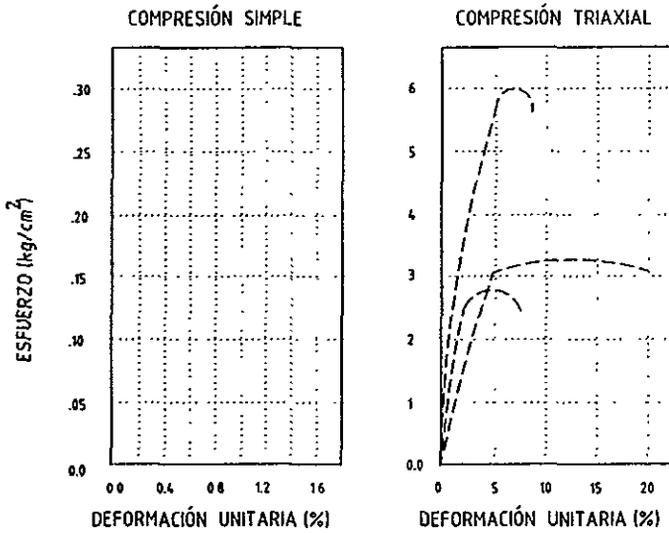


ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

SONDEO O POZO : SS-2

PROFUNDIDAD : 10-10.9m

OBSERVACIONES : M-3 SUP.



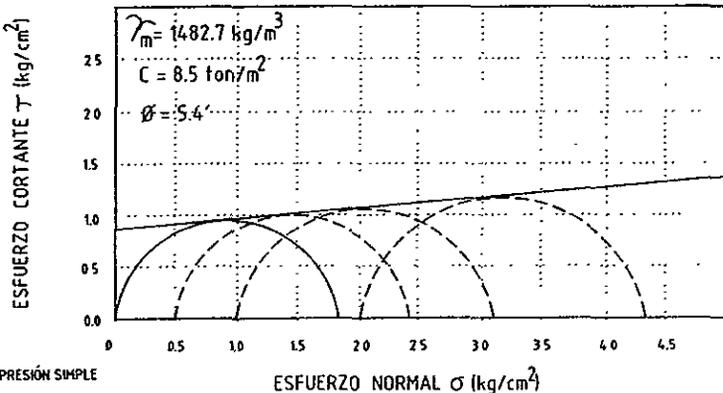
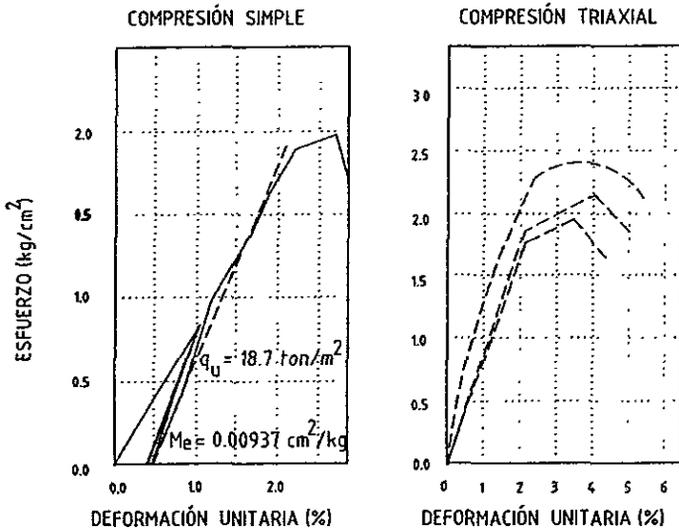
— COMPRESIÓN SIMPLE
 - - - COMPRESIÓN TRIAXIAL

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

SONDEO O POZO : SS-2

PROFUNDIDAD : 20-20.5m

OBSERVACIONES : M-4 MED.

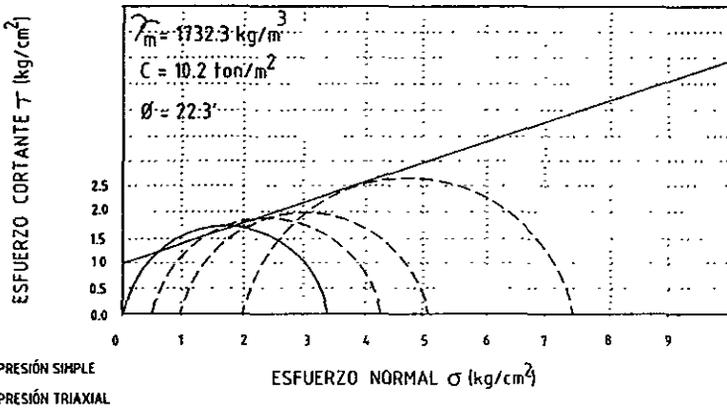
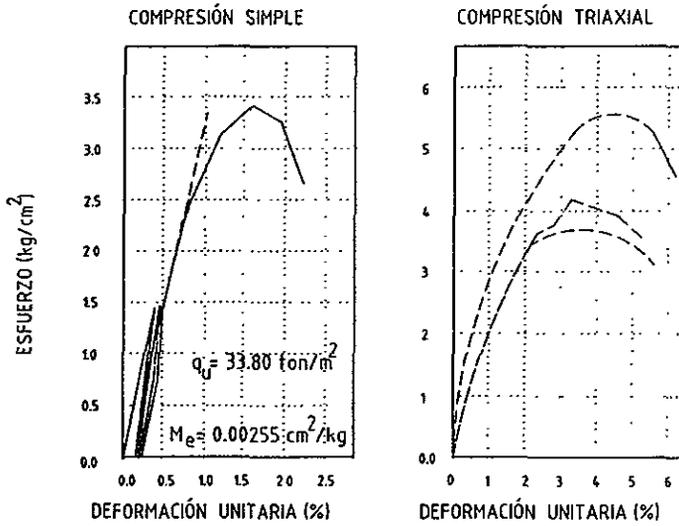


ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

SONDEO O POZO : SS-2

PROFUNDIDAD : 36-36.9m

OBSERVACIONES : M-6 INF.



2.4 ESTRATIGRAFÍA DEL LUGAR

Basados en los resultados del estudio e información recopilada, se estableció el marco geotécnico en el que se ubica la zona de estudio, correspondiendo a la frontera entre la zona I de Lago y la II de Transición conforme a la Zonificación Geotécnica, establecida en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93).

En términos generales el subsuelo del área está caracterizado por los siguientes unidades estratigráficas:

MANTO SUPERFICIAL

En la parte superficial y hasta una profundidad de 2.00 m se detectaron rellenos, bajo este y hasta una profundidad promedio de 7.00 m se detectaron capas de arena negra y arena poco limosa de compacidad media, estos materiales presentan un contenido de agua menor al 100%.

FORMACIÓN ARCILLOSA

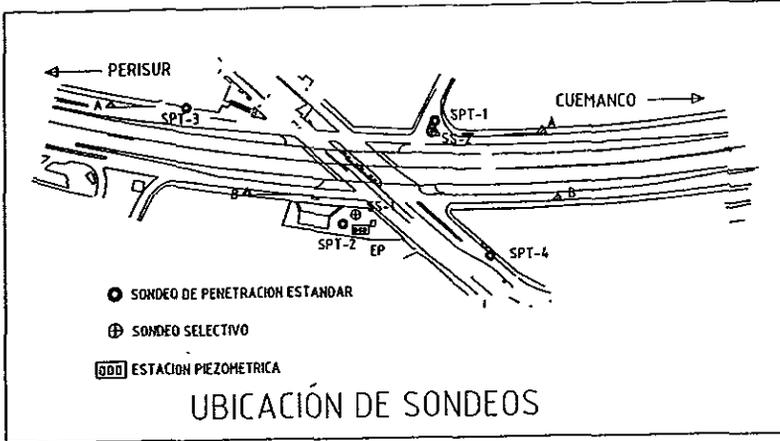
Se localiza entre los 7.00 y los 17.00 m de profundidad, esta integrada por arcillas de consistencia media con intercalaciones de arena limosa, el contenido de agua de este estrato en promedio es del 250%, el número de golpes en la prueba de penetración estándar va de 0 a 5 golpes en los materiales arcillosos, mientras que en la arena limosa es de 10 golpes en promedio.

DEPÓSITOS PROFUNDOS

Se encuentra aproximadamente a partir de los 16.00 m de profundidad y hasta la profundidad máxima explorada de 47.00 m, y esta se encuentra conformada por arenas limosas de color gris oscuro, entre los 32 y 37 m de profundidad se encuentran intercalaciones de limos arenosos de consistencia media , el contenido de agua promedio del estrato es del 20%, el número de golpes promedio de la arena limosa es de 50/10 (golpes/penetración), mientras que en la arena limosa es de 25 golpes.

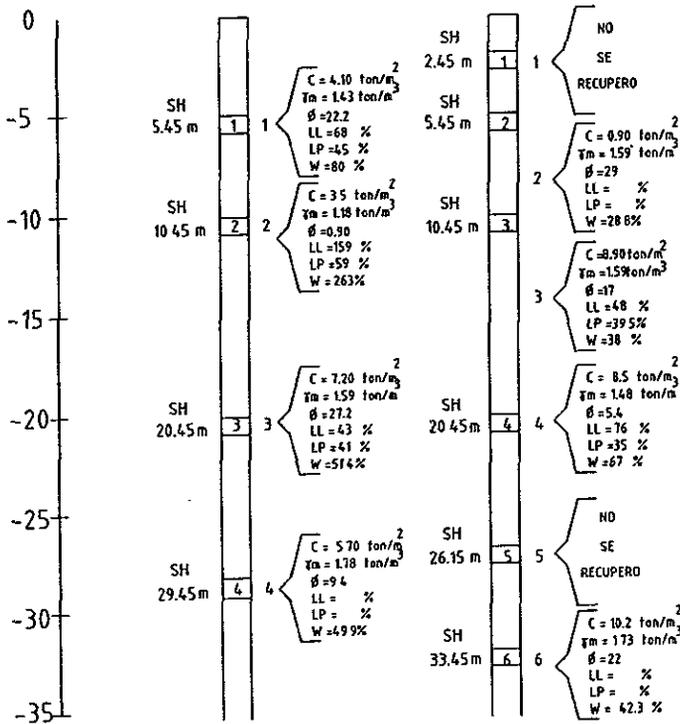
Para un mejor entendimiento de lo antes mencionado se muestran a continuación cortes estratigráficos con los resultados de las pruebas de penetración estándar que se realizaron en el lugar del proyecto en estudio.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**



SONDEO SELECTIVO

SS - 1 SS - 2



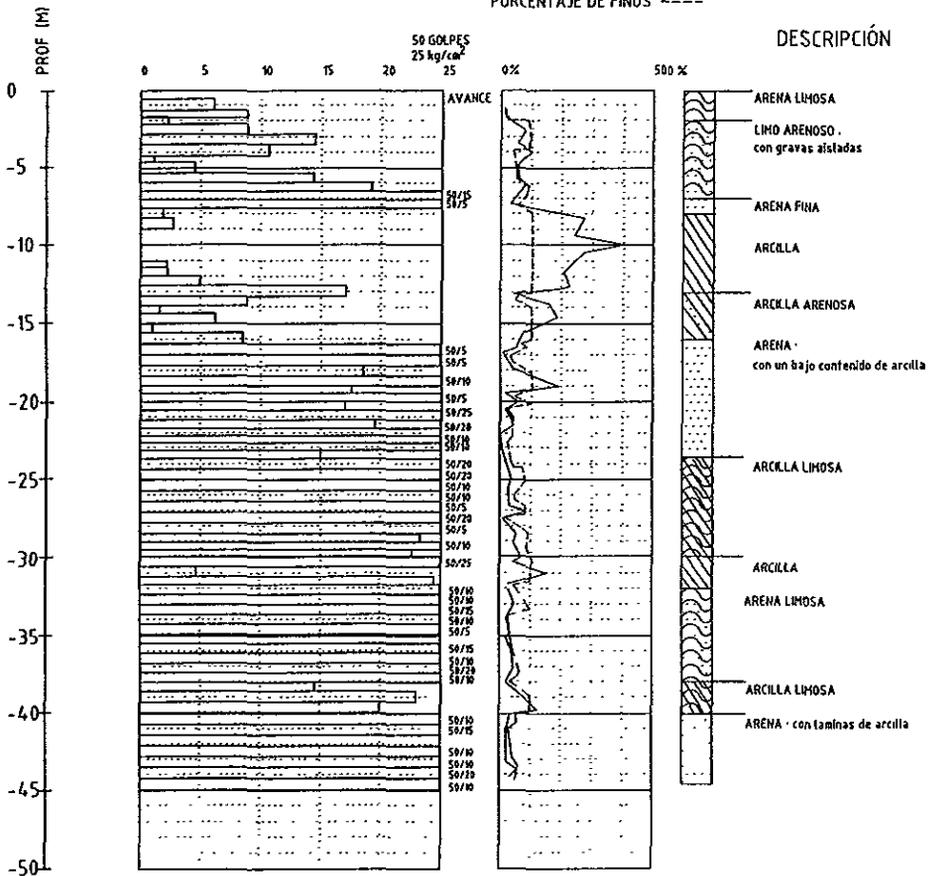
PERFIL ESTRATIGRÁFICO

SONDEO : SPT-1

FECHA : 27/NOV/95

PENETRACIÓN ESTANDAR

CONTENIDO DE HUMEDAD ———
 PORCENTAJE DE FINOS - - - -



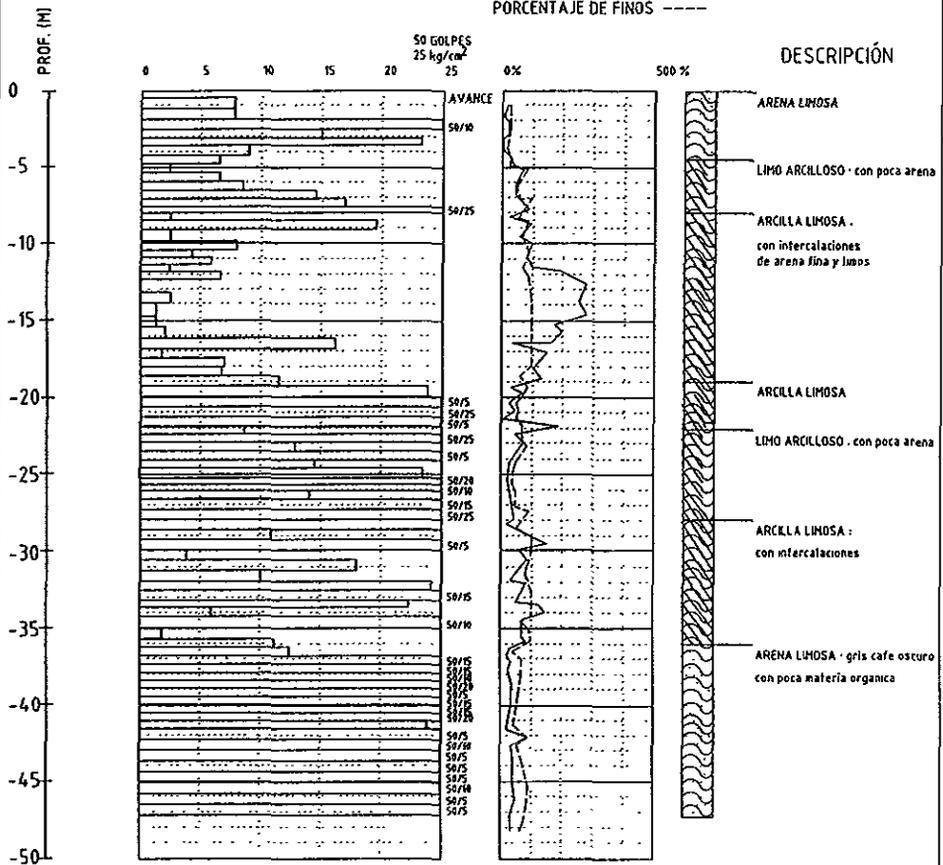
PERFIL ESTRATIGRÁFICO

SONDEO : SPT-3

FECHA 30/NOV/95

PFNETRACIÓN ESTANDAR

CONTENIDO DE HUMEDAD ———
PORCENTAJE DE FINOS - - - - -



2.5 CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

El estudio de Mecánica de Suelos es de vital importancia entre otras cosas debido a que de él se desprende la información necesaria para conocer la capacidad de carga del terreno en estudio, para soportar una estructura sin sufrir cambios significativos en él. Por lo tanto es muy importante lo que se describe a continuación.

Antes de comenzar con cualquier diseño es necesario conocer cuál es la carga a que estará sometida la estructura en estudio para así calcularla apropiadamente. En el presente proyecto se determinó que la cimentación del puente fuera a base de pilas debido a la magnitud de las cargas (capítulo 1.3B) que soportaría la estructura y a las condiciones mecánicas del subsuelo.

Las cargas más importantes del puente y en base a las cuales se hizo el diseño son:

Pila 13-IV del cuerpo A $W = 272.82 \text{ ton}$
Pila 9-I del cuerpo B $W = 238.16 \text{ ton}$

El diseño de la capacidad de carga del terreno, se hizo en base al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, según el cual la capacidad de carga de las pilas para suelos friccionantes como lo es en este caso, se determina con la siguiente expresión:

$$C_p = (P_v N_q^* F_r + p_v) A_p \dots\dots\dots 1$$

donde:

C_p , capacidad por punta, Ton

A_p , área transversal de la pila, m^2

P_v , presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de las pilas, menos el decremento ($\Delta \sigma_d$) debido a la fricción negativa, estimado más adelante, Ton/ m^2

p_v , presión vertical total debida al peso del suelo, a la profundidad de desplante de las pilas, Ton/ m^2

N_{q^*} , coeficiente de capacidad de carga definido por

cuando $L_e/B \leq 4 \tan (45 + \phi/2)$

$$N_{q^*} = N_{mín} + \frac{L_e (N_{máx} - N_{mín})}{4 B \tan (45 + \phi/2)} \dots\dots\dots 2$$

y cuando $L_e/B > 4 \tan (45 + \phi/2)$

$$N_{q^*} = N_{máx} \dots\dots\dots 3$$

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

Tabla 4. Factores de capacidad de carga en base a las tablas de Meyerhof.

donde:

L_e , longitud empotrada de la pila en el estrato resistente, ton

B , ancho ó diámetro de las pilas, m

ϕ , ángulo de fricción interna, en grados

F_r , factor de seguridad = 0.35

Para pilas de mayor de 0.5 m de diámetro, como en este proyecto se debe multiplicar la capacidad calculada por el factor de reducción de escala.

$$F_{re} = \left[\frac{(B + 0.5)}{(2 B)} \right]^n \dots\dots\dots 4$$

n, exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso.

Dadas las características del subsuelo antes analizadas se concluyó que el terreno en estudio es medianamente denso por lo que se tomó un valor de n = 2. En base a los sondeos selectivos SS-1 y SS-2 se determinó lo siguiente:

Profundidad (m)	Material	ss-1 γ (ton/m ³)	ss-2 γ (ton/m ³)	γ (ton/m ³)	σ totales (ton/m ²)
0.0 a 5.00	ARENA LIMOSA	1.40	1.40	1.40	7.00
5.00 a 8.00	LIMO ARCILLOSO	1.42	1.59	1.50	11.50
8.00 a 17.00	ARCILLA	1.20	1.59	1.40	24.10
17.00 a 30.00	ARENA LIMOSA	1.78	1.48	1.50	43.60
30.00 a 35.00	LIMO ARENOSO	1.59	1.59	1.59	51.55
35.00 a 45.00	ARENA		1.73	1.73	68.85

Tabla 5. Esfuerzos totales

El cálculo de la capacidad de carga se elaboró para una profundidad de 20, 35 y 40 m debido a las características de resistencia de los estratos y un diámetro de pila de 0.8, 1.0, 1.2 y 1.4m por ser los más usuales en la práctica. Los valores con los que se calculó fueron:

Profundidad (m)	20	35	40
ϕ	20°	30°	35°
Empotramiento (m)	3.00	18.00	23.00

El procedimiento para calcular la capacidad de carga de una pila en un suelo como el de este proyecto se basa en una serie de variables (esquema 1) que se utilizan de la forma siguiente:

PASO 1. Se determina la profundidad a que se quiere el cálculo (20,35 y 40 m) y su ángulo de fricción. También se determina el esfuerzo total y el esfuerzo efectivo a que se encuentra el terreno a dicha profundidad y la longitud de empotramiento de la pila en un estrato resistente. (Gráfica 2.1)

PASO 2. En el caso de estratos del subsuelo que se encuentren en estado de consolidación sobre el suelo firme se desarrollará fricción negativa debido al movimiento relativo entre el suelo y la pila. Como este proyecto se encuentra en estas condiciones se debe calcular la fricción negativa para cada tipo de pila en cuestión.

La fricción negativa se calcula con la siguiente expresión:

$$(NF)_d = \frac{(\omega K\phi)}{(1 + (\omega K\phi)/3)} \int_0^d \sigma_z dz$$

donde:

$(NF)_d$ fricción negativa desarrollada hasta la profundidad d

$K\phi = 0.33$

$\omega = 2 \Pi r_o$

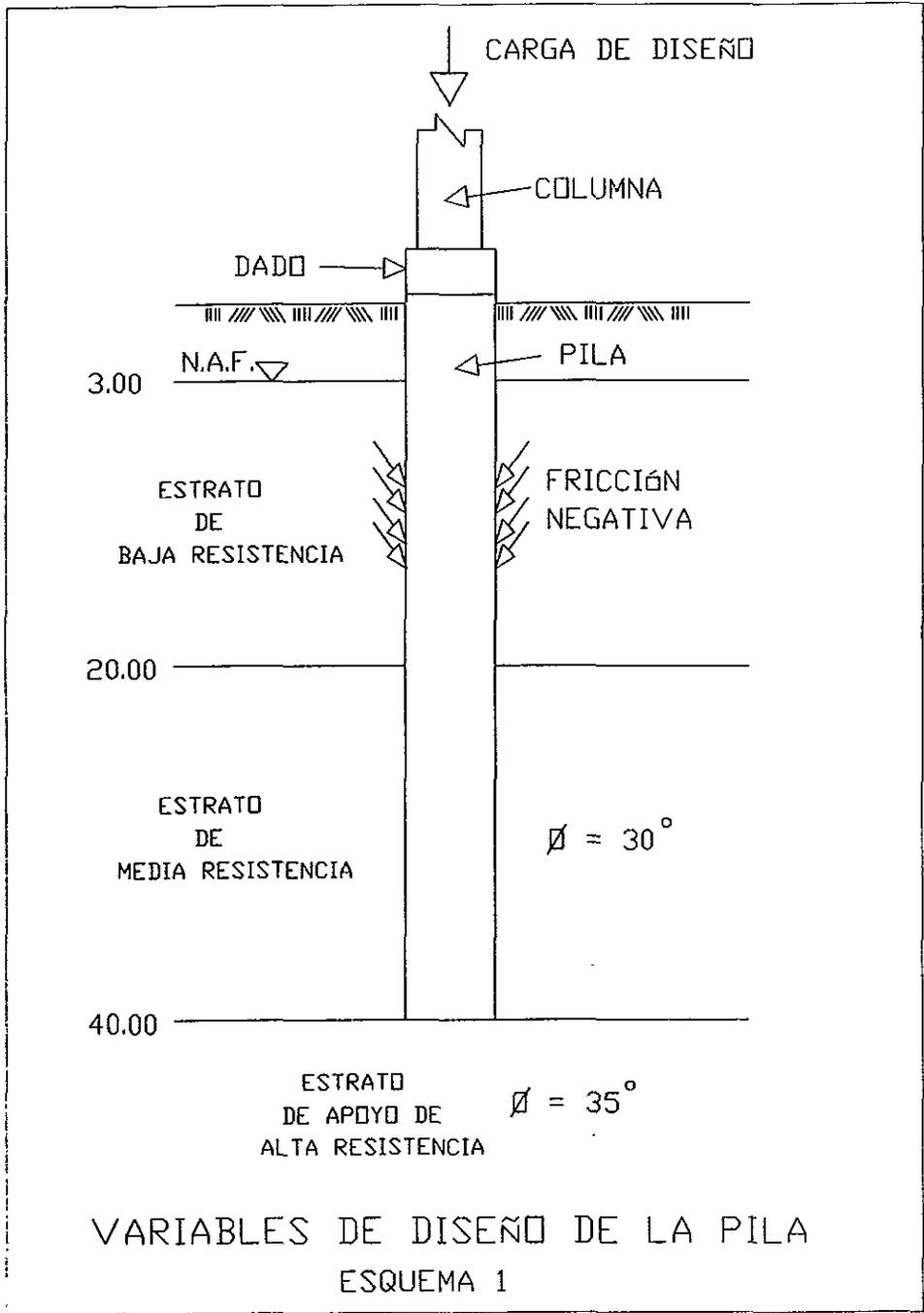
$r_o = 1.05 r$

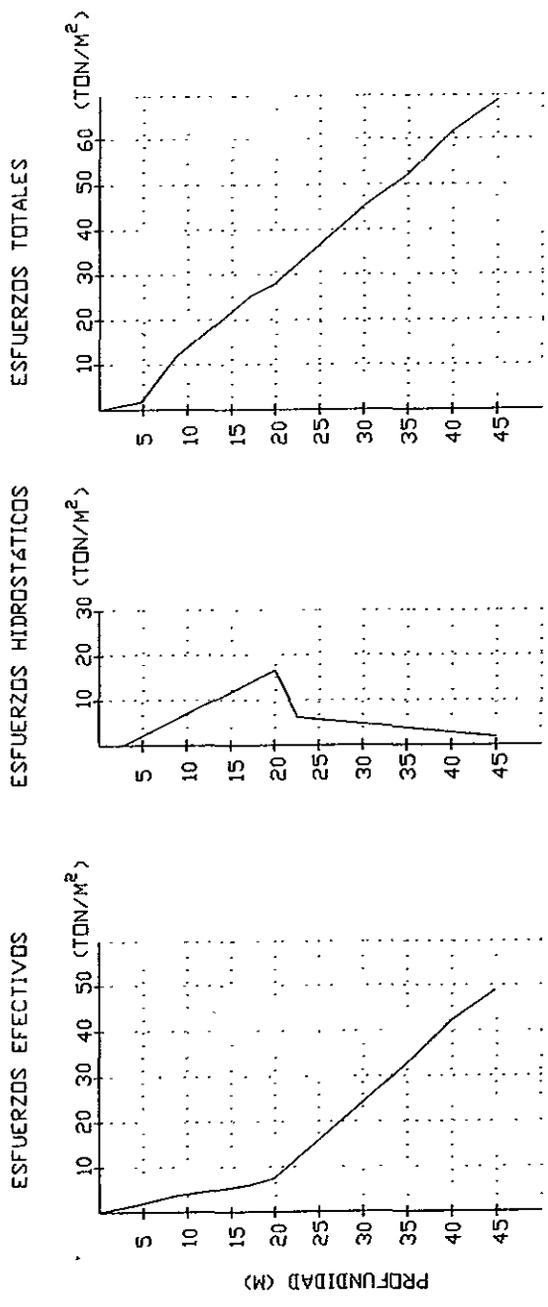
r radio de la pila

d profundidad de desplante de la pila

a área tributaria efectiva = $\Pi (1.2 r_o)^2$

σ_z esfuerzo efectivo a la profundidad z





GRÁFICA 1

<i>Diámetro (m)</i>	0.80	1.00	1.20	1.40
$\Delta \sigma_a$ (ton/m ²)	5.33	6.72	8.11	9.50

Tabla 6. Fricción negativa (calculada a 20 m)

PASO 3. Se elige el diámetro de la pila a estudiar y se sustituye en la ecuación de la longitud de empotramiento (L_e) para verificar si se cumple dicha igualdad.

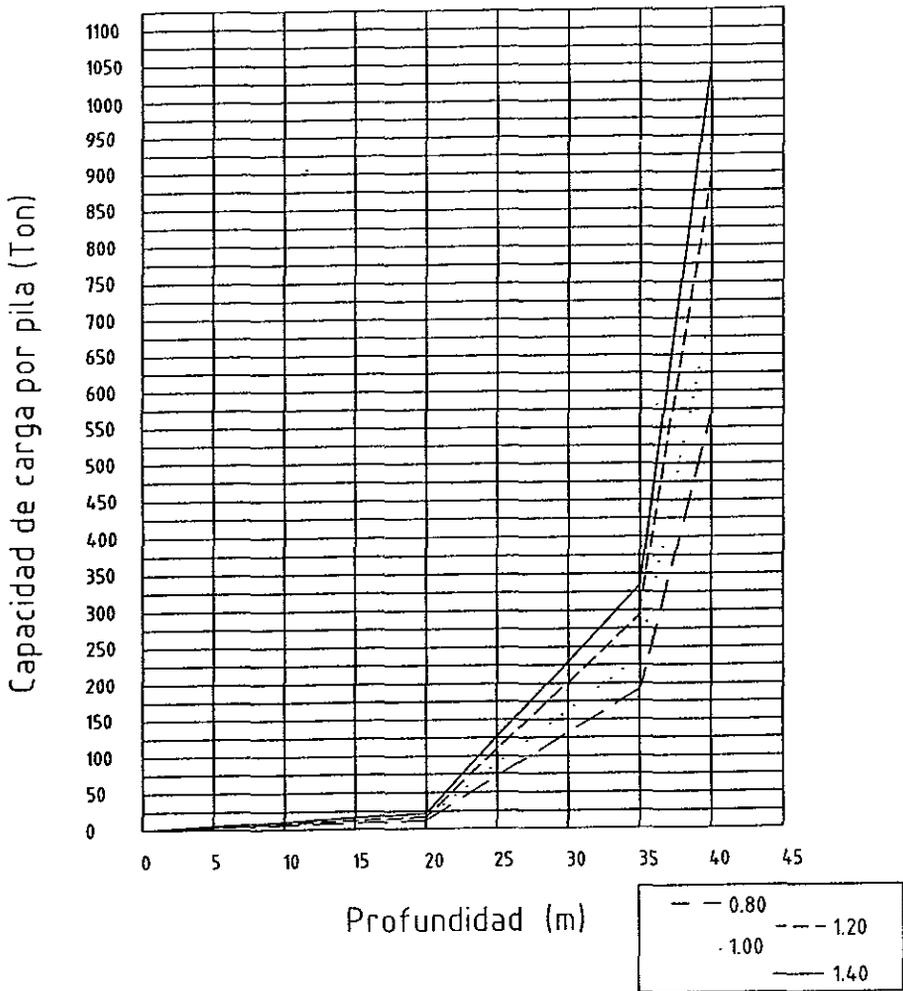
PASO 4. En caso de comprobarse se sustituyen los valores conocidos con los $N_{m\acute{a}x}$ y $N_{m\acute{i}n}$ de la tabla 4 en la ecuación 2. Cuando la igualdad de la " L_e " no se cumple se toma el valor N_{q^*} como el valor N_{max} de dicha tabla.

PASO 5. Conociendo el valor de N_{q^*} se pasa a sustituir los datos en la ecuación 1 y así se encuentra la capacidad de carga por punta para diámetros menores a 50 cm. Para pilas mayores a dicho diámetro se debe multiplicar ese resultado por un factor (F_{re}) que se encuentra con la aplicación de la ecuación 4. Dicho resultado es la capacidad de carga por punta de la pila en estudio. A continuación se describen los resultados de dicho cálculo y en la siguiente página se ilustran (gráfica 2.2) para su mejor comprensión.

<i>Profundidad (m)</i>	<i>20.00</i>	<i>35.00</i>	<i>40.00</i>
<i>Diámetro (m)</i>	<i>Ct (ton/pila)</i>	<i>Ct(ton/pila)</i>	<i>Ct (ton/pila)</i>
0.80	13.52	189.81	571.68
1.00	15.52	235.67	721.11
1.20	18.16	291.57	899.65
1.40	20.76	336.84	1056.65

Tabla 7. Capacidad de carga

CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS



GRÁFICA 2

Analizando la gráfica 2.2 se determinó lo siguiente:

1.- Se aprecia que de 0 a 20 m de profundidad se cuenta con una baja resistencia de un valor máximo de 21 ton por pila con lo que no se alcanza la carga máxima del puente por pila que es de 272.82 ton.

2.- De 20 a 35m de profundidad se denota un incremento importante en resistencia con respecto al cálculo anterior, incluso con pilas de 1.20 m de diámetro y a esta profundidad se alcanza la carga máxima de diseño.

3.- De 35 a 40m se encuentra un aumento en la capacidad de carga aún mayor que el anterior y en el cual las cargas máximas del puente serán soportadas sin ningún problema.

4.- Por lo anterior se decidió que la cimentación sería de pilas de 1.20 m de diámetro a una profundidad de 40.50 m y algunas pilas de 0.80 m de diámetro a una profundidad de 35.50 m.

Un punto importante a resaltar de este cálculo de capacidad de carga es la profundidad de desplante de las pilas. Dicha profundidad puede parecer un poco excesiva para las cargas de este proyecto, pero no se debe olvidar la presencia de lentes de baja resistencia en los estratos que se encuentran entre los 25 y 35 m de profundidad que hacen muy peligroso el posible apoyo de las pilas sobre ellos.

CAPITULO 3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

DE LAS PILAS DE CIMENTACIÓN.

Dentro de la determinación del tipo de cimentación más apropiado para una estructura, resulta de manera importante establecer su procedimiento constructivo, es por ello, que en el presente capítulo se describe el procedimiento de la perforación, estabilización y colado de las pilas de cimentación del proyecto en estudio utilizando tres diferentes procedimientos constructivos.

No debe olvidarse que el comportamiento a futuro de una pila de cimentación depende en gran medida de su procedimiento constructivo, por ello se tratarán de dar a conocer los pormenores de cada uno de ellos para así establecer cuál fue el más apropiado y porque.

Comúnmente el procedimiento constructivo a emplear se establece en el estudio de mecánica de suelos que se realiza para una edificación. La toma de decisión del procedimiento más apropiado es muy importante, ya que en ocasiones los proyectistas no conocen las ventajas y desventajas de la maquinaria para cada caso y esto produce problemas constructivos que generan retraso en la edificación del proyecto.

Los puntos básicos que influyen en cada procedimiento constructivo de las pilas de cimentación son: ubicación, trazo, perforación, colocación del armado, colado e instalaciones especiales que se requieran en cada una de ellas. Todo lo anterior se describirá en este capítulo con mayor detalle.

3.1 Trazo

Previamente al inicio de cualquier obra, y prácticamente durante la etapa de proyecto se realiza un levantamiento topográfico y de instalaciones en el lugar en estudio, para conocer las condiciones reinantes en él. Con base en este levantamiento se diseña el trazo del proyecto.

El trazo es uno de los aspectos más importantes dentro de cualquier tipo de cimentación. Dicho trazo es más complicado cuando se encuentra, como en este proyecto, en el centro de una complicada red de tuberías del alcantarillado público, ductos de teléfonos de México y tuberías de PEMEX que no pueden ser reubicadas debido a su alto costo y necesidad de operación. Esto es conocido como la “obra inducida” que en proyectos urbanos es prácticamente imposible de evitar y generan problemas enormes en cuanto al trazo y cálculo de los elementos estructurales.

El trazo de los apoyos del puente, la colocación de los centros de las pilas y la elevación de cada una de ellas, se le encargó a la empresa que diseño el proyecto y para esto llevo a un par de brigadas topográficas.

Adicionalmente a la ubicación de los centros de las pilas, es muy importante el marcar referencias auxiliares a una cierta distancia de ellos para permitir que dichos puntos de apoyo no desaparezcan durante el desarrollo de la obra y de esta forma recuperar el centro de la perforación de la pila una vez que se haya hecho la demolición del pavimento o de la protección de los taludes (chapa de piedra).

No debe olvidarse que el eje de varias pilas se localiza sobre el pie del talud del terraplén del puente ya realizado (México 1968) y este tiene una cubierta con chapa de piedra.

Los puntos de apoyo quedan ubicados de tal forma que no se pierdan ni se muevan con facilidad, permitiendo además que el punto de intersección de la unión de dos puntos contrarios se puedan restituir y coincidan con el marcado originalmente sobre el terreno natural.

En la figura 3.1 se encuentra un plano con la localización exacta de cada centro de pila y a continuación se describe un reporte de la elevación de cada una de ellas.

REPORTE DE NIVELES

EJE B-B CUERPO SUR

No. de PILA	NIVELES						DESP.	CAD.
	I		TERRENO NATURAL		II			
	PROF.	VOL	PROF.	VOL	PROF.	VOL		
2	44.14	36.14	18.16	47.03	39.03	19.62	8	1+256.275
3	43.8	35.8	17.99	47.29	39.29	19.75	8	1+268.275
4	43.32	41.13	46.52	47.56	45.37	51.32	2.19	1+303.275
5	43.23	41.04	46.52	47.52	45.33	51.27	2.19	1+315.275
6	43.3	40.87	46.22	43.48	41.05	46.43	2.43	1+346.679
7	43.48	41.05	46.43	43.48	41.05	46.43	2.43	1+358.376
8	43.62	41.02	46.39	43.62	41.02	46.39	2.6	1+388.377
9	43.14	41.37	46.79	43.12	41.35	46.77	1.77	1+415.418
10	42.83	41.06	46.44	42.72	40.95	46.32	1.77	1+427.418
11	41.86	41.25	46.65	45.24	44.63	50.47	0.61	1+459.893
12	41.66	41.05	46.42	45.08	44.47	50.29	0.61	1+471.893
13	41.38	40.99	46.36	44.58	44.19	49.98	0.39	1+506.893
14	41.38	40.99	46.36	44.43	44.04	49.81	0.39	1+518.893
15	41.24	41.17	46.57	43.54	43.47	49.17	0.07	1+553.893
16	41.14	41.07	46.45	43.21	43.14	48.79	0.07	1+565.893
17	40.7	40.63	45.95	42.2	42.13	47.67	0.07	1+597.663
TOTALES			686.12			720.43		

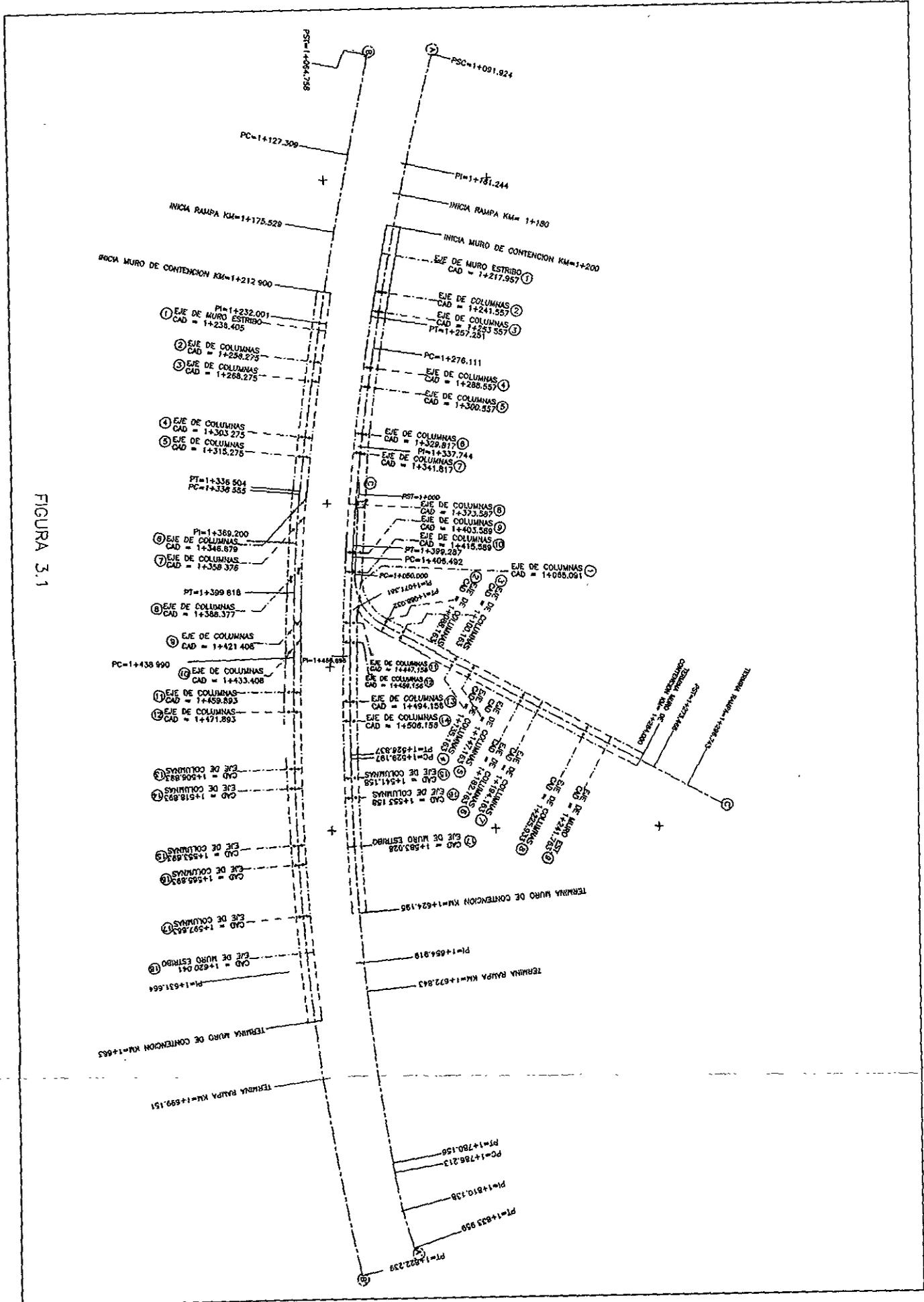
EJE A-A CUERPO NORTE

No. de PILA	NIVELES						DESP	CAD
	III	PROF.	TERRENO NATURAL		IV	PROF.		
2	44.75	41.41	46.83	43.66	40.31	45.59	3.34	1+241.557
3	45.02	41.68	47.14	43.34	40	45.24	3.34	1+253.557
4	46.04	43.49	49.19	42.62	40.07	45.32	2.55	1+278.557
5	46.47	43.93	49.68	42.55	40	45.24	2.55	1+300.557
6	42.6	40.79	46.14	42.5	40.69	46.02	1.81	1+331.587
7	42.93	41.12	46.51	42.91	41.09	46.48	1.81	1+343.587
8	43.66	41.06	46.44	43.44	40.84	46.19	2.6	1+373.587
9	43.27	41.25	46.65	43.11	41.09	46.47	2.02	1+403.589
10	42.91	40.89	46.25	42.23	40.21	45.48	2.02	1+415.589
11	46.1	45.51	51.47	41.59	41	46.37	0.59	1+447.156
12	45.83	45.24	51.17	41.52	40.93	46.29	0.59	1+459.156
13	45.07	44.83	50.71	42.05	41.82	47.29	0.24	1+494.156
14	44.86	44.62	50.47	41.22	40.98	46.35	0.24	1+506.156
15	43.84	43.79	49.52	41.05	41	46.36	0.06	1+541.158
16	43.62	43.57	49.27	41.05	41	46.36	0.06	1+553.158
			727.42			691.07		

EJE C-C CUERPO NORTE

No. de PILA	NIVELES						DESP.	CAD.
	V	PROF.	TERRENO NATURAL		VI	PROF.		
1	41.94	40.88	46.24	41.94	40.88	46.24	1.058	1+065.091
2	41.45	41	46.37	41.45	41	46.37	0.454	1+088.163
3	41.27	40.82	46.16	41.27	40.82	46.16	0.454	1+100.163
4	40.71	40.89	46.24	40.71	40.89	46.24	-0.176	1+135.163
5	40.57	40.75	46.08	40.57	40.75	46.08	-0.176	1+147.163
6	40.45	35.93	18.06	40.45	35.93	18.06	4.524	1+182.163
7	40.35	35.83	18.01	40.35	35.83	18.01	4.524	1+194.163
8	40.05	35.9	18.04	40.05	35.9	18.04	4.151	1+225.933
			285.2			285.2		
		TOTALES	1698.74			1696.7		3395.44

FIGURA 3.1



3.2 Construcción de Terraplenes

El terreno donde se edificó el puente vehicular no presentaba grandes irregularidades topográficas, por lo que no se requería el movimiento de tierras, pero al momento de analizar el método de perforación de las pilas se encontró que la maquinaria de perforación (grúa LS 118 y equipo Casagrande o la perforadora rotatoria autopropulsada SOILMEC) no podía perforar las pilas que se encontraban en los ejes sobre el terraplén del puente existente (México 68), ya que su pluma no alcanza a colocar el equipo de perforación en el centro de cada pila.

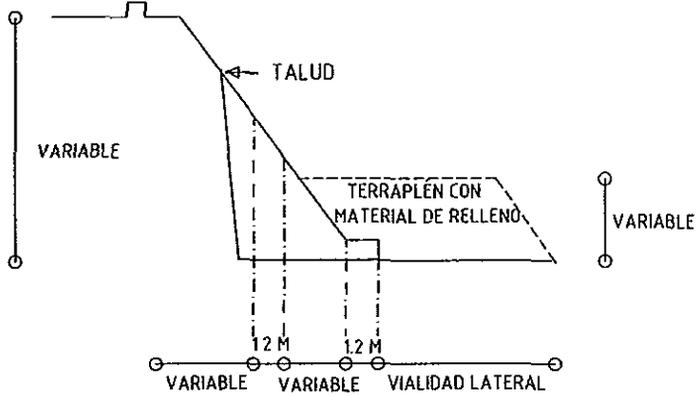
Por lo anterior fue necesaria la colocación de un terraplén temporal sobre el pie del talud del puente para la construcción de las pilas sobre el.

La primera etapa en la construcción de la cimentación consistió en la perforación, estabilización y colado de las pilas localizadas sobre el eje contiguo al pie del talud. Después se procedió a colocar un terraplén con material de relleno sobre las pilas de la primera etapa, en el sentido de la vialidad y a todo lo largo del talud, donde se ubicará el equipo de perforación para las pilas de la segunda etapa, localizadas en la elevación 49.0 aproximadamente. Lo anterior se aprecia en la figura 3.2 de la página siguiente.

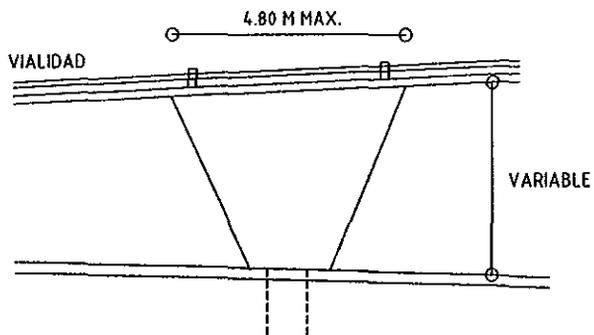
La finalidad del terraplén es la de proporcionar acceso para la construcción de dichas pilas, el cual se realiza con material a volteo y bandeado en la parte superior para facilitar el tránsito del equipo a utilizar.

TERRAPLENES

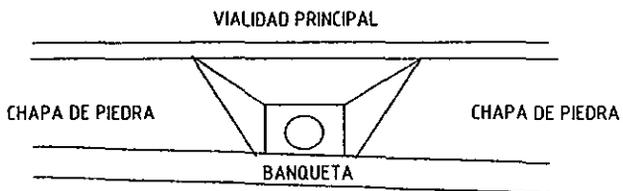
VIALIDAD PRINCIPAL



SECCIÓN TRANSVERSAL



VISTA FRONTAL DEL CORTE



PLANTA

FIGURA 3.2

Al término de lo anterior se procede a realizar un corte del talud del puente existente para el desplante de la superestructura, para ello se plantea la colocación de una contención temporal a base de viguetas, tablones y polines, cuando el corte es mayor a 3.0 m.

La excavación y colocación de la contención temporal del talud del puente existente se realiza atendiendo al siguiente procedimiento:

1.- Se debe realizar la excavación en una sola etapa hasta el nivel de operación de los equipos que ejecutaron las perforaciones para pilas y en el ancho necesario para llevar a cabo las maniobras. Los cortes podrán observar taludes verticales. Durante esta etapa se controla el tráfico del periférico de modo que el carril más cercano al corte no se ocupe.

2.- Afinado el talud y justo al pie de este se realizan perforaciones que alcancen 2m por debajo del nivel del corte y esten a una distancia no mayor de 3m. En cada perforación se deben colocar vigas IPR de 12" ligeras verticales como se muestran en la figura 3.3.

3.- Una vez colocadas las vigas verticales se coloca una viga madrina de forma horizontal a 2/3 de la altura. Estas vigas se sujetan a las primeras mediante soldadura. Justo en las uniones entre vigas se colocan puntales constituidos por vigas de las mismas características. Los puntales reaccionan contra muros de concreto y están soldados con las vigas de contención. La excavación y colocación de los tablaestacados debe ser en un solo turno para evitar problemas por movimientos del talud.

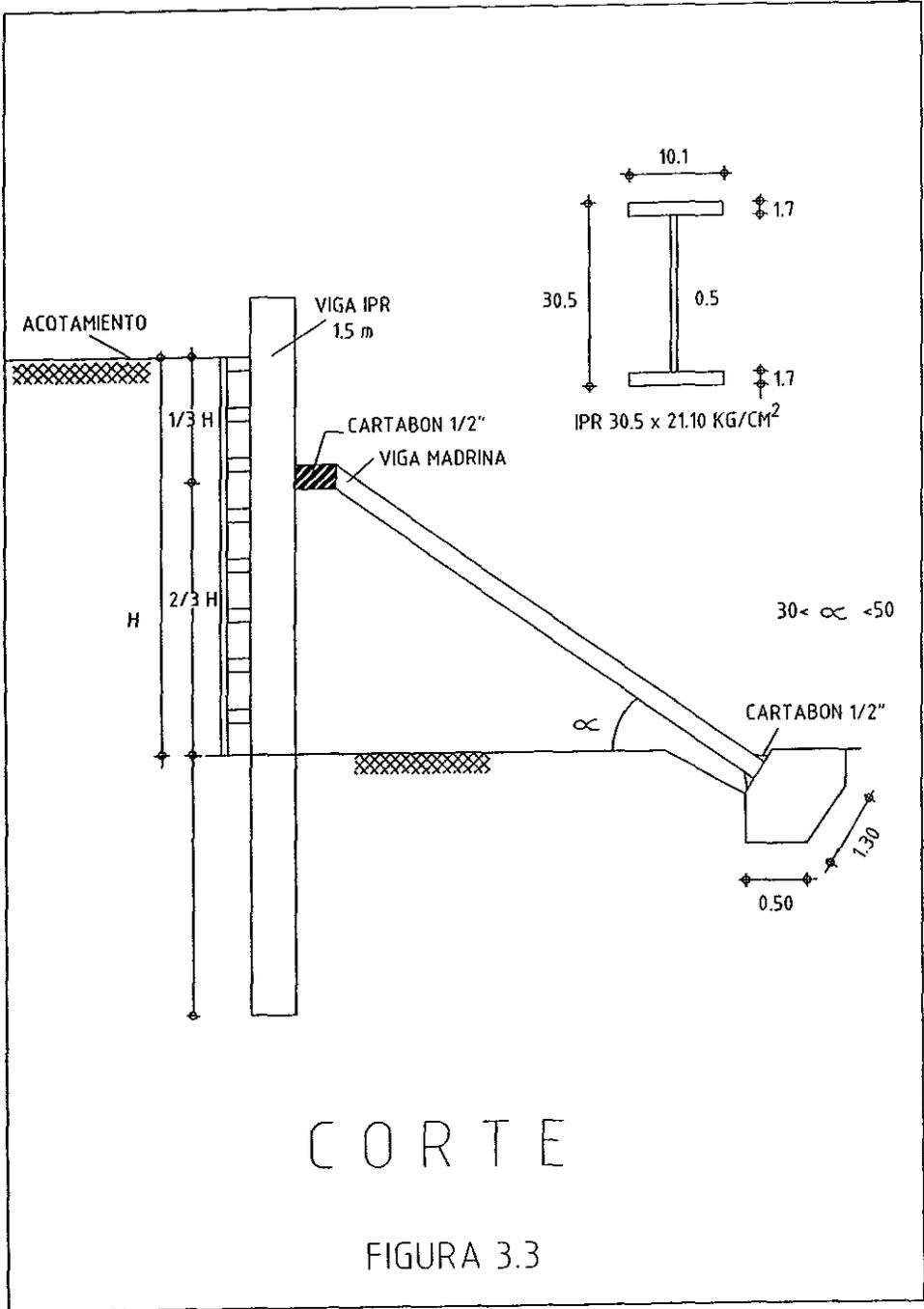
Entre las vigas verticales se colocan tarimas o tablones que cubren al menos 60 % del área de talud expuesta. Estos elementos se sujetan a las

viguetas mediante polines y cuñas de retaque. Posteriormente se procede a rellenar el espacio comprendido entre la superficie de la tarima y el talud, compactando el material.

Coladas las pilas, contratrabes y columnas se retira el sistema y se colocan los rellenos que conforman el talud final del puente conforme al proyecto arquitectónico.

Es necesario que durante el tiempo en que se efectúa la construcción del tablaestacado, se restrinja el tránsito de vehículos sobre los carriles del Periférico próximos a los cortes.

Durante la permanencia de los tablaestacados se efectúa una revisión diaria de los hombros del talud a fin de detectar posibles grietas que evidenciarían una falla de este. En caso de presentarse lo anterior se le notifica a la empresa responsable para que tome las medidas necesarias.



3.3 Polímeros.

Los Polímeros (del griego Polys-Meros, que significa “muchas partes”) es un material formado por macromoléculas constituidas por cadenas muy largas de moléculas base denominadas monómeros, que se unen entre sí, generalmente a partir de reacciones químicas de polimerización. Dichas moléculas se obtienen a partir de derivados de la industria petroquímica.

En base a los polímeros se producen una serie de productos conocidos como “geosintéticos” que son empleados en Obras de Ingeniería Civil para cumplir funciones de anticontaminación, redistribución de esfuerzos, refuerzo de tierra, filtración, drenaje, control de la permeabilidad y otras funciones. Los principales miembros de esta familia son los geotextiles, geomembranas, georedes y muchos otros denominados geocompuestos.

Las principales funciones que cumplen los geosintéticos son las siguientes:

- a) Separación. Al evitar o minimizar la mezcla de materiales de diferente granulometría.
- b) Filtración y drenaje. Al evitar la migración de partículas de suelo y permitir el libre flujo de agua y gases.
- c) Refuerzo. Al soportar tensiones, estabilizar la masa de suelo y proteger geomembranas.
- d) Impermeabilización. Al formar una barrera que impida el paso de fluidos y partículas de suelo.

El proceso de fabricación de los polímeros, a partir de monómeros y aditivos, se realiza en reactores que les aplican calor y presión. Los aditivos que se le pueden colocar son sólidos o líquidos, ya sea colorantes o absorbentes de rayos ultravioleta, biocidas, retardadores de inflamación, lubricantes, estabilizadores termales, etc. Las mezclas resultantes pueden ser homogéneas o heterogéneas, según la finalidad del aditivo hacia el polímero. Dichos aditivos pueden ser granulares o fibrosos.

Una característica muy importante de los polímeros es su peso molecular debido a que al aumentarlo se incrementa su resistencia a las tensiones, al impacto, al calor y modifica su elongación; al reducir la distribución de su peso molecular se disminuye el fracturamiento por esfuerzo, la tendencia a la fluencia y su procesabilidad.

La función del polímero en este proyecto es la de estabilizar las paredes excavadas en la perforación y así evitar que existan derrumbes que le resten uniformidad a la pila. En el mercado de la construcción existen una gran variedad de productos y marcas con estas características por lo que la elección del polímero a emplear en la obra se basa primordialmente en su costo y su disponibilidad inmediata.

Por lo anterior, el polímero empleado en este proyecto es el "Slurrypro CDP" de la empresa KB Technologies de procedencia estadounidense, en empaque de 45 libras (20.4 kg.). Este polímero tiene la ventaja sobre otros en el mercado de que al quedar inservible se puede vertir al drenaje después de su mezcla con una solución de cloro y así no es dañino a las tuberías del sistema de alcantarillado público.

3.4 Lodo bentonítico

Los lodos usados como estabilizadores de perforaciones en las pilas son generalmente los llamados “ lodos bentoníticos” . Dichos lodos se forman al mezclar en diferentes proporciones bentonita (arcilla coloidal) y agua; formándose una sustancia con un bajo peso específico y largo tiempo de sedimentación. Estos lodos forman una película plástica impermeable en las paredes de la perforación, que ayuda a equilibrar las presiones hidrostáticas e impiden el flujo de agua del nivel freático hacia adentro de la perforación.

La montmorillonita es el principal constituyente de la bentonita, esta es una arcilla de silicato de aluminio-magnesio-sodio y tiene la virtud de absorber agua interlaminarmente de tal manera que las laminillas de montmorillonita se separan tanto que forman una viscosidad real.

Otra función de este lodo es la de remover y transportar material de recorte del suelo, ya que al entrar el equipo de perforación en operación, se producen unos recortes del material excavado que son removidos del fondo y transportados hasta la superficie debido a la circulación del lodo bombeado. La capacidad para mantener en suspensión las partículas de suelo recortadas, depende entre otras cosas de la velocidad con que fluya *ascendentemente el lodo dentro de la perforación.*

También impide la pérdida excesiva del agua del mismo lodo y por supuesto el paso del agua hacia el interior del barreno, lo cual es una de las causas de inestabilidad de las paredes. Otra función es la de enfriar y lubricar la herramienta rotatoria de corte, evitando el peligro que

representa la generación de calor por la fricción continua de ella con el terreno a perforar.

Para el desempeño óptimo del lodo bentonítico en la perforación, este debe tener las siguientes características:

1. El agua con que se mezcla debe ser dulce con menos del 1% de cloruro de sodio y menos de 120 ppm de sales de calcio en suspensión, mezclada con bentonita sódica o cálcica.
2. La densidad varia entre 1.02 y 1.04 gr/cm³.
3. El potencial de hidrógeno (pH) que es el grado de acidez o alcalinidad, debe estar entre 7 y 10. Se determina a partir del color que adquiere el papel indicador al entrar en contacto con el lodo.
4. La viscosidad debe encontrarse entre 40 y 50 seg. Este es el tiempo en segundos, que transcurre durante el escurrimiento de 946 cm³ de lodo, a través de un orificio calibrado ubicado en el extremo inferior de un cono Marsh. Para mayor detalle esta prueba se analiza en el capítulo 5 de Control de Calidad.

Toda esta mezcla estabilizadora requiere que se combine perfectamente en una planta mezcladora de lodo bentonítico.

3.5 Ademes metálicos.

Otra opción para perforar y estabilizar pilas con presencia del nivel freático lo representan las camisas metálicas, las cuales pueden ser recuperables o pérdidas, según sea el caso.

Las camisas metálicas recuperables se usan generalmente en suelos arenosos cuyo nivel freático está muy abatido como es el caso de este proyecto. Otra aplicación de estas camisas (ademes) se tiene, cuando las perforaciones contienen agua salada en donde la bentonita se floclula si no se mezcla con algún aditivo, cuyo costo y control, resulta ser muy costoso.

Este procedimiento consiste en hincar ademes metálicos del diámetro requerido de la pila y con una longitud de 5 metros (tamaño comercial). Dichos ademes tienen un espesor de $\frac{1}{2}$ " y una resistencia de 55.84 kg/cm² para evitar su fractura o pérdida al ser hincado y extraído del terreno.

Para este proyecto se emplearon 9 ademes metálicos para cada pila de 1.20 m de diámetro, ya que la profundidad de estas en promedio es de 40.50 m. Para cada pila de 0.80 m se usaron 8 ademes.

La máquina con que se hincan estos ademes es una perforadora rotatoria autopropulsada marca Casagrande de origen italiano que puede perforar hasta una profundidad de 42.00 m. y un diámetro de 0.45 a 2.00 m. con un par motriz a una barra (kelly) de 21,000 kg-m.

3.6 Perforación, estabilización y construcción de las pilas de cimentación.

El equipo a utilizar para la construcción de las pilas utilizando el procedimiento constructivo de polímeros o lodo bentonítico son grúas montadas sobre orugas con una capacidad de aproximadamente 40 ton, con plumas rígidas de 100 pies de altura debido al peso y longitud del armado de las pilas (2 tramos de 20m) y equipo de perforación integrado o montable. Por lo anterior se eligió una grúa Link-belt LS-118 con una capacidad de 45 ton y una perforadora rotatoria autopropulsada marca SOILMEC.

En el caso del procedimiento constructivo con ademes metálicos se utilizó la perforadora rotatoria autopropulsada marca Casagrande y una grúa Link Belt LS-118 con una capacidad de 45 ton.

Los tres procesos constructivos se describen en los pasos que a continuación se muestran.

PASO 1. Ubicación del centro de pila.

Antes de la perforación debe existir la correcta localización de los centros de pilas como ya se describió en el subcapítulo de trazo. Al contar con el centro bien establecido se procede a posicionar el equipo de perforación y se comienza la perforación de los primeros metros con la ayuda de una broca helicoidal. Este paso se ilustra en el anexo al final de este capítulo.

PASO 2. Emboquillado.

Después se procede al emboquillado, donde el equipo de perforación (SOILMEC o Casagrande) deberá nivelarse para inducir una perforación vertical, permitiendo un margen de error en cuanto a ubicación de 2 cm. como máximo. La longitud del emboquillado (ademe) dependerá del espesor de los estratos superficiales inestables cuya profundidad varía entre 5 y 10 m. para casos comunes y hasta 15 m. para casos especiales. En este proyecto el emboquillado se hizo con un ademe metálico de 5 m de longitud, ya que a 3 m de profundidad se encuentra el nivel de aguas freáticas. El ademe es colocado y después retirado con la misma grúa con que se realizó la perforación (Anexo 1 y 2).

PASO 3. Equipo de perforación.

El equipo de perforación cuenta con una barra telescópica en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance, la cual debe ser en los primeros metros y antes de encontrar el nivel freático una broca helicoidal y después de encontrar al N.A.F. se cambia por un bote cortador (Anexo 1 y 2). El barrenado es de forma circular, manteniendo su verticalidad y sus dimensiones a todo lo largo de la excavación.

PASO 4 A. Estabilización con polímero.

Al momento de encontrar el nivel de aguas freáticas se vierte el polímero en la perforación de acuerdo con los siguientes puntos:

- Se obtiene el p.H. del agua a utilizar siendo el valor óptimo igual a 11, esto se logra mediante el uso de "protec 100" en una proporción de 0.5 lt/m³ de agua.

- Después se adiciona el polímero (slurry pro) en una proporción de 1.0 kg./m³ de agua, se agita durante un tiempo no menor a los 5 minutos para garantizar una mezcla homogénea, posteriormente se saca una muestra y se obtiene el valor de la viscosidad, si el resultado se presenta en el rango de 50 a 60 seg. se procede a su utilización en la perforación de la pila, en el caso de no encontrarse dentro del rango señalado, se le puede adicionar más polvo (slurry pro) hasta lograr la viscosidad requerida.

-Terminada la perforación de la pila, se obtiene una muestra de la mezcla del polímero al centro de la columna de la propia mezcla, para obtener el contenido de finos en suspensión y de esa forma verificar la limpieza del fondo de la perforación.

Si el resultado es igual o menor a 1.50, se procede a la colocación del acero de refuerzo y del concreto en la pila perforada; si el resultado es mayor a 1.50 se dejará en reposo por un lapso de tiempo de 60 minutos para obtener la muestra del polímero y verificar de nuevo el contenido de finos; para el caso de no caer dentro del rango especificado se debe realizar su extracción.

PASO 4 B. Estabilización con lodo bentonítico.

Debido a la poca profundidad del nivel freático (3 a 5 m) se debe prever el uso de lodo bentonítico desde el comienzo de la perforación para evitar la

degradación del lodo con el agua. La colocación del lodo es suministrada de dos maneras:

- Por una pipa de 10,000 lts. de capacidad que lo transporte desde una planta móvil de lodo bentonítico que se encuentra en la misma obra ó bombeado desde dicha planta mediante la instalación de una tubería para su mejor empleo.

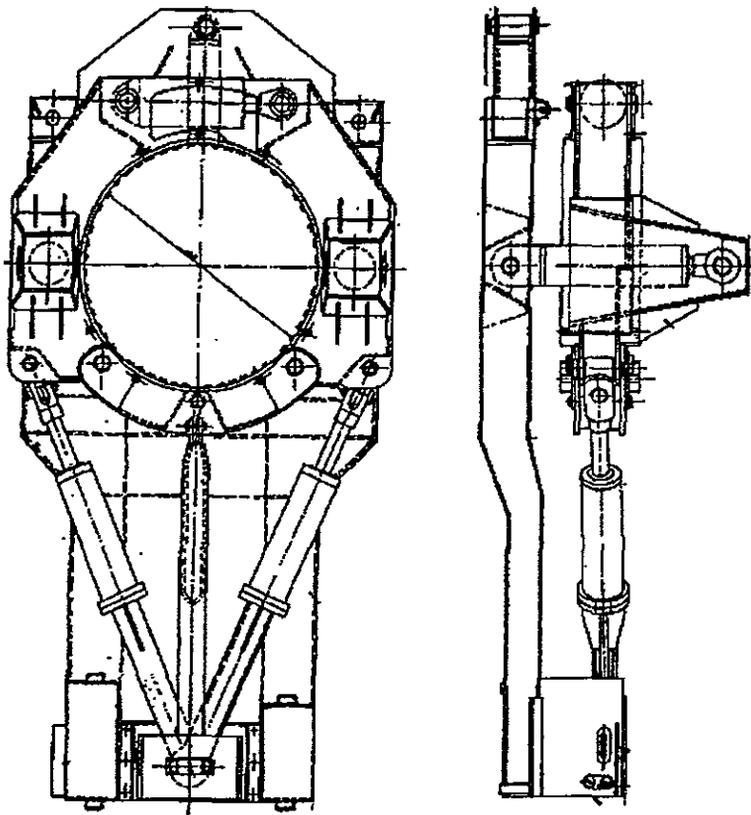
Al mismo instante en que se este perforando con el bote cortador debe de estarse vertiendo el lodo en la perforación para evitar que su nivel este por debajo del nivel de aguas freáticas (Anexo 1).

Una vez terminada la perforación, debe dejarse reposar un tiempo aproximado de una hora para no interrumpir el proceso químico del lodo. Después de este reposo se procede a realizar unas pruebas de calidad para verificar sus propiedades y así poder autorizar la siguiente etapa constructiva que en este caso sería la colocación del armado de refuerzo.

PASO 4 C. Estabilización con ademe metálico.

Para el mejor aseguramiento del ademe metálico se procede a aprisionarlo con un aditamento de la perforadora rotatoria autopropulsada Casagrande, conocido como oscilador vibratorio "morsa". En la siguiente página se aprecia un esquema (figura 3.4) de dicho aditamento. A continuación se enumeran los pasos para su utilización.

- 1.- El ademe se debe hincar en el terreno al mismo tiempo que se perfora con la herramienta.



OSCILADOR VIBRATORIO (MORSA)

Diámetro nominal 150 cm

Diámetro mínimo con reducción 100 cm

Ángulo de oscilación 26°

Inclinación delantera 4°

Inclinación trasera 5°

Presión máxima 320 kg/cm²

Momento torsionante 234 ton/m

Peso 9.50 ton

Figura 3.4

2.- Se coloca el oscilador del ademe en la misma posición donde se perforará la pila sin el ademe, estando perforados previamente entre 0.5 y 1.0 mts. de acuerdo a las características del suelo.

3.- Insertar el ademe dentro de la morsa y con las mordazas hidráulicas atraparlo teniendo cuidado de tener abiertas las mordazas de la base.

4.- Para dar la inclinación del ademe hasta el ángulo que se requiere, operar el gato de inclinación de la morsa. Cualquier corrección de ángulo debe ser hecho sólo al inicio de la operación de hincado.

5.- Levantar la base del oscilador pocos centímetros sobre el terreno, no levantarlo en exceso para evitar errores en el posicionamiento del tubo.

6.- Empezar a oscilar el ademe en "control manual" revisando la buena posición vertical de este para continuar con el hincado (con el ademe dentro del terreno), levantar la base del oscilador entre 10 y 15 cm. del piso para utilizar la fuerza de su propio peso; entonces comenzar a oscilar el ademe con el control automático.

7.- La velocidad de oscilación es de acuerdo a las características del subsuelo. No olvidar que estas pueden hacer que este dispositivo se esfuerce en exceso y le provoque una falla mecánica.

8.- Repetir este ciclo manteniendo las mordazas continuamente oscilando hasta llegar a la profundidad deseada (obviamente el hincado debe de detenerse para la colocación de los demás ademes).

9.- Durante el hincado del ademe, la herramienta de perforación puede estar trabajando al mismo tiempo. Esta debe detenerse y sólo hincarse el ademe cuando se trabaja en suelos inestables (Anexo 2).

Paso 5. Colocación del acero de refuerzo.

Después de que toda la pila se ha perforado deben de comprobarse las características óptimas del polímero o lodo bentonítico. Si estas son las óptimas se coloca el acero de refuerzo lo antes posible para evitar que el suelo de las paredes y la base de la perforación contamine al polímero o lodo bentonítico.

Dicha colocación se lleva a cabo con la ayuda de una grúa LS-118 con una altura mayor a 20 m para permitir una introducción vertical de todo el armado. Debe evitarse en lo posible el contacto con las paredes durante el proceso de colocación en la perforación y para ello se emplean unos separadores “pollos” que ayudan a que el armado no choque con dichas paredes y al momento del colado permiten que se logre el espesor de recubrimiento especificado (Anexo 1 y 2).

El habilitado del acero de refuerzo será en la superficie para posteriormente colocarse dentro de la perforación de la pila. Para lograr un armado de 40 m. de longitud como el que se requiere, se debe trabajar con dos tramos de 20 m cada uno haciendo su ensamble en la boca de la perforación.

Cada tramo de 20 m cuenta con dos o tres traslapes de varilla o paquetes de varillas, en el sentido longitudinal, esto con la finalidad de no presentar

el 50% de traslapes en una misma sección transversal y que afectarían su comportamiento futuro.

Además el armado cuenta con acero adicional para rigidizarlo y de esa forma moverlo con facilidad para su colocación en la perforación de la pila sin que el armado sufra deformación alguna durante esta actividad.

PASO 6. Colocación del concreto.

El vaciado del concreto dentro de la perforación es una actividad muy delicada dentro del proceso de construcción de una pila, por lo que es recomendable el uso de concreto premezclado para que la maniobra de colado sea más fluida.

El concreto de las pilas es hidráulico de clase "I" , grado "B" , de resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con tamaño máximo de agregado de 3/4" y de revenimiento al momento de su colocación de 18 cm.

Si el concreto es fabricado por un subcontratista, este debe presentar las garantías necesarias para la aceptación de su producto. Debe contar con una planta dosificadora y mezclador central, así como la cantidad suficiente de materiales (grava de 3/4", arena, cemento tipo I o puzolanico, aditivos), para la elaboración de concreto, considerando un volumen de colocación diario de 75 m^3 , para un total aproximado de 3670 m^3 .

Previo al suministro de concreto, se solicitan las pruebas respectivas de los agregados (por cada cambio de banco), los certificados de calidad del cemento (en cada pedido adquirido), el certificado de calidad del aditivo (en cada pedido adquirido), estos últimos que contengan los resultados de las

pruebas físicas y químicas del producto. Además se solicitará un certificado del análisis del agua (sólo al inicio).

Lo anterior se analiza en el capítulo 5 de control de calidad.

Para el transporte del concreto, se debe garantizar que no exista segregación del mismo o pérdida plasticidad en el trayecto de la planta dosificadora al frente de colocación, realizándose este con ollas revoledoras sobre camión con capacidad de 7 m³.

La colocación del concreto se realiza con tubería tremie , para lo cual se requiere del siguiente equipo: grúa LS-118, cono de recepción del concreto, tubería tremie de 10" de diámetro, trampa para tuberías tremies, herramientas para el acoplado y desacoplado de la tubería, cámaras de balón (tapón deslizante), cinta adhesiva, grasa y cable para el sondeo de los pozos.

Se acoplan los tramos de tubería tremie (de 1, 2 y 3 m c/u), aplicando grasa en las roscas y cubriendo la unión con cinta adhesiva resistente al agua para evitar la filtración de esta al interior de la tubería.

Cuando se alcanza la profundidad de la pila (35 o 40 m) con la tubería, se coloca en el extremo superior el embudo o cono, provisto de un cable para sostenerlo con la grúa y por medio de estrobos poder darle un movimiento de agitación a la tubería al momento de la colocación del concreto hidráulico para poder ir sacándola de la perforación, ya que de lo contrario se atascaría en ella.

Antes de vaciar el concreto a la tubería se coloca en el extremo de ella una cámara de balón inflado o un diablo de plástico (tapón deslizante), cuya finalidad es la de evitar el contacto del concreto hidráulico con el agua o lodos para evitar su contaminación.(Anexo 1 y 2).

Conforme suba el nivel de concreto dentro de la pila, se desacoplan los tramos de tubería tremie, utilizando para esto las herramientas y la trampa para la tubería, colocándose esta en la boca de la pila, sujetando la tubería para proceder con el desacople.

La profundidad a que se encuentra el concreto se determina mediante el sondeo hecho con un contrapeso izado de un cable (polipropileno o acero), colocado en un carrete portátil. Dicho cable debe marcarse a cada metro con lo que se conoce la profundidad del colado.

Se lleva un control de campo donde se registran los tiempos de colocación del concreto, lecturas de la profundidad de colado obtenidos por el sondeo y la longitud de los tramos de tubo desacoplado.

Terminando la colocación del concreto, se procede a retirar el ademe metálico con la ayuda de la grúa, e inmediatamente después se anega de agua o se coloca algún material que garantice la humedad requerida para el curado superficial de la pila colada.

PASO 7 A. Retiro de polímero.

Se retira el polímero con la ayuda de una bomba para su posterior reutilización o en su defecto para mezclarlo con una solución de cloro y así poder arrojarlo al drenaje de la ciudad sin afectar las tuberías de este.

PASO 7 B. Retiro de lodo bentonítico.

Se procede al retiro del lodo bentonítico al mismo instante en que se esta colando con la tubería tremie, se tiene que bombear a pipas de 10,000 Lts. de capacidad en la superficie para su posterior reutilización en caso de conservar sus mismas características o su transporte para desalojarlo en algún sitio. En el caso de esta obra se tiro el material no reutilizable en un tiro ubicado hacia el sur de la ciudad, ya que es muy peligroso su vaciado al drenaje profundo.

PASO 7 C. Retiro de ademe metálico.

Al momento de vaciar el concreto se debe extraer el ademe metálico para que este no quede atrapado en la perforación, pero a la vez cuidando que al extraerlo no se presenten desprendimientos de las paredes de ella. Dicho procedimiento (Anexo 2) es el siguiente:

- 1.- Cuando el concreto es colocado dentro del ademe, este debe extraerse gradualmente del terreno.
- 2.- Cuando la base del oscilador descanse en el piso abrir las mordazas y continuar estas hasta su posición más baja acorde con los gatos de extracción.
- 3.- Atrapar con las mordazas el ademe para después sacarlo, sólo hasta que el nivel de concreto colocado este dos metros por encima del primer elemento hincado (pata).

4.- Sacar el ademe por medio de los gatos de extracción, al mismo tiempo operar la “oscilación automática”, para facilitar el trabajo de extracción.

5.- Cuando el ademe se haya extraído tanto como la carrera del gato, aflojar y traer a la posición más baja las mordazas, repetir este ciclo hasta que todos los elementos del ademe estén fuera del suelo.

6.- Durante la fase de extracción se debe asegurar que el nivel de concreto este siempre dos metros arriba del primer elemento colocado.

7.- Cuando abran las mordazas para llevarla a su más baja posición, operar con el control de rápida extracción, una vez tomado el ritmo operar con extracción manual.

PASO 8. Material excavado.

El material producto de la excavación es retirado de la perforación con la herramienta de avance utilizada para tal fin (bote de corte o broca helicoidal), almacenándose el material en la superficie, para después proceder a su retiro del sitio mediante el empleo de un camión de 6 m³ de capacidad y una retroexcavadora (marca John Deere 410 c).

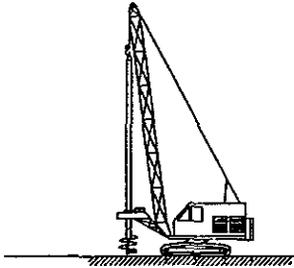
CAPÍTULO 3.

ANEXOS

MÉTODO DE PERFORACIÓN Y ESTABILIZACIÓN CON POLÍMERO O LODO BENTONÍTICO

PERFORADORA ROTATORIA AUTOPROPULSADA
MARCA SOILMEC

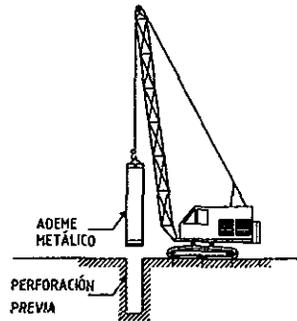
ACTIVIDAD : PERFORACIÓN PREVIA CON BROCA



1.1

GRÚA LS-108

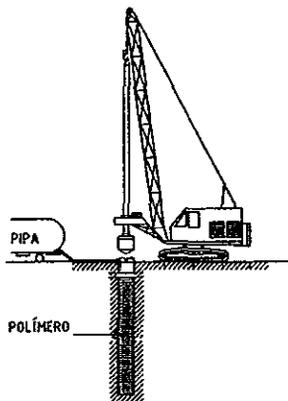
ACTIVIDAD : COLOCACIÓN DE ADEME METÁLICO
EN LA BOCA DE LA PERFORACIÓN
(emboquillado)



1.2

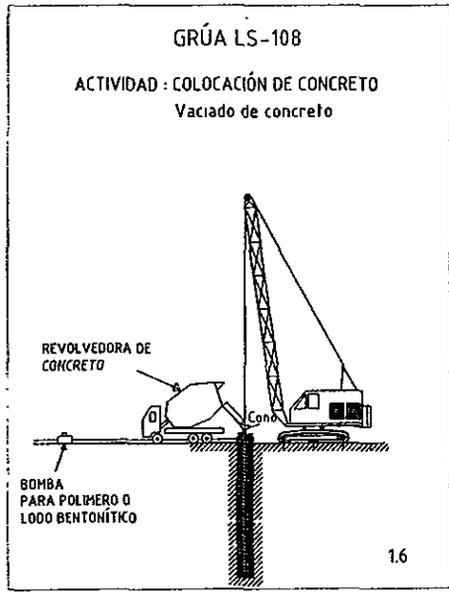
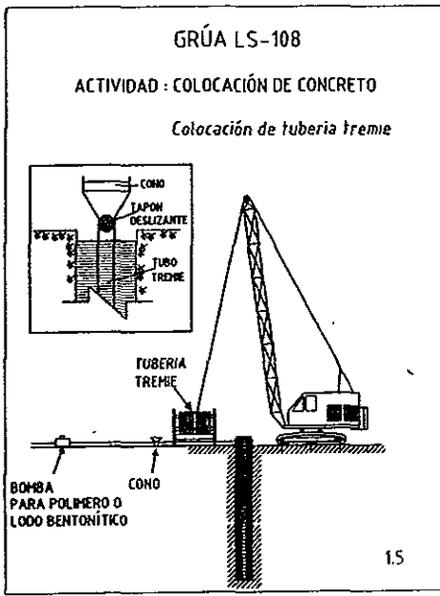
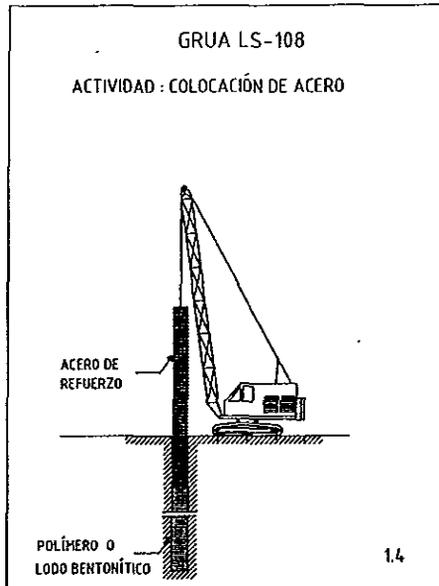
PERFORADORA ROTATORIA AUTOPROPULSADA
MARCA SOILMEC

ACTIVIDAD : PERFORACIÓN CON BOTE Y COLOCACIÓN
DE POLÍMERO O LODO BENTONÍTICO

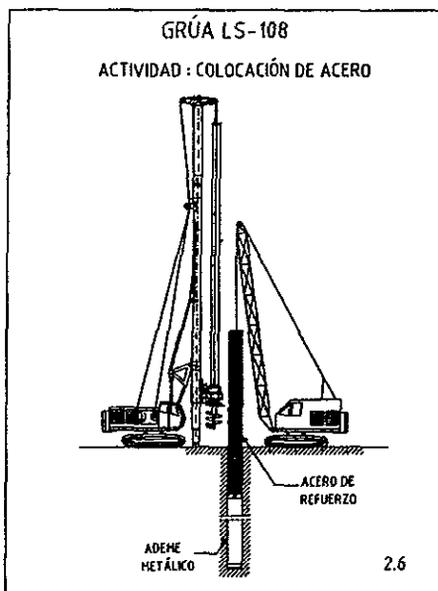
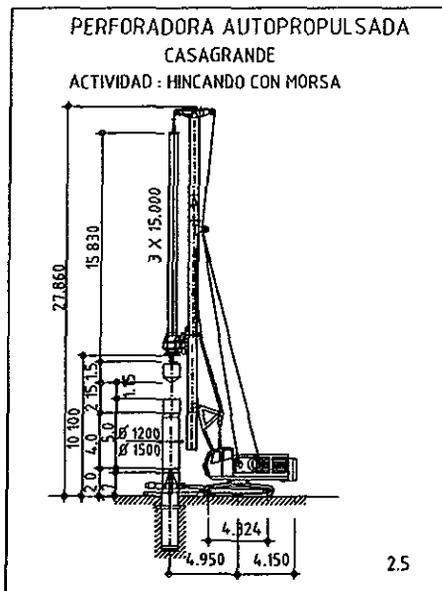
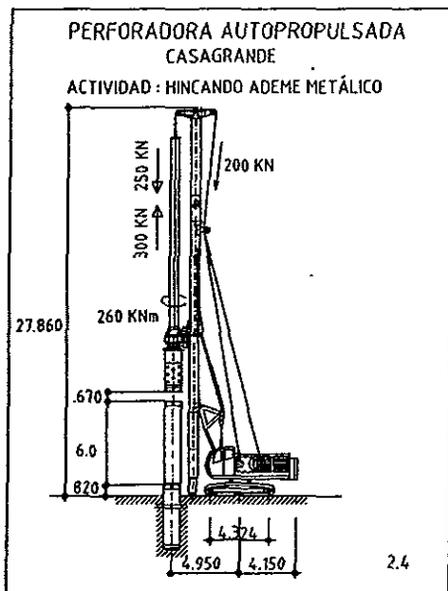


1.3

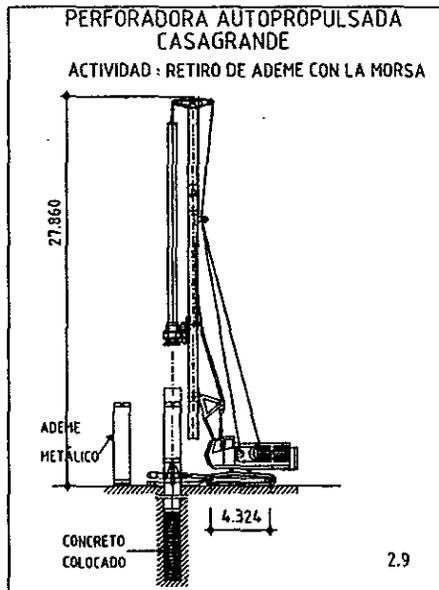
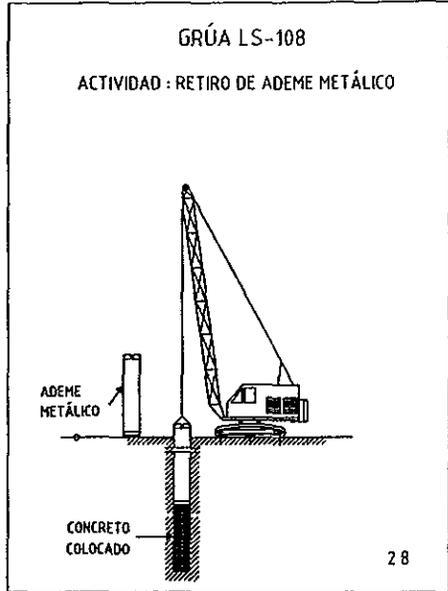
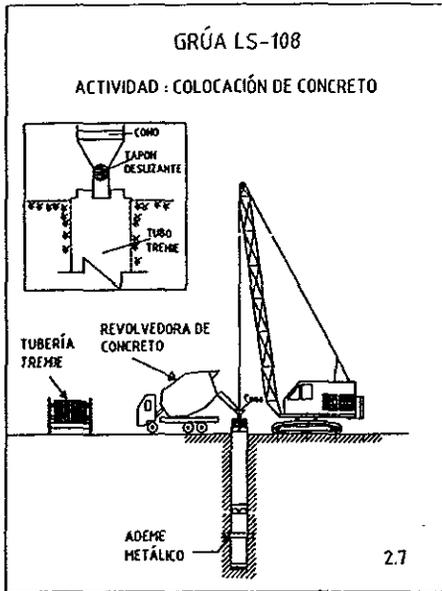
MÉTODO DE PERFORACIÓN Y ESTABILIZACIÓN CON POLÍMERO O LODO BENTONÍTICO



MÉTODO DE PERFORACIÓN Y ESTABILIZACIÓN CON ADEMES METÁLICOS



MÉTODO DE PERFORACIÓN Y ESTABILIZACIÓN CON ADEMES METÁLICOS



CAPÍTULO 4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EMPLEADOS EN LAS PILAS DE CIMENTACIÓN.

Como se ha descrito en los capítulos anteriores, las causas que originan la elección de un método constructivo u otro dependen en gran medida de las condiciones particulares del proyecto en estudio, dado que no todos los procedimientos se pueden aplicar de la misma forma en cualquier tipo de obras.

No se debe olvidar que todo ingeniero debe mantener en su proyecto la seguridad, funcionalidad y la economía de él, por lo que es muy necesario el conocer las ventajas y desventajas de cada uno de estos aspectos en cada método constructivo, para así poder elegir el más apropiado para el proyecto en que se encuentre involucrado.

Debido a lo anterior se analizan en el presente capítulo los procedimientos más usuales que existen para estabilizar las paredes de las excavaciones durante la perforación de las pilas. De esta manera será más fácil la prevención o solución de los problemas que se presentan en este tipo de obras.

Los procedimientos empleados en este proyecto son los de polímeros, lodo bentonítico y el de ademes metálicos.

4.1 POLÍMEROS

Uno de los procedimientos más comúnmente empleados hoy en día en la perforación y estabilización de las paredes de las excavaciones es el de polímeros, debido a diversos factores que hacen más accesible su uso; entre dichos factores se enumeran a continuación los más importantes.

1.- *Propiedades ecológicas.* Este procedimiento es muy limpio y sano en su uso, debido a que no daña el medio ambiente y además no afecta a las tuberías del drenaje de la ciudad, ya que después de su mezcla con una solución de cloro se puede verter al drenaje sin dañarlo.

2.- *Facilidad de desalojo.* Se genera un ahorro económico importante en cuanto a su desalojo, al no tener que emplear camiones de volteo para transportar al polímero a un tiro fuera de la obra.

3.- *Propiedades químicas.* Como se describió en el capítulo anterior, los polímeros son compuestos químicos que no se mezclan fácilmente con las arenas o arcillas existentes en el sitio de la perforación de la pila, con ello se logra la seguridad de obtener una excavación uniforme, para que en el momento de colocar el concreto en la perforación no se contamine con materiales del lugar.

4.- *Facilidad de uso.* Esta característica es la más importante de este procedimiento, ya que su colocación en la perforación no requiere de muchos preparativos, únicamente el conocimiento del p.H. del agua a emplear y en cualquier depósito se puede mezclar con dicha agua sin generar un problema en cuanto a su instalación.

5.- *Reutilización.* Es otra ventaja muy grande la que representa su reutilización, ya que después de su uso, se puede retirar y almacenar en algún depósito dentro de la obra, y así estar preparado para perforaciones posteriores. En caso de ser contaminados con arenas que alteren sus propiedades químicas, se le puede reacondicionar con la adición de polímero.

6.- *Equipos para su empleo.* Como se ha descrito en el capítulo anterior no se requiere equipo especializado para este procedimiento, ya que se puede utilizar en la perforación el mismo equipo que se ocupa en el procedimiento de lodo bentonítico.

Por lo anterior, este es un procedimiento para perforación de pilas muy recomendable en suelos con presencia del nivel de aguas freáticas a pocos metros de profundidad, pero también tiene sus *desventajas* y algunas de estas son las siguientes:

1.- *Problemas de programa.* Al término de la perforación y estabilización de la pila con este procedimiento se tiene que tomar un tiempo de espera de cuando menos 60 minutos para comprobar que sus características principales no se encuentren alteradas debido a una posible contaminación con arenas y arcillas del subsuelo y en caso de presentarse lo anterior, se debe extraer con bomba a la superficie para un posible tratamiento de reutilización.

Con lo anterior se pierde mucho tiempo y se detienen actividades posteriores como son la colocación del acero y del concreto, que dependen totalmente de que el polímero este funcionando correctamente y cuando

este no es aprobado, todo el proceso constructivo de la obra resulta frenado.

2.- *Reutilización.* Un problema difícil de resolver, se presenta cuando ya se perforó y estabilizó la pila con este procedimiento de polímeros y al momento de verificarla se comprueba que no tiene las propiedades óptimas (viscosidad) y no queda otro remedio que bombearlo y colocar otro polímero con lo que los costos se elevan demasiado.

3.- *Costos.* Este es un factor muy importante en la actualidad, debido a que en caso de fallar el polímero se tiene que vertir una mezcla nueva con lo que los costos se elevan demasiado y como la economía se encuentra en muy mal estado, cualquier ahorro en la obra es muy beneficioso para empresa y cliente, por lo que este tipo de procedimiento no es muy recomendable, ya que es un procedimiento muy apropiado en factores ecológicos pero no así en económicos debido a que el polímero es un producto importado de alto costo.

Como se describió en el anterior punto cada colocación errónea de polímero en una pila genera muchas pérdidas, ya que en cada pila de 0.80 m de diámetro y 35 m de profundidad se emplean 20 m³ de polímero y en las pilas de 1.20 m con una longitud de 40 m se ocupan casi 45 m³ de polímero. Lo anterior puede crear grandes problemas económicos, ya que la confiabilidad del polímero no es de un 100% como se ha descrito anteriormente.

En el siguiente plano se muestran las pilas que se construyeron con este procedimiento en el presente proyecto (figura 4.1).

DISTRIBUCIÓN GENERAL DE PILAS

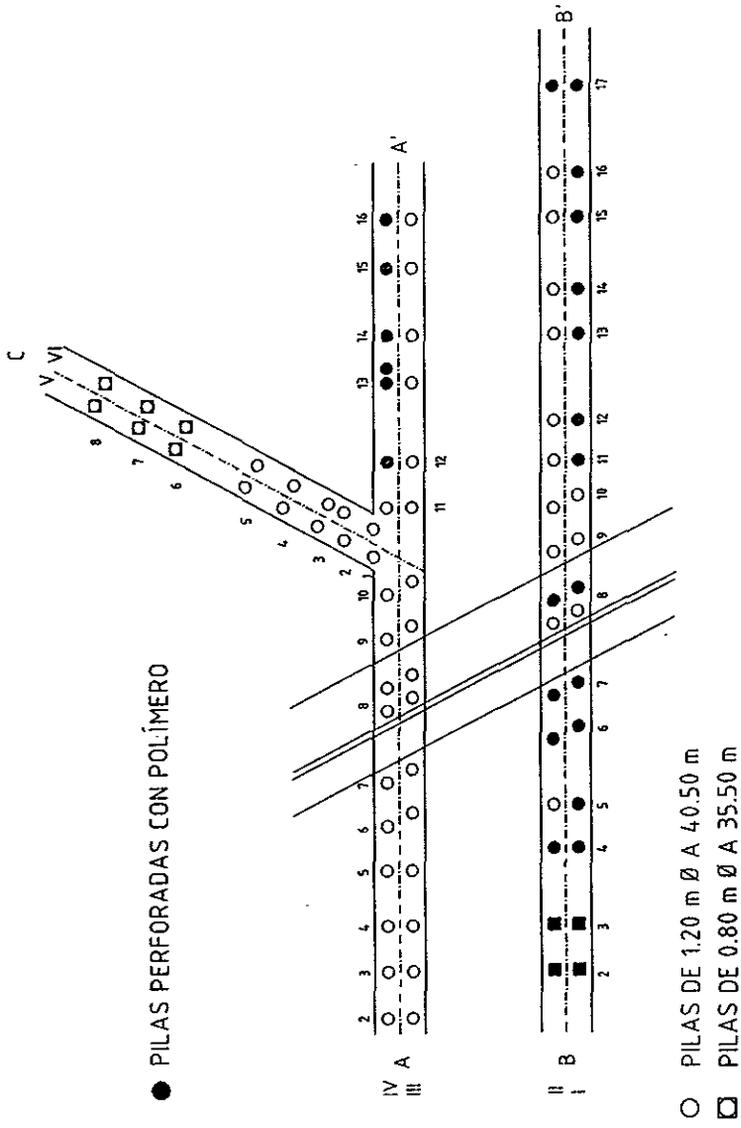


FIGURA 4.1

4.2 LODO BENTONÍTICO.

Este procedimiento es el más antiguo de los tres que se emplearon en este proyecto y por lo tanto es de los más usados, dado a que se conocen las características del lodo bentonítico por casi todos los constructores de cimentaciones profundas, así los problemas que se llegan a presentar son más rápidamente resueltos.

Dentro de sus principales ventajas se mencionan las siguientes:

1.- *Experiencia.* Como se acaba de mencionar este método se emplea desde hace muchos años en nuestro país y principalmente en la Ciudad de México por las características tan especiales que el subsuelo presenta. Su uso se hace más común en aquellas estructuras de cargas importantes cimentadas sobre terrenos en los que se encuentran a poca profundidad los materiales resistentes.

2.- *Disponibilidad en el mercado.* La arcilla bentonítica se adquiere en varios lugares especializados y de diferentes marcas con lo que es más accesible su uso en cualquier momento que se requiera en obra.

3.- *Costos.* Al existir varias marcas en el mercado su costo es un poco más accesible en comparación del procedimiento con polímeros.

Este procedimiento se ha descrito como muy conocido debido al tiempo que tiene en el ámbito constructivo, por lo cual se le conocen todas sus ventajas pero también son muy conocidas sus desventajas que son las siguientes:

1.- *Preparación en obra.* Este es uno de los problemas más comunes que se presentan con este procedimiento, ya que necesita para su empleo en la obra una planta de lodos para su correcta fabricación y mezcla, así como un sistema de bombeo directo a las pilas en proceso de perforación o al uso de pipas para su transporte.

2.- *Propiedades químicas.* Como se analizó en el capítulo anterior sus propiedades químicas son específicas y desgraciadamente es muy fácil su contaminación con arenas propias del subsuelo de perforación con lo que pierde sus propiedades. Al ocurrir esto debe colocársele un incremento del producto y tratar así de que se recupere y en caso de no lograrse debe bombearse de la perforación para desecharlo y verter nuevo lodo a la perforación.

3.- *Poco reutilizable.* Este es uno de los puntos más desfavorables, ya que al momento de recuperarlo de la perforación de la pila es muy común que sus propiedades puedan estar afectadas y sea muy complicada su reutilización. Por lo tanto debe ser transportado en camiones pipas a un tiro especial fuera de la obra para su desalojo.

4.- *Uniformidad de perforación.* El empleo de lodos no garantiza que la pila en construcción tenga una uniformidad buena, ya que en partes de ella se llegan a presentar infiltraciones de arenas y agua que al momento del colado provocan que el procedimiento no funcione correctamente y así se impide un colado uniforme y sin agentes contaminantes.

5.- *Costos.* Como se describió en los anteriores incisos el empleo de este procedimiento es de costos elevados cuando no se cumplen los objetivos deseados, ya que cualquier contratiempo con él ocasiona grandes costos al

término de la obra, por ejemplo, el tener que transportar el lodo bentonítico de alguna pila a un tiro fuera de la obra porque perdió sus características principales o el tener que alquilar una planta mezcladora e instalarla en la obra para manejar el lodo directamente en el sitio y así “ahorrar” el costo por transporte.

En el siguiente plano se indican las pilas que se perforaron y estabilizaron con este procedimiento en el proyecto en estudio(figura 4.2).

DISTRIBUCIÓN GENERAL DE PILAS

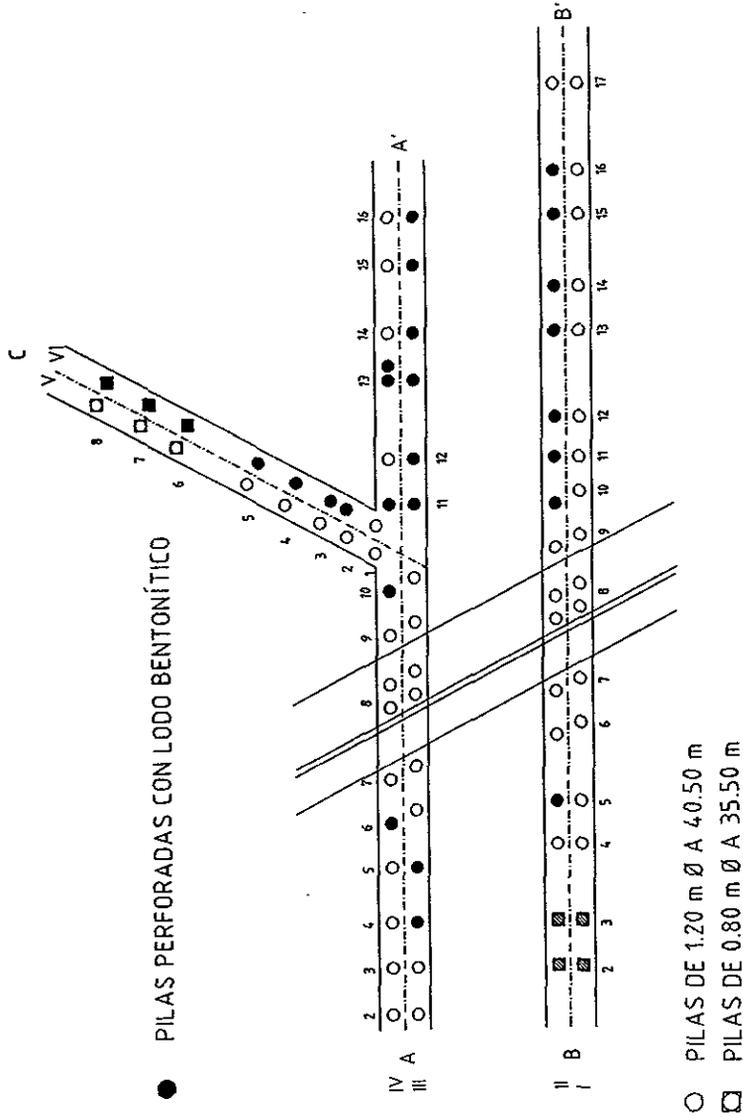


FIGURA 4.2

4.3 ADEMES METÁLICOS.

Este procedimiento es el de menor tiempo de existencia en el medio constructor de los tres procedimientos que se analizan en este trabajo, y como se menciona más adelante es el que presentó los mejores resultados en cuanto a la perforación y estabilización de las paredes de las pilas.

Este procedimiento presenta grandes ventajas en relación a otros debido a los aspectos siguientes:

1.- *Uniformidad de perforación.* Esta es una de las ventajas más importantes de este procedimiento sobre los polímero o los lodos, ya que uno de los puntos básicos que se busca en toda perforación es que esta sea tal y como se diseño en gabinete para que al momento de colocar el acero y el concreto se obtenga una pila casi perfecta y sin presencia de agentes externos dañinos a ella.

2.- *Instalaciones especiales.* Como se ha descrito el empleo de lodos o polímeros obliga a la instalación de equipos (planta mezcladora) o de laboratorios especiales en la obra para su correcto funcionamiento y esto genera un problema en cuanto a espacio y costo del proyecto. Por lo anterior el uso de ademes metálicos genera un ahorro importante en este aspecto al no tener que emplear a elementos externos a él.

3.- *Costos.* Dentro de la industria de la construcción es muy importante que los procedimientos sean lo más óptimos posibles para que cualquier proyecto se lleve a cabo conforme a su respectivo programa de obra y así evitar los sobrecostos que son muy comunes al no existir un control

eficiente sobre él por lo que el uso de ademes metálicos facilita la perforación y estabilización de pilas al reducir los elementos que intervienen en ella y así se puede atacar más fácilmente los problemas que en ella se puedan presentar.

El costo de los ademes puede considerarse alto debido a que son importados, pero dicho desembolso debe tomarse como una inversión, ya que estos son reutilizables un gran número de veces al ser retirados de la perforación con la osciladora durante el colado del concreto sin muchos problemas.

A continuación se analizarán sus desventajas más notables.

1.- *Equipo.* Como se describió en el capítulo anterior al perforar y estabilizar las pilas con ademes metálicos es necesario un aditamento especial en la perforadora para hincar los ademes metálicos llamado oscilador vibratorio que sólo es compatible con la perforadora rotatoria autopropulsada Casagrande o con otra de características similares; por lo que su empleo se convierte en especializado y los problemas mecánicos son complicados de resolver al no existir las refacciones necesarias en el mercado.

Dicho equipo no lo tienen muchas empresas constructoras de nuestro país, tan sólo las que pueden importarlo de Europa. El ademe metálico también es de características muy especiales y en estos momentos sólo se encuentra disponible en el mercado para perforaciones de 1.20 m de diámetro, por lo que su uso se vuelve muy restringido.

En este proyecto se necesitaban pilas de 0.80 m de diámetro pero como no existían ademas con este diámetro se tuvo que recurrir a perforar pilas de 1.20 m de diámetro pero con armados de 0.80 m.

2.- *Operación.* El empleo de estos equipos es poco usual por lo que localizar operadores bien entrenados en ellos se convierte en una actividad de capacitación al personal y esto se vuelve un poco lento. Una vez contratados los operadores se tienen muchos problemas al arranque de los trabajos debido a la poca experiencia que sobre el equipo se tiene.

3.- *Problemas Técnicos.* Debido a lo anterior las fallas mecánicas son muy difíciles de solucionar, ya que el personal de mantenimiento no lo conoce a fondo y debe tenerse un asesor de la empresa en la obra para que se encuentre atento a estos equipos, lo que repercute en pérdidas de tiempo por toma de decisiones y al final en los costos.

Este procedimiento de perforación es de una gran rentabilidad, ya que con el paso del tiempo se podrá manejar mejor y así lograr su máxima eficiencia.

En la siguiente figura se ilustran las pilas que fueron perforadas y estabilizadas con este procedimiento (figura 4.3).

DISTRIBUCIÓN GENERAL DE PILAS

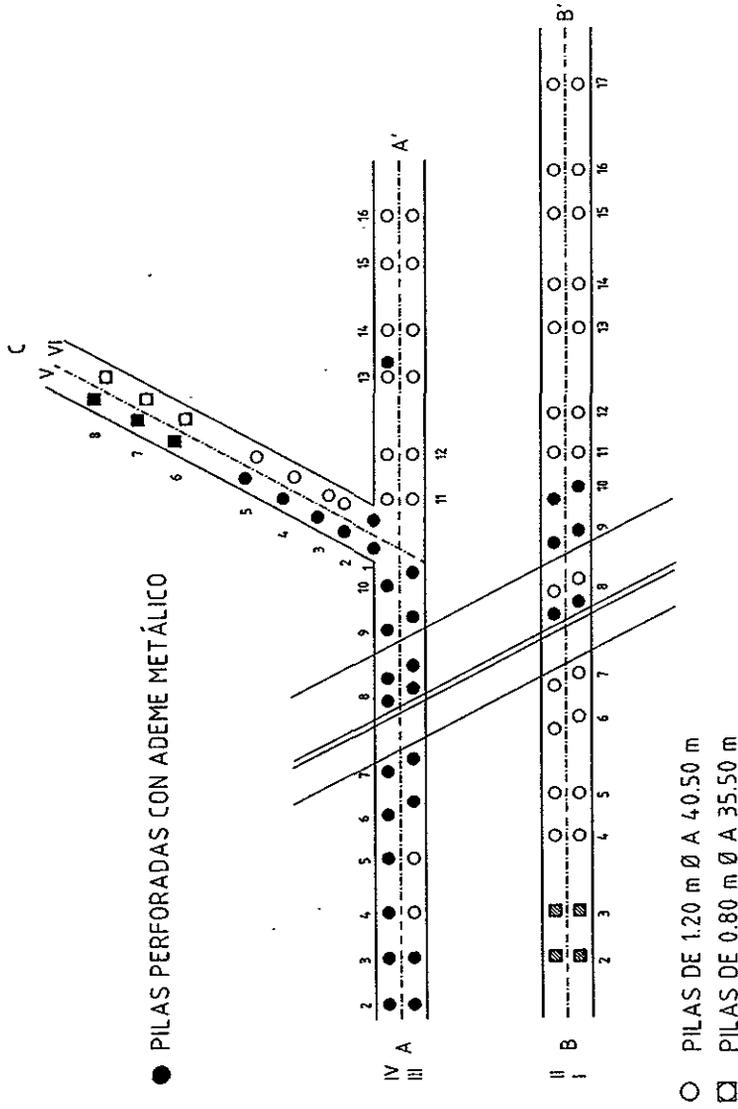


FIGURA 4.3

CAPÍTULO 5. CONTROL DE CALIDAD

Una de las bases primordiales en la correcta edificación de cualquier proyecto es lo referente al tema de control de calidad, ya que muchas obras no llegan a cumplir con sus objetivos planeados, debido no tanto a un diseño o a un cálculo mal elaborado sino a un deficiente seguimiento en el control de calidad del proyecto.

Los puntos básicos que se siguen durante la construcción de las pilas de cimentación para obtener un nivel óptimo de calidad en estas son los siguientes:

- corroboración topográfica.
- estabilidad de las paredes de la excavación.
- manejo del acero en el armado.
- calidad de los materiales que forman el concreto, así como la trabajabilidad de este.
- verificación de calidad de la pila terminada
- pruebas de capacidad de carga.

A continuación se analizan más a fondo dichos puntos.

5.1 TOPOGRAFÍA

Este es un punto básico para el correcto funcionamiento de una pila de cimentación, ya que un error en la localización de esta o en su verticalidad produce un mal funcionamiento estructural que a la postre puede poner en peligro a toda la obra.

En el proyecto en estudio se contó con la supervisión de dos brigadas topográficas para el apoyo en el marcaje de los centros de las perforaciones, así como en la correcta verticalidad de los barrenos durante la perforación de todas las pilas de cimentación.

Por lo anterior, se recomienda que antes de comenzar con la perforación de cada pila se deben verificar los siguientes puntos:

1. - Localización exacta de cada una de las pilas y corroborar su posición inmediatamente antes de la construcción de cada una, sólo se acepta una desviación del 4% del diámetro de la pila.
- 2.- Durante la perforación de la pila se debe verificar la verticalidad, que puede tener un margen de error de máximo 3 % del diámetro de la pila.
- 3.- En caso de presentarse un error en la ubicación de la pila se deberá contrarrestar con la ayuda del dado de cimentación (pila-contratrabe-columna) y así ajustar la estructura del dado para no modificar las trabes de concreto prefabricado.

5.2 PERFORACIONES

Después de perforar los tres primeros metros se debe colocar un ademe en la boca de la perforación para evitar posibles derrumbes y debe tenerse listo el bombeo de lodo bentonítico o polímero para contrarrestar la presencia del nivel freático y así mantener una perforación estable.

Dentro de los puntos más importantes en el control de calidad de las perforaciones en subsuelos como el de este proyecto, es lo concerniente a las propiedades del lodo bentonítico o el polímero, por lo que a continuación se describen las características más importantes de ellos.

5.2A LODO BENTONÍTICO.

Es muy importante conocer el estado que guarda el lodo bentonítico dentro de la perforación, ya que su contaminación con arcillas o arenas propias del terreno es muy peligrosa por lo que se recurrió al empleo de varias pruebas en el laboratorio de campo para verificar las propiedades de dichos lodos. A continuación se describen dichas pruebas:

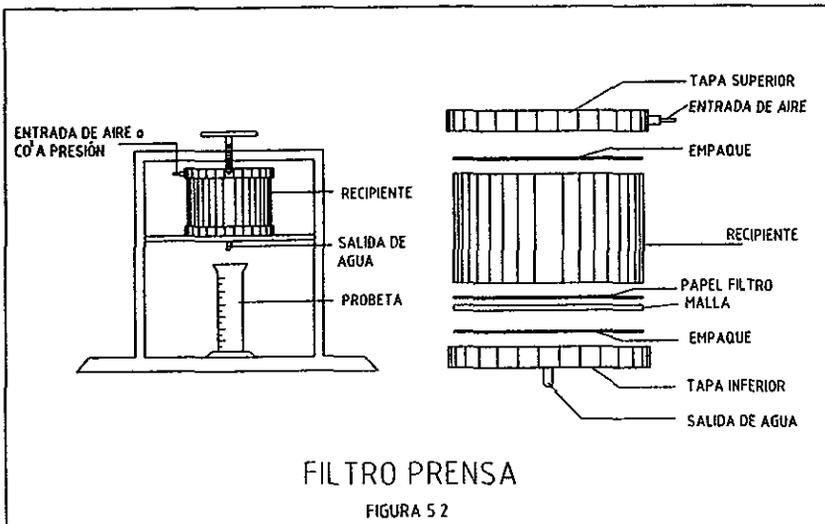
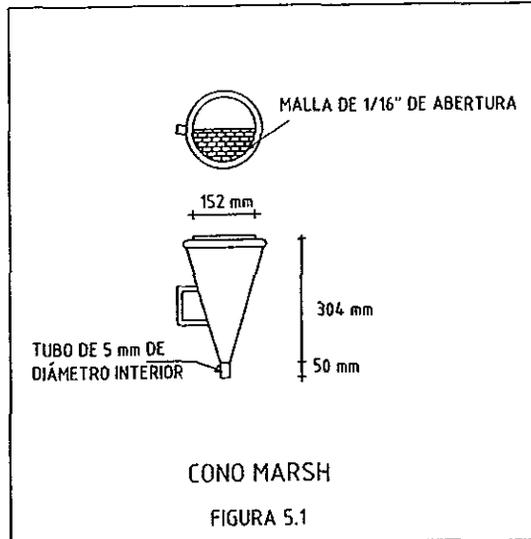
- **Viscosidad Marsh.** En pocas palabras es el tiempo que transcurre en segundos durante el escurrimiento de 946 cm^3 de lodo, a través de un orificio calibrado ubicado en el extremo inferior de un cono Marsh (figura 5.1).

Para el ensaye se llena con lodo el cono Marsh, hasta su borde superior en donde se encuentra una malla de $1/16''$ requiriéndose casi 1500 cm^3 y tapando con un dedo el orificio calibrado inferior (5 mm de diámetro

interior). Al remover el dedo, el lodo empieza a llenar un recipiente de 946 cm³ y empieza el conteo, continuándolo hasta que se llega a tal volumen. El agua limpia a 22°C ± 1.5°C tarda 26 seg. ± 0.5 seg.; en el lodo bentonítico puede variar entre 40 y 60 seg., prefiriéndose los valores bajos por su mayor manejabilidad.

- Filtración. Permite determinar la capacidad que tiene un lodo para formar una película impermeable (enjarre o costra) en las paredes de las perforaciones. Para ejecutar la prueba se emplea el filtro prensa (figura 5.2) constituido por un recipiente metálico de 500 cm³ de capacidad, capaz de recibir una presión de gas (aire) a 7 kg/cm² y recoger en la parte inferior el agua filtrada expulsada a través de un papel filtro y un orificio, después de 30 minutos.
- Al final del ensaye se mide el volumen de agua filtrada en cm³ y se mide el espesor de la costra que quedó pegada en el papel filtro. Un buen lodo tiene menos de 20 cm³ de agua filtrada, y una costra no mayor de 0.5 cm.
- Contenido de arena. Influye drásticamente en las operaciones de perforación, provocando daños en los equipos, herramientas y tuberías. Además a mayor contenido de arena, se incrementa el agua de filtrado y el espesor de la costra.

Para su determinación se pasa una cierta cantidad de lodo por la malla No. 200 y la arena retenida se expresa en porcentaje respecto al volumen del lodo. Generalmente dicho porcentaje debe ser menor de 3.



- **Potencial hidrogeno (pH).** Representa el grado de acidez o alcalinidad, y se determina a partir del color que adquiere el papel indicador al entrar en contacto con el lodo. Existen también aparatos electrónicos especiales para medir el pH. El valor usual para conservar la viscosidad del lodo, está entre 7 y 10.
- **Densidad.** También llamada peso específico, para lo cual se emplea una balanza de lodos. En el proceso de la prueba, se llena con lodo el recipiente de la balanza, permitiéndole que al poner la tapa una porción del mismo escurra por un orificio, a fin de garantizar con esto un volumen constante. Se limpia el lodo excedente y con el contrapeso se nivela la balanza, obteniéndose por lectura directa en la escala, la densidad del lodo, en gr/cm^3 o en ton/m^3 . La densidad de un lodo bentonítico común, varía entre 1.02 y 1.04 gr/cm^3 .

La presencia de arenas o arcillas en el lodo es muy dañino debido a lo siguiente:

a) Cuando se contamina con arcillas le provocan un incremento en su viscosidad que debe permanecer entre 40 y 60 seg.

b) Al contaminarse con arenas se corre el riesgo de unas deformaciones atravesadas que causen problemas de sedimentación no controlada.

Todo lo anterior provoca que cambien las propiedades del lodo y al momento de vaciar el concreto en la perforación se mezclaría con el lodo y se tendría un concreto de mala calidad. Para contrarrestarlo es necesario agregar agua para diluir la mezcla (no olvidar que el lodo se encuentra dentro de la perforación); en ocasiones se emplean aditivos que aminoran

el problema, sin embargo, siendo la arena el contaminante más común, se han desarrollado algunas técnicas para separarla del lodo, entre las cuales se encuentran las siguientes:

- Empleo de tanques de sedimentación (portátiles o en el lugar), hacia los cuales se envía el lodo dejándolo en reposo un período de tiempo necesario para que ocurra la separación por simple sedimentación.
- Uso de mallas vibratorias de diferentes aberturas colocadas en serie o en paralelo a las que un motor transmite vibraciones de manera que se facilite el paso del lodo a través de ellas iniciando su recorrido por la de mayor diámetro. El lodo filtrado se recupera en tanques donde por *sedimentación termina su tratamiento para ser utilizado nuevamente.*
- Aplicación de hidrociclones para la separación de arenas, cuya función es separar la fracción fina de sólidos que no fue posible retener en las mallas.

En el proyecto en estudio se determinó emplear tanques de sedimentación cuando existían problemas en las perforaciones, pero como se presentaron muy continuamente se optó por cambiar el procedimiento de estabilización con lodos al de ademes metálicos.

5.2B POLÍMERO

El control de calidad cuando se emplean polímeros en la estabilización de las paredes de la pila es básico para obtener un buen elemento de construcción. Los puntos más importantes a cuidar son los siguientes:

- 1.- Verificar la presencia de gas natural en el suelo.

2.- Presencia de estratos permeables de grava, arena o limos, localización y espesor de dichas capas, niveles piezométricos en tales estratos.

3.- Análisis químico del agua freática.

4.- Pérdida de polímeros, si las hay (cantidad).

5.- Cuando la perforación atraviese arcillas blandas bajo el nivel freático, no debe extraerse el bote a velocidad tal que provoque succión y en consecuencia caídos. En este caso conviene subir el bote despacio, permitiendo el restablecimiento de la presión o dejando en el centro del bote una tubería que permita el rápido paso del polímero hacia la parte inferior del bote mientras ésta sube despacio. Se debe evitar el uso indiscriminado de los polímeros y el nivel de este deberá permanecer un metro como mínimo arriba del nivel freático.

6.- Otro aspecto importante es corroborar el estado de la densidad y de la viscosidad del polímero ya que este con presencia de arenas pierde muchas propiedades rápidamente.

7.- En caso de existir pérdidas grandes de polímeros en la perforación debido a su mezcla con el nivel de aguas freáticas es conveniente su bombeo a un depósito para de ser posible reutilizarlo con la mezcla de más polímero, ya que de lo contrario se tendrían grandes pérdidas de material en cada pila.

8.- Cuando se presentan grandes pérdidas de material (polímero), es conveniente cambiar el polímero empleado por otro de mayor densidad

para así evitar su pérdida en el subsuelo o en el último de los casos cambiar de método de estabilización.

Todas las pruebas anteriores fueron realizadas en la obra por una empresa especialista en supervisión y por la Dirección general de obras públicas (D.G.O.P.).

5.3 ACERO

El éxito de una obra de concreto reforzado depende en gran medida de que el acero de refuerzo quede correctamente fijado en el elemento donde se colocará el concreto para que no se mueva y así se logre un recubrimiento apropiado.

Si el acero no está debidamente fijado y se mueve durante el colado del concreto, el elemento no será tan resistente como debe ser, y el consecuente debilitamiento puede provocar fallas bajo una carga importante. Además si el recubrimiento de concreto no es suficiente, el acero de refuerzo se oxida, se expande, y finalmente descascara el concreto, lo que a su vez debilita la estructura y echa a perder su aspecto.

Lograr el espesor apropiado de recubrimiento, el corte y el doblado exactos del acero son tan importantes como su buena colocación: una varilla doblada en forma o ángulo incorrecto, o cortada a una longitud equivocada, no puede recibir el recubrimiento requerido. Por lo que el doblado y la fijación deben efectuarse con extremo cuidado; una vez que las varillas han sido fijadas, es esencial ver que no se muevan antes o durante la colocación del concreto.

Las varillas se entregan por el proveedor con longitudes estándar de 12 metros, para ser cortadas y dobladas en la obra, aunque es posible obtener longitudes mayores mediante un costo adicional, cuando la soldadura es inconveniente o no está permitida.

Si las varillas que van a ser cortadas y dobladas no están atadas y etiquetadas, deben separarse por diámetros y longitudes. Se deben tomar también las medidas necesarias para el almacenamiento de las varillas, de manera que estén a la mano cuando sean pedidas por el personal a cargo (los fierros).

También se deben apilar las varillas de tal modo que se pueden identificar fácilmente y con rapidez los diferentes tipos, diámetros y longitudes; en este proyecto se hicieron divisiones con varillas grandes o postes de madera hincados en el suelo, que sobresalen de 0.5 a 1.0 m , dependiendo de la cantidad de varilla que se vaya a almacenar.

Antes de iniciar el corte de las varillas, es conveniente reacomodarlas según el programa de uso de ellas, en orden de longitud. De esta manera, al cortar primero las varillas más largas, se reduce el desperdicio; también es importante la manera de cortar las varillas en una forma más económica: por ejemplo, al cortar dos varillas de 5.5 m de una de 12 m, queda un pedazo de 1 m no utilizable; mientras que, si se corta una parte de 5.5 m y una de 6.3 m, queda solamente un desecho de 0.2 m. Además de conocer la cantidad almacenada de varillas enteras, es esencial tener una lista de los cortes sobrantes.

El doblado debe hacerse con máquinas, ya sean de operación manual o eléctricas; no se deben utilizar aparatos improvisados, dan malos

resultados y pueden ser peligrosos. El doblado debe ser exacto, de acuerdo con lo programado, ya que de otra manera no sería posible fijar el acero de refuerzo en posición correcta. El doblado exacto también es esencial cuando el acero de refuerzo está congestionado, como sucede en las intersecciones de columnas y contratraves.

Por lo anterior se decidió que este proyecto se ajuste a los siguientes puntos en cuanto a los ganchos estándar:

a) En refuerzo principal:

1. Una vuelta semicircular más una extensión de por lo menos cuatro diámetros de la varilla pero no menor de sesenta y cinco (65 mm) en el extremo libre de la varilla o,
2. Una vuelta de noventa grados (90°) más una extensión de por lo menos doce (12) diámetros de la varilla en el extremo libre o,

b) Para anclajes de estribos y anillos:

1. Una vuelta de noventa grados (90°) o de ciento treinta y cinco grados (135°) más una extensión de por lo menos seis (6) diámetros de la varilla pero no menor de sesenta y cinco mm (65) en el extremo libre de la varilla.

Todo el acero de refuerzo debe mantenerse libre de grasa, aceite, lodo, escamas o láminas de óxido, oxidación excesiva y concreto suelto; la presencia de cualquiera de estas sustancias afecta la adherencia entre el concreto y el acero.

Una vez que haya sido fijado, no se debe dejar expuesto el acero de refuerzo durante mucho tiempo porque, de lo contrario, la lluvia puede arrastrar parte del óxido hasta la cimbra, la cual dejará una mancha permanente en el concreto al ser retirada. Las varillas de amarre de la parte superior de columnas y muros, frecuentemente son el origen de manchas de óxido en el concreto que está debajo de ellas; por lo tanto, si van a estar expuestas durante más de dos semanas, se deben cubrir con tubos de plásticos o con una lechada de cemento.

Para proteger el acero de refuerzo contra la corrosión y para que la acción combinada de acero y el concreto sea efectiva, es esencial que las varillas estén cubiertas por suficiente concreto impermeable. Si la humedad llega a penetrar en el concreto, el acero se oxida y se expande causando descascaramiento del concreto y exponiéndose de nuevo a mayores ataques.

Por estas razones, todo el acero de refuerzo debe estar ahogado a cierta distancia de la superficie del concreto. Este espesor llamado "recubrimiento", lo determina el ingeniero a cargo y debe aparecer en los planos y especificaciones. El espesor de la capa de recubrimiento depende principalmente de la calidad del concreto y de las condiciones a que estará expuesto.

El recubrimiento se logra mediante el uso de espaciadores (pollos o calzas) que, generalmente, son pequeños bloques de mortero o de plástico; que se colocan entre el armado y la cimbra, para así garantizar que exista el recubrimiento especificado. Por lo tanto, se debe cerciorar de que estos se encuentren en el armado y que sean del tipo y tamaño diseñados.

La soldadura en la obra debe evitarse siempre que sea posible, pero puede emplearse cuando se usen técnicas adecuadas de seguridad y cuando el tipo de acero posea las propiedades requeridas para soldarse.

Desafortunadamente el procedimiento de soldar es poco exacto, ya que nunca se logra una perfecta unión entre los elementos soldados, por lo que es muy peligroso no prestarle la debida importancia durante el desarrollo de alguna edificación.

Durante la construcción de este proyecto se optó por emplear el método de unión de varillas por medio de “coples” o conectores, que garantizan un funcionamiento excelente y evita los problemas de acoplamiento en los paquetes de varillas; estos coples tienen la función de conectar a dos unidades de varillas en un sólo elemento para así garantizar un funcionamiento uniforme de él. Las uniones realizadas con estos elementos mecánicos deberán garantizar una resistencia a la tensión de por lo menos 1.5 fy, presentando para esto dos probetas de 1.80 m. de largo para ser ensayadas y determinar su resistencia.

Para el corte y armado del acero de refuerzo en las pilas se planeará de tal manera que no presente más del 50% de traslapes en la misma sección transversal. El acero mayor del No. 8 se traslapará de acuerdo a lo indicado en los planos de construcción, o se hará uso de un “cople” (conector) para el empalme respectivo, comprimiéndolo hasta lograr un ensamble adecuado.

La colocación de dichos conectores en las pilas de cimentación se puede apreciar en la tabla 1.

PILA DE 0.80 m DE Ø TRASLAPÉ=2.50 m LONGITUD TOTAL=38.00 m **No. DE VARILLAS**
LONGITUD=35.50 m **ENT DESP.**

No VARILLA	CROQUIS	MERMA/PZA	No. COPLES	3	
PRIMER TRAMO					
3		0	3	3	
3		0	3	3	
2		8	2	3	1
	SUMA		8	9	1

SEGUNDO TRAMO

3		6	3	6	
3		6	6	6	1
2		4	2	4	
	SUMA		11	16	1

PILA DE 1.20 m DE Ø TRASLAPÉ=2.50 m LONGITUD TOTAL=43.00 m **No. DE VARILLAS**
LONGITUD= 40.50 m **ENT DESP.**

No VARILLA	CROQUIS	MERMA/PZA	No. COPLES		
PRIMER TRAMO					
4		12	4	8	1
4		12	4	8	1
4		12	8	8	1
	SUMA		16	24	3

SEGUNDO TRAMO

4		2	4	8	
4		2	8	8	
4		2	8	8	
	SUMA		20	24	
	TOTAL		36	48	3

73 5

TABLA 1. DESGLOSE DEL ACERO DE REFUERZO PARA LAS PILAS DE CIMENTACIÓN

Para el acero menor al No.8 los traslapes deben ser de 40 diámetros pero no menores a 0.30 m., en caso de estribos helicoidales el traslape es de 1.5 vueltas. Además el armado de las pilas cuenta con acero adicional para rigidizarlo y de esa forma moverlo con facilidad para su colocación en la perforación de la pila sin que esta sufra deformación alguna durante esta actividad.

5.4 CONCRETO

El control de calidad en el concreto que se emplea en toda obra es de una importancia primordial, ya que este en unión con el acero es la base de la resistencia de toda la estructura por lo que un correcto control de este repercutirá fuertemente en el funcionamiento de la edificación.

Todo el concreto colocado en las pilas de cimentación del proyecto en estudio es premezclado y el éxito del funcionamiento de este depende de la estrecha cooperación que existe entre el proveedor y el contratista durante el tiempo de ejecución del proyecto.

La calidad del concreto premezclado depende también de la planta mezcladora, pero dicha mezcla puede variar por diferentes motivos que no son muy visibles al momento de su transporte a obra, ni al colocarlo en su sitio final, sino hasta que pasa el tiempo requerido (28 días) para que alcance su resistencia de diseño.

En caso que esta no sea la óptima se debe demoler el elemento que la contiene, con lo que los costos se ven incrementados notoriamente. Una forma de verificar el buen desempeño del concreto antes de colocarlo es la

trabajabilidad que se obtiene mediante la aplicación de una de las pruebas más empleadas en la industria de la construcción, la prueba del revenimiento.

5.4A PRUEBA DE REVENIMIENTO.

La prueba de trabajabilidad más sencilla es la de revenimiento y es, probablemente, la que más se aplica en la obra. Dicha prueba consiste en colocar una muestra de concreto fresco en un cono de metal de 30 cm de altura (figura 5.3). La muestra se coloca en 3 capas iguales compactadas por medio de 25 golpes cada una, con una varilla redondeada de 60 cm de longitud. Al llenar el cono se enrasa el borde con dicha varilla y se saca el cono sin la muestra. Entonces, se mide la distancia que se asienta la muestra cónica de concreto, cuando se levanta el cono.

El revenimiento puede variar de cero, en mezclas secas, hasta el asentamiento total en mezclas con demasiada agua. Esto viene a ser una desventaja, ya que no es muy útil en el caso de mezclas muy secas.

Dentro de esta limitación, la prueba de revenimiento permite comparar la trabajabilidad de cada mezcla sometida a prueba, con la de mezclas anteriores, que casi siempre debe ser la misma, generalmente alrededor de 25 mm del valor supuesto, con lo que se puede verificar si concretos que se suponen iguales en verdad lo son.

En tanto que la proporción de materiales y de granulometría del agregado sean razonablemente uniformes, la prueba de revenimiento indica cualquier variación en el contenido de agua y, por tanto, en la relación de resistencia agua/cemento.

Si la cantidad de agua agregada a la mezcla es constante y el contenido de humedad del agregado también es constante, la prueba de revenimiento señala si la granulometría del agregado ha cambiado, o si los pesos del cemento o del agregado son incorrectos.

La prueba de revenimiento debe hacerse siempre al mismo tiempo del mezclado. Primero debe tomarse una muestra que sea representativa de la mezcla que se va a someter a prueba. Siempre que sea posible, la muestra se toma mientras el concreto se descarga de la revolvedora o de la olla. La muestra representativa se integra tomando por lo menos 4 muestras iguales. Se toma la muestra en una carretilla o en una cubeta, dependiendo del número de pruebas que vayan a efectuarse con cada una; por lo general, también tendrán que hacerse cubos o cilindros para pruebas de concreto endurecido con la misma muestra.

Si se toman las muestras directamente del camión o de un apilamiento ya listo para colarse, deben tomarse no menos de seis muestras, cada una de diferentes puntos del apilamiento; la muestra debe tomarse del interior del apilamiento, teniendo cuidado de no tomarla nunca de la superficie o de los bordes del mismo, donde es posible que se hayan acumulado piedras grandes.

Independientemente de la manera en que se tomen, las partes, deben mezclarse bien para que la muestra sea uniforme. Si está se encuentra en una carretilla, el remezclado puede hacerse en la misma, empleando una pala o el cucharón de muestreo. Otra opción, especialmente si la muestra está en una cubeta, es descargarla antes sobre una base no absorbente y, después, mezclarla bien.

Después de efectuar la prueba de revenimiento, se registran los siguientes datos:

1. Fecha de la prueba.
2. Procedencia de la muestra.
3. Magnitud y tipo del revenimiento, cuando sea verdadero.

Si se sigue el procedimiento que se describió anteriormente para tomar una muestra representativa de una "olla", al terminar ya se habrá descargado completamente. Sin embargo, el contratista necesita saber si la carga es aceptable o no en cuanto a la trabajabilidad, antes de que sea descargada de lo contrario, sería muy tarde.

Para la aprobación en la obra del concreto premezclado se emplea el siguiente procedimiento:

1. Después de tomar la muestra representativa se verifica que el revenimiento este dentro de ± 25 mm del requerido, entonces la carga se puede aceptar.
2. Si el revenimiento no está dentro de ± 25 mm del requerido, se toma otra muestra del siguiente medio metro cúbico descargado y se repite la prueba.
3. Si el revenimiento en esta segunda muestra está dentro de ± 25 mm del requerido, la carga puede aceptarse.
4. Si el revenimiento en esta segunda muestra no está dentro de ± 25 mm del requerido, la carga debe rechazarse.

FIGURA 5.3

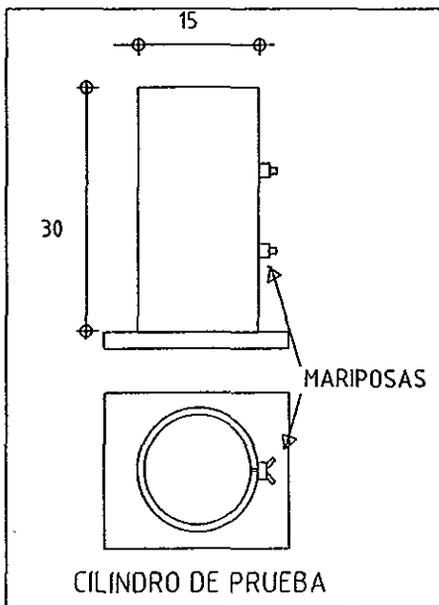
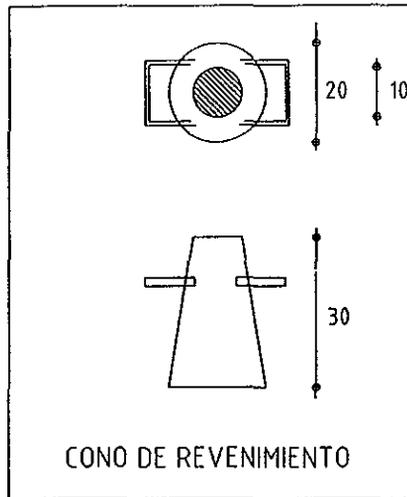


FIGURA 5.4

5.4B PRUEBAS PARA CONCRETO ENDURECIDO

La prueba más empleada para concreto endurecido consiste en tomar concreto fresco, colocarlo dentro de unos moldes cúbicos o cilíndricos (figura 5.4) y dejarlo endurecer (7, 14 o 28 días) con el fin de probar los especímenes hasta la falla, en máquinas especiales que miden la resistencia del concreto a la compresión.

Los resultados obtenidos de estas pruebas de compresión sobre los cubos o cilindros de concreto endurecido son útiles, principalmente, para verificar si la resistencia del concreto es mayor que la resistencia mínima especificada; los resultados también pueden servir para evaluar el control que se ha ejercido sobre la producción del concreto.

Si el resultado es inferior al esperado, puede deberse ya sea a la preparación del concreto, demasiada agua o mezcla incorrecta, o sea que el resultado en sí es erróneo a causa de la mala hechura y curado defectuoso del espécimen.

Debido a que los resultados de la prueba dependen en gran medida de los cubos o cilindros, estos deben estar bien hechos, lo cual se logra únicamente manufacturándolos y curándolos de la manera apropiada; para tal efecto existe solamente un método.

Se deben usar únicamente moldes de acero o de hierro fundido. No deben emplearse moldes de madera. Normalmente el molde está compuesto de dos mitades que se unen con pernos, fijándose el conjunto, mediante abrazaderas, a una placa metálica que forma la base.

Las caras interiores del molde han sido cepilladas a un elevado grado de precisión y, si llegan a picarse, rayarse o quedar fuera de plano, el molde podría deformarse y proporcionar resultados de compresión incorrectos al someterlo a prueba. Asimismo, si los ángulos interiores del moldes no son rectos, los resultados de la prueba pueden ser erróneos.

Debe por lo tanto, verificarse que no haya pedazos de mortero endurecido o de polvo en las caras de la unión de las dos mitades ya que, de lo contrario, no ajustarán correctamente. Se debe revisar constantemente que las tuercas estén bien apretadas, no sólo para asegurarse de que no se deforme el molde, sino también para evitar pérdidas de lechada durante el llenado.

Al ensamblar los moldes, se recubren las caras de unión con una capa delgada de aceite para moldes, a fin de evitar fugas durante el llenado. Se aplica una capa similar de aceite en las superficies de contacto de la parte inferior del molde y en la placa de base. Alternativamente y en especial cuando se trate de mezclas muy trabajables, se puede emplear una capa delgada de grasa.

Las caras interiores del molde deben recubrirse ligeramente con aceite para evitar que el concreto se adhiera a ellas; el aceite también evita la oxidación del molde, cuando éste no se encuentre en uso.

Es preciso cerciorarse de que los moldes están siempre bien conservados. Deben limpiarse y aceitarse después de cada uso y no permanecer nunca a la intemperie, expuestos a oxidación.

El paso siguiente es el de tomar una muestra representativa de la mezcla

como se describió en la prueba de revenimiento.

Para las pruebas indirectas de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad de este proyecto se emplean cilindros metálicos que deben tener 150 mm de diámetro y una longitud mínima de 300 mm de largo.

Después de muestrear el concreto de la manera descrita anteriormente se llenan los moldes cilíndricos con capas de 10 cm y se compacta completamente cada una antes de agregar la siguiente. Para la compactación manual con varilla estándar de apisonamiento se requieren por lo menos de 25 golpes por capa.

Teniendo las muestras listas se llevan a laboratorio para su posterior ensaye. Antes de dicho ensaye deben de mantenerse en condiciones óptimas para su correcto curado en cuartos húmedos o por medio de vapor. Después debe darseles un cabeceo con azufre para uniformizar sus caras y así repartir correctamente la carga de la prueba.

Como se mencionó en capítulos anteriores el concreto empleado en las pilas de cimentación fue de clase I, grado B, de resistencia $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con tamaño máximo de agregado de $\frac{3}{4}$ " y de revenimiento al momento de su colocación de 18 cm.

Para la aceptación del concreto suministrado, el laboratorio realizó las siguientes pruebas al concreto fresco y al concreto endurecido.

Descripción de la prueba

Periodo

1. Para el concreto fresco

- peso volumétrico a todas las ollas
- revenimiento a todas las ollas

2. Para concreto endurecido

- resistencia a la compresión.
(a 7 y 28 días) a cada 40 m³
- módulo de elasticidad
(a 28 días) a cada 300 m³

Para realizar la prueba de resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, se requieren de 4 y 2 cilindros respectivamente. En las páginas siguientes se muestra en las tablas 2 y 3 el control de colados en todas las pilas de la cimentación y también se presenta en la tabla 4 las pruebas realizadas al concreto de dichas pilas.

FECHA	PILA	Ø	EQUIPO	ESTABIL.	ACERO	PESO REAL	PLANTA	VOL.REAL
24-JUN-96	I-2	0.8	C.G.	AGUA	T	5.35		
26-ABR-96	I-4	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	PRETT	45
30-ABR-96	I-2	0.8	C.G.	POLIM.	T	5.35	PRETT	21
1-MAY-96	I-5	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	PRETT	45
1-MAY-96	I-6	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	PRETT	49
2-MAY-96	I-3	0.8	C.G.	POLIM.	T	5.35	PRETT	20
3-MAY-96	I-7	1.2	RT-3	POLIM.	T	9.31	CARSA	49
7-MAY-96	I-17	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	PRETT	48
8-MAY-96	I-16	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	PRETT	48
8-MAY-96	I-15	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	APASCO	46
9-MAY-96	I-14	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	APASCO	45
10-MAY-96	I-13	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	APASCO	53
11-MAY-96	I-11	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	CARSA	49
11-MAY-96	I-12	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	APASCO	45
13-MAY-96	II-2	0.8	RT-3	POLIM.	T	5.35	APASCO	26
14-MAY-96	II-3	0.8	RT-3	POLIM.	C	4.62	CARSA	20
14-MAY-96	II-17	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	CARSA	47
16-MAY-96	II-8B	1.2	C.G.	POLIM.	C	8.28	CARSA	48
17-MAY-96	II-7	1.2	RT-3	POLIM.	T	9.31	CARSA	46
18-MAY-96	I-8B	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	CARSA	47
21-MAY-96	II-6	1.2	RT-3	POLIM.	T	9.31	CARSA	45
22-MAY-96	IV-16	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	CARSA	46
23-MAY-96	II-4	1.2	RT-3	POLIM.	T	9.31	CARSA	46
23-MAY-96	IV-14	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	CARSA	45
24-MAY-96	IV-13	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	CARSA	42.5
24-MAY-96	IV-15	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	CARSA	46.5
28-MAY-96	II-5	1.2	RT-3	BENTO.	T	9.31	CARSA	44.5
29-MAY-96	IV-12	1.2	C.G.	POLIM.	T	9.31	CARSA	50
30-MAY-96	IV-11	1.2	C.G.	BENTO.	T	9.31	CARSA	46
31-MAY-96	II-16	1.2	RT-3	BENTO.	T	9.31	CARSA	45
1-JUN-96	VI-7	0.8	C.G.	BENTO.	T	5.35	CARSA	19.5
4-JUN-96	II-15	1.2	RT-3	BENTO.	T	9.31	CARSA	44
5-JUN-96	VI-6	0.8	C.G.	BENTO.	T	5.35	CARSA	21
6-JUN-96	VI-5	1.2	C.G.	BENTO.	T	9.31	CARSA	45.5
7-JUN-96	VI-3	1.2	C.G.	BENTO.	T	9.31	CARSA	46
8-JUN-96	II-11	1.2	RT-3	BENTO.	T	9.31	CARSA	44
8-JUN-96	VI-8	0.8	C.G.	PO/BE	T	5.35	CARSA	21
11-JUN-96	II-12	1.2	RT-3	BENTO.	T	9.31	CARSA	49
11-JUN-96	VI-4	1.2	C.G.	BENTO.	T	9.31	CARSA	44
12-JUN-96	VI-2	1.2	C.G.	BENTO.	T	9.31	CARSA	43.5
13-JUN-96	II-13	1.2	RT-3	BENTO.	T	9.31	CARSA	46.5
15-JUN-96	II-14	1.2	RT-3	BENTO.	C	8.28	CARSA	46.5
18-JUN-96	IV-2	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	44.5
19-JUN-96	IV-3	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	45
21-JUN-96	III-2	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	45.5
21-JUN-96	IV-13	1.2	RT-3	BENTO.	C	8.28	CARSA	46
22-JUN-96	III-3	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	45
25-JUN-96	IV-4	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	50
25-JUN-96	III-16	1.2	RT-3	BENTO.	C	8.28	CARSA	63
26-JUN-96	IV-5	1.2	C.G.	ADEME	C	7.56	CARSA	46.5
SUMA PARCIAL						422.07		2109.5

TABLA 2. CONTROL DE PERFORACIÓN Y COLADO DE PILAS

FECHA	PILA	ϕ	EQUIPO	ESTABIL.	ACERO	PESO REAL	PLANTA	VOL.REAL
26-jun-96	III-15	1.2	RT-3	BENTO	C	8.28	CARSA	48
27/06/96	III-14	1.2	RT-3	BENTO	C	8.28	CARSA	44
28-jun-96	IV-6	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	35
29-jun-96	III-13	1.2	RT-3	BENTO	C	8.28	CARSA	45
2-jul-96	IV-6	1.2	C.G.	BENTO	T	9.31	CARSA	48
4-jul-96	III-7	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	48
4-jul-96	III-12	1.2	RT-3	BENTO	T	9.31	CARSA	44
5-jul-96	III-11	1.2	RT-3	BENTO	T	9.31	CARSA	42
6-jul-96	IV-7	1.2	C.G.	ADEME	T	9.31	CARSA	47
9-jul-96	III-6	1.2	C.G.	ADEME	T	9.31	CARSA	45
10-jul-96	III-8B	1.2	C.G.	ADEME	T	9.31	CARSA	45
11-jul-96	III-5	1.2	RT-3	BENTO	T	9.31	CARSA	54
12-jul-96	IV-8B	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	46
13-jul-96	III-4	1.2	RT-3	BENTO	C	8.28	CARSA	47
14-jul-96	IV-8A	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	48
16-jul-96	II-8A	1.2	C.G.	ADEME	T	9.31	CARSA	45
17-jul-96	I-8A	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	44
19-jul-96	I-10	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	45
20-jul-96	I-9	1.2	C.G.	ADEME	T	9.31	CARSA	45
22-jul-96	II-9	1.2	C.G.	ADEME	T	9.31	CARSA	42
23-jul-96	II-10	1.2	C.G.	ADEME	T	9.31	CARSA	44
25-jul-96	III-9	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	44.5
25-jul-96	III-10	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	44.5
27-jul-96	IV-9	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	45
31-jul-96	IV-10	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	46
3-ago-96	VI-1	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	46
5-ago-96	V-1	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	46
6-ago-96	V-2	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	46
7-ago-96	V-3	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	45
8-ago-96	V-4	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	45
9-ago-96	V-5	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	46
10-ago-96	V-6	0.8	C.G.	ADEME	C	4.62	CARSA	41
12-ago-96	V-7	0.8	C.G.	ADEME	C	4.62	CARSA	41
13-ago-96	V-8	0.8	C.G.	ADEME	C	4.62	CARSA	41
17-ago-96	IX-1	1.2	C.G.	ADEME	C	16.78	CARSA	44
15-ago-96	X-1	1.2	C.G.	ADEME	C	16.78	CARSA	44
	IX-2	1.2	C.G.	ADEME	C	16.78	CARSA	
	X-2	1.2	C.G.	ADEME	C	16.78	CARSA	
	IX-3	1.2	C.G.	ADEME	C	16.78	CARSA	
	X-3	1.2	C.G.	ADEME	C	16.78	CARSA	
	III-8A	1.2	C.G.	ADEME	C	8.28	CARSA	
SUMA PARCIAL						390.83		1616

Volumen diseñado

$$\text{Pila } \phi = 1.20 \quad V = 45.8 \text{ m}^3$$

$$\text{Pila } \phi = 0.80 \quad V = 17.84 \text{ m}^3$$

T = traslape

C = cople

TABLA 3. CONTROL DE PERFORACIÓN Y COLADO DE PILAS

PILA N°	FECHA COLADO	RESULTADO A:											
		3 DIAS			7 DIAS			14 DIAS			28 DIAS		
I-1	26/04/96	150	173	10-may-96	218	218	24-may-96	279	24-may-96	238,348	238,348		
I-2	30/04/96	180	204	7-may-96	236	236	28-may-96	269	28-may-96	235,842	235,842		
I-3	1/05/96	174	181	8-may-96	225	225	29-may-96	253	29-may-96	233,741	233,741		
I-3	2/05/96	168	197	9-may-96	232	232	30-may-96	262	30-may-96	235,277	235,277		
I-6	3/05/96	180	236	10-may-96	270	270	31-may-96	297	31-may-96	245,258	245,258		
I-7	7/05/96	182	209	14-may-96	236	236	4-jun-96	282	4-jun-96	216,929	216,929		
I-16	7/05/96	190	209	14-may-96	244	244	4-jun-96	295	4-jun-96	215,847	215,847		
I-15	8/05/96	185	200	15-may-96	228	228	5-jun-96	263	5-jun-96	237,017	237,017		
I-14	9/05/96	171	180	16-may-96	212	212	6-jun-96	237	6-jun-96	236,256	236,256		
I-13	10/05/96	186	202	17-may-96	233	233	7-jun-96	264	7-jun-96	221,236	221,236		
I-12	11/05/96	189	212	18-may-96	259	259	8-jun-96	259	8-jun-96	219,541	219,541		
I-11	11/05/96	204	264	18-may-96	294	294	8-jun-96	329	8-jun-96	229,563	229,563		
II-2	13/05/96	195	213	20-may-96	228	228	10-jun-96	258	10-jun-96	236,145	236,145		
II-17	14/05/96	209	224	21-may-96	267	267	11-jun-96	263	11-jun-96	228,951	228,951		
II-3	14/05/96	211	240	21-may-96	282	282	11-jun-96	298	11-jun-96	215,245	215,245		
II-8 (B)	15/05/96	218	269	22-may-96	303	303	12-jun-96	320	12-jun-96	224,587	224,587		
II-7	16/05/96	223	257	23-may-96	282	282	13-jun-96	292	13-jun-96	218,845	218,845		
I-8 (B)	17/05/96	252	272	24-may-96	280	280	14-jun-96	302	14-jun-96	220,587	220,587		
I-7	18/05/96	237	274	25-may-96	284	284	15-jun-96	298	15-jun-96	225,347	225,347		
II-6	21/05/96	225	278	28-may-96	290	290	18-jun-96	325	18-jun-96	223,478	223,478		
II-7	22/05/96	226	257	29-may-96	281	281	19-jun-96	297	19-jun-96	215,824	215,824		
IV-16	23/05/96	224	247	29-may-96	270	270	19-jun-96	295	19-jun-96	223,568	223,568		
IV-14	23/05/96	204	234	30-may-96	265	265	20-jun-96	290	20-jun-96	221,854	221,854		
II-4	23/05/96	215	240	30-may-96	278	278	20-jun-96	298	20-jun-96	215,834	215,834		
IV-15	23/05/96	208	261	30-may-96	287	287	20-jun-96	303	20-jun-96	212,532	212,532		
IV-15	24/05/96	225	230	31-may-96	263	263	21-jun-96	289	21-jun-96	209,514	209,514		
IV-13	25/05/96	218	249	1-jun-96	245	245	22-jun-96	282	22-jun-96	221,681	221,681		
IV-12	29/05/96	209	264	5-jun-96	257	257	26-jun-96	270	26-jun-96	208,924	208,924		
IV-11	30/05/96	216	264	6-jun-96	264	264	27-jun-96	294	27-jun-96	207,952	207,952		
VI-7	1/06/96	227	262	8-jun-96	258	258	29-jun-96	275	29-jun-96	216,843	216,843		
II-16	1/06/96	220	270	8-jun-96	261	261	29-jun-96	293	29-jun-96	218,925	218,925		
II-15	4/06/96	215	244	11-jun-96	264	264	2-jul-96	289	2-jul-96	224,658	224,658		

TABLA 4. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO

5.5 VERIFICACIÓN DE CALIDAD

Para la verificación de calidad de la pila terminada se emplean principalmente dos tipos de métodos, los directos y los indirectos.

A) MÉTODOS DIRECTOS

Uno de los métodos directos de verificación de la calidad de las pilas consiste en realizar perforaciones para obtener núcleos de concreto a lo largo de ellas, empleando máquinas rotatorias y barriles muestreadores con broca de diamante. Este sistema tiene la ventaja de que físicamente se puede deducir de la observación de los núcleos, la presencia de anomalías en el concreto debidas a la contaminación, disgregación o a su deslave. También se puede verificar la calidad en el contacto de la pila con el terreno.

Por otro lado también se le pueden hacer pruebas de compresión a los núcleos obtenidos para conocer la resistencia real del concreto. Desafortunadamente este método tiene sus desventajas como lo es su costo, ya que las brocas de diamante son muy caras; otra desventaja la representa el que la prueba se realiza al centro de la pila con lo que no se puede verificar toda ella, por último otro de sus inconvenientes es que su tiempo de ejecución es muy lento.

Otro método es el llamado "circuito de televisión" que consiste en emplear pequeñas cámaras de televisión que son introducidas en perforaciones realizadas en las pilas y que permiten la observación directa de las paredes y del fondo de las mismas. Su mayor desventaja es que sólo se pueden

detectar fallas muy marcadas como grandes huecos pero no nos aclara la condición del concreto en la pila.

A) MÉTODOS INDIRECTOS.

Estos suelen resultar menos caros que los métodos directos, pero tienen la desventaja de *no informar* sobre la resistencia del concreto en la pila. Los más conocidos son los siguientes:

- Método del eco. Se basa en la propagación y reflexión de una onda en un medio heterogéneo. El sistema consiste en la emisión de una vibración generada en la cabeza de la pila y la captación de ella con un receptor colocado en la parte superior de la misma. Por medio de un osciloscopio se registra el tiempo que transcurre en el momento de la emisión de la onda y su recepción a fin de determinar la distancia recorrida conociendo su velocidad de propagación.

Este método se recomienda para pilas menores a 15 m de profundidad. Tiene la desventaja de que si la primera anomalía detectada es de cierta importancia, dificulta la determinación de otras a mayor profundidad o las hace parecer como fallas menores.

- Método "Cross Hole". Al igual que el método anterior, consiste en la emisión de una vibración pero en vez de ser producida en la cabeza de la pila, se genera dentro de un tubo lleno de agua que se coloca fijo en el armado de la pila previo al colado. La captación de esa onda se realiza por medio de un receptor colocado al mismo nivel del emisor pero en otro tubo después de haber atravesado el cuerpo de la pila, obteniéndose una gráfica en la cual se presenta el tiempo de propagación de las ondas captadas.

La buena verificación de la pila depende en gran medida de la cantidad de tubos metálicos colocados a lo largo de ella. La máxima distancia entre los tubos debe ser de 1.5 m.

La desventaja más notoria de este sistema es la imposibilidad de detectar la calidad del contacto entre la pila y el terreno natural.

- Método por medio de rayos gamma. Este método está basado en el fenómeno de absorción de un haz de rayos gamma por el material que atraviesa. El sistema de verificación es similar al descrito para las ondas sónicas teniendo la limitante de que la distancia máxima entre emisor y receptor debe ser de 0.80 m.

En el proyecto en estudio sólo se recurrió al empleo del método directo con la extracción de corazones de concreto para la comprobación del concreto en las pilas estabilizadas con polímeros o lodo bentonítico, siendo estas muy satisfactorias.

5.6 PRUEBAS DE CARGA

La integración de un criterio general único, para el análisis y diseño de una cimentación, resulta prácticamente imposible, dada la misma esencia de la mecánica de suelos, al tener como campo de estudio medios heterogéneos con diversos historiales de carga, analizados algunas veces bajo consideraciones totalmente subjetivas. Además, de que tanto las propiedades físico-mecánicas originales del subsuelo, como las determinaciones de sus parámetros base de análisis, son susceptibles de

sufrir cambios o alteraciones radicales como consecuencia del proceso constructivo de una cimentación.

Por tales motivos, resulta fundamental la corroboración en campo del comportamiento real de una cimentación, bajo las mismas magnitudes y tipo de solicitaciones de carga a las que será sometida y para las cuales ha sido diseñada.

En el caso particular de pilas de cimentación, la verificación comprobatoria real de su máxima capacidad sustentante, se efectúa a partir de pruebas de carga, llevadas a cabo tratando de generar y simular sobre dichos elementos, las condiciones de carga bajo las cuales trabajarán durante la vida de una estructura sobre ellos apoyada; evaluando en estas pruebas el orden de magnitud de la deformación permanente que se desarrollará ante la acción de dichas solicitudes.

La finalidad de las pruebas de carga, no es tan sólo su empleo como instrumentos de comprobación o para su verificación de análisis teóricos; ya que en obras de importancia relevante, se justifica su ejecución durante la etapa de diseño, con el objeto de poder estudiar y analizar, con mayor grado de exactitud, las condiciones de cimentación, llegando en consecuencia, a diseños más racionales y económicos.

De acuerdo al tipo de solicitaciones a que será sometida una cimentación profunda, las pruebas de carga sirven para determinar su resistencia real de trabajo en compresión, tensión, carga lateral y vibración. Por su método de ejecución las pruebas de carga se clasifican en estáticas y dinámicas de impacto. En el caso de pilas de cimentación sólo existen pruebas de carga estática con gatos hidráulicos reaccionando contra una

plataforma lastre, o contra pilas, o bien, contra estructuras existentes y anclajes en el suelo.

Es obvio, que el grado de precisión y minuciosidad con que se efectúa una prueba de carga estática, influye notablemente en la exactitud de determinación de la capacidad sustentante de la pila. Por lo tanto, es necesario implementar estos ensayos de la instrumentación de medición más precisa disponible. Así mismo, antes de iniciar cualquier prueba y en el caso específico de aplicación de cargas con gatos hidráulicos, es necesario calibrar el sistema gato-manómetro e inyector.

Otra precaución necesaria, es la de aislar los soportes de los micrómetros para que los cambios de temperatura, afecten lo menos posible el grado de exactitud de las lecturas de deformación. En lugares con marcados cambios de temperatura es conveniente, previo a la prueba, obtener un registro de lecturas de micrómetros contra temperatura, con el objeto de corregir futuras fluctuaciones.

El movimiento de la cabeza de la pila es causada por la deformación elástica de la pila y el suelo, y la deformación plástica del suelo. Esta última puede provocar asentamientos importantes, por lo que debe delimitarse. Este es el valor que más significación tiene en una prueba de carga.

La forma más fácil para diferenciar los dos tipos de deformación, ya que la naturaleza plástica es la que mayormente interesa definir en una prueba; es la de afectar procesos cíclicos de carga-descarga, con incremento gradual de la carga máxima en cada ciclo sucesivo. Una vez que la deformación producida por una cierta carga mantenida ha cesado se

procede a descargar con decrementos graduales. El remanente de deformación que se produce una vez que se ha descargado totalmente, es precisamente la magnitud de la deformación plástica correspondiente a ese ciclo.

Por otra parte, existen muchas reglas empíricas que sirven como criterios para determinar la carga permisible de un trabajo, a partir de los resultados de una prueba de carga estática. En algunos casos, la carga última o de falla es tan evidente, que todas las reglas son innecesarias.

Sin embargo, el consenso general establecido en los reglamentos de construcción americanos y europeos, es definir la carga de falla, como aquella que produce un asentamiento de 1.25 mm., por tonelada de carga adicional en un lapso de 24 hrs.

Las pruebas antes mencionadas son muy importantes para corroborar el buen desempeño de una pila de cimentación, pero desafortunadamente su costo es muy elevado y el proceso de aplicación es complicado y en ocasiones destructivo. Por lo anterior no se realizó ningún tipo de prueba de carga en las pilas de este proyecto.

CONCLUSIONES

El campo de la construcción en nuestro país esta pasando por una de sus etapas más difíciles, ya que se encuentra entre una gran disyuntiva, tiene que generar una importante y muy necesaria infraestructura urbana en lugares con problemas constructivos y no tiene los recursos económicos necesarios para ello.

Por lo tanto es de vital importancia estudiar a fondo cualquier aspecto que aminore los costos del proyecto, para así lograr que este sea financieramente más viable. Estos ahorros se presentan generalmente en los procesos constructivos, ya que son estos los que más repercuten directamente al costo final de la obra.

Debido a ello deben existir cada vez más y mejores opciones en los procedimientos constructivos para que el constructor pueda trabajar de una manera rápida y eficiente durante el desarrollo de un proyecto.

Con lo anterior se reducen los tiempos de espera y se aumenta la calidad del proyecto, así al término de la construcción se ven reflejados en sus costos. No debe olvidarse que dichos ahorros tienen que estudiarse a fondo para evitar cualquier tipo de reducción en la calidad y el funcionamiento del proyecto en estudio.

En el presente trabajo se mostraron los tres procedimientos constructivos más empleados en obras con cimentaciones de características similares (polimeros, lodo bentonítico y ademes metálicos), así como las ventajas y desventajas de cada uno. Es necesario aclarar que estas dependen

totalmente de las características que se presenten en el lugar del proyecto, por lo que no deben ser utilizados estos procedimientos en forma indiscriminada antes de hacer los estudios pertinentes (mecánica de suelos), ya que se pueden presentar una gran cantidad de problemas por tratar de ahorrarse dicho estudio.

El procedimiento constructivo que puede ser el más empleado en construcciones sobre terrenos lacustres es el de ademes metálicos, en forma general, debido a la rapidez de su desarrollo en obra y a su costo muy similar a otros métodos. Dicho sistema es poco utilizado en nuestro país debido al desconocimiento y poca confianza de los constructores en cambiar su forma habitual de trabajo.

Pero lo anterior se encuentra en proceso de cambio debido a que cada vez es más complicado lograr una calidad óptima en proyectos que se apoyan en suelos poco favorables y estos proyectos son cada vez más necesarios en nuestra ciudad.

Aunado a lo anterior se encuentran los requerimientos para no afectar al medio ambiente que toma un interés muy especial en zonas tan deforestadas y poco cuidadas como lo es la Ciudad de México. Por lo tanto debe remarcarse la necesidad de investigar y conocer nuevas técnicas de construcción que a la postre generan un importante beneficio para cualquier tipo de proyecto ingenieril.

BIBLIOGRAFÍA

1. Chellis Robert D., Cimentaciones profundas, Ed. DIANA, México, 2ª edición, 1971.
2. Sociedad mexicana de mecánica de suelos, Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes, S.M.M.S., México, 2ª reimpresión, 1989.
3. Peck Ralph, Hanson Walter, Ingeniería de cimentaciones, Ed. LIMUSA, México, 1ª edición, 1982.
4. Fletcher A. Gordon, Smoots Vernon, Estudio de suelos y cimentaciones en la industria de la construcción, Ed. LIMUSA, México, 1ª edición, 1978.
5. Tomlinson M. J., Diseño y construcción de cimientos, Ed. URMO, España, 1ª edición, 1981.
6. Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de suelos Tomo I y II, Ed. LIMUSA, México, 1ª edición, 1972.
7. Terzaghi Karl, Peck Ralph, Mecánica de suelos en la ingeniería práctica, Ed. El Ateneo, España, 1ª edición, 1958.
8. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, El concreto en la obra, Ed. I.M.C.YC., México, 1ª reimpresión, 1992.

9. Holguín Ernesto, Cuevas Alberto, Diseño geotécnico de cimentaciones, Ed. TGC geotecnia, México, 1ª edición, 1992.
10. Sociedad mexicana de mecánica de suelos, Cimientos profundos colados en sitio, Ed. LIMUSA, México, 1ª edición, 1976.
11. Gabay A., Zemp J., Máquinas para obras, Ed. Blume, España, 1ª edición, 1974.
12. Departamento del Distrito Federal, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Ed. TRILLAS, México, 1ª edición, 1991.
13. Comisión de vialidad y transporte urbano, Manual de diseño geotécnico, D.D.F., México, 1ª edición, 1987.