

28



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y
GEODESICA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE
CIMENTACION PARA UN PUENTE
VEHICULAR

295138

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
VICTOR J. CASTILLO DE LA CUESTA



DIRECTOR DE TESIS: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

MEXICO, D. F.

AÑO 2001



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

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/032/01

Señor
VICTOR J. CASTILLO DE LA CUESTA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACION PARA UN PUENTE VEHICULAR"

- INTRODUCCION**
- I. DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA Y GENERALIDADES**
- II. ESTUDIOS PRELIMINARES A LA REALIZACIÓN DE CUALQUIER PROYECTO**
- III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES**
- IV. EXCAVACIÓN**
- V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CAJÓN DE CIMENTACIÓN**
- CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente

~~"POR MI RAZA HABLA EL ESPÍRITU"~~

Cd. Universitaria a 4 de junio de 2001

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP/mstg

A MIS PADRES:

Teresa Guadalupe De la Cuesta Mora

Víctor José Castillo López

por su ayuda desinteresada para poder lograr
esta meta, han sido el apoyo mas grande en
mi vida...GRACIAS

A MI HERMANO:

Noé Adrián Castillo de la Cuesta

por ser mi amigo y compañero en
todos los momentos que coexistimos
juntos.

A MIS FAMILIARES:

Gracias a mis abuelitas y amigas **María
del Refugio Mora Vda. de De la
Cuesta y Marina López Rodríguez.**
Gracias a toda la familia De la Cuesta
Mora y sus descendientes, por su apoyo
moral y su cariño.

A MI ESCUELA:

Gracias **Universidad Nacional Autónoma de México** que a través de la **Facultad de Ingeniería** has sido una fuente constante de conocimientos para el desarrollo de futuros ingenieros al servicio de la humanidad.

A MIS PROFESORES:

Por compartir sus experiencias y conocimientos contribuyendo así a la formación de seres humanos útiles a la sociedad.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS:

Gracias por su amistad y apoyo en los momentos que compartimos en esta etapa de nuestras vidas.

Al Dr. Rigoberto Rivera Costantino:

Gracias por su invaluable y desinteresada
ayuda para lograr este objetivo.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIÓN PARA UN PUENTE VEHICULAR.

INDICE

Pag.

INTRODUCCIÓN

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA Y GENERALIDADES

I.1 Ubicación de la obra en zona metropolitana.....	3
I.2 Ubicación de la obra de acuerdo al RCDF.....	7
I.3 Tipos de puentes.....	9
I.4 Etapas de un proyecto.....	11
I.5 Clasificación de cimentaciones.....	13
I.5.1 Cimentaciones superficiales.....	14
I.5.2 Cimentaciones profundas.....	16

II. ESTUDIOS PRELIMINARES A LA REALIZACIÓN DE CUALQUIER PROYECTO.

II.1 Estudio de mecánica de suelos.....	27
II.1.1 Programa de exploración y muestreo.....	27
II.1.1.1 Muestreo y Sondeos.....	27
II.1.2 Propiedades del subsuelo.....	31

	Pag.
II.1.2.1 Características hidráulicas del sitio.....	31
II.1.2.2 Estratigrafía de la zona de obra.....	34
II.1.2.3 Características del suelo en la zona de obra.....	35
II.1.2.4 Resultados de sondeo de cono en la zona de obra.....	37
II.1.2.5 Diagrama de esfuerzos.....	37
II.2 Aspectos de Análisis y Diseño.....	38
II.2.1 Solicitaciones en puentes.....	38
II.2.2 Carga viva en puentes.....	40
II.2.3 Descripción conceptual del modelo de análisis (modelación de la superestructura y la subestructura).....	41
II.2.4 Descripción conceptual del diseño estructural de los elementos que conforman la superestructura y la subestructura de la obra.....	53
 III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN CON PILOTES.	
III.1 Manejo de pilotes.....	61
III.2 Ubicación de los puntos de hincado.....	69
III.3 Perforación previa.....	70
III.4 Procedimiento de hincado.....	76
III.4.1 Hincado de primer tramo de pilote.....	76

	Pag.
III.4.2 Control de verticalidad y orientación.....	82
III.4.3 Hincado de segundo tramo de pilote.....	84
IV. EXCAVACIÓN.	
IV.1 Delimitación de la zona de excavación.....	91
IV.2 Inicio de la excavación.....	92
IV.3 Descripción del procedimiento de excavación.....	93
IV.3.1 Control del NAF.....	96
IV.3.2 Zanjas y cárcamos.....	97
IV.3.3 Cárcamo utilizado.....	97
V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.	
V.1 Procedimiento constructivo de la primera plantilla.....	104
V.2 Descabece de pilotes.....	109
V.3 Características y colocación de la primera parte de geomembrana.....	110
V.4 Procedimiento constructivo de la segunda plantilla.....	115
V.5 Procedimiento constructivo de losa de fondo.....	119
V.5.1 Características del acero de refuerzo.....	120
V.5.2 Características del concreto en la losa de fondo.....	120

	Pag.
V.5.3 Procedimiento constructivo de la losa de fondo.....	121
V.6 Procedimiento constructivo de contratraveses.....	133
V.7 Procedimiento constructivo de la losa tapa.....	140
V.8 Pruebas utilizadas para el control de calidad del concreto.	144
V.8.1 Prueba del revenimiento.....	144
V.8.2 Prueba de resistencia a la compresión.....	145
V.9 Impermeabilización del cajón de cimentación.....	146
V.10 Rellenos locales.....	147
V.11 Instrumentación y Mantenimiento.....	149
CONCLUSIONES.....	153
BIBLIOGRAFÍA	156

INTRODUCCION.

Dentro de las etapas de un proyecto a desarrollar en el campo de la ingeniería civil, llama la atención el procedimiento constructivo empleado para la realización física de una obra. A diferencia de otras etapas del proyecto, el procedimiento constructivo difícilmente puede ser sistematizado de manera general para determinadas obras, pues los retos a los que se enfrenta el constructor varían desde la obtención de materiales, el traslado de los mismos y hasta la forma en que se ejecutará físicamente la obra, para lo cual, el ingeniero encargado de la construcción, debe optar por la utilización práctica de los recursos con los que se cuenten, de forma rápida y segura, teniendo por herramientas el conocimiento adquirido durante su formación profesional y el ingenio propio.

En la zonificación geotécnica presentada en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC), del Reglamento de Construcciones para el D.F. (RCDF), aparece la llamada Zona III o Zona del Lago, compuesta por potentes depósitos de arcilla altamente compresible y de baja resistencia al esfuerzo cortante. Este suelo representa una dificultad especial en el diseño y construcción de las obras de ingeniería civil, pues la poca capacidad de carga del mismo, obliga a desarrollar sistemas de cimentación especiales, y en ocasiones (como en este caso), resulta obligado recurrir a una cimentación profunda.

Este trabajo tiene por objetivo principal el describir el procedimiento constructivo de la cimentación para un puente vehicular, constituida por cajones de concreto y pilotes trabajando por fricción. Motivado por el hecho de que una vez que se cuenta con los conocimientos teóricos adquiridos en la formación profesional, se debe poseer además un conocimiento práctico de la realización física de las etapas de cálculo y proyecto, es entonces que surge la problemática del procedimiento constructivo, pues muchas veces éste será determinante en las decisiones a tomar durante el desarrollo del proyecto; detalles como el tipo de suelo, colindancia y otras restricciones propias del lugar de ejecución de la obra, llegan a ser factores predominantes en el sistema estructural que se elija para determinada obra.

El presente trabajo se ha dividido en cinco capítulos, los cuales se describirán brevemente a continuación:

El Capítulo I describe de manera general la obra y sus generalidades con la finalidad de proporcionar un panorama de la situación de la obra, tales como su ubicación en la zona metropolitana, y de acuerdo al RCDF, y de forma general se explican los tipos de puentes y cimentaciones más comunes en el medio de la ingeniería civil.

En el Capítulo II se mencionan los estudios preliminares que se llevan a cabo para una obra, como en el caso del presente trabajo, y se pone especial énfasis en describir los estudios desarrollados en el área de mecánica de suelos. Además, de forma general se proporciona una reseña de las consideraciones tomadas en cuenta para el desarrollo de las etapas tanto de análisis como de diseño estructural.

En relación con el procedimiento constructivo, el trabajo se divide en tres partes principalmente: Capítulo III, que trata del procedimiento constructivo de la cimentación con pilotes, el Capítulo IV, que trata de las maniobras de excavación y las precauciones tomadas para evitar problemas con el Nivel de Aguas Freáticas y el Capítulo V, que describe el procedimiento constructivo para un cajón de cimentación de la obra.

Finalmente se dan las conclusiones más importantes, derivadas de este trabajo.

I
DESCRIPCIÓN
GENERAL DE LA
OBRA Y
GENERALIDADES

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA Y GENERALIDADES

I.1 Ubicación de la obra en zona metropolitana.....	3
I.2 Ubicación de la obra de acuerdo al RCDF.....	7
I.3 Tipos de puentes.....	9
I.4 Etapas de un proyecto.....	11
I.5 Clasificación de cimentaciones.....	13
I.5.1 Cimentaciones superficiales.....	14
I.5.2 Cimentaciones profundas.....	16

I.1-Ubicación de la obra en zona metropolitana

En este trabajo se tratará sobre la construcción de la cimentación para un puente vehicular que formará parte de la Av. 661 y pasará sobre la Av. 608 en la colonia San Juan de Aragón de la delegación Gustavo A. Madero en el Distrito Federal.

Este puente se considera como una obra complementaria de la línea B del Sistema de Transporte Colectivo (METRO) de la Ciudad de México. Corre desde la estación Buenavista y llegará en su etapa final hasta la terminal Ciudad Azteca. Un croquis de esta línea se muestra en la siguiente figura 1.1

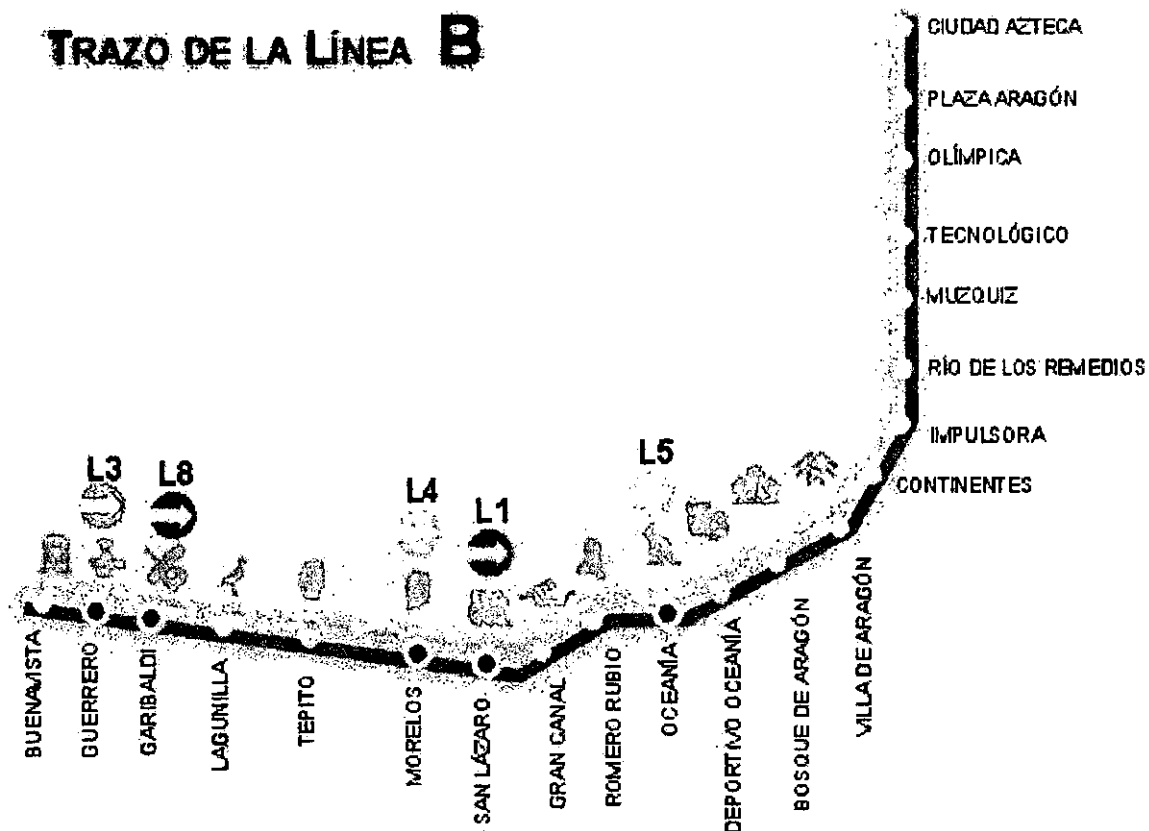


Figura 1.1

Dentro de la red del metro, podemos localizar la línea B en la figura 1.2, esta línea tiene como transbordos estaciones de varias líneas, como son:

la estación Guerrero (línea 3), la estación Garibaldi (línea 8), la estación Morelos (línea 4), la estación San Lázaro (línea 1) y la estación Oceanía (línea 5).



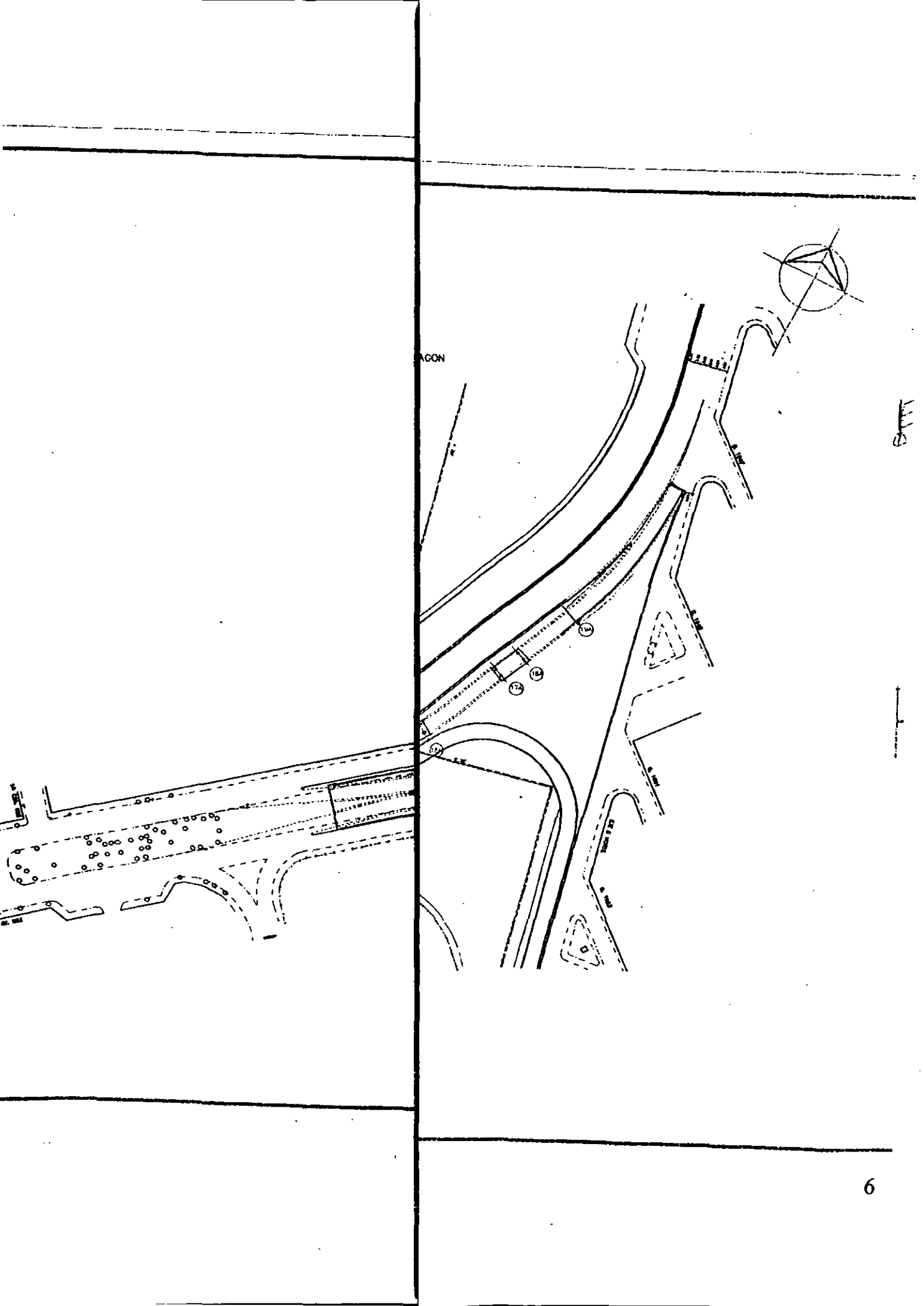
Figura 1.2

El puente servirá para que los automóviles que vienen circulando por la Avenida 661, puedan atravesar la Avenida 608 por la cual pasa la línea B del metro, dicho puente es de estructura de concreto y cuenta con una longitud de desarrollo de 554 metros, apoyado en una cimentación a base de cajones de concreto armado que se apoyan en pilotes. Debido a que la avenida 608 presenta gran densidad de tránsito en ciertas horas del día y que además tiene circulación continua durante las horas intermedias a las horas pico, resulta de especial interés su procedimiento constructivo con el objetivo de que además

El puente se encuentra localizado en la delegación Gustavo A. Madero en la Colonia San Juan de Aragón y pasará sobre lo que se conoce como la avenida 608, el puente será una continuación de la avenida 661, por lo cual a la obra se le denominó como “Puente Vehicular 661”. En la figura 1.2 se puede ver la localización del puente en la parte derecha de la misma, este puente pasa en donde se encuentra la estación terminal provisional Villa de Aragón.

[illegible]

Se presenta a continuación en la figura 1.4 una planta general de trazo de la obra Puente Vehicular 661, del cual trata la presente tesis.



I.2-Ubicación de la obra de acuerdo al reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

En el capítulo VIII del RCDF que se refiere al diseño de cimentaciones, se describe en el artículo 219 que para fines del reglamento, el Distrito Federal se dividirá en tres zonas con las siguientes características generales:

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

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 metros de profundidad, o menos, y que esta constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable, y oscila entre decenas de centímetros y hasta varios metros.

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

Como ya se mencionó, la obra se encuentra en la colonia San Juan de Aragón en la delegación Gustavo A. Madero del D.F., y para poder realizar la ubicación de la zona en la que se encuentra la obra de acuerdo al RCDF, se recurre a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (NTCDCC). A pesar de que la zonificación geotécnica que se presenta en ellas no proporciona exactamente la ubicación del lugar de la obra, es posible determinar la zona pues se marca una avenida que se encuentra muy cerca de la obra, esta es la avenida Oceanía.

Analizando entonces la zonificación que está en las NTCDCC, la cual se presenta en la figura 1.5, podemos aseverar que la construcción de la cimentación para el puente vehicular se encuentra en la denominada Zona III.

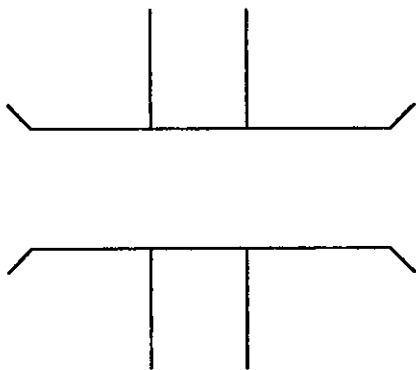
I.3-Tipos de puentes

Un puente se construye con la finalidad de que exista continuidad en todo el ancho transversal de un camino, esta falta de continuidad se puede deber a diversas causas, tal es el caso de ríos, brazos de mar, otras carreteras o como en este trabajo, una línea del Sistema de Transporte Colectivo METRO de la ciudad de México.

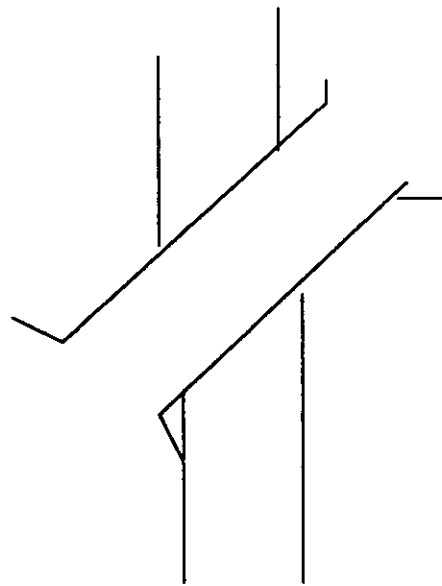
Los puentes se pueden construir con variados materiales y sistemas, por ejemplo existen puentes de madera, de estructura metálica, de concreto o combinados, además de que de acuerdo a sus usos, se pueden clasificar en puentes peatonales, vehiculares, para paso de instalaciones, etc.

Podemos clasificar los puentes de diferentes maneras, por ejemplo:

- Por la forma de efectuar el cruce se clasifican en:



Cruce Normal



Cruce Esviajado

- Según su material:

Piedra
Tabique
Concreto Armado
Concreto Ciclópeo

Concreto Presforzado

Acero

Combinados

- Por su Uso:

Para Caminos

Para Ferrocarriles

Para Canales

Para Instalaciones

Para Peatones

Para Vehículos

Estas son las Clasificaciones más representativas, ya que existen otras de acuerdo a su altura, su longitud, su condición (provisionales o definitivos), etc., y en ocasiones la clasificación que se haga de un puente en particular resulta estar relacionado con la percepción de cada persona, tanto por el tipo de clasificación, como por las dimensiones que se consideren, ya que lo que por ejemplo para unos es largo, para otros es mediano, o lo que para algunos es bajo, para otros ya es medianamente alto, por mencionar algunas características.

En este caso el puente tendrá un servicio para el paso de vehículos, es decir que se trata de un puente vehicular, dicho puente cuenta con una estructura construida a base de concreto armado, con un desarrollo de 554 metros.

De manera muy resumida las partes de un puente las podemos dividir en dos: la subestructura y la superestructura.

La superestructura la podemos considerar como toda aquella parte de la estructura del puente que se encuentra por encima del nivel del suelo, para este caso en la superestructura se localizan lo que son las columnas de apoyo de las trabes del puente, sobre las cuales se encuentra la superficie de rodamiento de los vehículos. De manera análoga, la subestructura se considera como toda aquella parte de la estructura del puente que queda por debajo del nivel del suelo, que es la parte a la que se enfocará principalmente el presente trabajo; es este caso la subestructura la forma la cimentación del puente. Un esquema de lo comentado se puede apreciar en la figura 1.6.

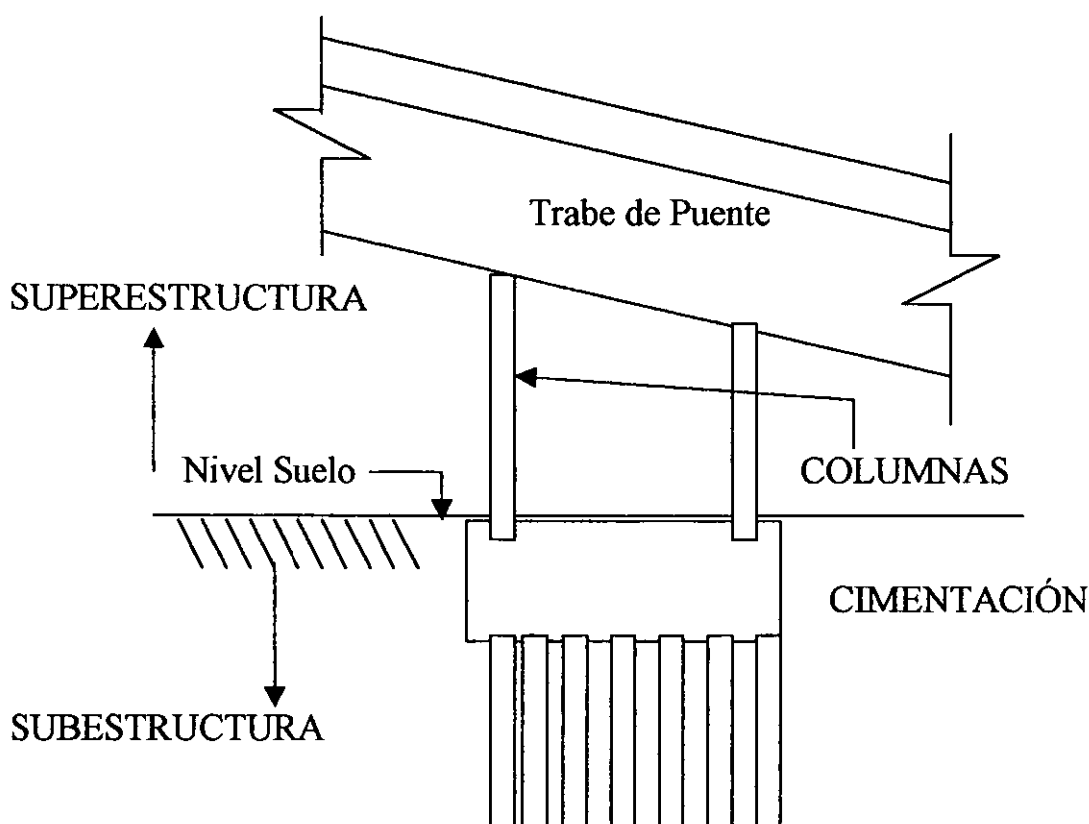


Figura 1.6

I.4-Etapas de un proyecto.

Para la mejor comprensión y desarrollo de un proyecto, es conveniente dividir las actividades en etapas, esta división por etapas nos da una clara idea del por qué en este caso, el desarrollo del proyecto fue llevado a cabo no sólo por una compañía, sino que una empresa fue la encargada de elaborar el proyecto y otra distinta la encargada de la ejecución del mismo.

La empresa encargada de la etapa de diseño del proyecto, determinó después de estudios de mecánica de suelos que el sistema de cimentación más adecuado, de acuerdo al tipo de suelo, sería el de la utilización de cajones de cimentación, apoyados sobre pilotes trabajando por fricción, además de que la DG COSTC, emitió una serie de especificaciones encaminadas a una ejecución más eficiente de la obra.

En este trabajo se tratará principalmente la etapa de construcción de la cimentación del puente, desde sus inicios hasta la terminación del cajón que culmina con la construcción de la losa tapa.

Esta obra tiene como objetivo resolver los problemas de circulación de vehículos por la avenida 661, ya que dicha circulación se vio afectada por las obras de la construcción de la línea B del Sistema de Transporte Colectivo METRO que pasa por la avenida 608 y cuya construcción interfirió con la circulación de la avenida 661.

Las etapas son:

-Etapa de Planeación

En esta etapa se analiza la naturaleza de la necesidad planteada, su objetivo es decidir si el proyecto continúa o no, el resultado de esta etapa es un estudio de factibilidad técnico-económica del proyecto, que es la base de decisión de continuar o no con las siguientes etapas.

-Etapa de Diseño

En esta etapa se detalla el cómo será satisfecha la necesidad, su objetivo es especificar el modo de solución, los resultados de esta etapa son los planos, los procedimientos técnico-constructivos y las especificaciones.

-Etapa de Construcción

En esta etapa se procede con la realización física de la etapa de diseño, su objetivo es el de materializar el satisfactor y su resultado es la obra, es decir, el satisfactor en sí mismo.

-Etapa de Operación y Mantenimiento

Aquí se trata de operar la construcción y mantenerla funcionando en condiciones aceptables, su objetivo es que el satisfactor cumpla con su cometido y su resultado es la satisfacción de la necesidad para la cual fue realizado el proyecto.

En el presente trabajo se pondrá especial interés en el procedimiento constructivo de la cimentación, pero cabe hacer mención que se dedica el primer capítulo a los estudios previos que se llevaron a cabo para poder llegar a obtener los resultados de la etapa de diseño.

1.5-Clasificación de cimentaciones

Las cimentaciones las podemos clasificar como cimentaciones superficiales, y cimentaciones profundas.

En realidad no existe de manera muy exacta un límite a partir del cual se pueda decir que una cimentación se considera como profunda o superficial, para nuestro caso consideraremos que una cimentación es superficial cuando el cociente de la profundidad de desplante de la cimentación (D) dividida entre el ancho de la misma (B) sea menor que la unidad, es decir:

$$\frac{D}{B} < 1$$

Esta cimentación, además del cajón, también cuenta con pilotes hincados de sección de 40 x 40 cm, a una profundidad de 30 metros en promedio, así que tenemos:

$$\frac{D}{B} = \frac{30}{0.4} = 75.0$$

por lo que se clasifica esta cimentación, como una **CIMENTACIÓN PROFUNDA**.

Por otro lado, se dice que una cimentación es 100% compensada cuando el peso del volumen del material que se extrae para la construcción de la cimentación, es igual al peso de la estructura que se construirá; cimentación semicompensada, cuando el peso de la estructura es mayor al peso del material extraído, y la cimentación conocida como sobrecompensada, cuando el peso de la estructura que se colocará es menor que el del material extraído, desde este punto de vista, se tratará de una cimentación semicompensada, pues el peso de la estructura rebasa el peso del material extraído.

1.5.1-Cimentaciones superficiales.

Dentro de este grupo podemos citar a las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación.

-Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son elementos estructurales que por lo general tienen forma cuadrada o rectangular, estos elementos estructurales se construyen por debajo de las columnas y tienen por objetivo el transmitir las cargas de las columnas al terreno en una mayor área de apoyo, disminuyendo así la presión de contacto sobre el suelo.

Por lo general las zapatas aisladas se construyen generalmente con concreto armado, ya que deben de ser capaces de resistir varias combinaciones de acciones, el área de apoyo de la base de la zapata aislada es función de la capacidad de carga del suelo y la carga que dicha zapata deberá de transmitir al suelo; un esquema de zapata aislada se aprecia en la figura 1.7.

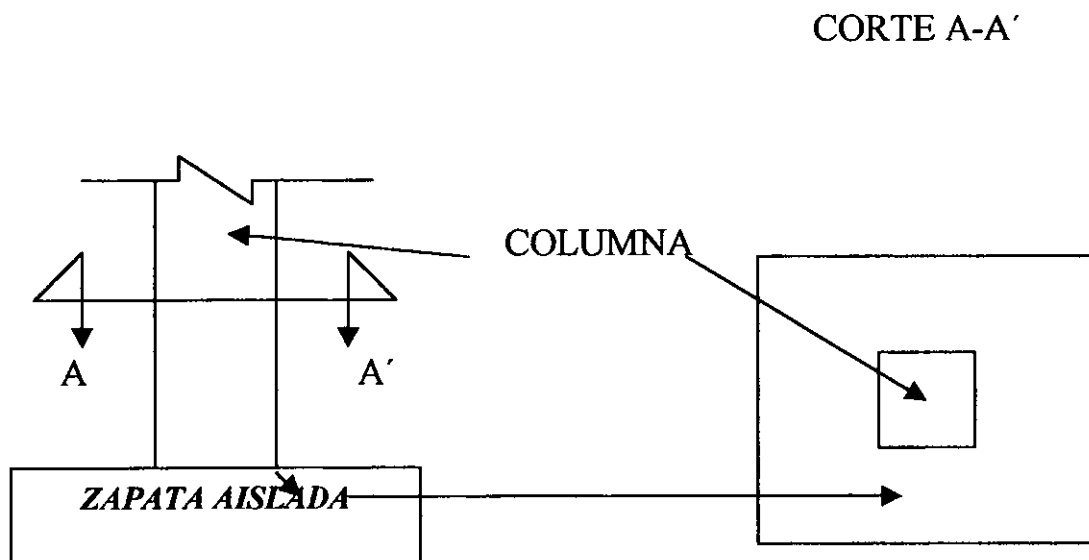


Figura 1.7

-Zapatas corridas

Cuando la zapata aislada no constituye una buena solución de cimentación, se recurre a una cimentación a base de zapatas corridas. Esta se caracteriza por que en una dirección de la planta de la estructura se alojan varias columnas, constituyendo un solo elemento.

Un ejemplo de cómo son las zapatas corridas se muestra en la figura 1.8

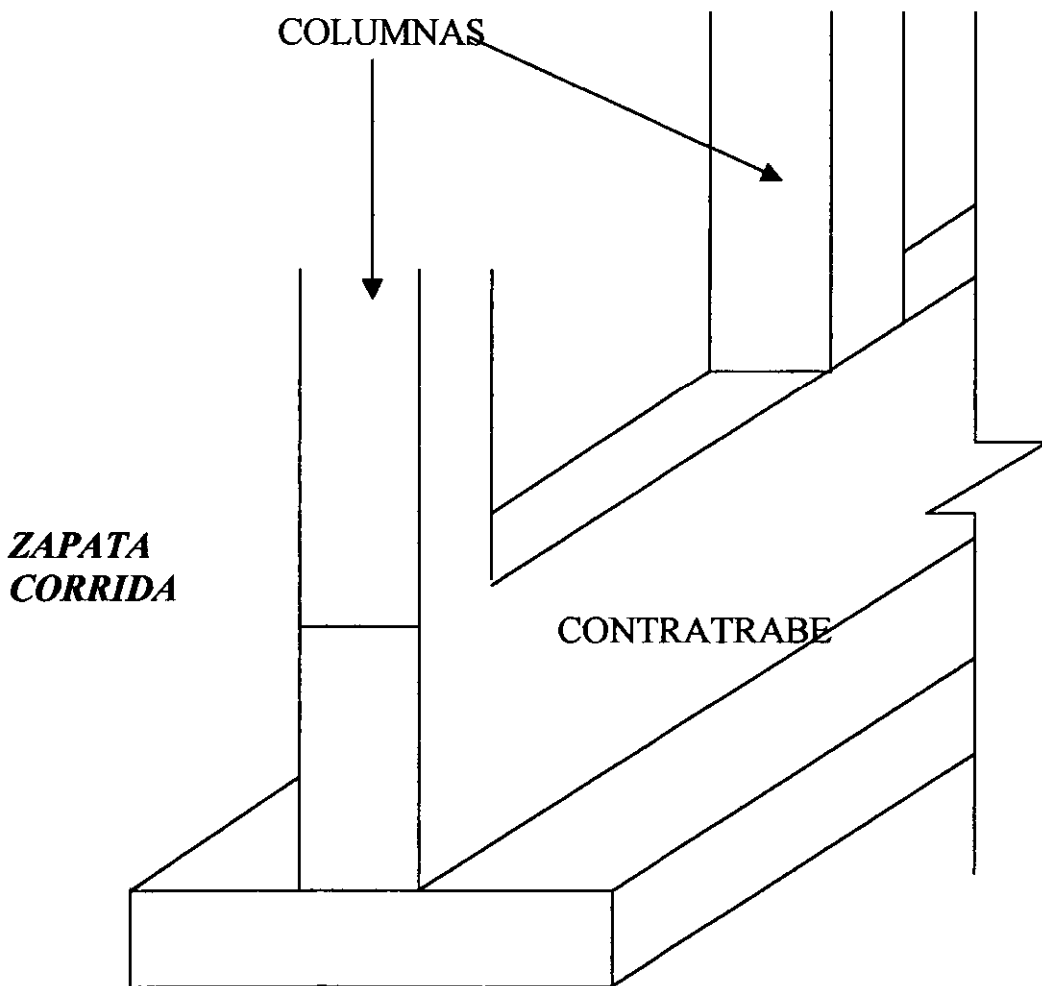


Figura 1.8

-Losa de cimentación

Cuando es insuficiente el área que proporciona una zapata corrida, es factible utilizar una losa de cimentación. Esto se justifica cuando es demasiado el traslape entre las diferentes zapatas o cuando el espacio que queda comprendido entre las mismas es pequeño.

Por lo general esta decisión depende mucho de la experiencia y el criterio del proyectista, ya que intervienen varios factores, como son el procedimiento constructivo, la economía de la obra, la ubicación de la misma, etc.

Un esquema de la llamada losa de cimentación se puede apreciar en la figura 1.9.

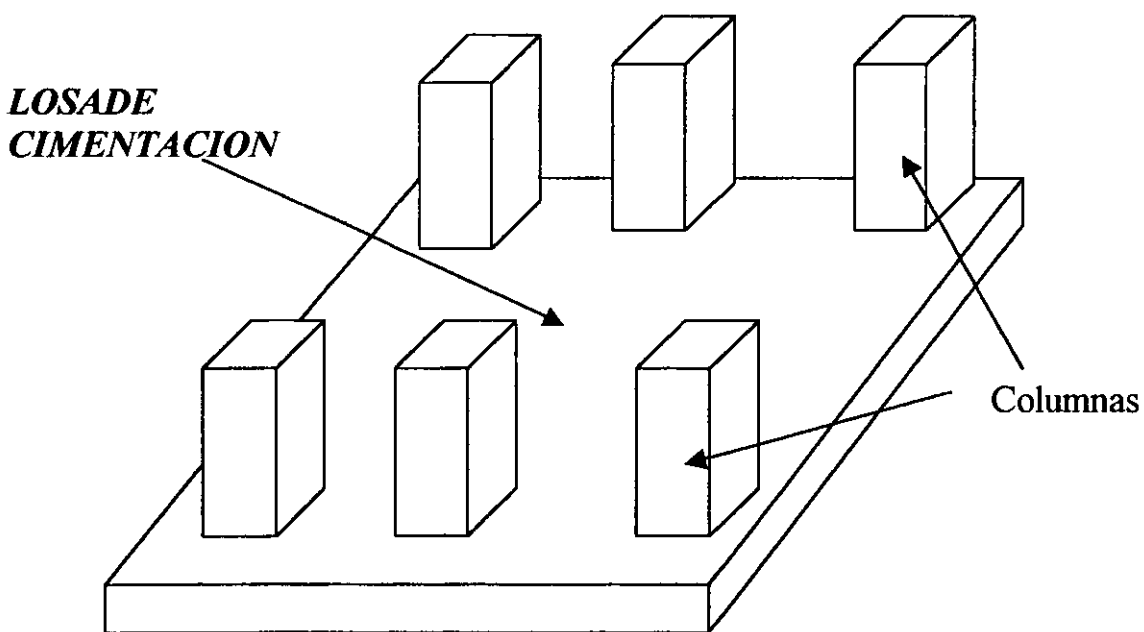


Figura 1.9

1.5.2-Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas son aquellas que se apoyan en estratos muy por debajo del nivel de terreno natural en los que se buscará tener una mayor capacidad de carga para soportar las solicitaciones transmitidas por la estructura, se utilizan cuando dicha capacidad de carga de los estratos poco

profundos es pequeña como para resistir las cargas transmitidas por la obra en cuestión.

Las cimentaciones profundas están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción y que se denominan pilas cuando su sección transversal es de gran tamaño y son colados en el lugar. En ocasiones, los pilotes pueden colocarse bajo zapatas, bajo losas o bajo cajones de cimentación (como en nuestro caso), y pueden combinarse con éstas de manera que la carga sea resistida en parte por el apoyo superficial y en parte por la cimentación profunda.

-Pilas de cimentación

La decisión de utilizar pilas de cimentación coladas en sitio, requiere de un cuidadoso estudio de las condiciones del subsuelo del sitio. Es importante tener mucho cuidado durante el procedimiento constructivo de las mismas, ya que aspectos como la presencia de boleos que interfieran con la perforación, la falta de cohesión necesaria para evitar el derrumbe de las paredes de la perforación o de la campana en el caso de pilas con ampliación en la base, o la concentración de filtraciones pequeñas en zonas permeables pueden tener un efecto decisivo en las posibilidades de formar una pila satisfactoria y económica.

Dependiendo de las filtraciones, se puede requerir de la utilización de lodos estabilizadores o ademes, para permitir el avance de la perforación sin derrumbes; si estos se presentan dificultan la preparación del fondo, en el colado y provocan contaminación del concreto fresco.

Una pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la misma función de una zapata, es decir, transmitir la carga de la superestructura al suelo, sin embargo, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas, es usualmente mayor que cuatro, es decir que $\frac{D}{B} > 4$.

Existen varios métodos para la construcción de pilas de cimentación. En uno se hace una perforación hasta el nivel de desplante de la pila de cimentación, y se construye la pila dentro del mismo. Estas perforaciones reciben el nombre de no ademadas.

A estas pilas de cimentación, como ya se mencionó se les puede construir en su parte baja unas campanas para aumentar el área de apoyo de las mismas, y con lo que se logra una menor presión sobre el suelo sobre el cual se están apoyando. Un esquema de una pila de cimentación lo podemos apreciar en la figura 1.10.

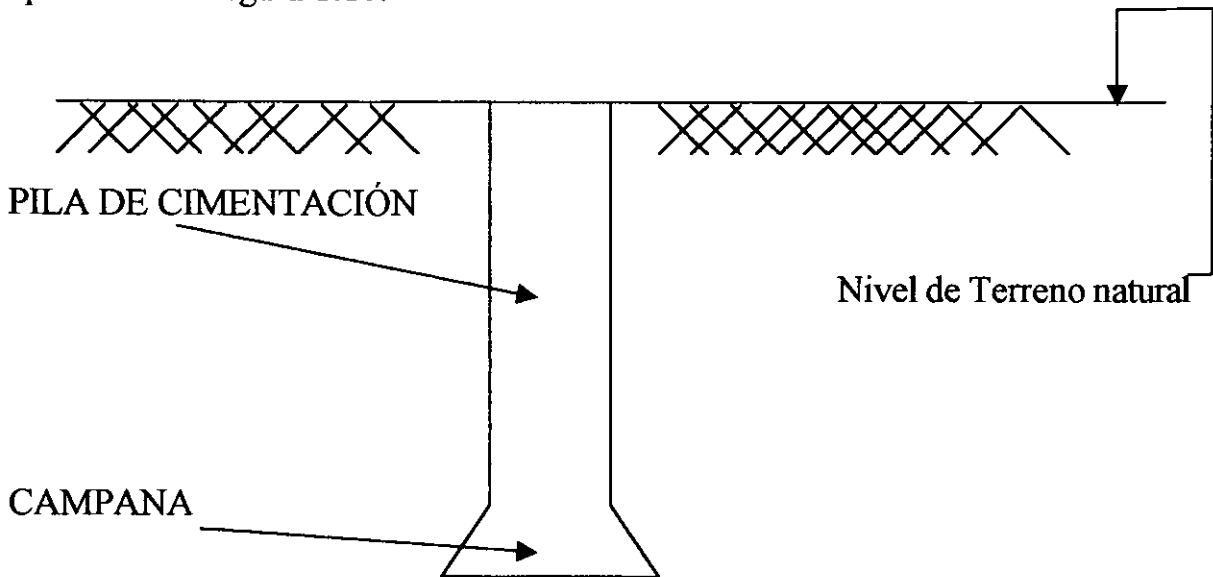


Figura 1.10

A continuación se describirá brevemente y de manera general el procedimiento constructivo de una pila de cimentación.

Una vez que se tienen ubicados los lugares donde se desplantarán las pilas y con la ayuda del personal de topografía se procede a la perforación haciendo uso, por ejemplo, de una draga con un bote de extracción rotatorio como herramienta de ataque.

Al momento que se llega al nivel de aguas freáticas se procede a colocar un ademe metálico cuya longitud debe abarcar desde el nivel del terreno natural hasta 0.5 metros por debajo del nivel de aguas freáticas.

En tanto que se continua con la excavación se introduce lodo bentonítico para que sirva como ademe de las paredes de la excavación. Acto seguido, se continúa con la introducción del armado de acero de la pila de cimentación para su posterior colado. Cuando se tiene colocado en su totalidad el armado, es entonces que se inicia el proceso de colado, para el cual en primer lugar se introduce una tubería, denominada "tremie". Esta tubería

tendrá la función de conducir el concreto desde la olla hasta su destino final, además de que tiene la característica de estar construida por secciones, lo cual permite un desensamble a medida que avanza el colado (figura 1.11).

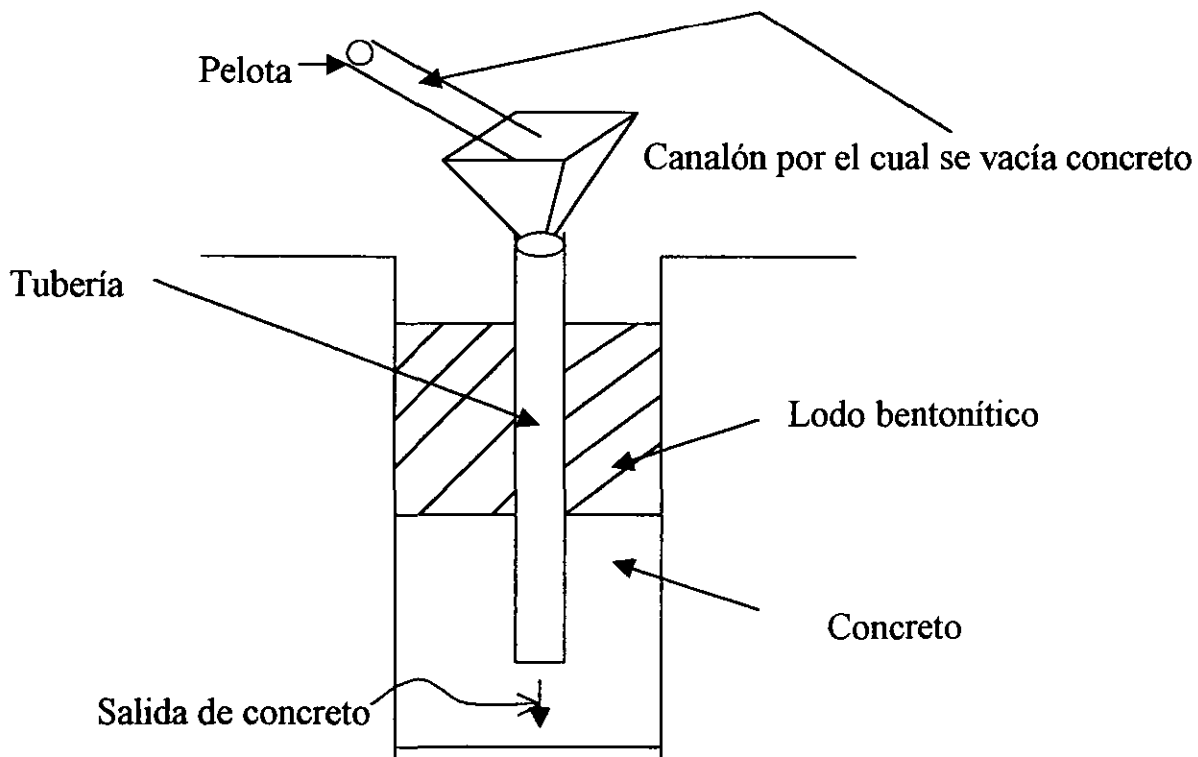


Figura 1.11

Se pone en primera instancia una pelota de hule para que al vaciar el concreto, se evite su segregación, al salir por la parte inferior del tubo; el concreto se sigue vaciando por la tubería, como ésta se encuentra llena, no se tiene problemas de segregación del concreto. Se prosigue con el colado y se procura mantener siempre la tubería dentro de la mezcla de concreto, para que el concreto no se contamine con el lodo bentonítico. Se continua con el proceso hasta que se llega al nivel proyectado de colado de la pila de cimentación.

-Pilotes

Cuando el suelo situado al nivel en el cual se desplantaría normalmente una zapata o incluso una losa de cimentación es poco resistente o muy compresible como para poder proporcionar un soporte adecuado a la estructura, las cargas se transmiten a un estrato más competente, generalmente a mayor profundidad, por medio de pilotes. Los pilotes son aquellos elementos estructurales con un área transversal pequeña comparada con su longitud, que tienen la función de transmitir las cargas de la estructura a un estrato profundo de buena capacidad de carga.

Debido a que en campo difícilmente se logra que un pilote se coloque exactamente en un lugar, tal que no se provoquen ciertas excentricidades, en lo que a la transmisión de la carga se refiere, se ha hecho necesaria la utilización de arriostramientos (contratraveses), los cuales generalmente son en dos direcciones, aun cuando en ocasiones no es tan necesario la utilización de tales elementos, su uso depende de las características de cada proyecto, por ejemplo, los grupos que contienen tres o más pilotes están provistos con cabezales de concreto reforzado y se pueden considerar como estables sin necesidad de utilizar las contratraveses. En la figura 1.12 se ilustra un pilote de concreto reforzado tal como los que se usarán en el presente trabajo.

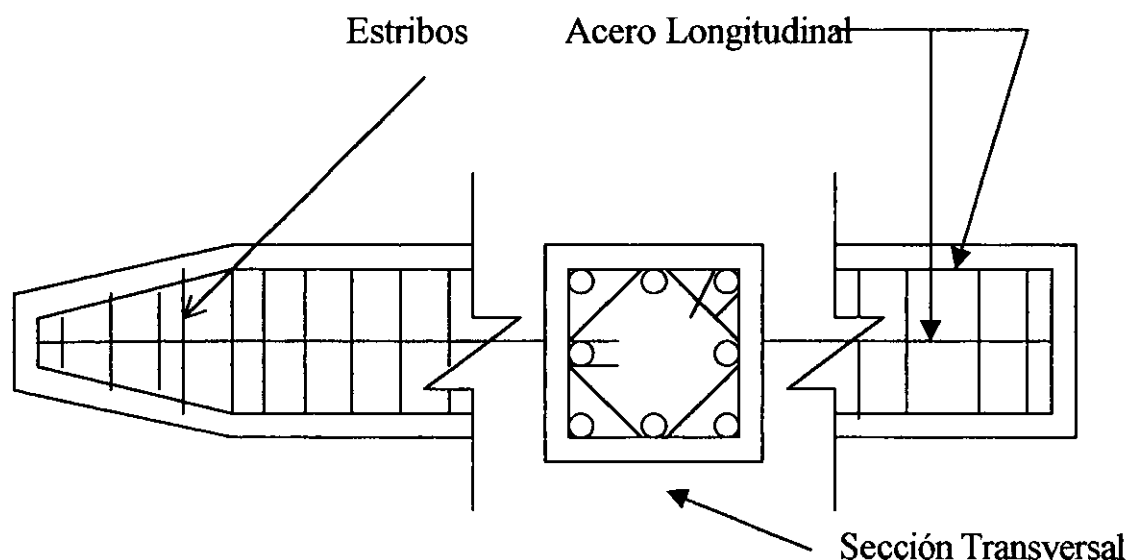


Figura 1.12

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños y de formas, así como de distintos materiales, esto con la finalidad de adaptarse a los requisitos particulares que se presentan en cada tipo de obra.

Existen por ejemplo pilotes de madera, que bajo ciertas circunstancias nos pueden proporcionar cimentaciones seguras y económicas, su tamaño está limitado por el propio tamaño de los árboles de los que se dispone. Uno de los inconvenientes de los pilotes de madera es que estos no soportan grandes esfuerzos debidos al hincado, pudiéndose presentar pandeo o fractura de los mismos.

A pesar de que los pilotes de madera pueden durar mucho tiempo cuando están rodeados permanentemente por un suelo saturado, éstos se pudren arriba de la zona de saturación, además de que son susceptibles a daños por insectos y termitas. Los pilotes de madera en aguas estancadas o saladas, también están sujetos al ataque por parte de varios organismos marinos que afectan su desempeño.

Otro tipo de pilotes son los de concreto, estos pueden dividirse en dos categorías: los colados en el lugar y los llamados precolados.

Dentro de los pilotes colados en sitio existen de muchos tipos, estos se diferencian por su forma de ser colados. El pilote tipo Franki, se construye hincando un tubo de pared gruesa en el terreno al interior del cual se coloca concreto seco, dejando caer el martinete de hincado directamente sobre el tapón de concreto, se fuerza al concreto a penetrar en el suelo. El tubo que sirve de ademe al pilote se saca progresivamente mientras se añade concreto que se golpea con el martinete hasta terminar con la construcción del pilote.

En el caso de los pilotes precolados, éstos se fabrican de muchas formas, un tipo muy común que se utiliza en puentes y edificios es como el que se muestra en la misma figura 1.12. Estos pilotes, deben de utilizar un refuerzo para soportar su manejo hasta que estén listos para su hincado, y deben además de estar reforzados para resistir esfuerzos causados por el hincado. Cuando se ha subestimado la longitud necesaria del pilote, resulta tardado el prolongarlos, y si su longitud se ha sobreestimado, resulta también tardado el cortarlos, por lo que se pueden utilizar pilotes precolados seccionados, los cuales pueden variar su longitud (figura 1.13).

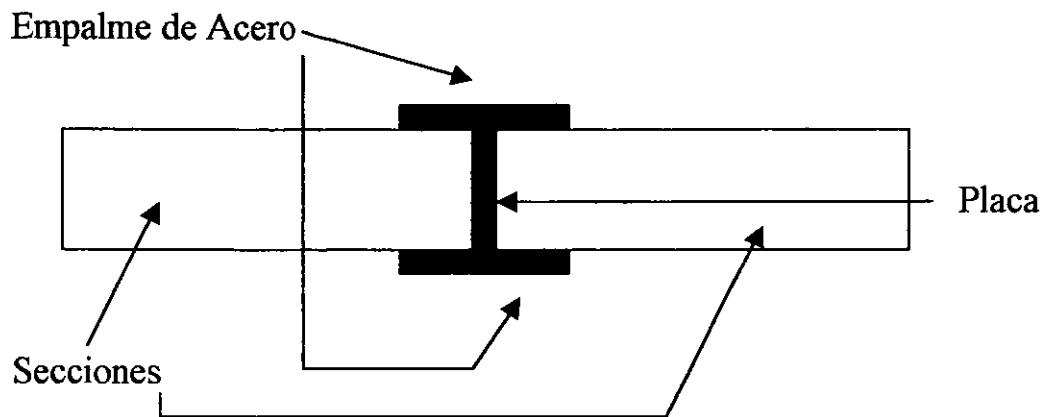


Figura 1.13

Este tipo de pilotes pueden utilizarse arriba o abajo del nivel de aguas freáticas, generalmente sufren muy poco deterioro, sin embargo, elevadas concentraciones de magnesio o de sulfato de sodio pueden llegar a producir deterioro y requerir precauciones especiales en la selección de un material diferente, las sales en el agua de mar y la misma humedad marina, atacan el refuerzo en los pilotes a través de las grietas en el concreto pues comienza la formación de óxido en el pilote.

Otro tipo de pilotes son los de acero, pudiendo ser un tubo de acero usualmente relleno de concreto después de hincado. También hay perfiles de acero H los cuales son muy utilizados cuando las condiciones de hincado son muy severas y se requieren longitudes muy grandes o las cargas de trabajo son muy elevadas.

Los perfiles de acero H penetran más fácilmente en el terreno que otros tipos, en parte por que desalojan relativamente poco material. En consecuencia se utilizan frecuentemente para alcanzar un estrato de buena capacidad de carga a gran profundidad. Estos pilotes de acero están sujetos a la corrosión, el deterioro puede resultar muy pequeño si todo el pilote esta enterrado en una formación natural, pero puede ser intenso debido al oxígeno que queda atrapado en algunos rellenos.

Un ejemplo del refuerzo para la punta del pilote H se muestra en la figura 1.14

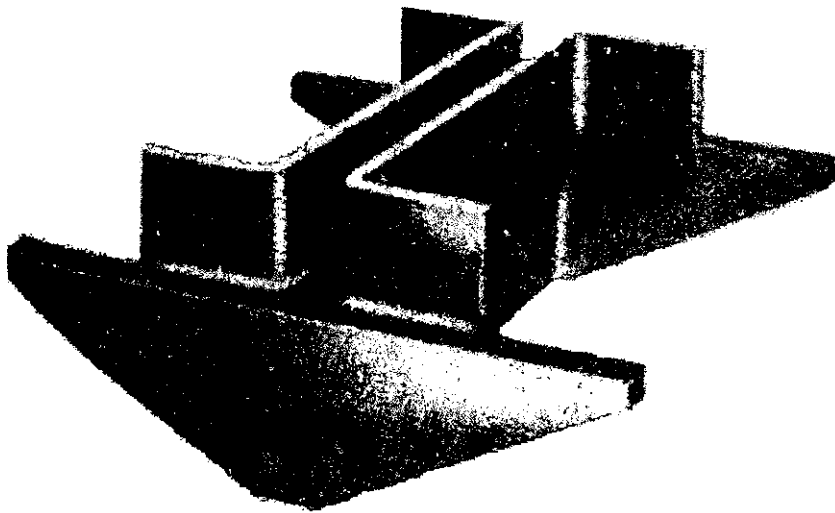


Figura 1.14

-Cajones de cimentación

Los cajones de cimentación son estructuras que se construyen a base de celdas huecas, cuya finalidad es el ahorro de material y reducir el peso de la cimentación. Estos cajones de cimentación por lo general tienen forma de paralelepípedo.

Un esquema de lo que sería un cajón de cimentación se muestra en la figura 1.15

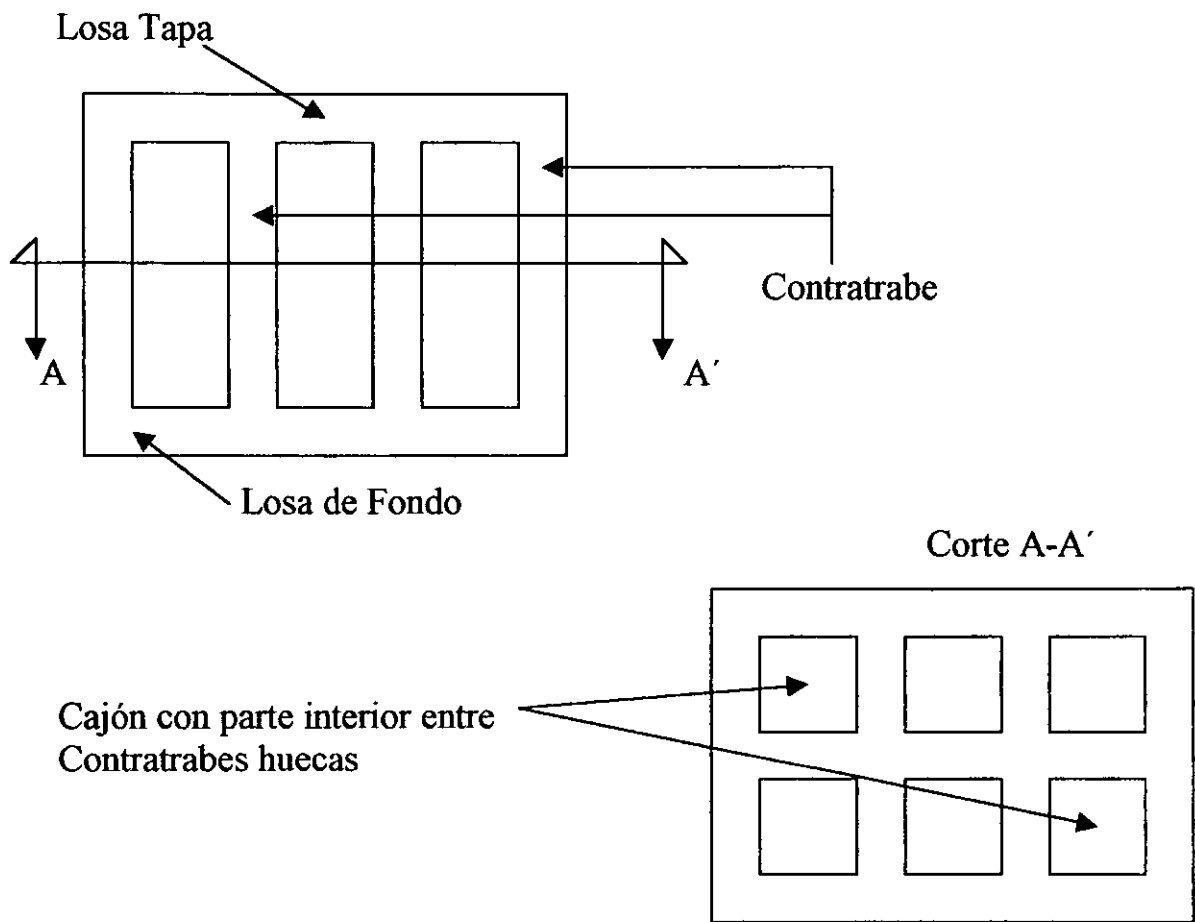


Figura 1.15

Generalmente el cajón de cimentación se apoya de manera directa en un estrato al cual se le transmitirán las cargas de la estructura, en nuestro caso y como ya se pudo indicar en la figura 1.6, el cajón de cimentación se apoyará en los pilotes que a su vez son los que transmitirán la carga al suelo.

II
ESTUDIOS
PRELIMINARES A LA
REALIZACIÓN DE
CUALQUIER PROYECTO

II. ESTUDIOS PRELIMINARES A LA REALIZACIÓN DE CUALQUIER PROYECTO.

	Pag.
II.1 Estudio de mecánica de suelos.....	27
II.1.1 Programa de exploración y muestreo.....	27
II.1.1.1 Muestreo y Sondeos.....	27
II.1.2 Propiedades del subsuelo.....	31
II.1.2.1 Características hidráulicas del sitio.....	31
II.1.2.2 Estratigrafía de la zona de obra.....	34
II.1.2.3 Características del suelo en la zona de obra.....	35
II.1.2.4 Resultados de sondeo de cono en la zona de obra.....	37
II.1.2.5 Diagrama de esfuerzos.....	37
II.2 Aspectos de Análisis y Diseño.....	38
II.2.1 Solicitaciones en puentes.....	38
II.2.2 Carga viva en puentes.....	40
II.2.3 Descripción conceptual del modelo de análisis (modelación de la superestructura y la subestructura).....	41
II.2.4 Descripción conceptual del diseño estructural de los elementos que conforman la superestructura y la subestructura de la obra.....	53

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES A LA REALIZACIÓN DE CUALQUIER PROYECTO.

II.1- Estudio de mecánica de suelos.

Con la finalidad de realizar una buena obra, se hace necesaria la ejecución de varios estudios previos para poder conocer diversas características del lugar en donde se va a ejecutar la obra, y con estos datos tener la posibilidad de efectuar un proyecto que satisfaga las necesidades y requerimientos para las cuales fue solicitado de la manera más eficiente y económica posible. Son muchos los estudios que se tiene que realizar, por ejemplo, de impacto ambiental, de factibilidad económica, estudios de tránsito, estudio de modificación de instalaciones existentes, etc. En este caso se describirá de manera general el estudio de mecánica de suelos que se llevó a cabo para conocer las características del subsuelo sobre el cual se va a construir la obra.

II.1.1 –Programa de exploración y muestreo.

Para conocer las condiciones estratigráficas del sitio se realizaron sondeos profundos utilizando la herramienta de penetración estándar y muestreo inalterado mediante tubos de pared delgada.

II.1.1.1-Muestreos y sondeos

Muestreo con Tubo de Pared Delgada.-En este tipo de sondeo lo que se utiliza como herramienta para muestrear es precisamente un tubo de pequeño espesor, el cual se hinca a presión, a velocidad constante.

Esto se hace con la finalidad de obtener muestras lo menos alteradas posibles, ya que hablar de muestras que no estén alteradas es algo erróneo, debido a que como siempre es necesaria la utilización de alguna herramienta para extraer el material, ésta inevitablemente alterará el estado de esfuerzos en su vecindad. Por otro lado, la remoción de la muestra del muestreador al llegar al laboratorio produce inevitablemente otro cambio en los esfuerzos, pues la fase líquida deberá trabajar a tensión y la fase sólida a compresión en la medida necesaria para con esto evitar la expansión de la muestra, originalmente confinada en el suelo y ahora libre.

Por lo anteriormente descrito, cuando en el campo de la mecánica de suelos se suele hablar de las muestras inalteradas, se deberá de entender que

en realidad se está hablando de un tipo de muestra obtenida mediante cierto procedimiento buscando hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en sentido literal.

En la figura 2.1 podemos apreciar uno de los muestreadores de pared delgada más usado que permite obtener muestras poco alteradas, a este tipo de tubo se le llama "muestreador tipo Shelby" indicado en los reportes como SH.

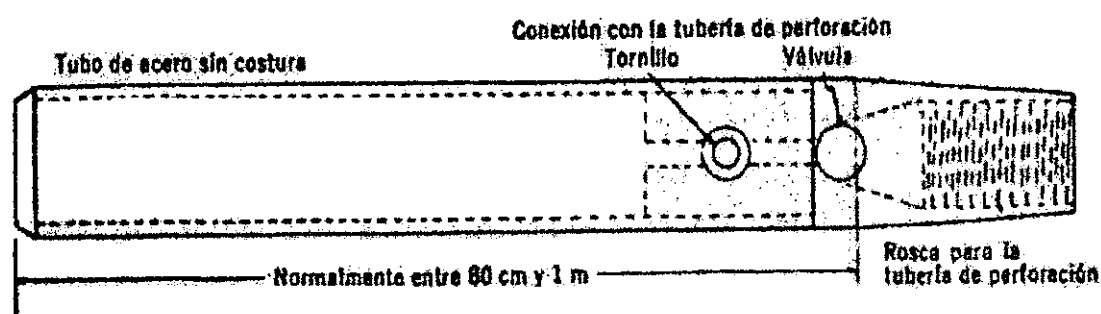


Figura 2.1

Sondeo por el Método de Penetración Estándar.- Se han ideado varios métodos para investigar la consistencia de los depósitos cohesivos o la compacidad relativa de los granulares, la mayoría de estos métodos se basa en la medida de la resistencia que ofrece el suelo al avance de un aparato que se denomina penetrómetro estándar, indicado en los reportes como ST.

Si se empuja el penetrómetro uniformemente en el suelo, el procedimiento se llama de penetración estática. Por otro lado, si se encaja a golpes se llama prueba de penetración dinámica. Se han diseñado muchas variedades de penetrómetros, en este caso se tratará del penetrómetro estándar, que además de darnos una medida de la resistencia al esfuerzo cortante a través del número de golpes, también proporciona muestras del suelo. En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que es la característica fundamental respecto a su comportamiento

mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea de la resistencia a la compresión simple.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la figura 2.2. Normalmente el penetrómetro es de media caña, para facilitar extracción de la muestra que haya penetrado en su interior.

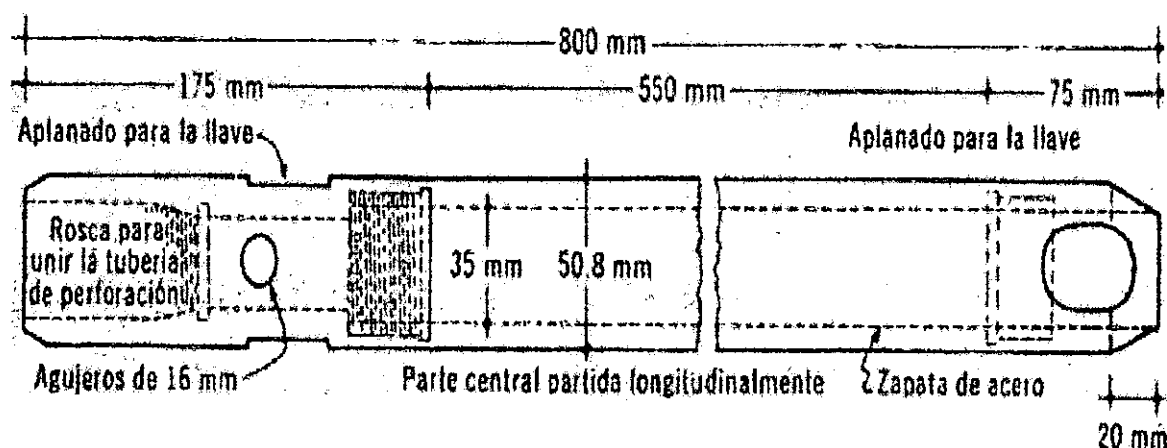


Figura 2.2

El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete 63.5 kg. (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm (1 pie). El martinete es hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea de un trípode y dejado caer desde la altura antes mencionada contra un ensanchamiento de la tubería de perforación. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior, el cual constituye la muestra alterada representativa del suelo en estudio. La utilidad e importancia de la prueba de penetración estándar radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad con el ángulo de fricción interna ϕ en arenas, y la consistencia de las arcillas con su valor de resistencia a la compresión simple.

Sondeo por el Método de Penetración Cónica.- Una prueba similar a la de penetración estándar es la de penetración cónica, en la cual se hace penetrar una punta cónica y se mide la resistencia que ofrece el suelo a la penetración de dicha punta. Existen varios tipos de puntas cónicas como las que se muestran en la siguiente figura 2.3.

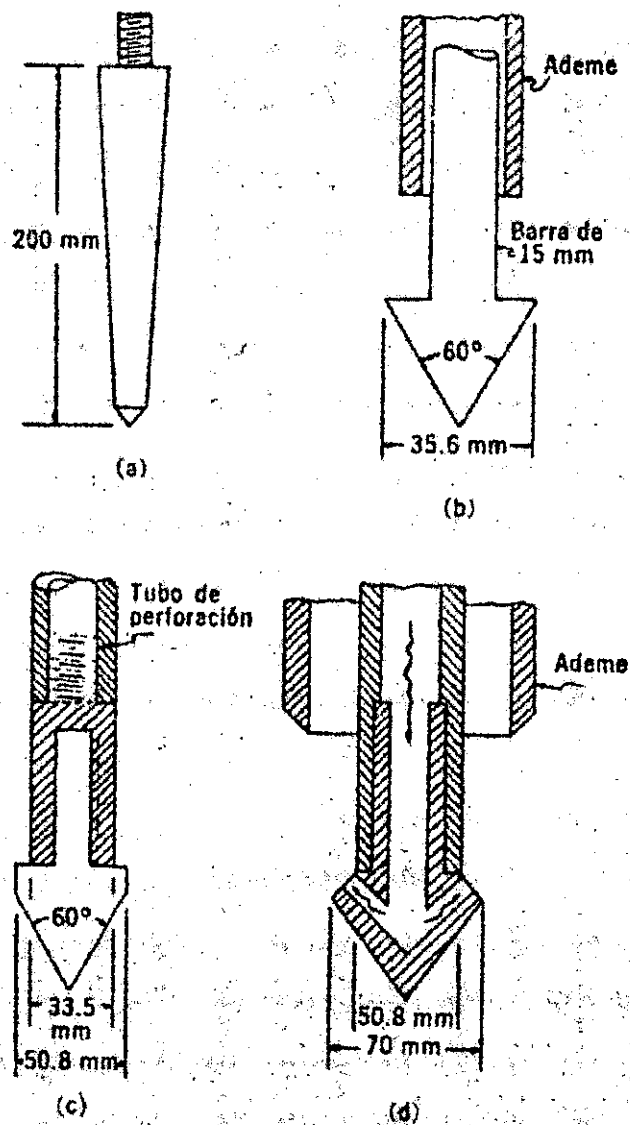


Figura 2.3

La punta *a* se llama de Tipo Danés, la tipo *b* se llama de tipo holandés, la tipo *c* para ensaye dinámico y la tipo *d* de inyección.

II.1.2-Propiedades del subsuelo.

Para la determinación de las propiedades del subsuelo, se hicieron sondeos cuya ubicación se realizó dentro de la zona de influencia del puente, tanto a las muestras alteradas como inalteradas, se les determinaron las propiedades índice más importantes a saber como:

- a) Contenido Natural de Agua.
- b) Peso Volumétrico Natural
- c) Densidad de Sólidos
- d) Límites de Consistencia

II.1.2.1- Características hidráulicas del sitio.

Mediante la utilización de aparatos conocidos como piezómetros se pudieron conocer las características hidráulicas del sitio.

Piezómetros abiertos.

Un piezómetro en su forma más simple es un tubo cuyo extremo inferior es poroso, y se coloca en el suelo a la profundidad a la que se desee medir la presión existente en el agua. Si el nivel de equilibrio de la columna de agua contenida en el tubo es igual al nivel de aguas freáticas, querrá decir que, en ese punto medido la presión en el agua es la correspondiente a la condición hidrostática.

Por otro lado, una columna de agua que equilibre la presión en la parte baja del tubo que sea mayor al nivel freático, indica la presencia de una presión mayor a la de la condición hidrostática, pudiéndose calcular de manera directa a partir del desnivel observado en la columna de agua. De forma similar, una presión en el agua menor que la hidrostática se reconocerá por una columna de agua equilibrante que alcanza una menor altura que la correspondiente al nivel freático. A los piezómetros que fueron descritos anteriormente se les conoce con el nombre de piezómetros abiertos, por otro lado, existen otro tipo de piezómetros llamados neumáticos.

Piezómetro neumático

Estos al igual que los abiertos permiten conocer la presión del agua o también denominada presión de poro a una cierta profundidad, midiendo directamente la presión que se ejerce por parte del agua sobre una membrana o diafragma. En construcciones instrumentadas para control, este piezómetro sirve para monitorear los cambios de presión de poro conforme se desarrolla el procedimiento constructivo de la obra. En esta obra se instalaron para los estudios previos piezómetros que arrojaron las siguientes lecturas según la figura 2.4

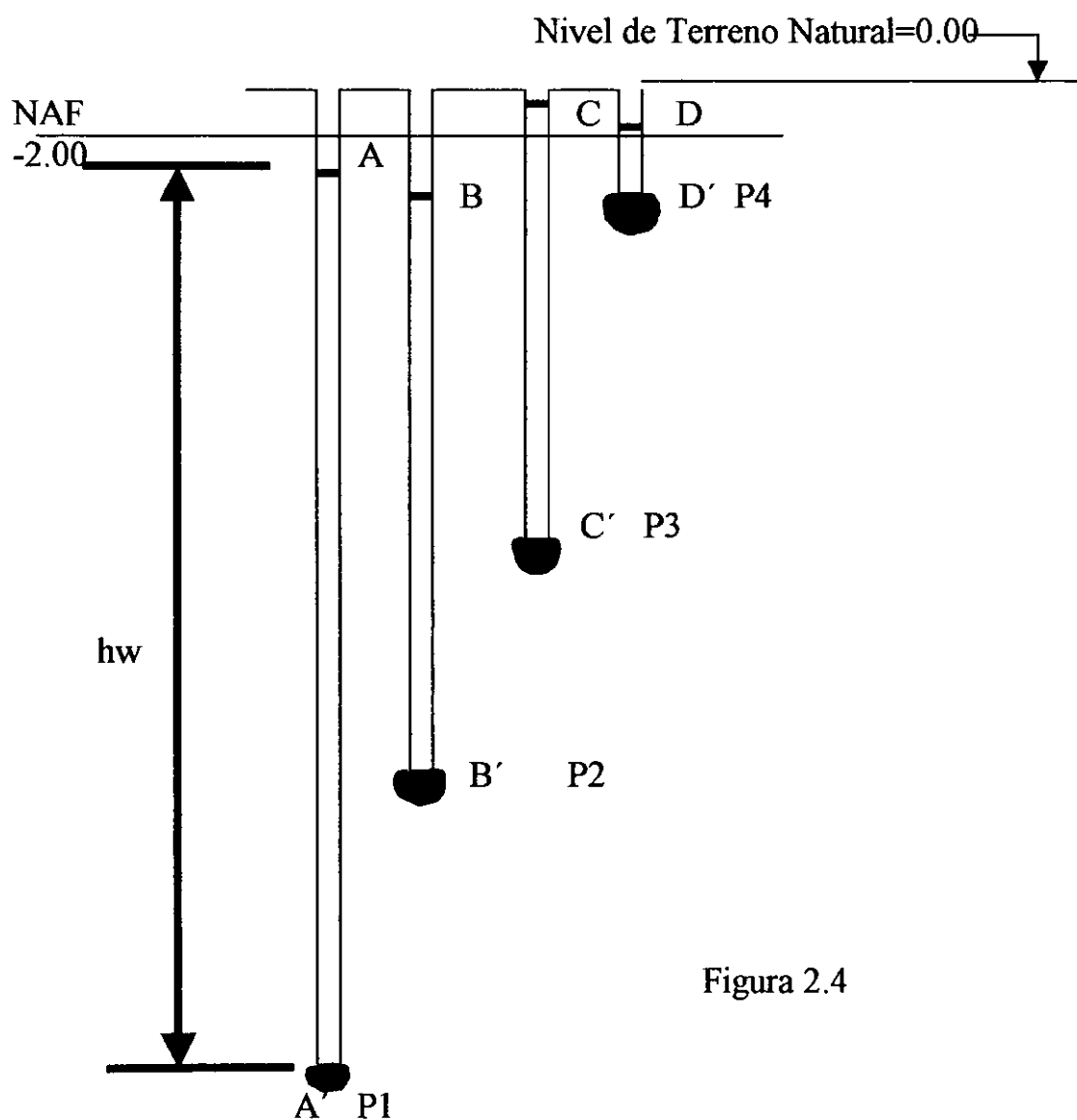


Figura 2.4

Tomando como cero el nivel de terreno natural, se pusieron cuatro piezómetros en la estación piezométrica, denominados P1 a P4, a las profundidades que van desde A' , hasta D' y se tomaron las medidas de las alturas de la columna de agua (hw) desde A hasta D, obteniéndose los siguientes datos de la tabla T2.1:

Piezómetro	Prof. de Instalación (m)	Prof. de Lectura (m)	Altura de Col. de agua hw (m) :
1	A' = -56.75	A = -2.37	54.38
2	B' = -43.4	B = -3.24	40.16
3	C' = -26.3	C = -1.41	24.89
4	D' = -8.0	D = -1.98	6.02

Tabla T2.1

Una vez realizados los estudios previos como los mencionados anteriormente se dan los resultados de los mismos con la finalidad de que se tenga información relativa al sitio donde se va a realizar la obra y como ya se mencionó, se pueda tener una proyección mas eficiente y económica de la obra.

Uno de los resultados más importantes es la estratigrafía del lugar. En nuestro caso la estratigrafía que se encontró fue una costra superficial formada por rellenos de material orgánico. Después se encontraron arcillas de color gris y café oscuro con rastros de materia orgánica la cual se le denominó como Formación Arcillosa Superior o FAS, seguida por materiales limo arenosos poco arcillosos color gris verdoso que se presume es la Primera Capa Dura, inmediatamente después se encontró un lente de arena color gris claro y ceniza volcánica, al término de dicho lente se encontró nuevamente arcilla, esta vez de color gris y verde oscuro con pocos limos, a la que se nombró como Formación Arcillosa Inferior o FAI, finalmente se encontró limo arenoso color gris verdoso con ceniza volcánica.

II.1.2.2-Estratigrafía de la zona de obra

Las muestras de suelo fueron obtenidas mediante la utilización de un penetrómetro estándar y de un tubo Shelby, además de que se contó también con un sondeo utilizando el cono.

La estratigrafía se puede apreciar en la figura 2.5

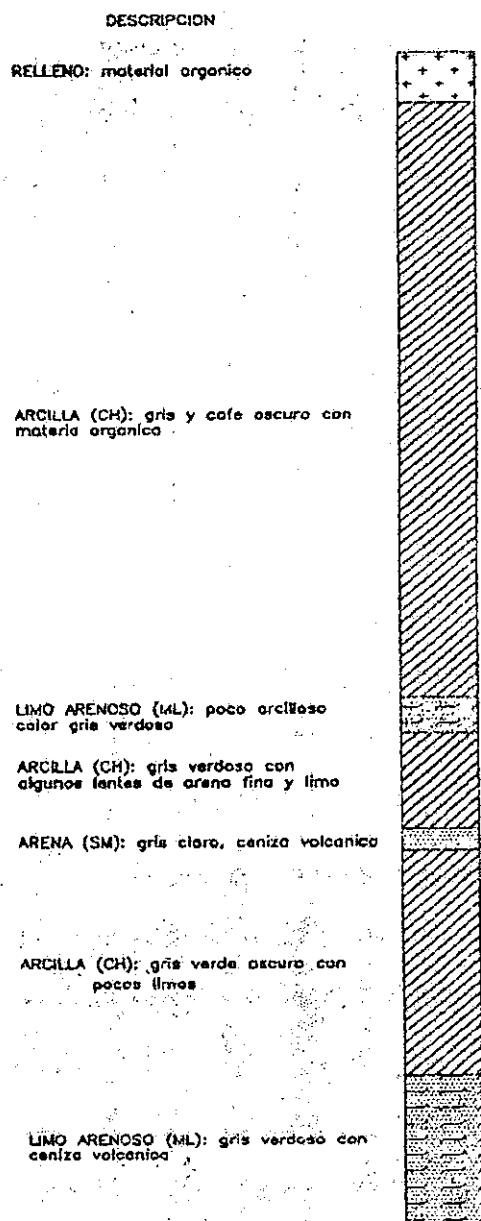


Figura 2.5

La estratigrafía del sitio se puede resumir como sigue (tabla T2.2)

ESTRATO	INICIO (m)	TÉRMINO (m)	ESPESOR (m)	DESCRIPCIÓN
A	0	2.60	2.6	Relleno: material orgánico
B	2.6	33.1	30.5	ARCILLA (CH): gris y café oscuro con materia orgánica
C	33.1	35.0	1.9	LIMO ARENOSO (ML): poco arcilloso color gris verdoso
D	35.0	39.7	4.7	ARCILLA (CH): gris verdoso con algunos lentes de arena fina y limo
E	39.7	40.7	1.0	ARENA (SM): gris claro, ceniza volcánica
F	40.7	52.2	11.5	ARCILLA (CH): gris verde oscuro con pocos limos
G	52.2	60.0	7.8	LIMO ARENOSO (ML): gris verdoso con ceniza volcánica

Tabla T2.2

II.1.2.3-Características del suelo en la zona de obra

Una vez que se han extraído muestras del subsuelo, se les pueden realizar varias de las pruebas antes descritas con la finalidad de conocer y

cuantificar tanto sus propiedades índice como mecánicas necesarias para el diseño geotécnico de la cimentación. En la figura 2.6 se pueden apreciar las propiedades índice y mecánicas encontradas a diferentes profundidades en los sondeos:

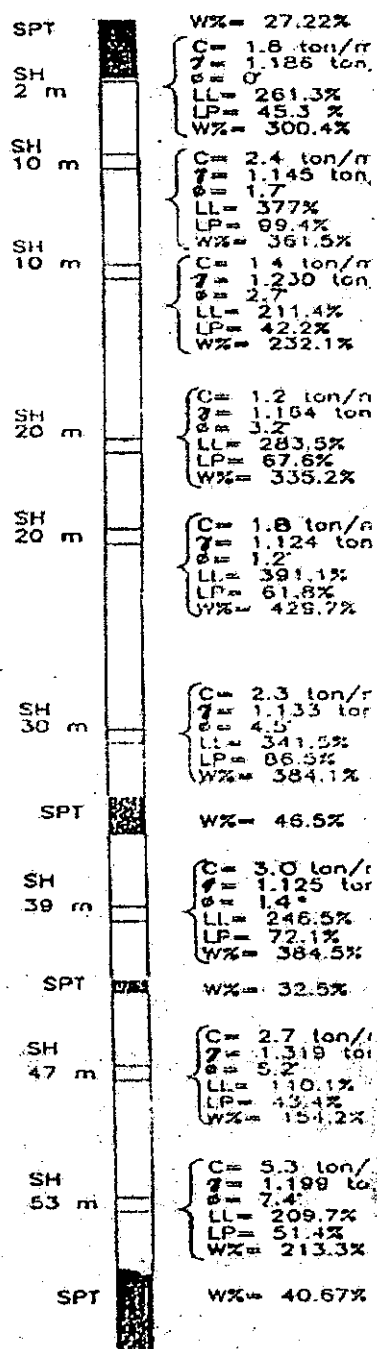
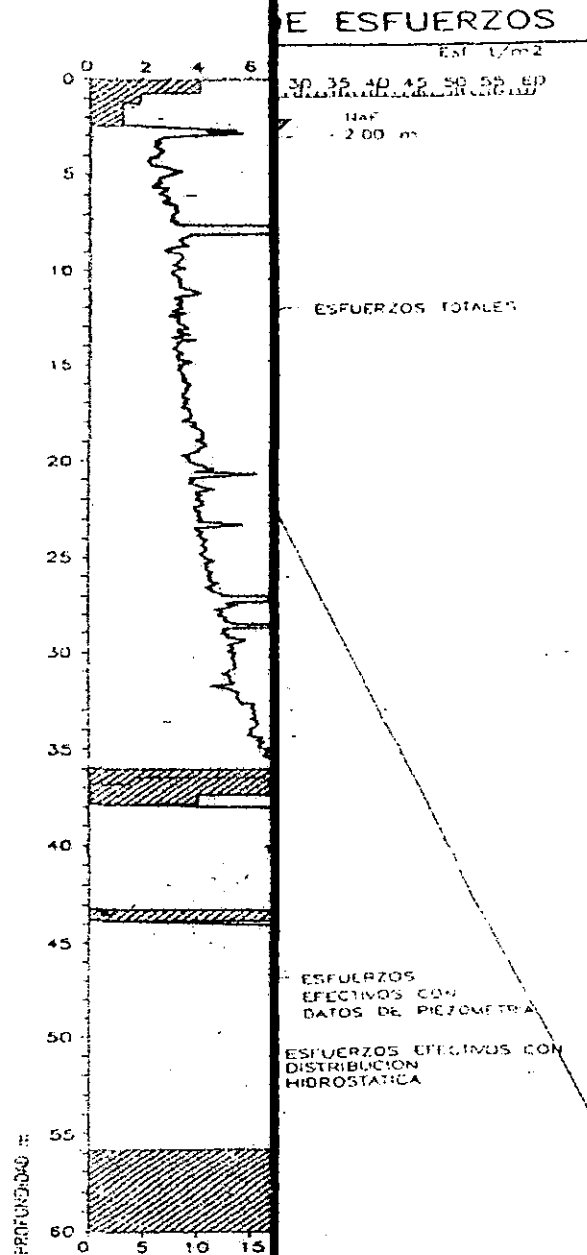


Figura 2.6

II.1.2.4 -Resultados del Sondeo de C

ce de los suelos del sitio y tomando en
También fueron realizados se lugar, se construyen los diagramas de
resultados obtenidos se reportan en efectivos.

diagrama.



F
a 2.8

II.2 - Aspectos de análisis y diseño.

Resulta siempre importante para el constructor tener al menos una noción de los aspectos de diseño que se tomaron en cuenta para la obra que se va a ejecutar, con la finalidad de que al presentarse algún tipo de imprevisto durante la ejecución, lo que implica una toma de decisiones en el momento y lo más rápido posible (encaminadas a modificar de alguna manera la estructura), se esté conciente de los cambios que tales decisiones podrían provocar al comportamiento de la estructura. Esto no significa que el ingeniero responsable de la construcción de la obra se encargue de su diseño o lo tenga que revisar en su totalidad; una mala decisión, en lugar de favorecer un buen comportamiento de la estructura, podría provocar un efecto contrario. Por esto sólo se mencionarán algunos aspectos del diseño del puente, sin entrar a mayores detalles.

II.2.1 – Solicitaciones en puentes.

En primer lugar, y una vez diferenciadas las partes de un puente como son la superestructura y la subestructura, se mencionarán las fuerzas o solicitaciones que actúan sobre la superestructura y que son transmitidas a la cimentación. Las principales fuerzas son:

- Peso propio de la estructura.
- Carga viva
- Carga por impacto
- Carga de viento sobre la superestructura (longitudinal y transversalmente)
- Carga por arranque y frenaje.
- Fuerza sísmica.
- Fuerza centrífuga
- Fuerza del viento sobre la carga viva y la estructura (en sentido normal y paralelo al puente)

El peso propio del puente depende del tipo de estructura en si, es decir, el peso se calcula a partir del material del cual se conformará el puente, ya sea de madera, metal, o como en este caso de concreto armado. Por otro lado, la carga viva depende del tipo de vehículos que se espera vayan a transitar por el puente, esto dependiendo de la reglamentación de cada lugar.

Otras cargas como son por ejemplo las de impacto, se representan mediante un factor $1 + I$ que multiplica a la carga viva donde :

$$I = \frac{15}{L + 37.5} \leq 0.3$$

donde L es la longitud del claro entre los apoyos del puente en metros.

Existen como ya se mencionó, cargas por frenado y por arranque, las cuales de manera general se toman en conjunto como un 20% de la carga ocasionada por el peso del vehículo que se esté considerando para el cálculo. Para efectos de diseño, AASHTO, considera la posibilidad de existencia de dos diferentes grupos de estructuras con sus correspondientes combinaciones de carga.

Grupo 1 .- Estructuras en las que rige la condición de carga vertical, para las cuales la carga última de diseño es

$$W_u = 1.3 \left[D + \frac{5}{3} (L + I) \right]$$

para la cual:

D= Carga Muerta

L= Carga Viva

I= Carga por Impacto

Grupo 2 .- Estructuras para las cuales predomina la condición de carga horizontal.

$$W_u = 1.3(D + EQ + L)$$

donde:

EQ= carga por Sismo.

Esto, además del estudio que se hace de cargas bajo el criterio de líneas de influencia, en la cual se estudia a la estructura para una condición de carga móvil.

En algunos lugares el empuje por viento se calcula como el producto de una presión unitaria de 150 kg/m^2 aplicada sobre el área de la superestructura y sobre la carga viva, y por el coeficiente 1.5 (presión normal). Cabe hacer notar que para carga viva se omite el coeficiente de 1.5, y el empuje por viento longitudinal es en ocasiones un 50% de la presión normal sobre la superestructura. El coeficiente que se aplica a la carga viva depende del proyectista, ya que algunas personas no toman en cuenta el empuje longitudinal de viento ya que el área es muy reducida. Por otro lado, la fuerza centrífuga aparece cuando en el puente se presenta una curva. La carga por sismo es importante tomarla en cuenta, sobre todo cuando se encuentra la obra en zona de alta sismicidad como es nuestro caso.

Existen también otras acciones que deben ser tomadas en cuenta para el diseño, ahora en la subestructura, como son por ejemplo, los empujes horizontales de tierra, algunas sobrecargas provocadas por estructuras vecinas y subpresión, por nombrar algunas.

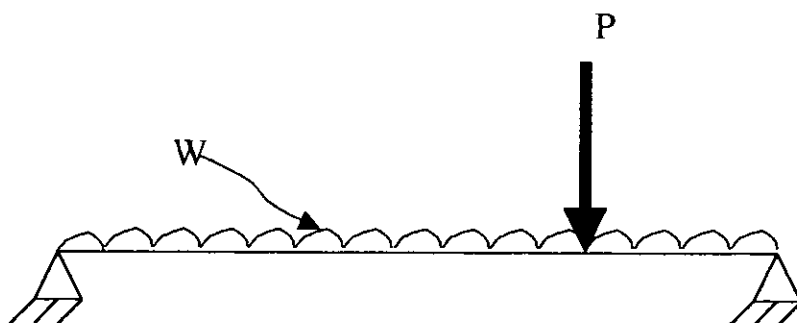
Otras de las cargas ambientales a considerar, dependen del lugar donde se construya la estructura, como son por ejemplo la carga por granizo o incluso por nieve, además de que el procedimiento constructivo es de vital importancia para el cálculo de la estructura, sobre todo para puentes de grandes claros, voladizos sucesivos, empuje desde una orilla. Para el caso de las trabes, la manera en que se va a izar el puente debe ser tomada en cuenta en su diseño.

II.2.2 – Carga viva en puentes

Comúnmente, los valores que son asignados a las cargas vivas en puentes, corresponden a vehículos idealizados que pretenden representar efectos de tráfico desfavorables. En México, normalmente se utilizan los valores proporcionados por el “American Association of State Highway and Transportation Officials”, mejor conocido por sus siglas como AASHTO y significa en español Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transportes.

Este criterio considera un grupo de cargas concentradas que coinciden con los ejes de las ruedas de un vehículo particularmente pesado, mas un segundo grupo de cargas que corresponde a un gran número de vehículos menos pesados que se representan con una carga uniformemente repartida equivalente.

El modelo de análisis de las condiciones de carga viva en puentes se representa de la siguiente manera como se presenta en la figura 2.9:



W = Carga uniformemente repartida

P = Carga concentrada

Figura 2.9

El análisis se efectúa colocando la carga P en el lugar que se encuentre resulte ser el más desfavorable utilizando el criterio conocido como de líneas de influencia, y así se proporcionen los elementos mecánicos máximos que serán utilizados para la etapa de diseño

II.2.3 – Descripción conceptual del modelo de análisis (modelación de la superestructura y la subestructura)

Una vez establecidas las cargas que actuarán sobre el puente, podemos comenzar con la etapa de análisis estructural, entendiendo por la misma, el proceso por el cual se determinan los elementos mecánicos a los que se

sujetará la estructura, tales como momento flexionante, carga axial, fuerza cortante, momento torsionante, y los desplazamientos y giros.

En principio, se debe de tomar en cuenta que para el caso de esta estructura se definieron dos tipos de traveses, por un lado las llamadas traveses de apoyo (TA) y las traveses centrales (TC).

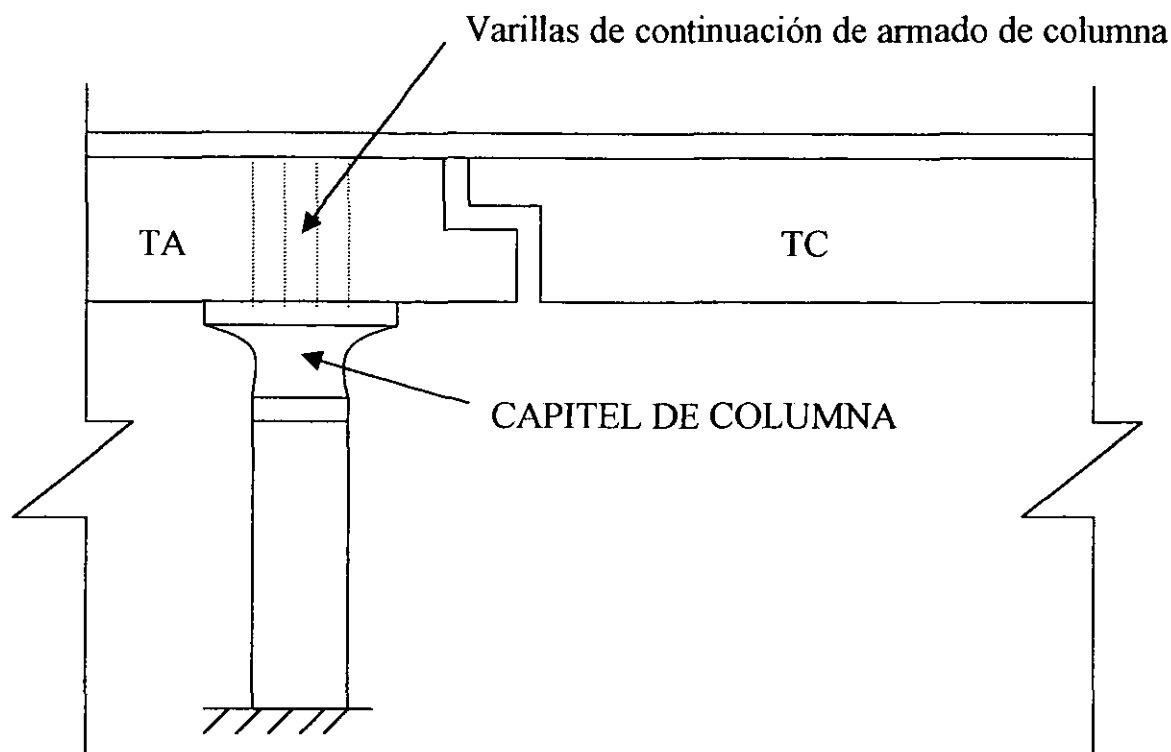


Figura 2.10

Como su nombre lo indica, la trabe de apoyo (TA), es aquella que se apoya directamente en las columnas, como se puede apreciar en la figura 2.10, la TA tiene una preparación para recibir posteriormente a la TC, la cual se denominó de este modo debido a que es la trabe que queda precisamente en el centro del claro existente, entre los apoyos principales que son las columnas de cada cajón de cimentación.

En el momento de colocar las traveses de apoyo en las columnas y de colocar posteriormente las TC, se tiene un sistema estructural que forma un marco, pero en este instante, dicho sistema de marcos cuenta sólo con articulaciones en las uniones entre las columnas y las TA del mismo.

Por otro lado, las cargas que transmiten las TC hacia las TA se discretizan como fuerzas concentradas (P), cuyo valor depende de varios factores como son por ejemplo, la geometría, el peso propio, la carga viva considerada, etc. En figura 2.11 se muestra el modelo estructural considerado.

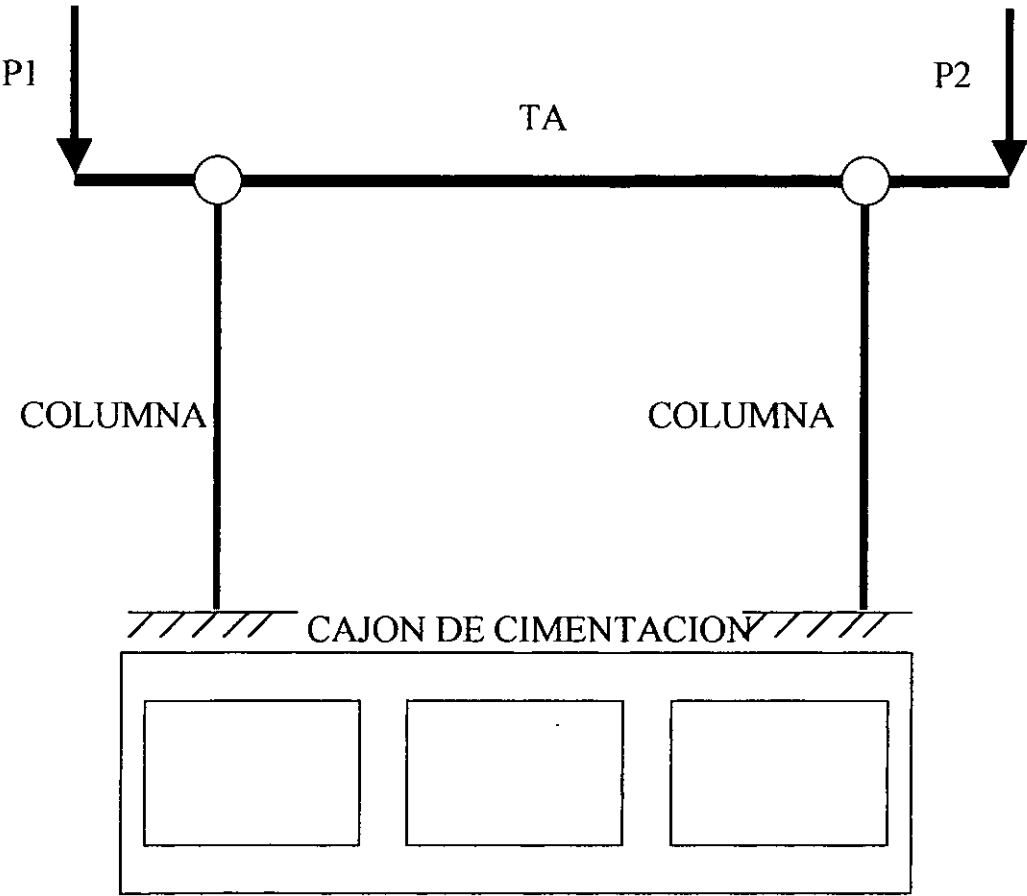


Figura 2.11

Con la finalidad de rigidizar el marco, la parte superior de la columna cuenta con varillas que se dejaron sobresalir por encima del nivel del capitel, operación que fue posible gracias a los orificios con que cuentan las traveses de apoyo para su montaje.

Posteriormente la parte donde entra la TA y se monta sobre la columna, se cuela con concreto a fin de lograr un apoyo rígido

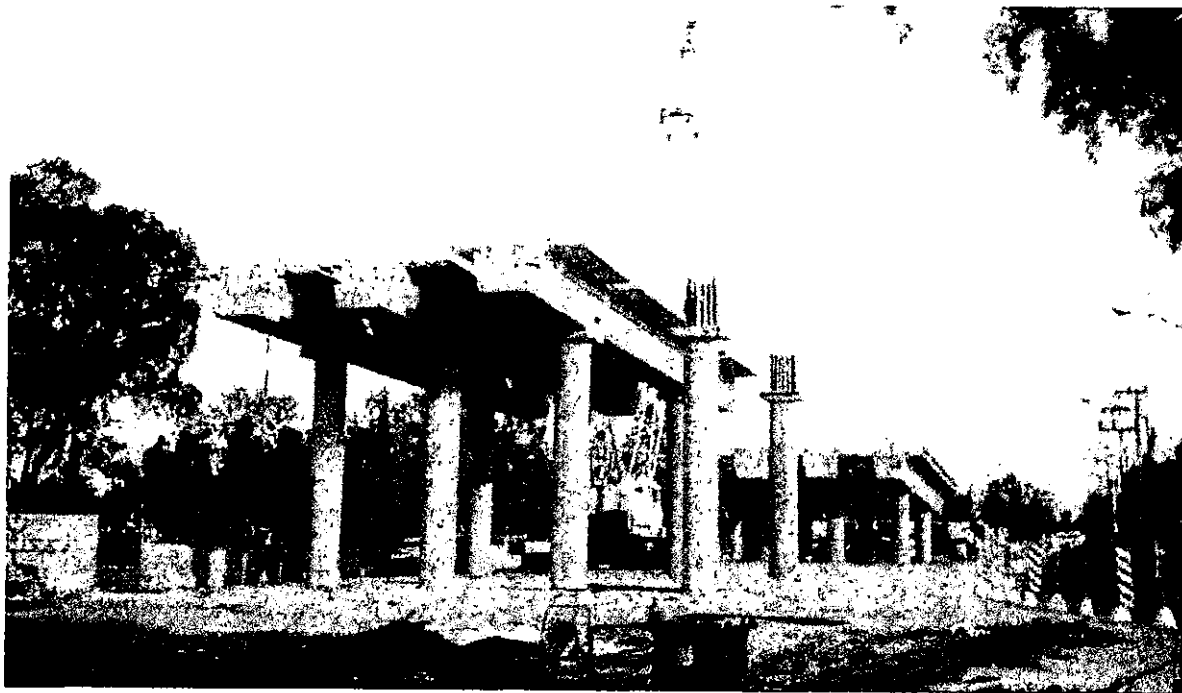


Figura 2.12

En la figura 2.12 se muestra físicamente el marco explicado cuando se montan las TA sobre las columnas.

En ella se observa que entre las traveses de apoyo queda un espacio en el cual se deberá colocar un cabezal cuya función es rigidizar el marco resultante en el sentido transversal al puente. En la figura 2.13 se muestra el armado del cabezal entre dos traveses, que posteriormente será cimbrado y colado.

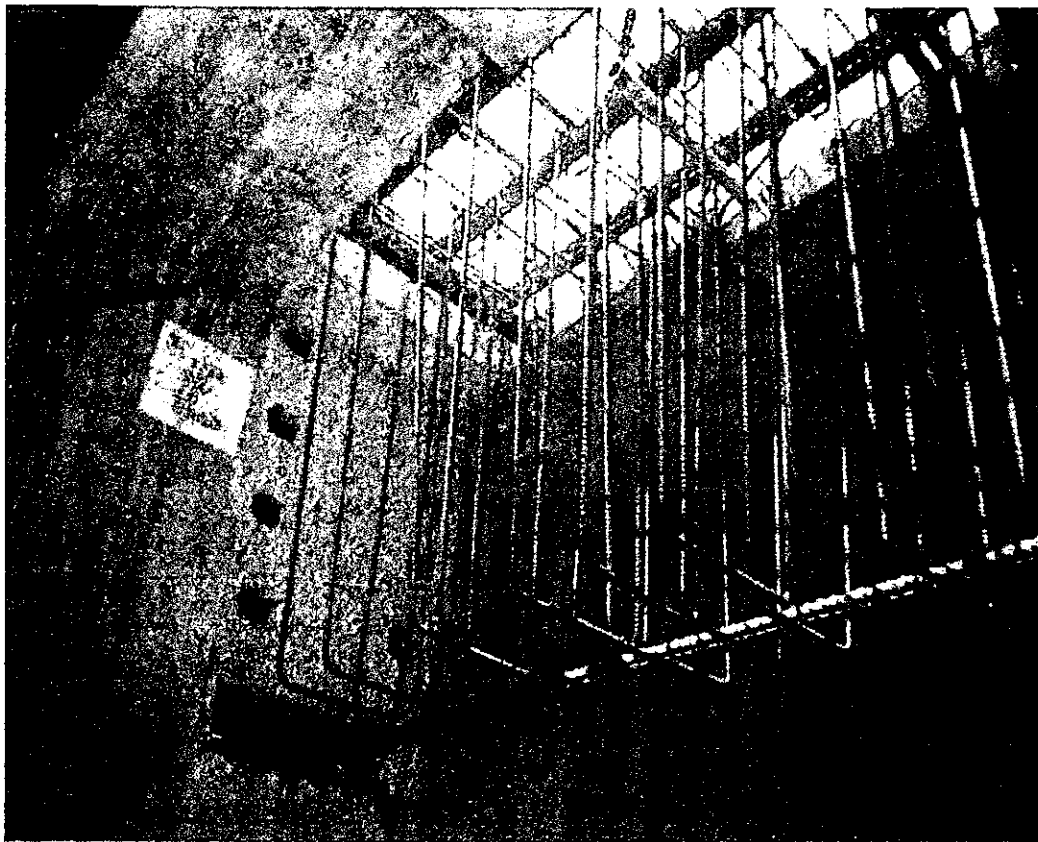


Figura 2.13

Una vez colado el cabezal se tiene la formación de un sistema de dos marcos que se encuentran trabajando en conjunto, por un lado el marco que forman las columnas con el cabezal que une a las TA, ese marco es llamado “Marco de Rigidez”, es el que toma los efectos de sismo principalmente.

El otro marco que se forma, llamado de sostenimiento de cargas, es el que toma principalmente las cargas vivas y muertas, ejemplos, de la carpeta, y de la trabe, el de los vehículos en consideración, el peso propio, etc.

Con base en lo descrito, el modelo de análisis estructural queda como se muestra en la figura 2.14.

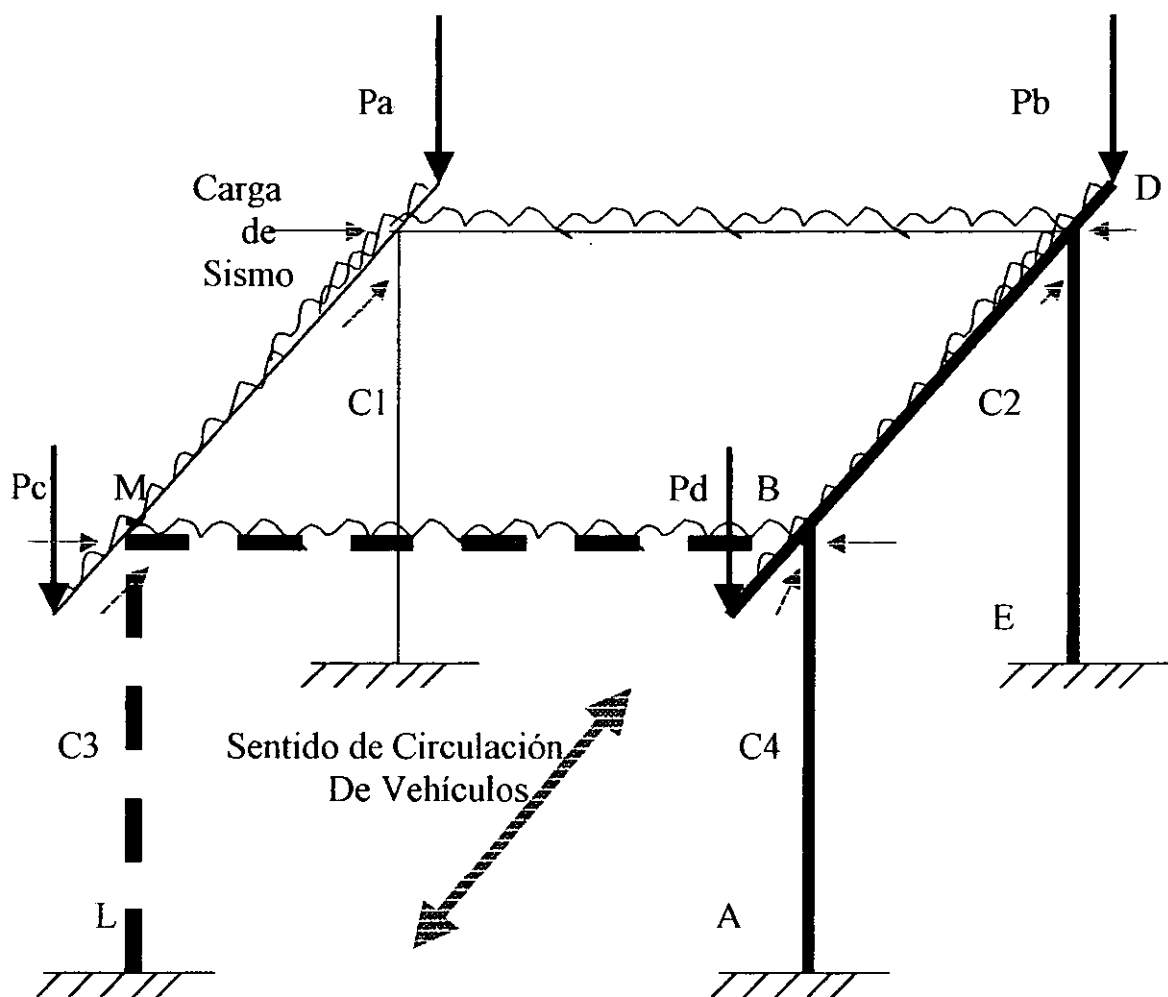


Figura 2.14

El marco formado por ABDE es el llamado marco de sostenimiento de cargas, mientras que por su lado, el marco formado por LMBA es el llamado marco de rigidez, y las cargas que se consideran uniformemente repartidas se indican a lo largo de la línea que idealiza tanto la trabe TA como el cabezal de rigidez entre marcos. Las cargas P_a , P_b , P_c y P_d , son las que generan las TC que se apoyan en las TA, así se llega al modelo de análisis de la superestructura, cuyos resultados permitirán el diseño estructural de cada elemento constitutivo del sistema.

Una vez realizada la bajada de cargas y obtenidos los elementos mecánicos que se tienen en la base de las columnas, se comienza con el proceso de idealización para construir el modelo de análisis de la cimentación.

Como se mencionó con anterioridad, el estudio de mecánica de suelos permitió caracterizar el subsuelo de la zona, a partir de sus propiedades índice y mecánicas tales como: contenido de humedad, peso volumétrico, resistencia a la compresión simple, etc.

De manera general, se considera en primera instancia la ubicación física de la obra, pues el entorno alrededor del cual se va a desarrollar la misma puede llegar a ser un factor determinante para el diseño de la cimentación, esto se refiere al rubro de las obras que se tuviesen que realizar para la construcción de la cimentación, en otras palabras, las obras inducidas. Se revisa entonces que no existan obras que interfirieran con la construcción de la cimentación, por ejemplo se revisa por donde se tiene tubería tendida de PEMEX, o de TELMEX o de algún otro concepto, así como la red de alcantarillado, pues por ejemplo si debajo de donde se pretende hacer la cimentación se encuentra un colector, deberán de tomarse las medidas correspondientes a ese caso, pues las consecuencias de desviar, o de cancelar el colector podrían ser severas al modificar el régimen hidráulico, por ello el estudio de obras inducidas es fundamental en el diseño de la cimentación.

Una vez revisada la ubicación física del puente y las obras inducidas, se estudian las diferentes posibilidades de cimentación, tomando en cuenta las descargas en la base de las columnas y las condiciones del subsuelo del sitio.

Como ya se mencionó en su oportunidad, y de acuerdo a la zonificación del RCDF y a sus NTCDCC, la obra se ubica en la zona III, conocida también como zona del lago. De manera general, el subsuelo del sitio esta constituido por una costra superficial de espesor variable entre 0 y 3 metros, después se encuentra la formación arcillosa superior (FAS), de un espesor variable de entre 30 a 33 metros, la sigue después una capa dura con espesor de entre 2 y 4 metros, y por ultimo se encuentra la formación arcillosa inferior (FAI), cuyo espesor aproximado es de 11 m..

Tomando en cuenta los diferentes factores involucrados en el diseño geotécnico de la cimentación, tales como, solicitaciones, propiedades mecánicas de los suelos del sitio, hundimiento regional, etc., la solución de cimentación será un cajón rígido con pilotes trabajando por fricción.

De acuerdo a la normatividad vigente (RCDF), las cargas tendrán que ser tomadas únicamente por los pilotes, despreciando la aportación del cajón de cimentación en el contacto suelo-losa de fondo. Debido además a los problemas de hundimiento regional que experimenta esta zona (23 cm/año), no se consideró la opción de utilizar pilotes que trabajen por punta, pues se conoce que aproximadamente el 60% del hundimiento regional ocurre en la FAI, mientras que el restante ocurre en la FAS, lo que provocará que la estructura emerja, lo cual afectaría de manera determinante su funcionamiento. Si se quisiera realizar una cimentación 100% compensada, el volumen de excavación que se tendría que llevar a cabo sería muy grande y profunda, muy por debajo del NAF, lo cual trae consigo problemas tanto constructivos como económicos, así que el criterio que se toma es que se compensa con la excavación del suelo únicamente lo que pesa el cajón. Se propone entonces una sección de pilote, cuyo perímetro multiplicado por su largo nos proporciona el área lateral, la que a su vez se multiplica por la cohesión del suelo y nos da la capacidad de carga del pilote.

En la figura 2.15 se muestra una esquematización de un pilote hincado en una zona con ciertos estratos, cada uno de estos estratos tiene una cohesión “c” distinta, así que por ejemplo para este caso, la longitud total “L” del pilote la podemos subdividir en tres longitudes ℓ_1 , ℓ_2 y ℓ_3 .

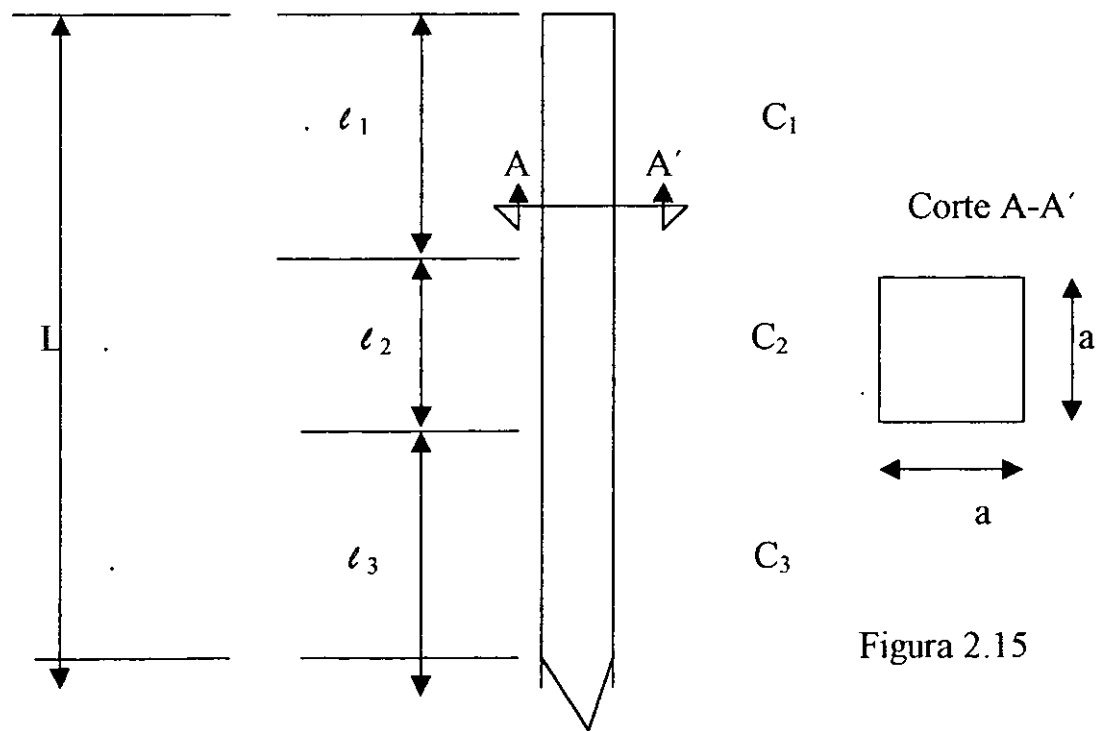


Figura 2.15

De acuerdo a la figura 2.15 se tiene:

Longitud total del pilote $L = \ell_1 + \ell_2 + \ell_3$

Perímetro del pilote de sección constante $p = 4a$

Y para el cálculo de la carga que soporta el pilote o carga admisible del mismo se tiene que:

$$Q_a = \sum_{i=1}^n \ell_i * c_i * 4a * (1/FS)$$

Siendo FS el factor de seguridad.

En este caso como se involucraron tres estratos, $n=3$.

En este tipo de construcciones, por lo general, la capacidad de carga de cada uno de los pilotes oscila entre los 65 y 70 ton.

Una vez valuada dicha capacidad de carga, y afectada por los factores que determine la normatividad vigente, que en nuestro caso son las NTCDDC del RCDF, se tiene el siguiente razonamiento:

Q_t = Carga total ejercida por la estructura

Q_a = Carga resistente del pilote o capacidad de carga admisible

N_p = Número de pilotes

y se tiene:

$$N_p = \frac{Q_t}{Q_a}$$

El número de pilotes calculado, se distribuye en la cimentación lo más uniformemente posible.

Uno de los aspectos en los que se debe de tener mayor cuidado al momento de definir la distribución de los pilotes es la de la separación mínima que debe existir entre los mismos. Esta separación obedece por una parte al procedimiento constructivo y en segundo lugar al trabajo mecánico del pilote.

Dicha separación, se esquematiza en la figura 2.16.

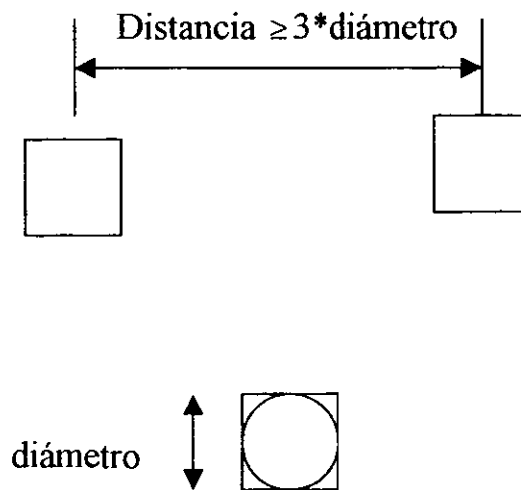


Figura 2.16

Los pilotes se consideraron colocados a lo largo de los ejes de las contratraves desde la concepción del cajón de cimentación, esto se hace con la finalidad de tener rigidizada la junta entre el pilote y el cajón de cimentación, pues si el pilote se pone en el centro de algún claro de uno de los tableros de la losa de cimentación se corre el grave riesgo de penetrar la losa con el pilote.

Otro de los fenómenos que se presentan y que son motivo de revisión durante el del diseño de la cimentación, es el fenómeno de la fricción negativa, el cual se produce como consecuencia de la consolidación regional.

La fricción negativa provoca que el suelo literalmente “se cuelgue” del pilote, provocando una carga adicional a las anteriormente consideradas a lo largo del fuste del mismo.

La figura 2.17 muestra las fuerzas que actúan en una cimentación a base de un cajón y pilotes de fricción.

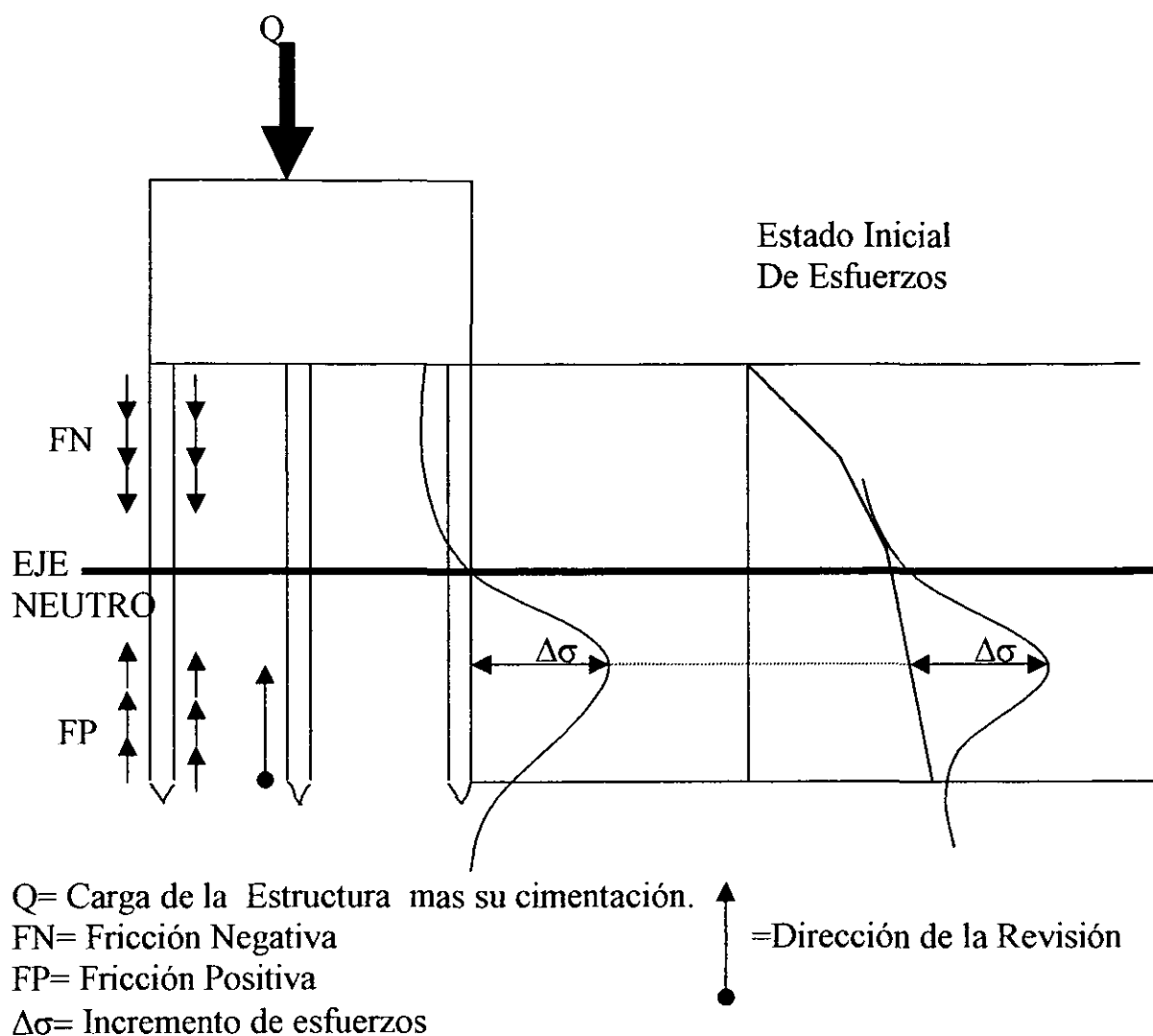


Figura 2.17

Una vez que se tienen determinados los incrementos de esfuerzos, se pueden calcular de igual manera las deformaciones que sufre el suelo (α), que además de acuerdo a la normatividad vigente se revisa que no sobrepasen las deformaciones permisibles. Considerando que sobre cada pilote se recibe una carga P , podemos desde el punto de vista elástico considerar que la carga produce una deformación directamente proporcional a la magnitud de la misma, esta constante de proporcionalidad la denominaremos K , y se tiene que:

$$P = K\alpha$$

$$K = \frac{P}{\alpha}$$

Esta constante de proporcionalidad permite modelar los pilotes como resortes equivalentes y tener el siguiente sistema estructural Fig. 2.18.

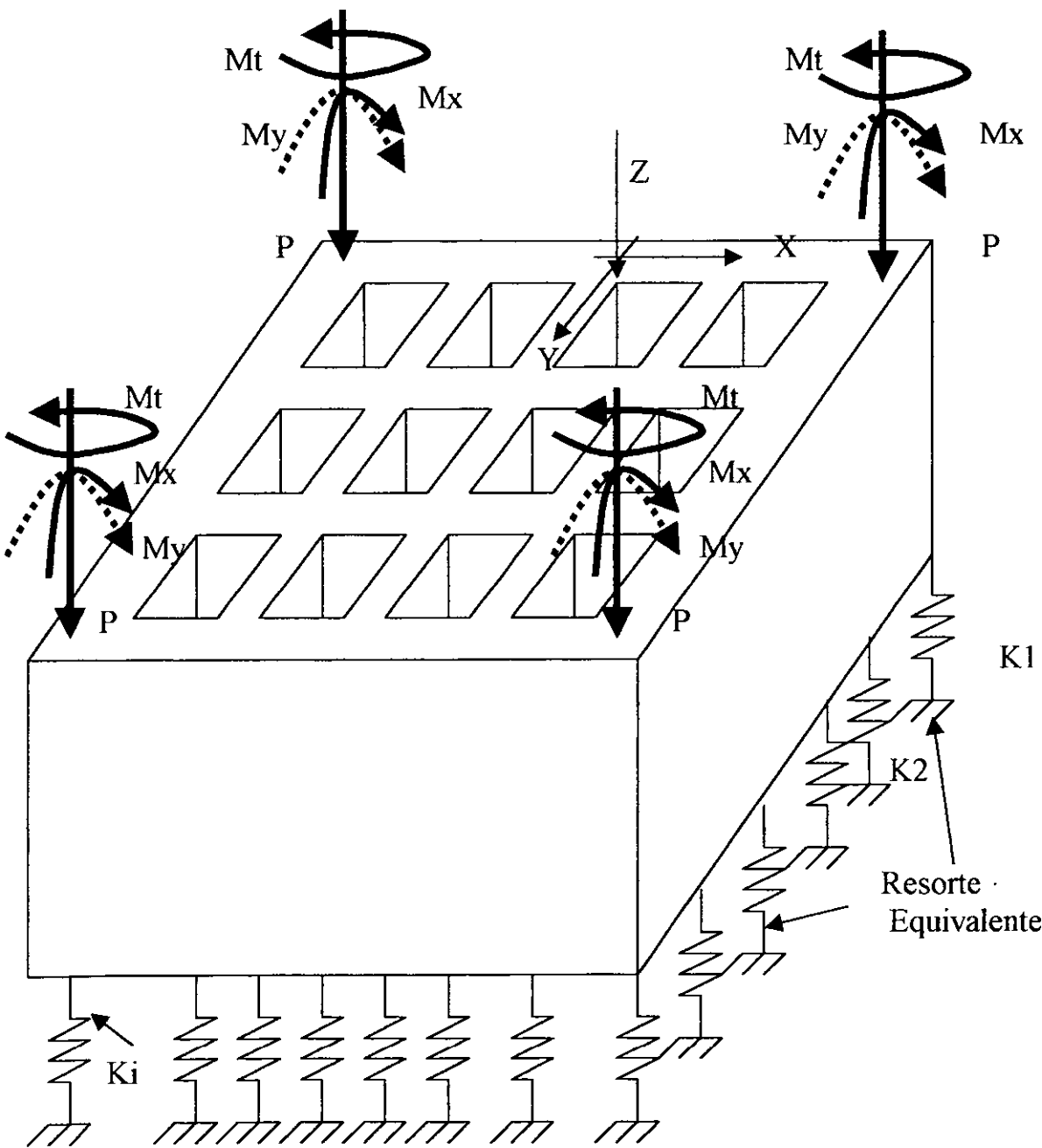


Figura 2.18

II.2.4- Descripción conceptual del diseño estructural de los elementos que conforman la superestructura y la subestructura de la obra.

Ya que se tiene construido el modelo de análisis, se resuelve para conocer las reacciones que proporcionan los resortes, los módulos de reacción de dichos resortes se encuentran en el rango de entre 200 y 400 ton/m. Una vez conocidos los elementos mecánicos a los que se tienen sometidas las contratraves y los tableros de la losa de fondo, se procede con la etapa de diseño estructural de acuerdo con la normatividad vigente, para este caso se empleó el RCDF con sus NTCDCÉC (Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto), en esta etapa se determinan las dimensiones generales y particulares de una estructura, en forma tal que cumpla la función para la que fue creada con un grado de seguridad “razonable” y un comportamiento “adecuado”, bajo las diferentes condiciones de carga, manteniendo su costo dentro de ciertos límites y cumpliendo con los requisitos arquitectónicos.

El resultado de esta etapa de diseño son los planos estructurales que servirán para la construcción de los diferentes elementos estructurales de la cimentación,

Como se mencionó con anterioridad, en la actualidad el análisis y diseño son etapas asistidas por computadora debido a la gran cantidad de operaciones que se deben de realizar.

El diseño asistido por computadora nos da la facilidad de realizar varias iteraciones en el programa, con la finalidad de tener un diseño mas eficiente de la estructura, y con las garantías de seguridad que se requieren de acuerdo al reglamento que se maneje en el lugar donde se realizará la obra, y de acuerdo al tipo de estructura que se esté diseñando. Una vez realizado el análisis y el diseño asistido por computadora, se dibujan los planos del proyecto. A continuación se muestran los planos estructurales de uno de los cajones de cimentación de nuestro proyecto, pues el procedimiento que se sigue para los demás cajones es muy similar.

Figura 2.19 Planta de cajón de cimentación.

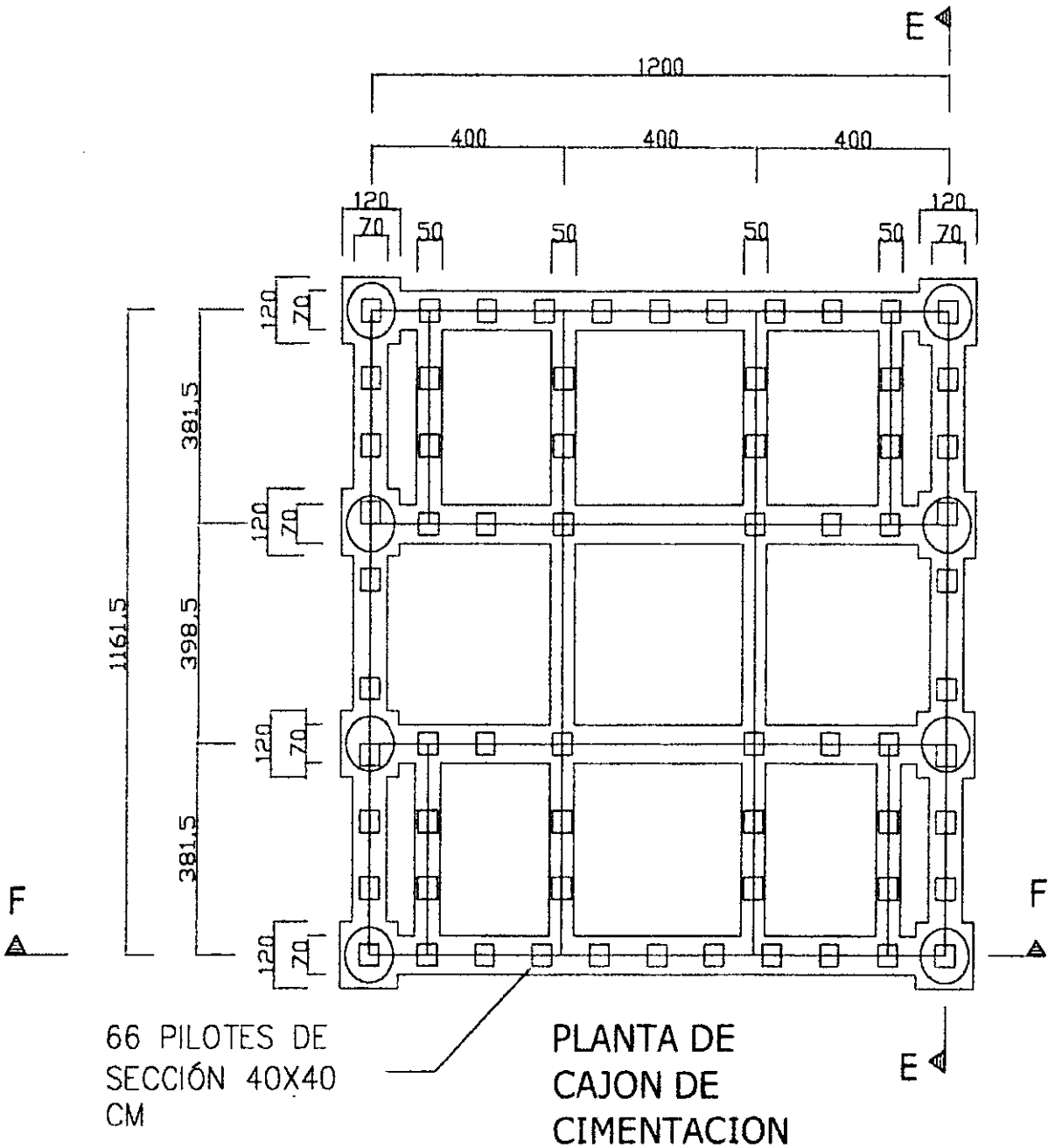


Figura 2.19

En la figura 2.20 se muestran cortes del cajón de cimentación en ambas direcciones, tanto transversal (E-E), como longitudinal (F-F).

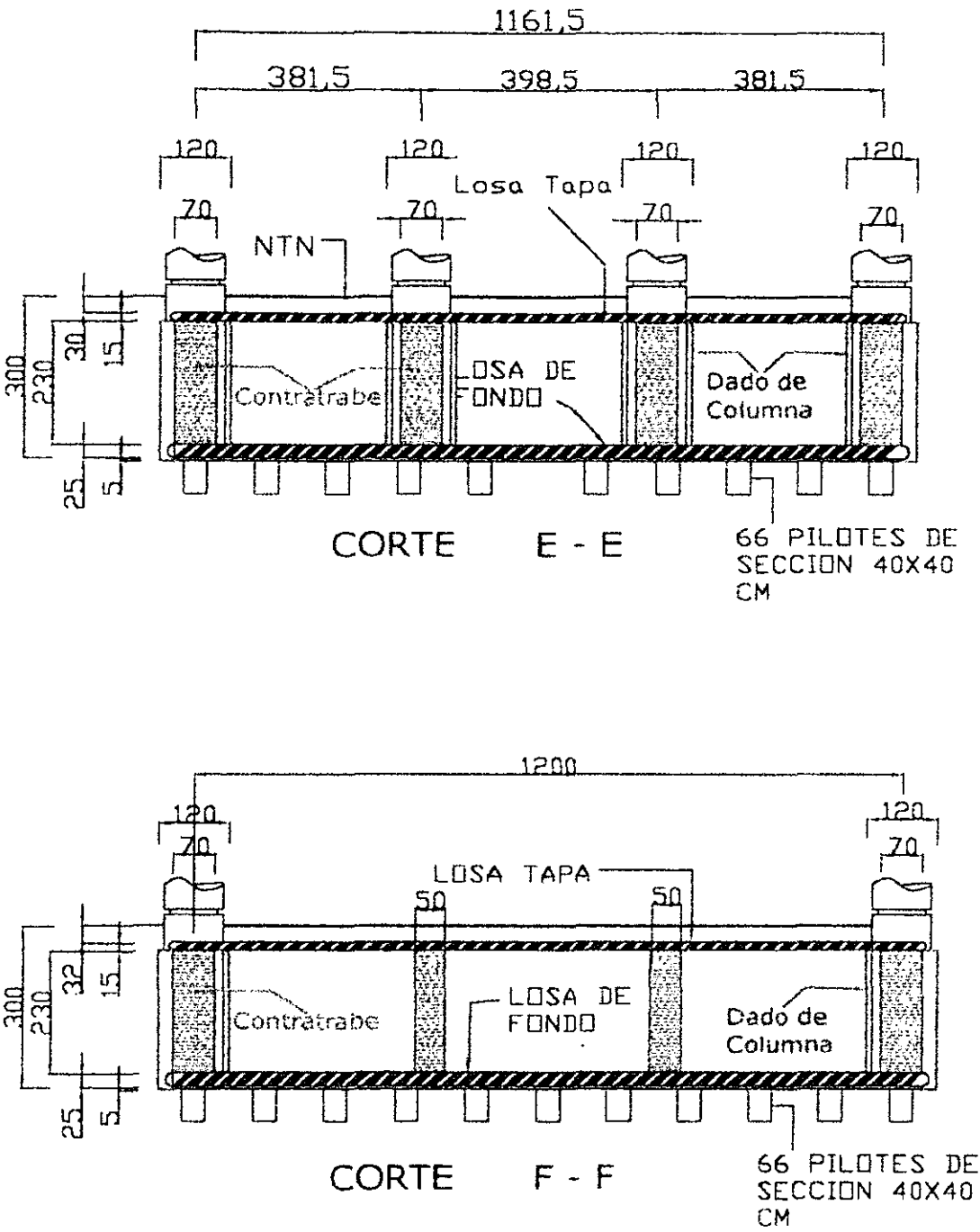


Figura 2.20

Se presentan también, en la figura 2.21 unos cortes de la sección transversal de algunas contratraves, para este caso será de una contratrabe perimetral del cajón, y una interna.

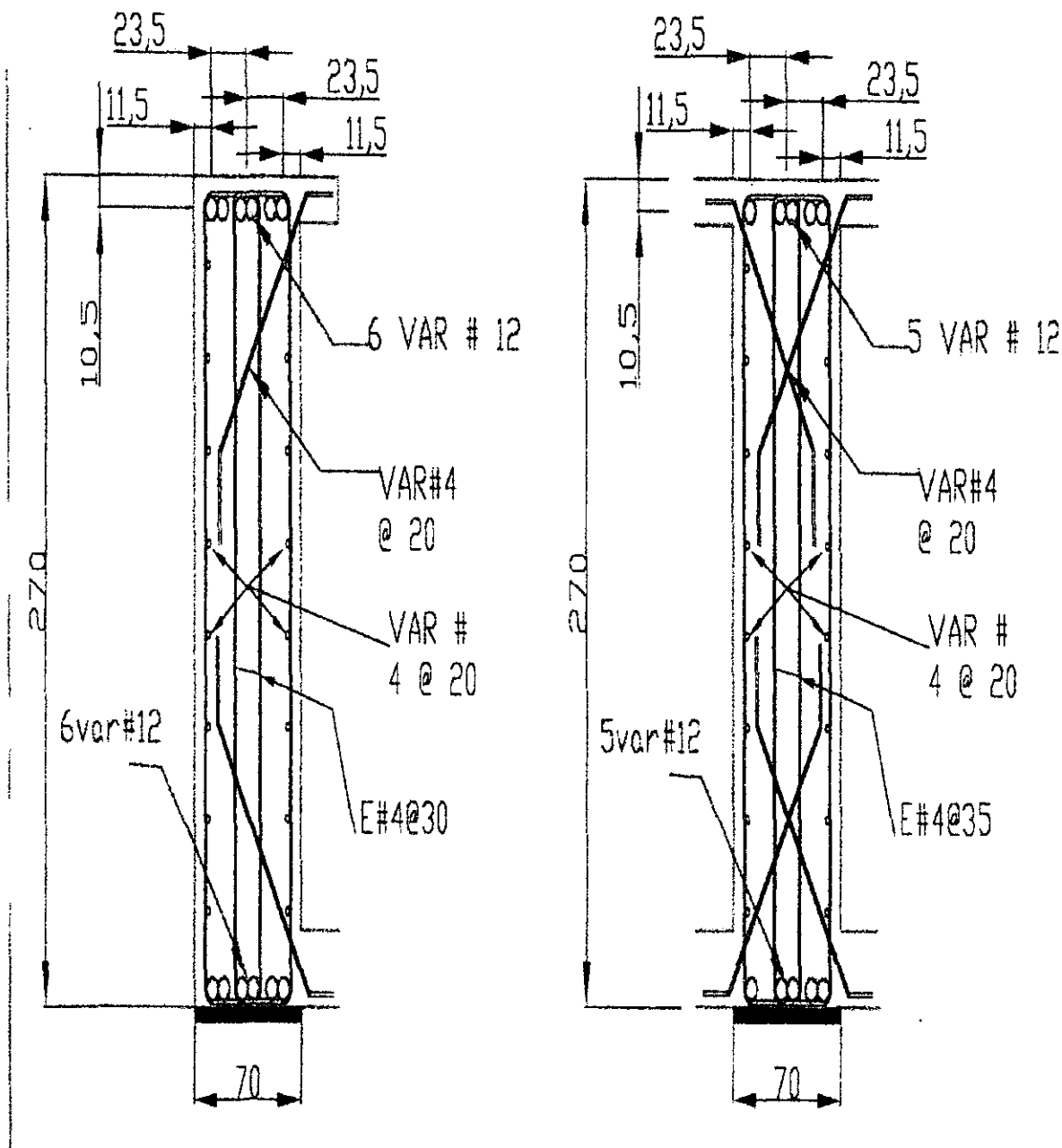


Figura 2.21

Por último, se presenta en la figura 2.22 un corte de la sección transversal de la losa de fondo (DETALLE 5), así como de la losa tapa del cajón de cimentación (DETALLE 4).

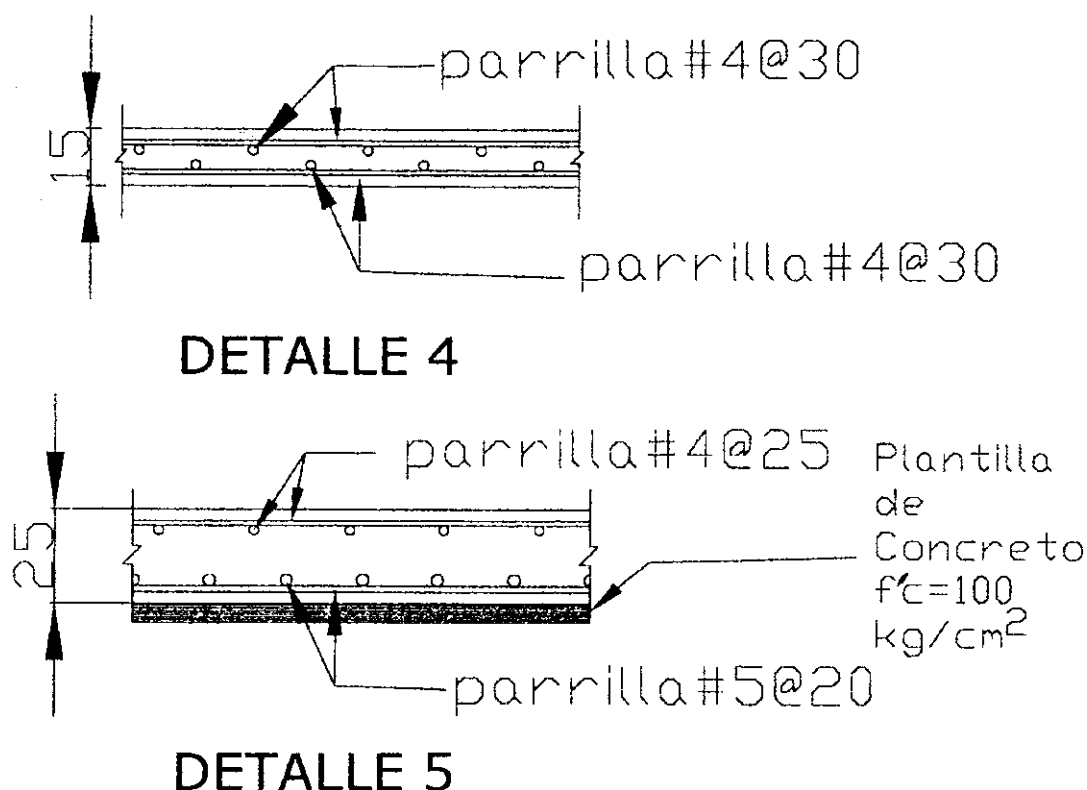


Figura 2.22

Recapitulando, la cimentación consiste de cajones de cimentación apoyados en pilotes que trabajan por fricción, estos cajones tienen una altura de 2.70 metros desde el paño superior de la losa tapa y hasta el paño inferior de la losa de fondo, la mayor parte de las veces, las contratraves son de secciones que van desde los 50 cm hasta los 70 cm, esto dependiendo de la distribución de los elementos mecánicos encontrados después de la etapa de análisis, cada una con sus armados respectivos. Por último, la losa de fondo tiene un espesor de 25 cm con armado ortogonal en ambas direcciones,

paralelas a los lados de los cajones. De manera similar es el armado de la losa tapa, sólo que su espesor es de menor magnitud, siendo este de 15 cm. Se han presentado entonces, sólo algunos aspectos de análisis y diseño de uno de los 9 cajones de cimentación existentes en dicha obra, debido a que el procedimiento es análogo para los demás cajones.

III

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES

III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN CON PILOTES.

	Pag.
III.1 Manejo de pilotes.....	61
III.2 Ubicación de los puntos de hincado.....	69
III.3 Perforación previa.....	70
III.4 Procedimiento de hincado.....	76
III.4.1 Hincado de primer tramo de pilote.....	76
III.4.2 Control de verticalidad y orientación.....	82
III.4.3 Hincado de segundo tramo de pilote.....	84

III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DE PILOTES

III.1.-Manejo de Pilotes

Dado que para esta obra los pilotes fueron transportados ya contruidos, únicamente se hará una breve descripción del procedimiento de construcción de los pilotes.

En primer lugar se hace necesaria la utilización de una cama de colado, ésta es una plataforma de concreto de entre 5 y 10 cm de espesor, colada sobre una base de material compactado, esta sirve para el apoyo y fijación de los moldes para fabricación de pilotes; para lograr esto, la cama de colado tiene integrados algunos elementos de madera o metal que ayudan a la fijación de las cimbras.

Una vez que ya se tiene contruida la cama de colado, se procede con la colocación de la cimbra para los pilotes de la primera hilera, estos se colocan salteados. Existen varias formas de contruirlo, una es que el armado se habilite directamente sobre la cama de colado y la otra es que se recurra a la habilitación del acero en otro lugar. Una vez colocado el acero, teniendo cuidado de dejar el debido recubrimiento, se procede al colado de los mismos y después a su curado. Habiendo colado los pilotes de la primera hilera, se procede a colocar plástico a los lados de los pilotes ya colados con la finalidad de que los pilotes que se van a colar no se adhieran con los pilotes que ya se encuentran previamente colados. Al colar los pilotes de esta forma, los ya colados sirven como cimbra a los que se van a colar. Una vez habilitado el armado y puesto en su lugar se procede al colado.

Una vez que se descimbran los primeros pilotes , se les aplica una sustancia de curado que forma una especie de capa en su superficie impidiendo la pérdida excesiva de humedad. A esta maniobra se le conoce como curado del concreto.

En las figuras 3.1 y 3.2 se presenta un croquis de cómo está la cama de colado, un alzado de pilote, el armado según la sección del mismo y los puntos que servirán para el manejo de izaje de los mismos.

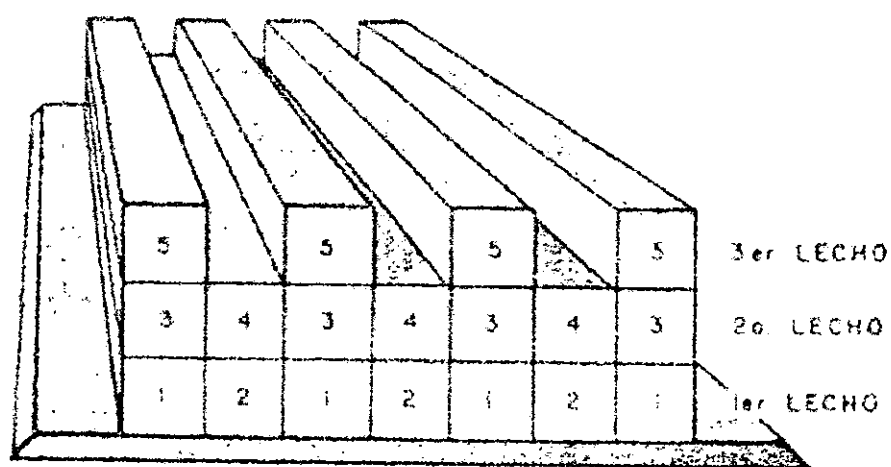


Figura 3.1

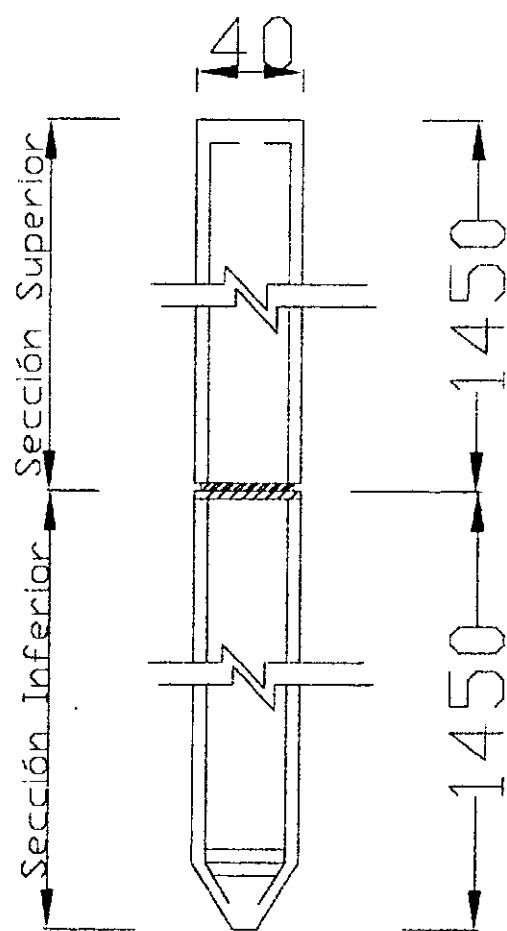


Figura 3.2

En la figura 3.1 se aprecia que en el primer lecho se cuelan, en primera instancia, los pilotes marcados con el numero 1, después en ese mismo primer lecho se cuelan los pilotes con el número 2. Con esta secuencia se puede ver que los pilotes marcados con el número 1 sirven de cimbra para los pilotes marcados con el número 2, y así sucesivamente con los demás lechos, cabe hacer la aclaración de que se cuele la totalidad del pilote, a pesar de que éste se encuentre seccionado en dos partes; se cuelan las dos partes quedando divididas por las placas que se indican en la figura 3.2.

En la figura 3.2 podemos apreciar que el pilote en este caso está compuesto por dos secciones de 14.5 metros de longitud cada una, ambas unidas entre ellas por una placa de acero, los pilotes son de sección cuadrada se 40 x 40 cm de lado, con bordes achaflanados y se le hace una especie de punta en la parte inferior del mismo para facilitar la penetración del pilote.

El acero de refuerzo debe de habilitarse (cortado, doblado), armarse y colocarse apegándose a las instrucciones señaladas en los planos correspondientes.

Para efectos del corte y armado del acero de refuerzo debe de planearse su secuencia de utilización, con el objeto de que además de procurar de que los traslapes no queden en la misma sección transversal, de acuerdo a los reglamentos respectivos, se logre un aprovechamiento que sea mas racional del mismo.

Cuando se presenta el caso de que el elemento que se va a construir tiene una longitud mayor que la longitud comercial de las varillas que es de 12 m, se recurre a hacer traslape en las varillas, esto de acuerdo con el diámetro que se está utilizando para la construcción del armado. Cuando el diámetro de la varilla es igual o mayor que una pulgada, se recomienda la utilización de soldadura para juntar las varillas, para diámetros menores, es que entonces se hace el traslape.

Una manera de hacer los traslapes para que no se encuentren en la misma sección se puede apreciar en la figura 3.3. Se corta la varilla que se traslapa, de manera que quede la medida deseada, y una vez que se tiene cortada, el pedazo que no se utilizó para el primer traslape se utilizará para el segundo, completando con otra varilla la longitud deseada. Procediendo de esta manera la sección de traslape de cada varilla no quedará a la misma altura.

Para este caso, de acuerdo con los planos se utilizaron longitudinalmente 8 var # 6 de este modo con traslape de 70cm, el armado longitudinal se habilitó y se armó como se muestra en la figura 3.3.

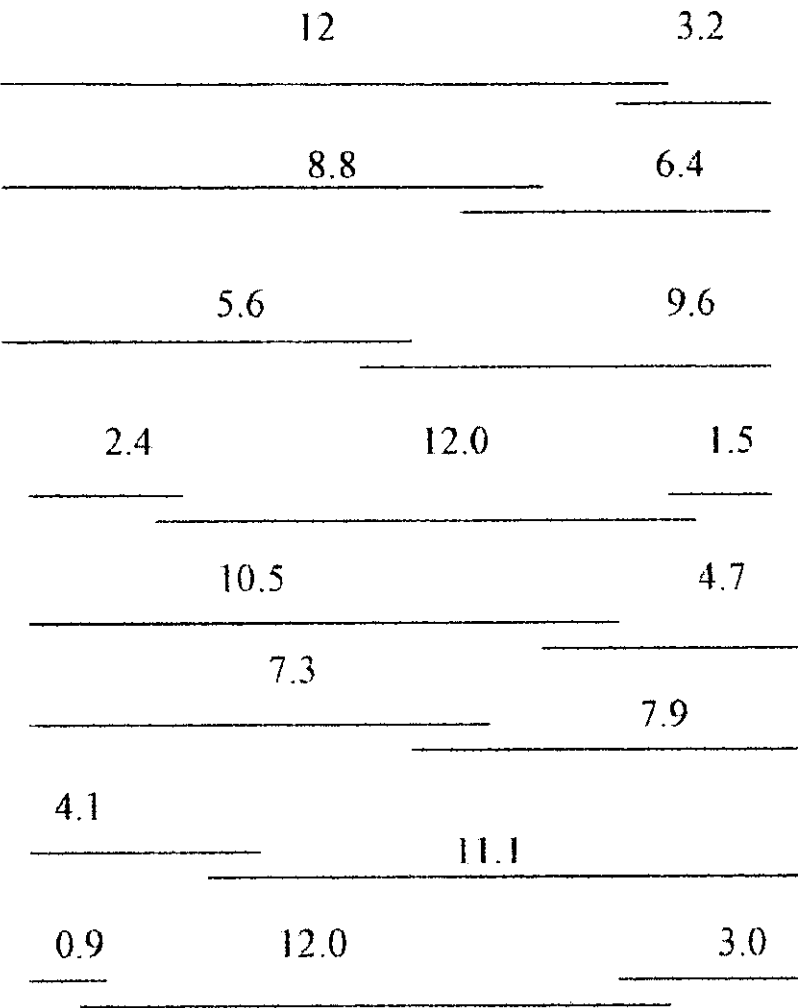


Figura 3.3

En ella se indican las longitudes de la varilla, siendo el último traslape de tres metros. A la suma total de las longitudes de la varilla se les debe de restar las longitudes de traslape, que para este caso y de acuerdo a las indicaciones presentadas en los planos correspondientes es de 70 cm. Cabe señalar que de la última varilla se cortaron 3 m y sobraron 9 m. Siguiendo este método se continua con el armado de los demás pilotes para así lograr un aprovechamiento mas racional del acero y evitar su desperdicio en la medida de lo posible.

Es importante que, además de que se debe de cuidar la calidad de los materiales que se van a utilizar en la fabricación del concreto, se tomen en cuenta otros aspectos como son:

- a) Cuidar que el concreto pase libremente en todos los lugares donde se cuele, con la finalidad de que ocupe todo el espacio del elemento. Este detalle se cuida principalmente al elegir el tamaño máximo del agregado que se va a utilizar en la fabricación del concreto.
- b) Procurar que la fluidez de la mezcla sea la adecuada, esto se controla con el revenimiento que se indique en los planos correspondientes.

En este tipo de elemento, se debe de cuidar el colado continuo de la pieza, para garantizar la homogeneidad de la misma y evitar las juntas frías en la medida de lo posible.

Como en este caso los pilotes se hicieron en otro lugar diferente al sitio de la obra, el diseño debió de efectuarse tomando en cuenta que el pilote además de soportar las cargas inherentes a la estructura, debe de soportar los esfuerzos producidos por el manejo y por el hincado.

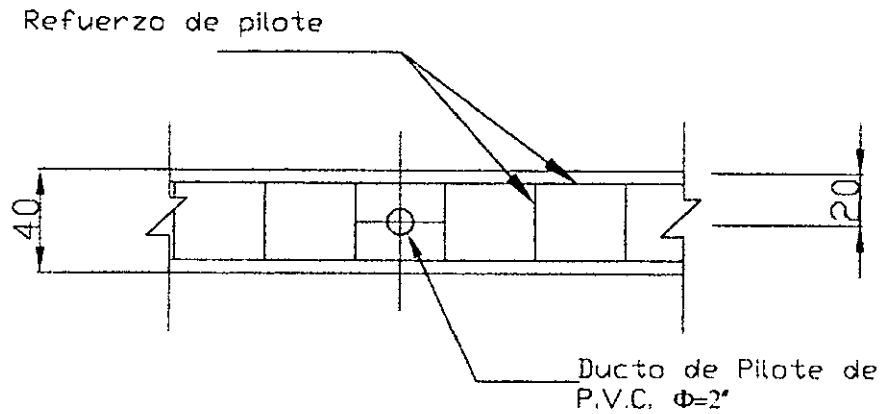
De acuerdo con las indicaciones que se presentaron en los planos correspondientes, la resistencia del concreto fue de 250 kg/cm^2 .

Se empleó un revenimiento de 10 centímetros, el concreto tenía un módulo de elasticidad de $14000\sqrt{f'_c}$, un tamaño máximo de agregado grueso de 1/2 pulgada. Obviamente que para que el concreto pudiera tener la resistencia y las características mencionadas e indicadas en los planos correspondientes, se debió de tener mucho cuidado durante la elaboración y proceso de curado del mismo.

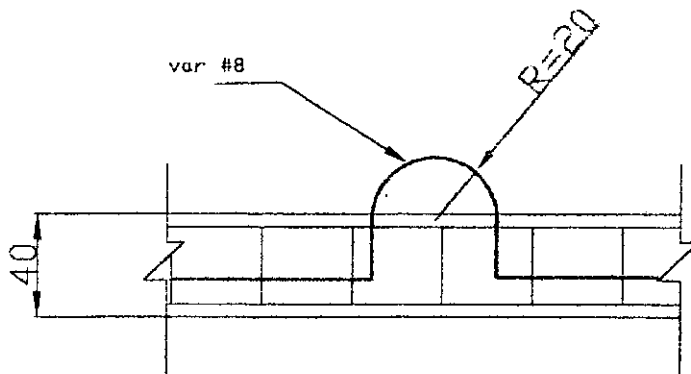
Debido a los esfuerzos que se producen durante el manejo de los pilotes, el diseño de los mismos debe contemplar esta situación, además de los esfuerzos a que estarán sometidos durante su hincado. Para su manejo se incluyen dispositivos de izado, a los cuales también se les conoce con el nombre de igualadores, siendo una especie de argollas que se cuelean en el pilote durante su etapa constructiva. En la figura 3.4 se ilustra el dispositivo que se colocó en los pilotes con la finalidad de poder facilitar su manejo. Cabe señalar que en planos se presentaron dos opciones de igualadores, uno el que ya se mencionó con argollas y el otro consistente en

la colocación de un tubo de pvc al cual se le taponeaban con papel las dos extremidades. Este tubo de pvc se colocaba en los lugares indicados en los planos correspondientes, para que después del colado se destaparan y se hiciera pasar una barra de acero que sirviera para sujetar el pilote. En la figura 3.4 se representan las dos opciones que se mencionan, mismas que se muestran en los planos correspondientes.

Los pilotes llegaban a la obra transportados en una plataforma en la cual se podían cargar hasta cinco pilotes completos , en dos secciones, ya que una plataforma con una longitud de 30 metros de largo difícilmente podría circular por las avenidas de la ciudad, debidamente identificados con pintura en donde se indicaba el número de pilote y la fecha de colado.



OPCION 1



OPCION 2

Figura 3.4

Una vez que la plataforma llegaba a la zona de obra, inmediatamente se revisaban los pilotes de manera que no hubiesen tenido problemas durante el transporte, además de que se buscaba que los pilotes que llegaban no estuviesen cuarteados o descarapelados, ya que si se encontraban defectuosos se debía de hacer lo necesario para su reparación.

Por otro lado, se disponía de la grúa cerca de la plataforma para proceder con la maniobra de descarga de pilotes a la zona de obra, para ello ya se contaba con el área que se iba a destinar para el almacenamiento de los pilotes. Esta área debía de estar limpia, alejada de cualquier excavación que se estuviese haciendo en ese momento, para evitar problemas de estabilidad. En la figura 3.5 se muestra la maniobra de descarga de pilotes.

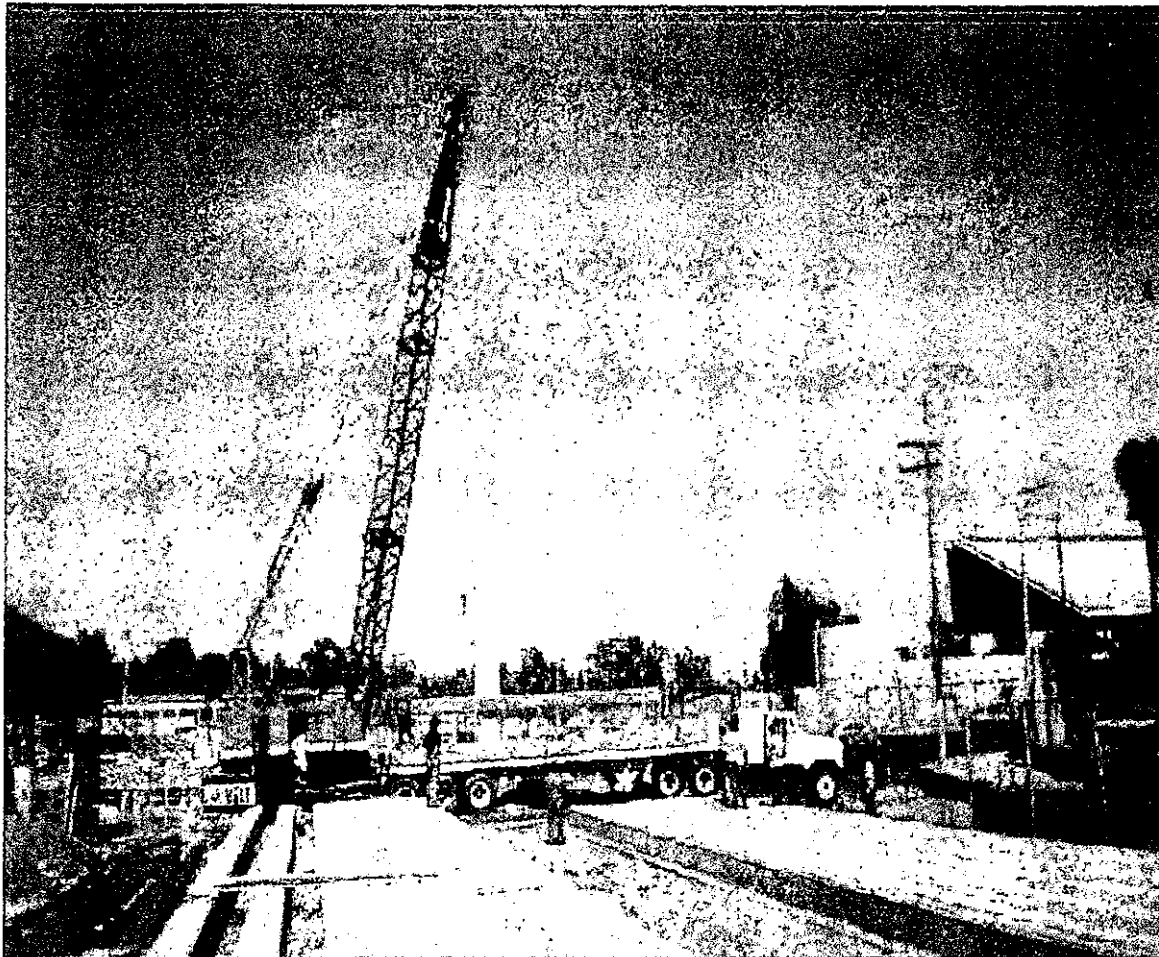


Figura 3.5

Durante el manejo de los pilotes se generan esfuerzos debidos al peso propio del pilote, los cuales pueden provocar la falla del elemento si no se toman en cuenta en su diseño.

En la figura 3.6 se puede apreciar el diagrama de momento flexionante a lo largo del pilote durante su manejo para diferentes condiciones de apoyo.

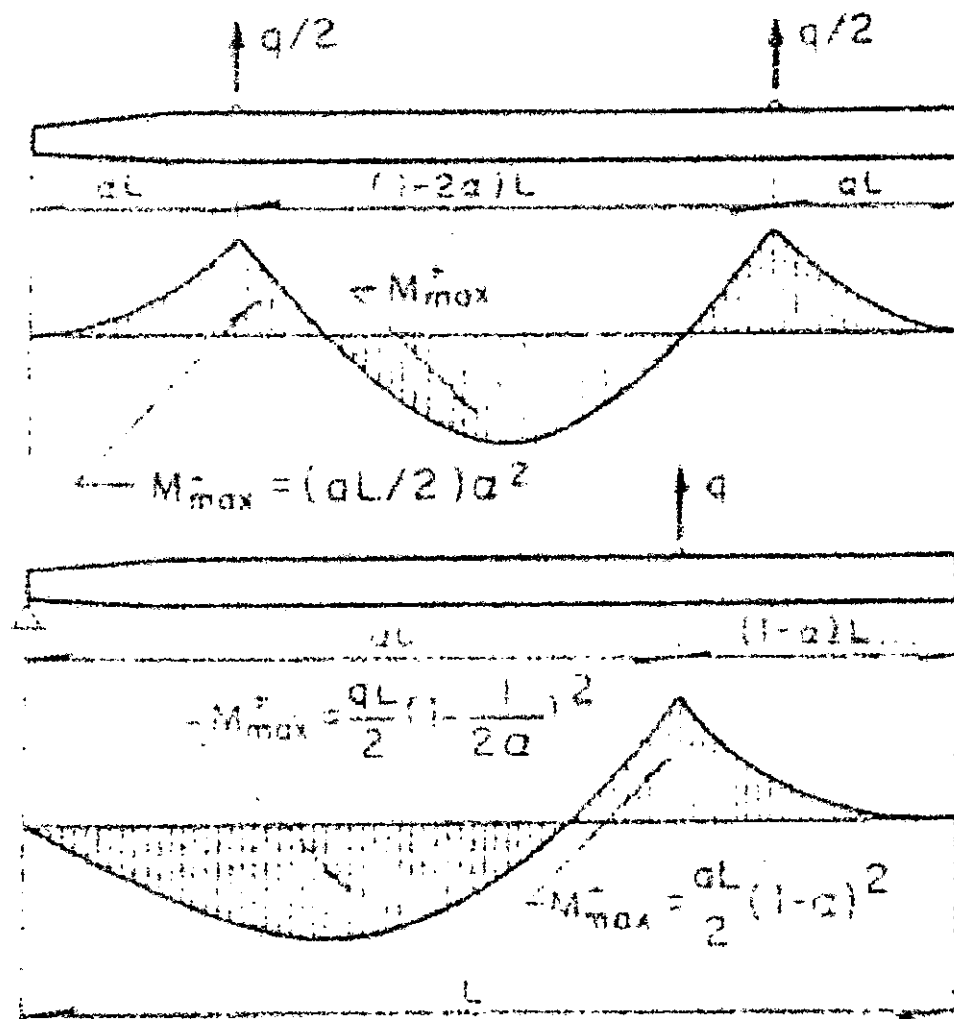


Figura 3.6

Para este caso en particular y de acuerdo a la ubicación de los igualadores indicado en los planos correspondientes, el valor de α fue de 0.25, por lo que los igualadores se encontraban a $0.25 \cdot 14.5 = 3.625$ m del paño exterior del pilote, medido desde cada extremo.

Una vez que se tenían dispuestos los pilotes en la zona que se requerían, se procedía con las maniobras necesarias para un posicionamiento e hincado.

III.2-Ubicación de los Puntos de Hincado.

Con la finalidad de tener una mejor eficiencia en el hincado de los pilotes, es necesario seguir una secuencia de hincado, para lo cual se deben de marcar físicamente los puntos donde se ubican los pilotes. En este trabajo se presentará el caso de uno de los cajones de cimentación, ya que para los demás la secuencia fue la misma. En la figura 3.7 se aprecia una planta del cajón de cimentación, así como la ubicación de los puntos donde se hincarán los pilotes de manera alternada.

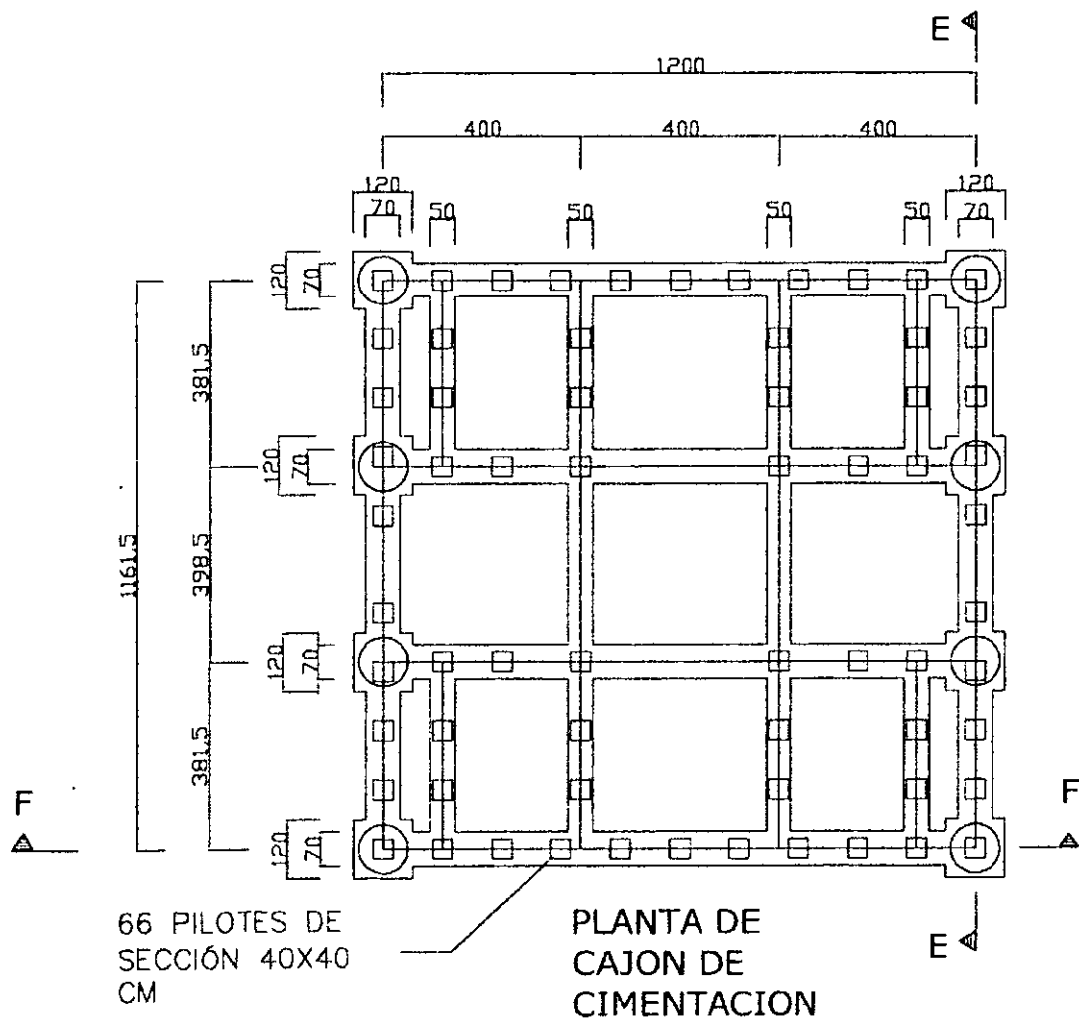


Figura 3.7

La cuadrilla de topografía integrada por un topógrafo y dos cadeneros se encargaba hacia el final de la jornada de marcar los puntos de hincado que se iban a utilizar al día siguiente, esta operación se realizaba simultáneamente con las maniobras de hincado de los pilotes, optimizando de esta manera la utilización de la maquinaria para hincado.

Por lo regular se pedía a la cuadrilla de topografía que se marcaran siete puntos para hincado, ya que como mínimo se hincaban en promedio seis pilotes en una jornada completa de trabajo, aun que en ocasiones se logró hincar hasta 15 pilotes, siempre y cuando se tuvieran las debidas preparaciones y utilizando mas tiempo que el de la jornada normal de trabajo.

Una vez que se tenían localizados los puntos en los que se iban a hincar los pilotes, estos lugares se marcaban con una varilla de $\phi=3/8''$ y una longitud aproximada de 50 cm. Estas varilla se clavaban en el lugar indicado dejando aproximadamente 10 centímetros de la misma que sobresalían de la superficie, a estas puntas de varilla se les hacía amarrar un pedazo de plástico para que fuesen fácilmente detectadas a simple vista.

Ya que se tenían ubicados los puntos de hincado, a la jornada siguiente, aprovechando el tiempo que se tardaba la máquina en calentarse y en cargarse de diesel, lo primero que hacía la cuadrilla de topografía, era revisar los puntos que se habían colocado hacia el final de la jornada anterior, esta maniobra era más fácil y más rápida.

III.3-Perforación Previa.

Por lo general, cuando se hincan pilotes en arcillas, se desplaza un volumen de suelo que puede llegar a ser incluso tan grande como el volumen de los pilotes, esta circunstancia es capaz de producir en el terreno un bufamiento, y pueda llegar a causar daños a estructuras vecinas o a los mismos pilotes que se encuentran ya hincados.

Problemas como el bufamiento o movimientos excesivos de la masa de suelo pueden reducirse removiendo parte del suelo que el pilote va a desplazar (es decir con perforación previa).

Además, la perforación previa sirve también como guía, la cual facilita el hincado de pilote en su etapa inicial.

En este caso, la perforación previa se realizó con extracción de material, con un diámetro de 0.4 metros a una profundidad de cinco metros.

Para esta perforación se utilizó un grúa sobre orugas de la marca Línk Belt, modelo LS 108-B con una capacidad de carga de 45 toneladas y un peso de 38.4 toneladas. Sobre esta grúa se montó entonces la perforadora que además contaba con un barretón y una broca. En la figura 3.8 se muestra un esquema del equipo utilizado para llevar a cabo la perforación previa al hincado de los pilotes.

La grúa se trasladaba de modo que la broca se pudiese colocar sobre la marca de la varilla que indicaba el punto exacto de la ubicación del pilote. Una persona posicionada cerca del punto de perforación, indicaba al operador de la grúa los movimientos y/o maniobras que debía de llevar a cabo para la correcta ejecución de la perforación. Lo anteriormente descrito se puede apreciar en la figura 3.9 en donde se ve a la persona que está cerca del punto de ubicación de la perforación, dando indicaciones al operador de la grúa.

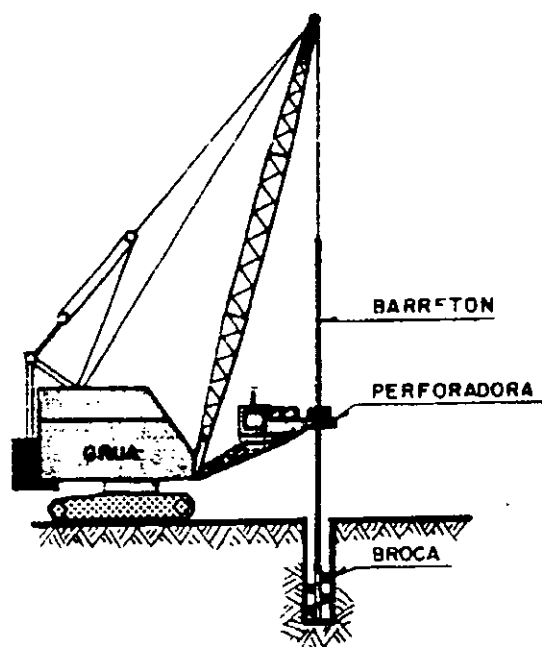


Figura 3.8

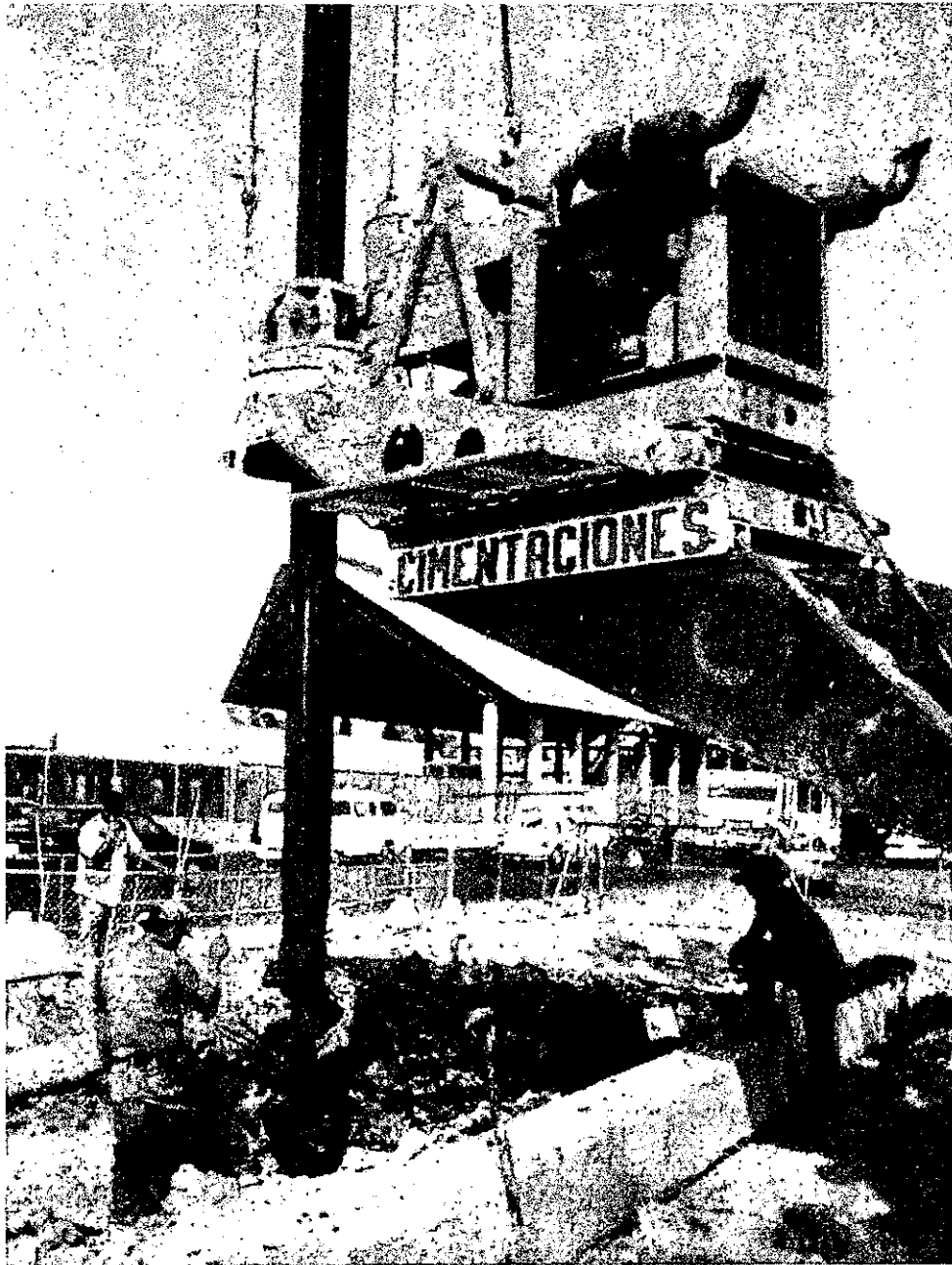


Figura 3.9

Una fotografía del equipo completo para llevar a cabo las perforaciones se muestra en la figura 3.10, en la cual se aprecia la grúa, la perforadora, el barretón y la broca mientras son transitados hacia el lugar a donde se llevará a cabo la perforación.

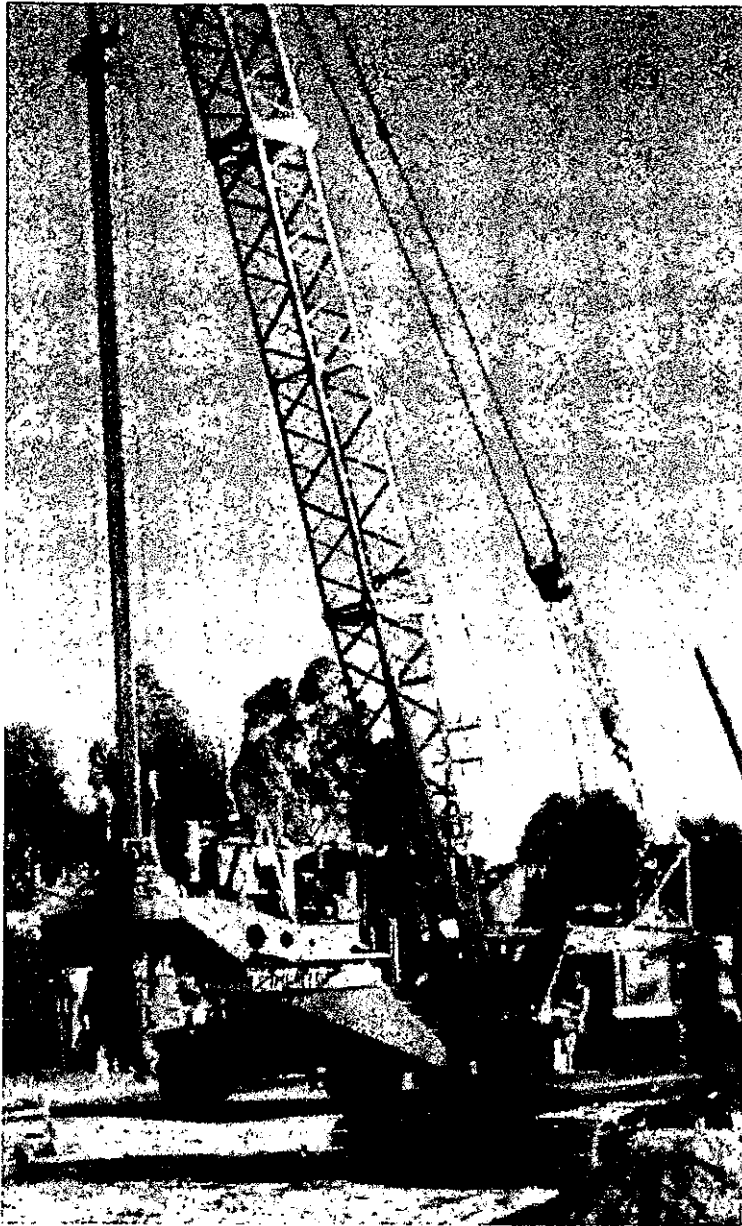


Figura 3.10

Para la ejecución de las perforaciones se llevaban a cabo las siguientes actividades con sus respectivos tiempos promedio.

A.- Colocación de la perforadora.

Durante esta maniobra se trasladaba la draga hasta el lugar en donde se encontraba la perforadora y sus aditamentos para proceder a un montaje, en esta actividad el operador se tardaba en promedio 20 minutos.

B.- Colocación del barretón.

Una vez posicionada la perforadora, se continua con la colocación del barretón, esta actividad es más rápida de ejecutar y al operador y su cuadrilla le tomaba un tiempo de 5 minutos.

C.- Colocación de la broca.

Al igual que la actividad anterior, ésta es más rápida y en este caso les tomaba en promedio 2 minutos la colocación de la broca.

P.- Realización de la perforación con extracción de material.

Una vez montada la herramienta que se va a utilizar para la ejecución de la perforación, se procede a perforar con extracción de material; ingresada la broca, ésta se sacaba y se quitaba el material de la misma haciéndola girar para que se desprendiera el suelo y se repetía la operación hasta llegar a la profundidad necesaria que en este caso fue de 5 metros.

En la figura 3.11 se muestra la broca con material extraído.

Cabe recordar que estas perforaciones no se hacían de manera continua de un pilote a otro, sino que se dejaba un espaciamiento entre perforaciones, completándose ésta actividad en una etapa posterior.

Otra de las razones por las cuales se espaciaban las perforaciones era de que si se realizaban las perforaciones continuas, se corría el riesgo de que las paredes de éstas se derrumbaran por su cercanía con otra perforación.



Figura 3.11

D.- Desmontaje del equipo.

En lo que respecta a la operación de montaje, una vez que la grúa se ha trasladado a un lugar no muy lejos del sitio de perforación, con ayuda de un maniobrista y tres ayudante se dispone al desmontaje de las herramientas para perforación que se utilizaron, para después continuar con las maniobras propias del hincado de pilotes, esta actividad, se llevaba en promedio 5 minutos.

A continuación y a manera de ejemplo, en la tabla T3.1 se proporcionan los datos de un día de trabajo para la colocación de siete pilotes.

ACTIVIDADES PARA PERFORACIONES PREVIAS

Actividad	Tiempo/Act.	# de Act.	Tiempo tot.
	(min)	(min)	(min)
A	20	1	20
B	5	1	5
C	2	1	2
P	7.3	7	51.1
D	5	1	5
Σ tiempo tot=			83.1

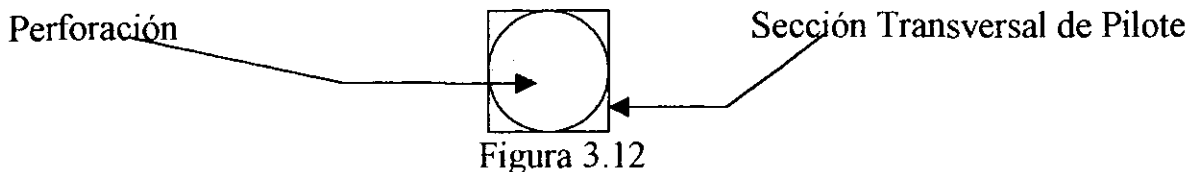
Tabla T3.1

III.4 – Procedimiento de Hincado

El procedimiento de hincado como tal, es en esencia sencillo, ya que consiste en hincar a golpes un pilote, separando el procedimiento en dos etapas, pues el pilote se hincó en dos tramos.

III.4.1-Hincado del primer tramo de pilote.

Una vez que se tienen hechas las perforaciones previas, que entre otras cosas nos ayudan para iniciar el hincado de los pilotes, se procede al traslado de los pilotes que se han almacenado cerca de la zona de hincado. Antes de iniciar con la colocación de las “puntas” de los pilotes, se les hace a los mismos una marca a cada metro con la finalidad de llevar un control del hincado. Esta etapa es fundamental, ya que una vez posicionada la “punta” del pilote, el hincado del mismo llevará la misma posición con la que inicialmente entró, esto sucede debido a que la perforación previa queda inscrita en un corte transversal del pilote como en la siguiente figura 3.12 .



Una vez que se tiene entonces la perforación previa se procede al izaje del pilote, esta maniobra debe de hacerse con sumo cuidado. En esta etapa de izaje se pone atención en el espacio que se tiene disponible para realizar dicha maniobra, para evitar daños a instalaciones, obras vecinas, o en el peor de los casos, pueden accidentarse personas. Cabe hacer mención y recordar que mientras se ejecutaba el izaje de cualquiera de las dos partes del pilote, se tenía el cuidado de retirar del mismo los plásticos que pudiese tener como producto del procedimiento constructivo de los mismos, que como ya se mencionó, se ponía dicho plástico para evitar que se pegaran los pilotes que se colaban en ese momento con los pilotes que ya se encontraban previamente colados. En la figura 3.13 se ve el momento en que se comienza el izaje del pilote y al mismo tiempo se le retira del mismo el plástico.



Figura 3.13

En la figura 3.14 se puede apreciar el momento en que la grúa traslada la primera parte de un pilote para llevarla a su lugar de hincado.

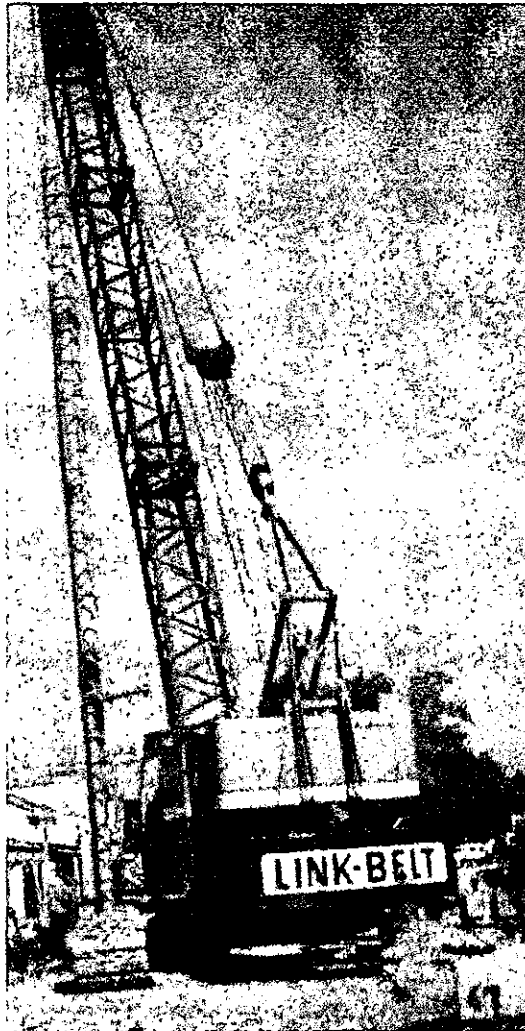


Figura 3.14

Una vez que se tenía realizado el izaje y la colocación de las puntas de los pilotes, se continuaba con la colocación de la guía, formada de estructura metálica, sobre la cual se montará posteriormente el martillo de hincado, en la maniobra de colocación de la guía y de la araña, que es un aditamento que servirá para elevar el pistón móvil del martillo y posteriormente dejarlo caer para dar inicio entonces con el hincado, esta maniobra tomaba en promedio 22 minutos .

Posteriormente se montaba entonces el martillo, esta maniobra tomaba en promedio 9 minutos.

Además del martillo, se ocupaba otro aditamento conocido como sufridera a base de madera, ésta tiene varias funciones como absorber la fuerza del impacto en pilotes frágiles, proteger los pilotes en terrenos duros, distribuir y transmitir uniformemente las fuerzas en la medida de lo posible hacia el gorro (el gorro esta integrado por una estructura monolítica de acero en forma de caja, en cuya parte superior se coloca la sufridera) y hacia los pilotes, ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de la energía en la sufridera y alargar la vida útil del gorro.

Ya que se tiene montado el equipo necesario para iniciar con las maniobras de hincado, se procede con la colocación del gorro en la parte superior del pilote, una vez colocado este gorro en el lugar correcto, con los cables de la grúa se levanta la araña que a su vez levanta el pistón móvil del martillo, dejándolo después caer y con ello iniciar el hincado del pilote mediante golpes del martillo.

En este caso se trataba de un martillo a diesel que tiene la característica de que emplea este combustible para levantar el pistón móvil, al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado, el ciclo de operación de este martillo, se inicia con la caída libre del pistón guiado dentro de un cilindro que al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión produce el encendido y la explosión súbita del diesel previamente inyectado. La explosión y el impacto del pistón que golpea, provoca la penetración del pilote en el terreno y la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia arriba y así sucesivamente.

Los martillos a diesel se dividen en dos categorías, los de extremo abierto y extremo cerrado, en esta ocasión se trata de un martillo a diesel con extremo abierto, el cual funciona como ya se describió anteriormente, en cambio en los de extremo cerrado la cubierta se extiende sobre el cilindro para formar una cámara de rebote en la que se comprime el aire al subir el pistón, dicho aire comprimido funciona como muelle y limita la subida del mismo.

En las figuras 3.15 y 3.16 se observan un esquema del martillo a diesel, y una fotografía del martillo hincando pilote, respectivamente.

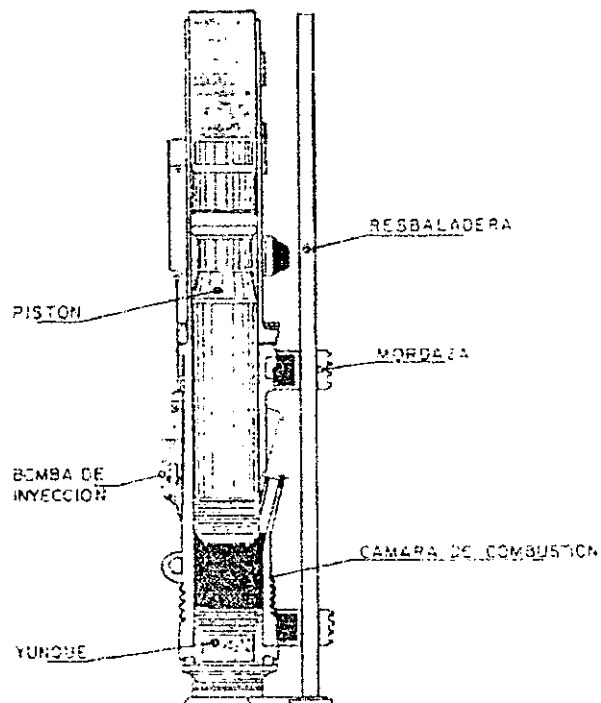


Figura 3.15



Figura 3.16

Según las especificaciones proporcionadas por la DG COST, el peso del pistón móvil no debe ser menor de 0.3 a 0.5 veces el peso del pilote a hincar, en este caso el martillo que se utilizó fue un martillo a diesel marca Delmag modelo D-30 cuyo peso del pistón es de 3000 kg.

Obteniendo el peso del pilote $2400 \times 0.4 \times 0.4 \times 14.5 = 5568$ kg, ahora calculando:

$$0.3 \times w_{\text{pilote}} = 1670 \text{ kg.}$$

$$0.5 \times w_{\text{pilote}} = 2787 \text{ kg.}$$

Comparando, podemos ver que el peso del pistón efectivamente es mayor que el intervalo en cuestión, cumpliendo además con las especificaciones proporcionadas.

Cuando se tienen las herramientas dispuestas como se muestra en la figura 3.16, se inicia con el hincado del pilote, para la longitud del pilote de 14.5, el tiempo promedio que se tardaba en hincar esta primera parte del pilote era de 5 minutos, y se hincaban todas las primeras partes de los pilotes y se dejaban como se aprecia en la figura 3.17.



Figura 3.17

El hincado de los pilotes comprendió:

- E.- Izaje y colocación de Puntas
- F.- Colocación de Guía (o resbaladera) y Araña
- G.- Montaje de Martillo
- H.- Hincado de Primera Parte

Mostrando los Datos de una Jornada en la tabla T3.2 se tiene:

Actividades para Hincado de Primera Parte			
Actividad	Tiempo/Act.	# de Act.	Tiempo tot.
	(min)	(min)	(min)
E	4	7	28
F	22	1	22
G	9	1	9
H	5	7	35
Σ tiempo tot.=			94

Tabla T3.2

Estas actividades son las correspondientes entonces a la primera parte del hincado de pilotes, como se mencionó con anterioridad, el pilote esta seccionado en dos parte de 14.5 metros cada una, por lo cual las actividades subsecuentes son encaminadas a la hinca de la segunda parte de los pilotes que a continuación se describe.

III.4.2-Control de Verticalidad y Orientación.

Ya que se había trasladado la primera parte del pilote hacia su lugar respectivo, se procedía a depositarlo en la perforación previa indicada, pero se debía de tener cuidado en ese momento de dos aspectos, la verticalidad y la orientación del mismo.

En lo que respecta a la verticalidad del pilote, ésta se controlaba haciendo uso de dos plomadas que se colocaban a un ángulo comprendido entre ellas de 90° teniendo como vértice el pilote. En la figura 3.18 se muestra una planta de la manera de controlar la verticalidad de los pilotes.

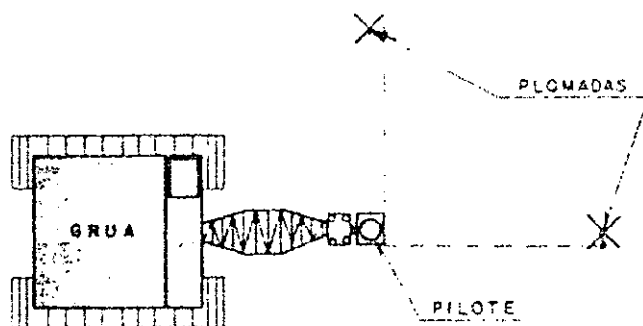


Figura 3.18

En lo concerniente a la orientación, se procuraba que como se indicaba en los planos correspondientes (figura 3.15), estos mostraban que dos de las caras del pilote deberían de quedar alineadas de acuerdo a la dirección de la contratrabe correspondiente. Se colocaban entonces todas las puntas debidamente alineadas y con la verticalidad revisada, en esta etapa se tenían los pilotes como se muestra en la figura 3.19.

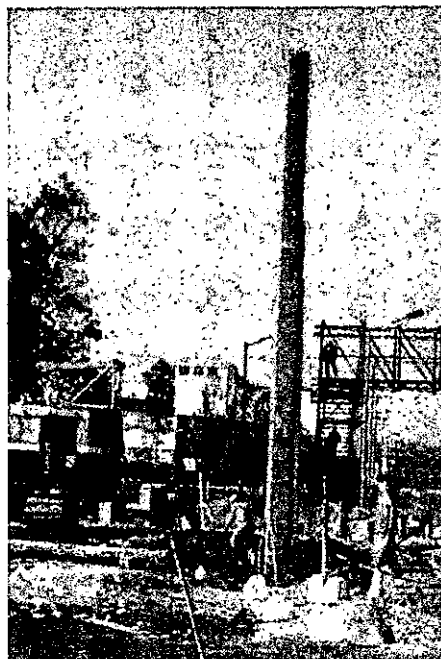


Figura 3.19

III.4.3-Hincado de Segundo Tramo de Pilote.

Inmediatamente después de haber colocado las primeras partes de los pilotes, se continúa con las segundas partes de los mismos. Para evitar cualquier tipo de confusiones se marcaban ambas partes del pilote y se les ponían marcas a cada metro.

Se continuaba entonces con el izaje de las segundas partes de cada pilote. Cuando se hacía el izaje de una segunda parte ya se tenía listo el equipo para soldar, pues la segunda parte se unía a la primera mediante soldadura, lo cual se indica claramente en el plano correspondiente (figura 3.20)

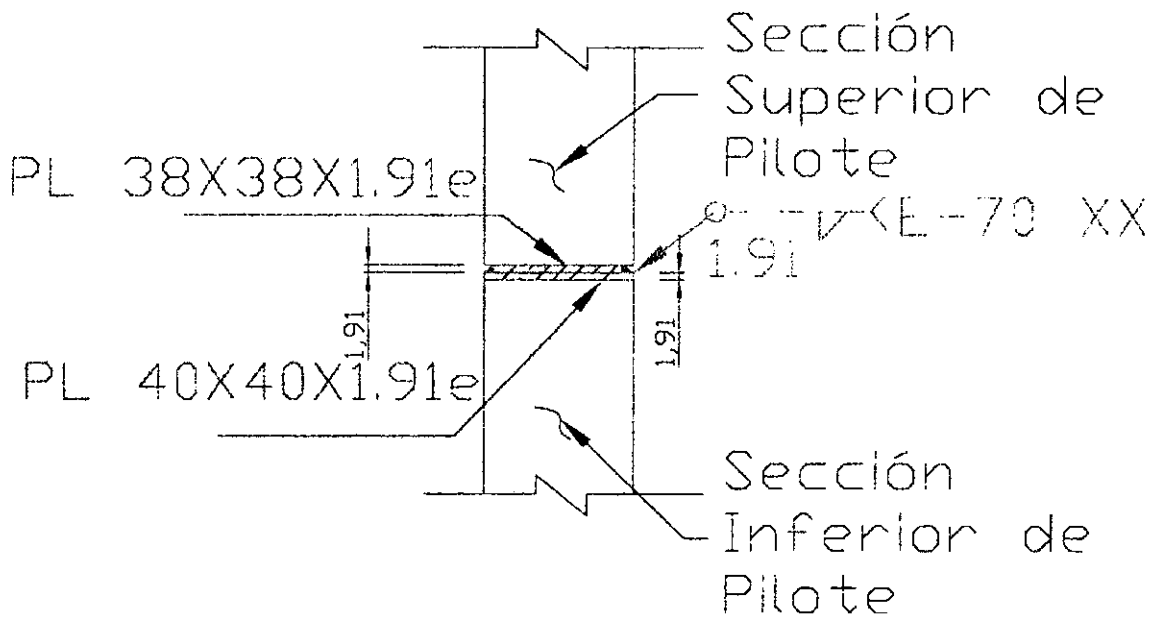


Figura 3.20

Como se aprecia en la figura anterior, se trata de una soldadura de filete en todo el perímetro de las placas, la inferior es de 40 x 40 cm y un espesor de 1.91 cm o lo que es lo mismo de $\frac{3}{4}$ ", mientras que la placa superior es de sección de 38 x 38 cm, lo que permite dejar espacio para ejecutar la soldadura. Se trata de una soldadura con arco eléctrico para la cual se utilizan electrodos del tipo E-70-XX que es una soldadura con una resistencia de 70 000lb/in², el filete por otro lado, tiene una medida de $\frac{3}{4}$ " al igual que la placa, así que la soldadura comprenderá todo el espesor de la placa, de este modo se indica en la figura anterior.

Se izaba entonces la segunda parte del pilote y se ponía sobre la primera, enseguida se revisaba la verticalidad y alineación del pilote y una vez que se tenía en la posición correcta, se continuaba con la ejecución de la soldadura de acuerdo a la indicación que se mostraba en planos (figura 3.20). En la figura 3.21 se muestra la realización física de la soldadura.



Figura 3.21

La ejecución de la soldadura requería en promedio unos 30 minutos, tomando en cuenta las maniobras de izaje y de colocación de la segunda parte del pilote.

Ya que se tenía realizada la soldadura, esta última se dejaba enfriar por un lapso de 10 minutos.

Inmediatamente después de pasados los diez minutos de enfriamiento de la soldadura se procedía a soltar el pilote y en seguida se montaba de nuevo la guía que ya tenía puesto el martillo y la araña, así que esta maniobra no tardaba mucho.

Una vez montado el equipo, se continuaba con el hincado de la segunda parte que se dejaba en las mismas condiciones que la primera como se mostró en la figura 3.17. Una vez que se tenían los segundos tramos de pilote sobresaliendo del suelo (figura 3.17), se continuaba con el montaje de un aditamento conocido como seguidor, el cual servía para poder llevar el pilote a la profundidad de hincado deseada.

El seguidor es un tubo de acero con un gorro de 40 x 40 cm de medida interior, con una longitud total de 4.6 metros de longitud, este dispositivo se puede apreciar en la figura 3.22



Figura 3.22

El seguidor también tiene marcas a cada metro, con lo cual se puede seguir llevando el control de hincado a cada metro.

El seguidor se colocaba entre el pilote y el gorro, de tal manera que éste servía como una extensión para poder seguir hincando los pilotes, además se le ponía una marca para indicar el momento en el que se llegaba a la profundidad de proyecto, esta profundidad se comparaba con un nivel que se tenía previamente establecido y marcado por la cuadrilla de topografía. Esta maniobra se tomaba en promedio 8 minutos.

Una ilustración de la posición del seguidor se puede ver en la figura 3.23.

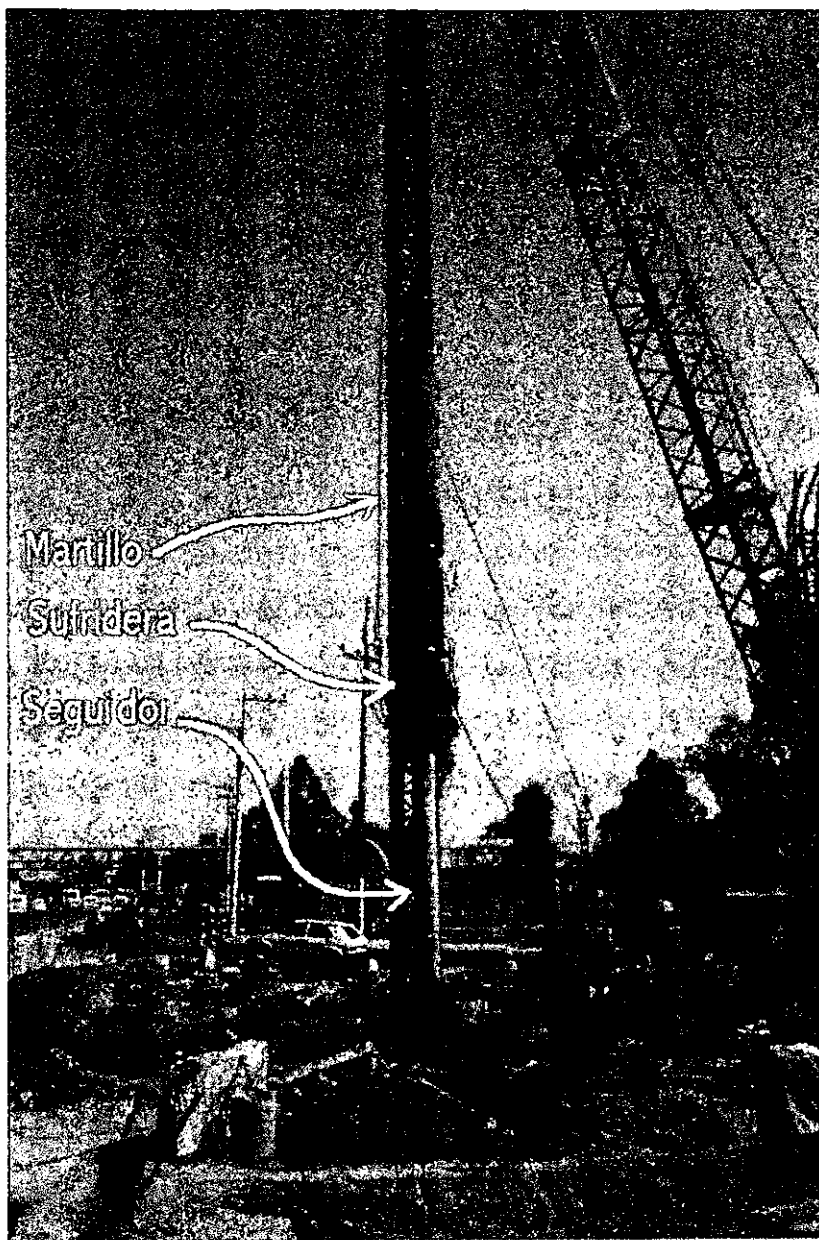


Figura 3.23

Por último, el hincado de la parte final llevaba en promedio 3 minutos, acto seguido se continuaba con el hincado de las partes finales de los demás pilotes, dando por concluido con esta actividad el proceso de hincado de pilotes.

En resumen enlistar las actividades de esta segunda parte del hincado de pilotes consistió en:

I.- Izaje, colocación y soldadura de segunda parte de pilote

J.- Enfriamiento de soldadura

K.- Hincado de segunda parte de pilote

L.- Montaje seguidor

M.- Hincado parte final del pilote

Actividades para hincado de segunda parte

Actividad	Tiempo/Act.	# de Act.	Tiempo tot.
	(min)	(min)	(min)
I	30	7	210
J	10	7	70
K	4	7	28
L	8	1	8
M	3	7	21
Σ tiempo tot.=			337

IV

EXCAVACIÓN

IV. EXCAVACIÓN.

	Pag.
IV.1 Delimitación de la zona de excavación.....	91
IV.2 Inicio de la excavación.....	92
IV.3 Descripción del procedimiento de excavación.....	93
IV.3.1 Control del NAF.....	96
IV.3.2 Zanjas y cárcamos.....	97
IV.3.3 Cárcamo utilizado.....	97

IV. EXCAVACIÓN.

IV.1-Delimitación de la zona de excavación.

Contando ya con la totalidad de los pilotes hincados correspondientes a determinado cajón de cimentación, el paso siguiente era el de la realización de la excavación respectiva.

Como primer paso, la brigada de topografía se encargaba de encalar la zona que debería de ser excavada, esta marcación de la zona se hacía de acuerdo a las dimensiones que debería de tener dicha excavación tanto en la parte inferior como en la parte superior, ya que como se contaba con un talud, las dimensiones cambiaban de acuerdo a la profundidad.

En la figura 4.1 se puede apreciar una vista de la excavación en planta y en elevación.

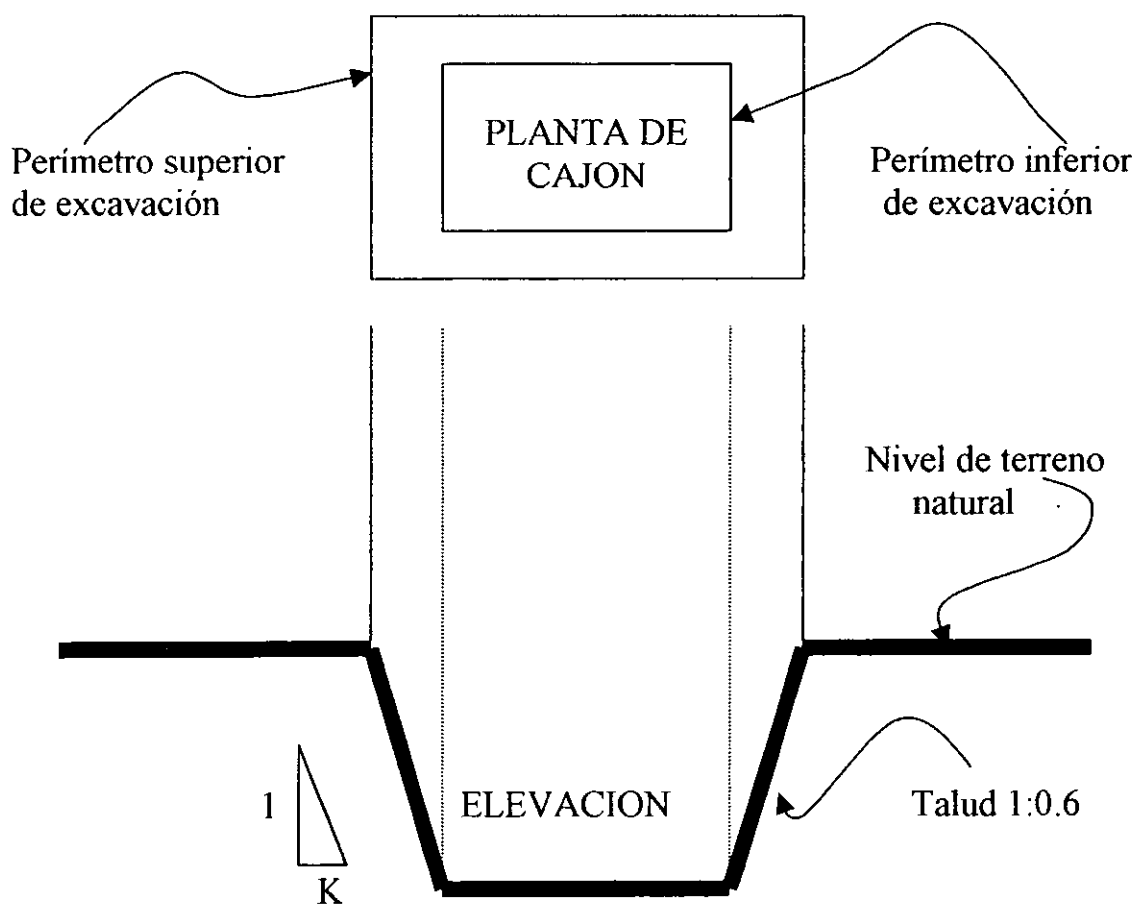


Figura 4.1

Para el trazo de la zona de excavación se necesitó de un topógrafo con dos cadeneros.

El talud que se utilizó para efectuar la excavación, de acuerdo a las especificaciones proporcionadas por la D.G.C.O.S.T.C, 0.6 horizontal – 1.0 vertical, y ésta ocupará en la parte inferior un área cuyos lados serían de 50 cm mas largos que los de la zapata a nivel de desplante. A este respecto, se le sugirió a la supervisión ampliar esta dimensión a una distancia de 100 cm, debido a la dificultad al momento de efectuar maniobras, con la consecuente disminución del rendimiento en los trabajadores y el aumento de tiempo para efectuar los trabajos en diferentes etapas del procedimiento constructivo.

Las excavaciones eran en promedio de 3.4 metros de profundidad respecto al nivel de terreno natural, por lo cual y debido al talud que se debía de respetar por especificaciones, la longitud se incrementaba en promedio unos $3.4 \times 0.6 = 2.04$ metros a cada lado de la excavación. Estos lados, superior e inferior de la excavación, eran los que marcaba la brigada de topografía.

IV.2- Inicio de la excavación.

Para dar comienzo con la excavación del cajón de cimentación, en primera instancia se determina una ruta de acceso para la maquinaria hacia la zona de trabajo, en este caso examinemos lo concerniente a un cajón de cimentación, ya que el procedimiento es muy similar para los subsecuentes cajones en los que se realizó la excavación.

Rutas de Acceso y Salida

En este caso, para el cajón de cimentación 2, la ruta de acceso de los camiones de carga que se propuso fue la que correspondía a la avenida 608, entrando a la obra por la avenida 661. De modo similar, la ruta de salida de los camiones con carga que se designó, fue la de salir por la avenida 661, llegando a la avenida principal 608, para de este modo salir de la obra provocando el menor disturbio posible al tránsito de esas avenidas.

En la figura 4.2 se aprecian acceso, salida y zona de espera destinados para la excavación de un cajón de cimentación.

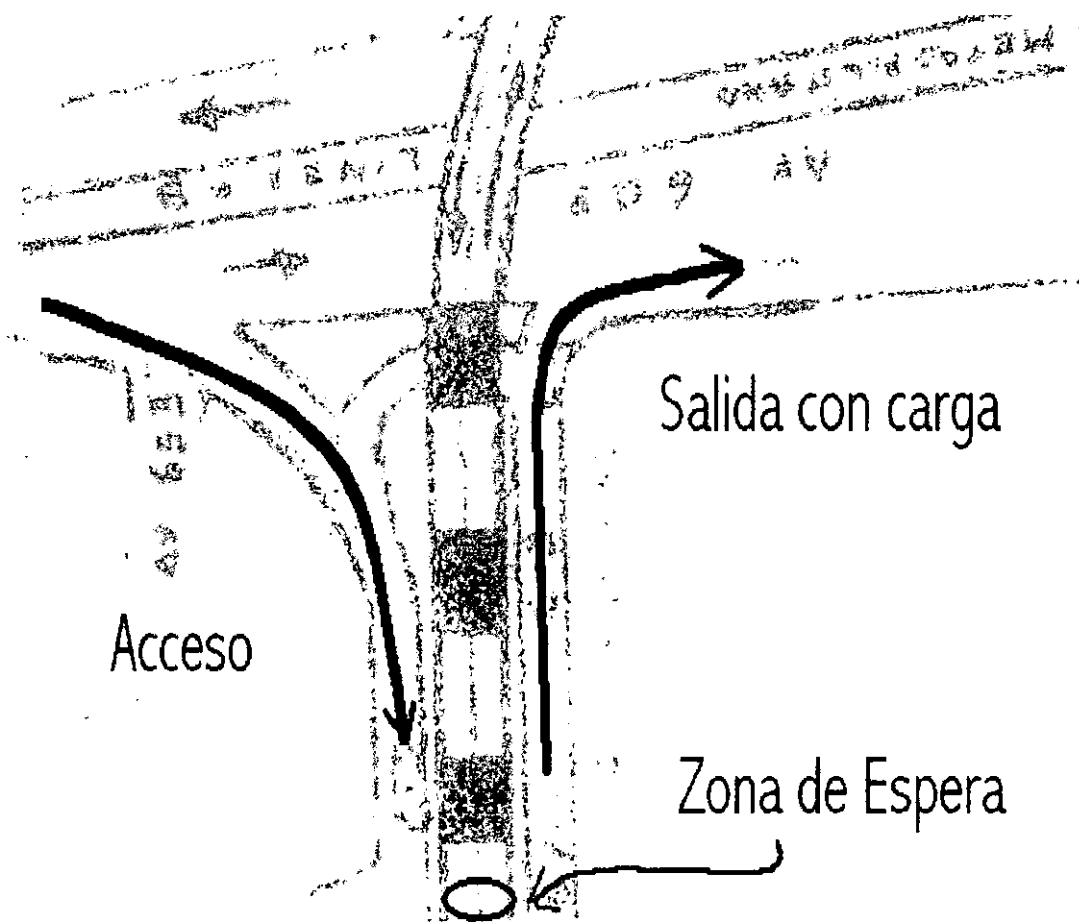


Figura 4.2

En lo que respecta a la zona de espera, no siempre se tenía la misma con unidades, debido a que en ocasiones los camiones tardaban en arribar a la obra, con lo que la máquina no cargaba y se limitaba a hacer banco de material mientras llegaba el camión siguiente.

IV.3-Descripción del procedimiento de excavación.

Una vez que ya se tenía delimitada la zona de excavación, y definidas las rutas de acceso a la obra y de salida para los camiones, se continuaba entonces ya con la excavación en forma.

Para esta excavación se utilizó una retroexcavadora Poclain, que comenzaba a extraer el material de la zona y al mismo tiempo si se encontraba

camión cerca, cargaba el mismo.

En esta operación de excavación y carga, se tenía un ritmo en promedio de $12.58 \text{ m}^3/\text{h}$. Este ritmo de trabajo, lleva incluido el tiempo de maniobras de la maquinaria, el tiempo de los camiones, tanto de acomodo como el del movimiento de tierras y la elaboración de banco.

En la figura 4.3 se puede apreciar la retroexcavadora cuando está iniciando las maniobras de excavación para lo que será el cajón de cimentación.



Figura 4.3

Una vez iniciada la excavación, como se mencionó, se extrae el material y éste se carga a camiones para su desalojo, debido a que el material que se ocupará para el relleno de la excavación, será diferente al que se extrajo.

En la figura 4.4 se puede apreciar el momento en que la retroexcavadora carga uno de los camiones que transportan el material.

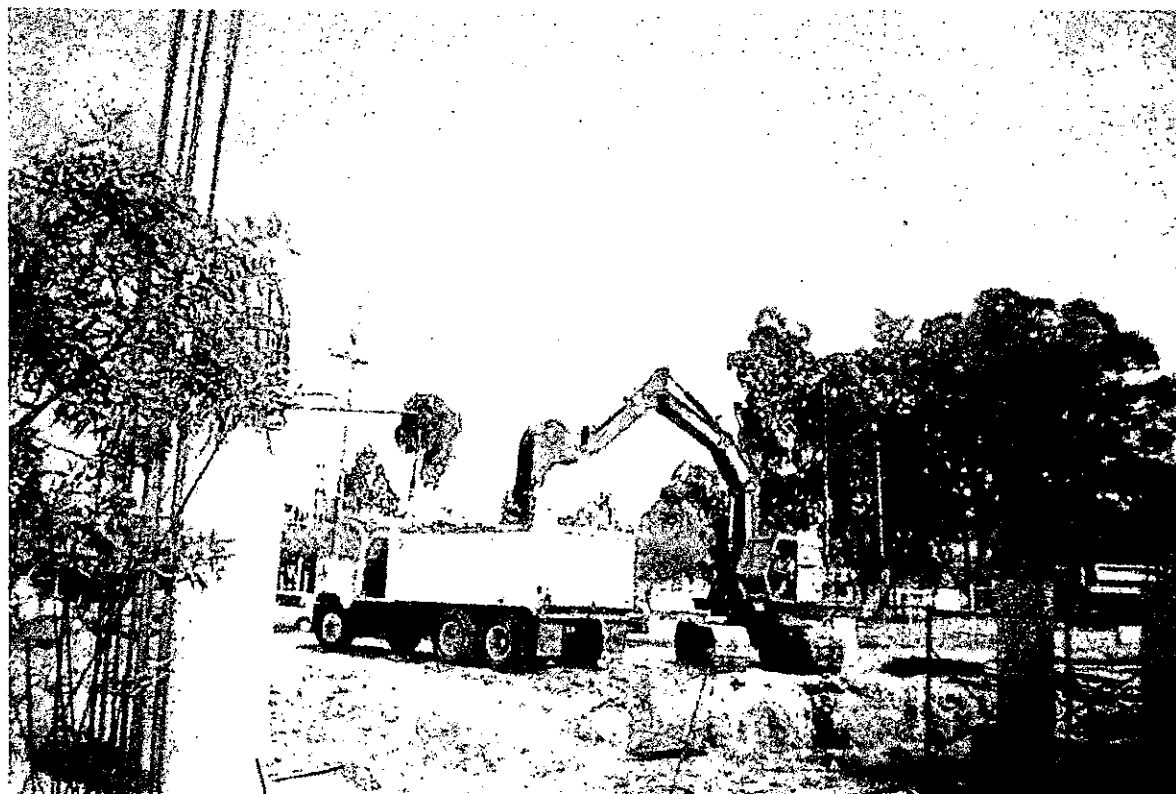


Figura 4.4

De este modo se continúa excavando, cargando el material y transportándolo de manera continua, mientras no se tengan problemas con el nivel de aguas freáticas.

Así que por el momento, el excavar se limita únicamente a la extracción de material, carga y transporte del mismo, para este momento sólo se ha necesitado de la retroexcavadora y de camión es para al transporte del material excavado y se tiene un sistema de trabajo como el que se muestra en la figura 4.5



Figura 4.5

IV.3.1-Control del NAF.

Cuando la profundidad de la excavación llegue a ser mayor que la distancia desde el nivel de terreno natural hasta el nivel de aguas freáticas, se debe contemplar un sistema de abatimiento del NAF para poder realizar los trabajos de construcción de la cimentación en seco.

En este caso, la profundidad del NAF se presentaba encontró a unos 2.0 metros aproximadamente. Si tomamos en cuenta que el peralte de la contratrase, más la losa de fondo, más la losa tapa, suman 2.70 metros, la excavación se hará por debajo del NAF, por lo que será necesario controlar el flujo de agua en la zona de trabajo.

IV.3.2-Zanjas y cárcamos

Con el objeto de poder controlar el nivel de aguas freáticas en la zona de excavación (NAF), se puede recurrir a zanjas y cárcamos.

Un zanja es una especie de excavación en forma de canal que sirve para encauzar un flujo de agua, en nuestro caso se usaron zanjas abiertas en el fondo de la excavación con el objeto de encauzar y recolectar el agua infiltrada. Estas zanjas conducen el agua a cárcamos a partir de los cuales se desaloja.

Un cárcamo es un pozo a nivel más bajo que el de las zanjas que lo alimentan. En estos casos se debe de tener especial cuidado para que los sólidos en suspensión como arenas finas, arcillas o limos no tapen el sistema de drenaje.

Con el objeto de evitar el problema antes descrito, una de las soluciones consiste en revestir las paredes del cárcamo, y cubrir el fondo con un material de grano grueso que funcione como filtro.

En nuestro caso, una vez que se tenían hechos los cárcamos, se procedía con la construcción de zanjas en los cuatro extremos de la excavación, los cárcamos se construían en esquinas opuestas a la misma con el objeto de que la distribución del agua fuese lo mas uniforme posible.

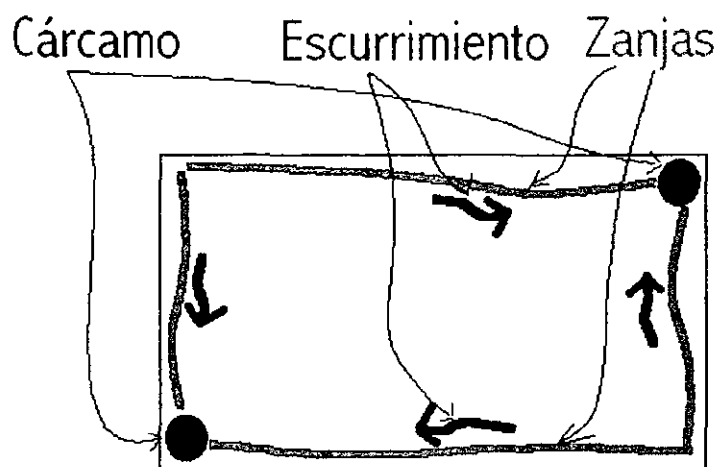
IV.3.3-Cárcamo utilizado

La diferencia con la solución que se mencionó anteriormente, fue que mas que revestir las paredes del cárcamo, se procedió con la utilización de un tambo, al cual se le hicieron orificios en su pared cilíndrica, con el objeto de permitir el paso del agua por el mismo, alrededor del tambo se colocó material ligero, que en este caso fue tezontle, con la finalidad de que este sirviera como filtro.

Una vez que se tenía preparado el dispositivo antes mencionado, se introducía la bomba dentro del tambo para que finalmente se procediera con el bombeo del agua dentro de la excavación.

En la figura 4.6 se aprecia la disposición de los cárcamos, así como el

sentido de escurrimiento de las zanjas en el fondo de la excavación para el cajón de cimentación.



Planta de Excavación para Cajón

Figura 4.6

En la figura 4.7 se presenta un esquema de cómo se conformaron los cárcamos para extraer el agua de las excavaciones.

El bombeo que se llevaba a cabo era de manera continua, debido a que si se dejaba de hacerlo por un largo periodo de tiempo, la excavación comenzaba a llenarse de agua y esto dificultaba los trabajos de construcción del cajón de cimentación, disminuyendo el rendimiento del personal y por consecuencia aumentando el tiempo de ejecución y disminuyendo el volumen de producción de obra.

La bomba que se utilizó para efectuar el bombeo fue una bomba con un diámetro de salida de descarga de 3 pulgadas, con una potencia de 3.5 caballos de fuerza (HP), las cuales en promedio tienen una carga hidráulica de 3.2 metros de altura.

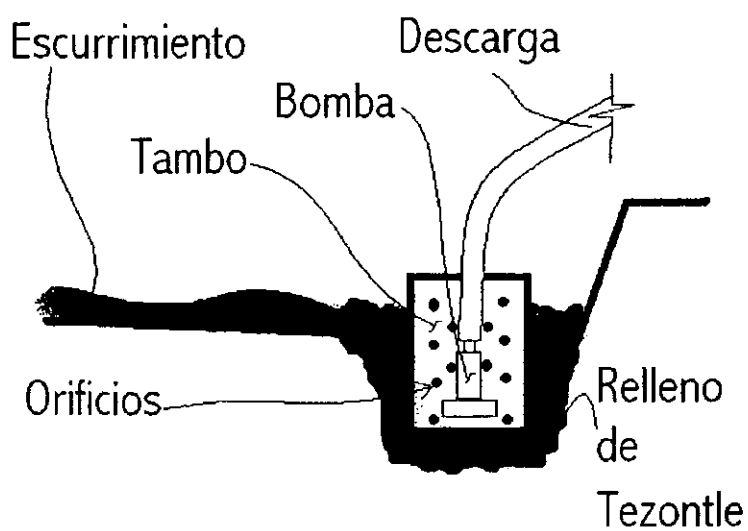


Figura 4.7

Una imagen de la zanja conduciendo el agua hasta el cárcamo se aprecia en la figura 4.8.



Figura 4.8

Debido a que las presiones ejercidas sobre las paredes de la excavación por el agua proveniente de las filtraciones pueden provocar problemas de inestabilidad de taludes, se hace un revestimiento de las paredes del mismo utilizando una mezcla de concreto de baja resistencia, en este caso se utilizó un concreto hecho en obra de resistencia aproximada $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

En la siguiente figura 4.9 se aprecia la aplicación del concreto lanzado sobre tela de gallinero previamente colocada en las paredes de la excavación.



Figura 4.9

Debe de tomarse en cuenta que entre otras precauciones, y de acuerdo con la normatividad de la D.G.C.O.S.T.C., la protección de las paredes de la excavación se debía de realizar en un plazo no mayor de 36 horas.

Con el fin de evitar el remoldeo de material, los últimos veinte centímetros de la excavación se realizaron de forma manual, así como el afine de las paredes de la misma.

Otra de las precauciones que se tuvieron fue que para evitar una falla provocada por el deslizamiento del talud, se consideraba una franja de seguridad de tres metros alrededor del perímetro de la misma, además, de que como el material expuesto al medio ambiente sufría intemperización, para evitar cualquier eventualidad presentada por dicho fenómeno, se dictaminó un tiempo máximo permanencia de una excavación abierta. Dicho tiempo de acuerdo a las especificaciones de la D.G.C.O.S.T.C., era de 14 días como máximo para una excavación sin protección alguna de sus paredes.

V

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CAJÓN DE CIMENTACIÓN

V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

Pag.

V.1 Procedimiento constructivo de la primera plantilla.....	104
V.2 Descabece de pilotes.....	109
V.3 Características y colocación de la primera parte de geomembrana.....	110
V.4 Procedimiento constructivo de la segunda plantilla.....	115
V.5 Procedimiento constructivo de losa de fondo.....	119
V.5.1 Características del acero de refuerzo.....	120
V.5.2 Características del concreto en la losa de fondo.....	120
V.5.3 Procedimiento constructivo de la losa de fondo.....	121
V.6 Procedimiento constructivo de contratraveses.....	133
V.7 Procedimiento constructivo de la losa tapa.....	140
V.8 Pruebas utilizadas para el control de calidad del concreto.	144
V.8.1 Prueba del revenimiento.....	144
V.8.2 Prueba de resistencia a la compresión.....	145
V.9 Impermeabilización del cajón de cimentación.....	146
V.10 Rellenos locales.....	147
V.11 Instrumentación y Mantenimiento.....	149

V. CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Una vez realizada la excavación y teniendo los equipos necesarios para el control del NAF, procederemos entonces con la construcción del cajón de cimentación.

V.1 Procedimiento constructivo de la primera plantilla

Cuando se tiene la excavación a una profundidad indicada, se procederá entonces con la nivelación de la parte baja de la misma. En la siguiente figura 5.1 se muestra un ejemplo de los niveles que se deben de respetar para el cajón de cimentación.

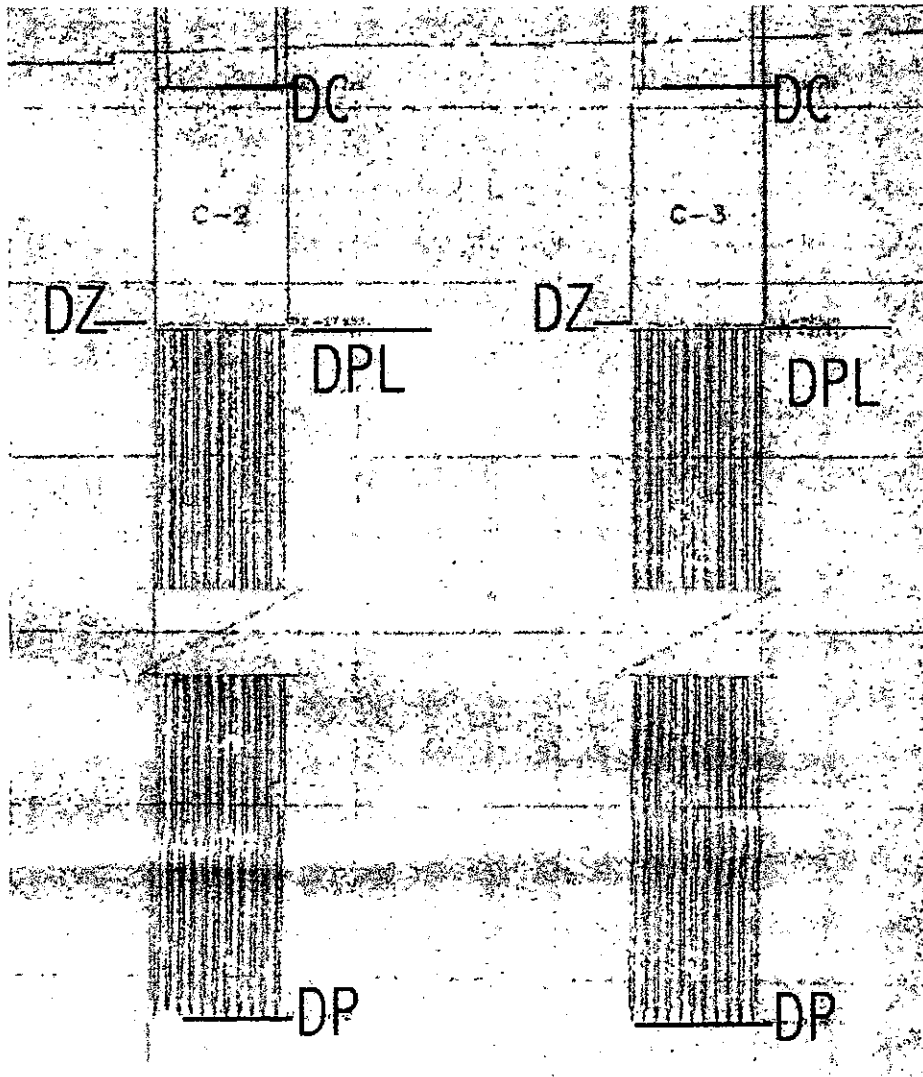


Figura 5.1

Para la nivelación se hace uso de la brigada de topografía, ésta tiene ya dispuestos los llamados *bancos de nivel*, que sirven de referencia para señalar la profundidad necesaria de la excavación para el desplante del cajón de cimentación.

En los planos de alzado del proyecto del puente, es donde se indican los niveles. En la figura anterior se muestran cuatro niveles diferentes, los describiremos de la parte superior hacia la parte inferior.

D.C.= Desplante de columna

Se refiere al nivel de donde se aprecia el desplante de la columna saliendo del cajón de cimentación, aun que cabe hacer la aclaración de que el acero de la columna parte desde el armado del cajón de cimentación, lo cual se explicará de manera más detallada posteriormente.

D.Z.= Desplante de zapata

Se refiere al nivel de desplante de la losa de fondo del cajón de cimentación.

D.P.L.= Desplante de plantilla

Es el nivel de desplante de la segunda plantilla, ya que la primera se desplanta cinco centímetros abajo, la construcción de esta plantilla se describirá de forma más explícita posteriormente.

D.P.= Desplante de pilote

Indica el nivel hasta el cual deben de llegar los pilotes hincados.

En primera instancia, lo que se hacía es que en varios de los pilotes de los cuales sus "cabezas" ya se encontraban descubiertas, se hacía una marca con pintura ubicada a 95 centímetros de distancia del nivel D.P.L.. Se hacía de esta manera, ya que antes de la segunda plantilla, va una primera que también es de cinco centímetros, así que por consiguiente, a una distancia de un metro de la marca antes mencionada es que se encontraba el nivel de afine de terreno de la excavación el cual se realizaba a mano. Para los trabajadores el mencionarles "...excava y afina a un metro de esta paloma" es mas práctico y por consiguiente se reduce la posibilidad de error. De ese modo es como se

indicaban los niveles en esta parte del procedimiento constructivo.

En la figura 5.2 se muestra un esquema del marcado de los niveles.

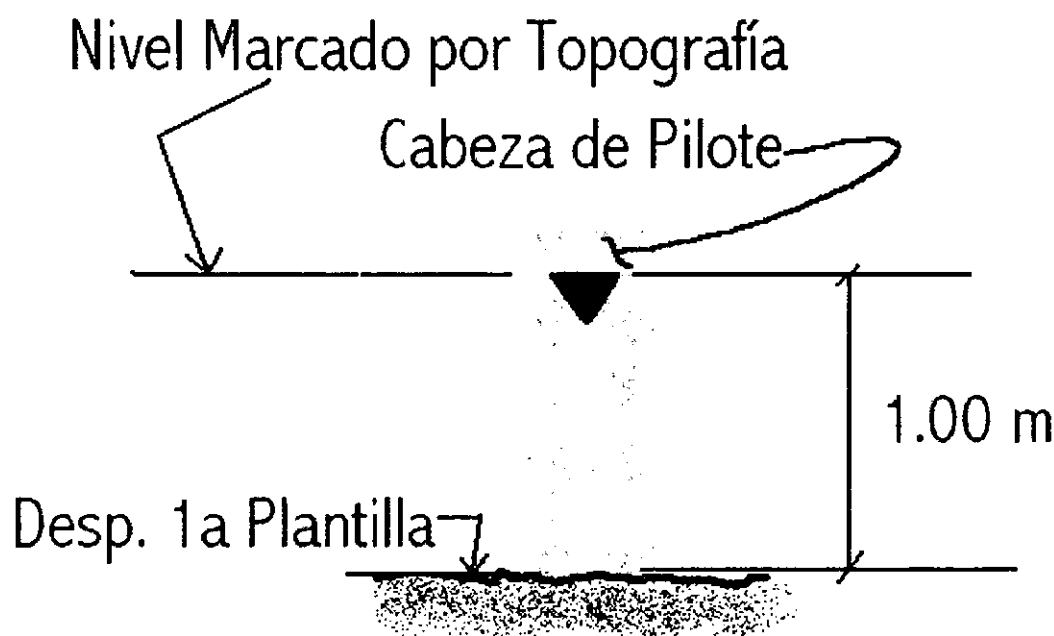


Figura 5.2

Debido a que el material sobre el cual se apoyará el personal para proceder con los trabajos propios de la construcción del cajón de cimentación es muy blando y húmedo, se ha dispuesto la colocación de una plantilla de concreto de baja resistencia o también llamado concreto pobre, con un espesor de 5 centímetros, esta plantilla se construirá cubriendo únicamente lo que es el área del cajón.

Inicialmente para la construcción de la plantilla, se marcan además de

los niveles, los ejes del cajón de cimentación.

Generalmente los ejes de dicho cajón se marcaban utilizando varillas que se incrustaban en los taludes revestidos con concreto lanzado.

Teniendo los ejes marcados, el maestro carpintero procede con la maniobra conocida como "*frontereo*" del cajón de cimentación, esto significa que haciendo uso de barrotes de madera se colocan en lo que será el área ocupada por el cajón de cimentación, esto sirve para confinar el concreto y no se riegue por las orillas.

Una vez "*fronteread*" el área que ocupará el cajón de cimentación de acuerdo a los ejes que previamente se indicaron, se procede con el colado de lo que será la primera plantilla.

Para este colado se dispone en primera instancia de la ruta de acceso de la olla, y además se construye un canalón de madera que servirá para conducir el concreto que sale de la olla revolvedora hasta el lugar de donde se depositará.

Conforme llega el concreto, el personal de obra lo va tendiendo, de manera que se reparta uniformemente y que tenga éste al nivel indicado.

Una vez que llegaba el concreto, a la obra se procedía con la realización de la prueba de revenimiento. Esta prueba es de suma importancia, ya que permite conocer la trabajabilidad del concreto y su posible endurecimiento.

En la figura 5.3 se puede ver el procedimiento de colado de la primera plantilla. A la derecha se ve la olla revolvedora de concreto, de la cual sale el material que se conduce por el canalón hasta el lugar de depósito, que es la plantilla.

En la parte baja se ve al personal que está en espera de que baje el concreto para poder extenderlo en toda la superficie de lo que será la primera plantilla del cajón de cimentación.



Figura 5.3

De acuerdo a la prueba de revenimiento, la mezcla antes de ser aplicada tendrá un valor de $10 \text{ cm} \pm 2.5 \text{ centímetros}$.

Grado: A

Se refiere al grado de calidad "A"; nos dice que de cinco cilindros a los que se les haga la prueba de compresión simple, uno de cada cinco puede no proporcionar la resistencia especificada.

Clase: 2

Para este caso se dividió al concreto en dos clases, la clase 2 que comprende a los concretos con resistencia a la compresión (f'_c) menor a los

250 kg/cm², y los de clase 1, a los concretos con una resistencia a la compresión igual o mayor a 250 kg/cm².

V.2-Descabece de pilotes.

Por especificaciones, la cabeza del pilote debería de estar entre 80 y 100 centímetros dentro de lo que será la contratrabe del cajón de cimentación.

Cuando se tiene la excavación y la plantilla, entonces entran a la zona de obra del cajón los perforistas, estos utilizan unas pistolas neumáticas que por medio de aire comprimido activan unas pulsetas que destruyen el concreto que se encuentra en la cabeza del pilote.

En este caso la brigada de perforistas estaba constituida por tres personas, cada persona demolía alrededor de siete cabezas de pilotes por jornada de trabajo.

Parte del acero de la cabeza del pilote se retira después de la demolición del concreto, no así el acero principal. En cada pilote se construye una conexión especial para unir el pilote con la contratrabe del cajón de cimentación. El acero que se retira es propiamente el suncho que se indica en la figura 5.4

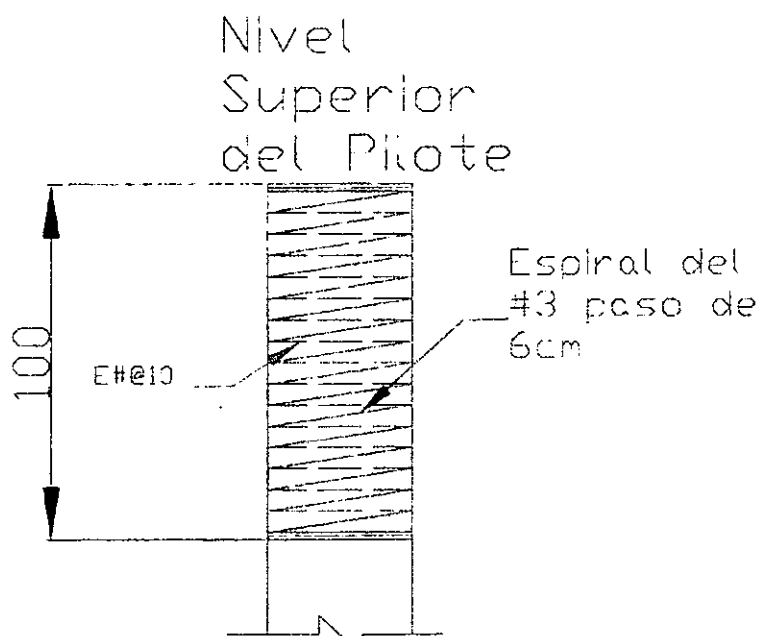


Figura 5.4

En la figura 5.5 se aprecia a la cuadrilla demoliendo el concreto de la cabeza de los pilotes.

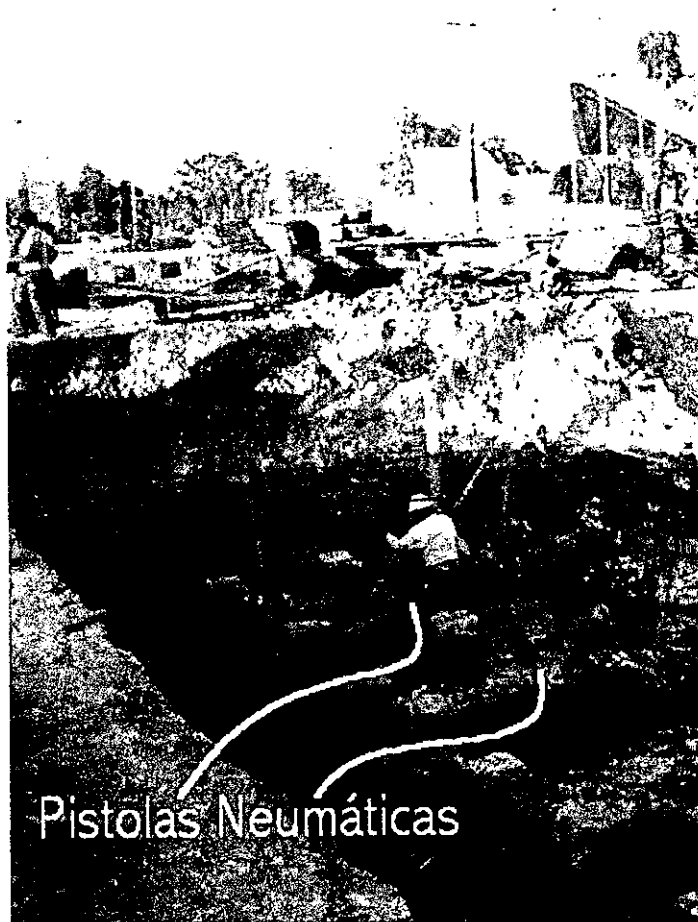


Figura 5.5

V.3- Características y colocación de la primera parte de geomembrana.

Una de las operaciones más delicadas es la colocación de la geomembrana impermeable.

A continuación se describirán en primera instancia las características de

la geomembrana:

Masa/m² = 222.2 gr/m².

Espesor = 1.6 mm.

Resistencia a la Perforación = 80kg.

Resistencia a la Tensión (longitudinal) = 1330 kg/ml.

% de Elongación de Ruptura = 45.1%

Resistencia a la Tensión (transversal) = 910 kg/ml.

Coefficiente de Permeabilidad = 0.04 cm/seg.

Este material cumplía con los requerimientos mencionados en la especificaciones proporcionadas por la D.G.C.O.S.T.C., así que una vez que se contaba con el material y con la aprobación para utilizarlo por parte de la dependencia se procedía con la colocación del mismo.

Una vez terminados los trabajos de descabece de pilotes, se procedía entonces con la colocación de la geomembrana encima de lo que fue la primera plantilla.

El personal encargado de su colocación debía tomar en cuenta las partes donde se encontraban las varillas que sobresalían de los pilotes, para evitar dañar la geomembrana.

A este detalle de colocación se le denominó en obra como “cazuela”. Para su construcción se hacía una perforación de 32 x 32 cm a la geomembrana, ya que se tenía que descontar el recubrimiento del acero la sección original del pilote, además de que debe de quedar lo mas pegado posible.

Antes de colocar la geomembrana, en la parte donde se encontraba el pilote se hacía una sobreexcavación, 20 cm mas profunda que el nivel de la plantilla, y se extendía 20 cm a cada lado del pilote.

En la figura 5.6 se muestra una planta y un corte del detalle de cazuela.

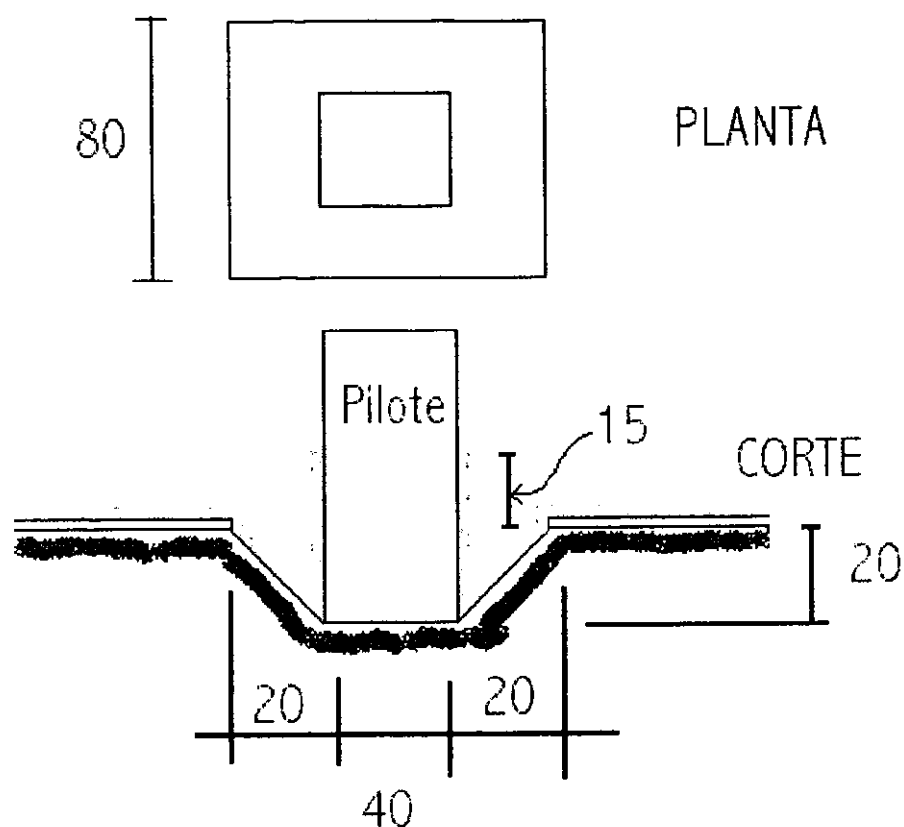


Figura 5.6

Esta preparación especial se hacía debido a que en los lugares en donde se encontraban los pilotes, si se dejaba tal y como estaba, formaba un hueco por el cual se podía infiltrar la humedad, deteriorando así el trabajo de impermeabilización de losa de fondo.

Una vez, contemplados los detalles de las cazuelas para cada pilote en la losa de fondo, se continuaba colocando la geomembrana, el trabajo era minucioso ya que ésta venía en rollos de 2.1 metros de altura por 50 metros de longitud, dicho rollo pesaba alrededor de 23.33 kg.

Para dar continuidad a la geomembrana las tiras longitudinales de 2.1

metros de ancho por el largo necesario se unieron mediante calor, es decir, se llevó a cabo una termofusión del material, empleando para ello pistolas de aire caliente.

En la figura 5.7 se puede apreciar el momento de juntar dos tiras de geomembrana utilizando la pistola de aire caliente.

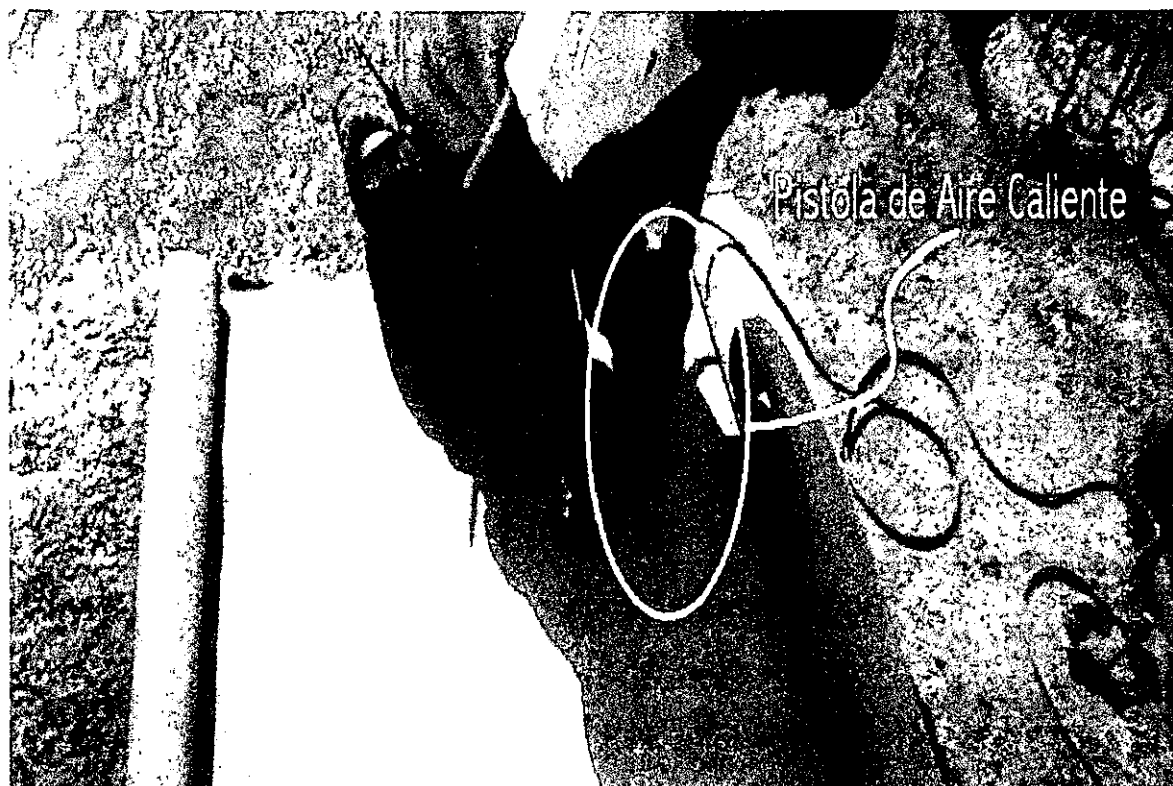


Figura 5.7

Además del cuidado que se debe de tener en las juntas de las tiras, así como en la elaboración del detalle de las cazuelas, se deja la geomembrana unos cincuenta centímetros sobresaliendo del área que va a ocupar el cajón de cimentación. En las figuras 5.8 y 5.9 se puede ver el detalle de la cazuela en su ejecución física, y los cincuenta centímetros sobresaliendo respectivamente.

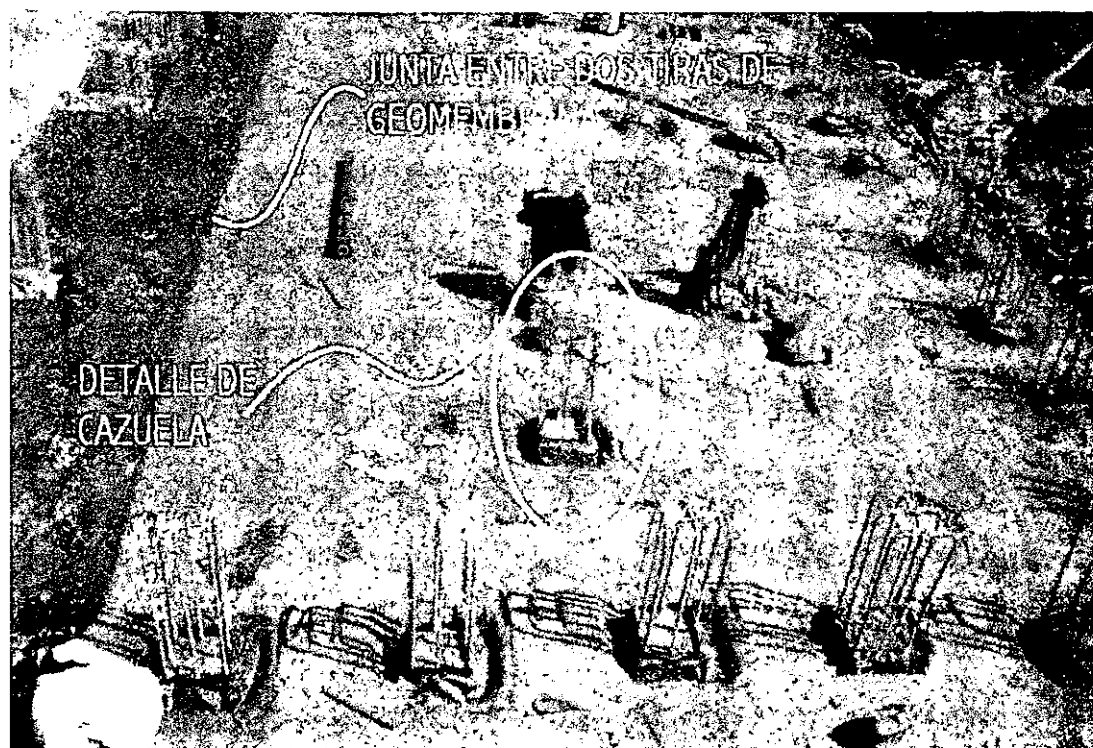


Figura 5.8



Figura 5.9

V.4 -Procedimiento constructivo de la segunda plantilla.

Este procedimiento es muy similar al efectuado para la construcción de la primera plantilla, sólo presenta algunas variaciones mínimas.

En este caso, como ya se han descabezado los pilotes y sólo quedan las varillas, el nivel de referencia que se marca ahora está a un metro de la parte superior de la plantilla, como se muestra en la figura 5.10.

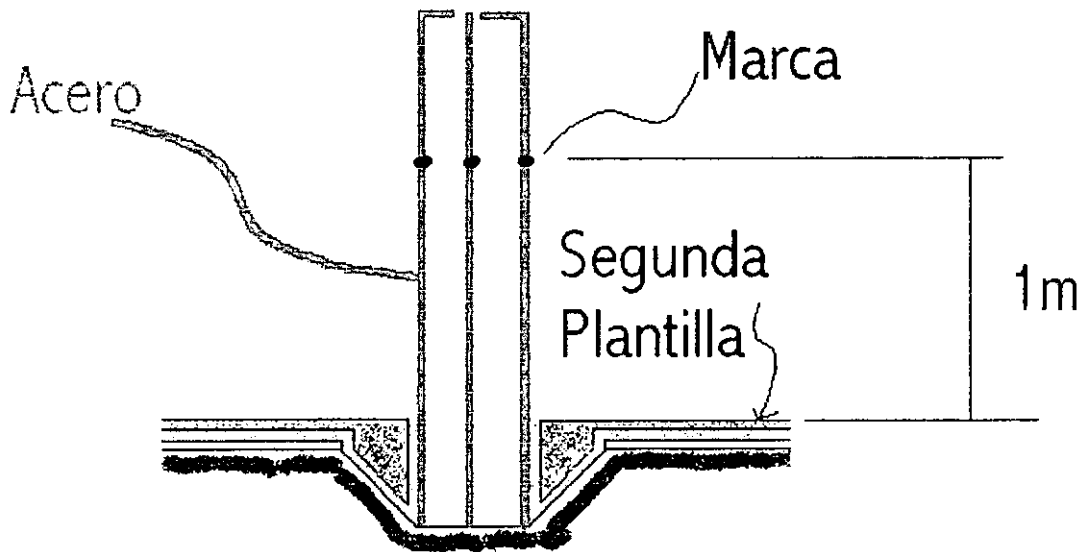


Figura 5.10

Esa marca se pasaba en varias de las varillas de los pilotes, con las debidas indicaciones al personal de obra de que no las moviesen, ya que de ser así provocarían una variación en el nivel.

La segunda plantilla, al igual que la primera, era de un espesor de cinco centímetros.

Para la colocación de las fronteras de la segunda plantilla, además de tomar en cuenta los ejes, se consideraban también los quiebres que se

presentaban en el contorno del cajón de cimentación, debido a los dados que se tenían por las columnas, así que a diferencia de la primera plantilla en la que sólo se hizo un rectángulo, en esta segunda plantilla, la delimitación de la misma se hizo respetando los dados.

En la figura 5.11 se muestra una parte del contorno de la cimentación.

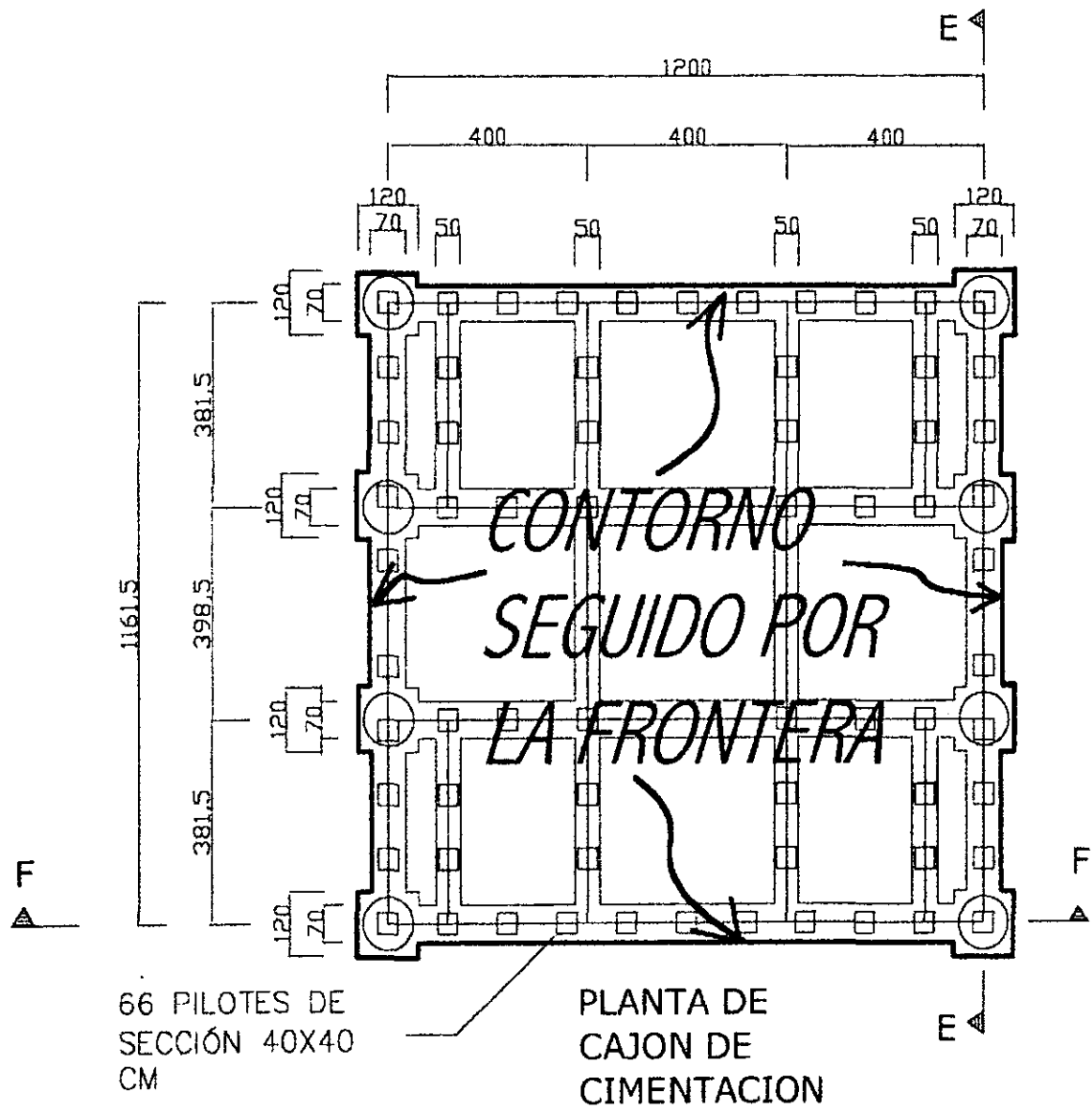


Figura 5.11

Una vez terminado el “frontereo” se continuaba con el colado, la metodología era la misma que para la primera plantilla, se contaba con un canalón para conducir el concreto hasta su lugar de depósito, tal como se puede ver en la figura 5.12.

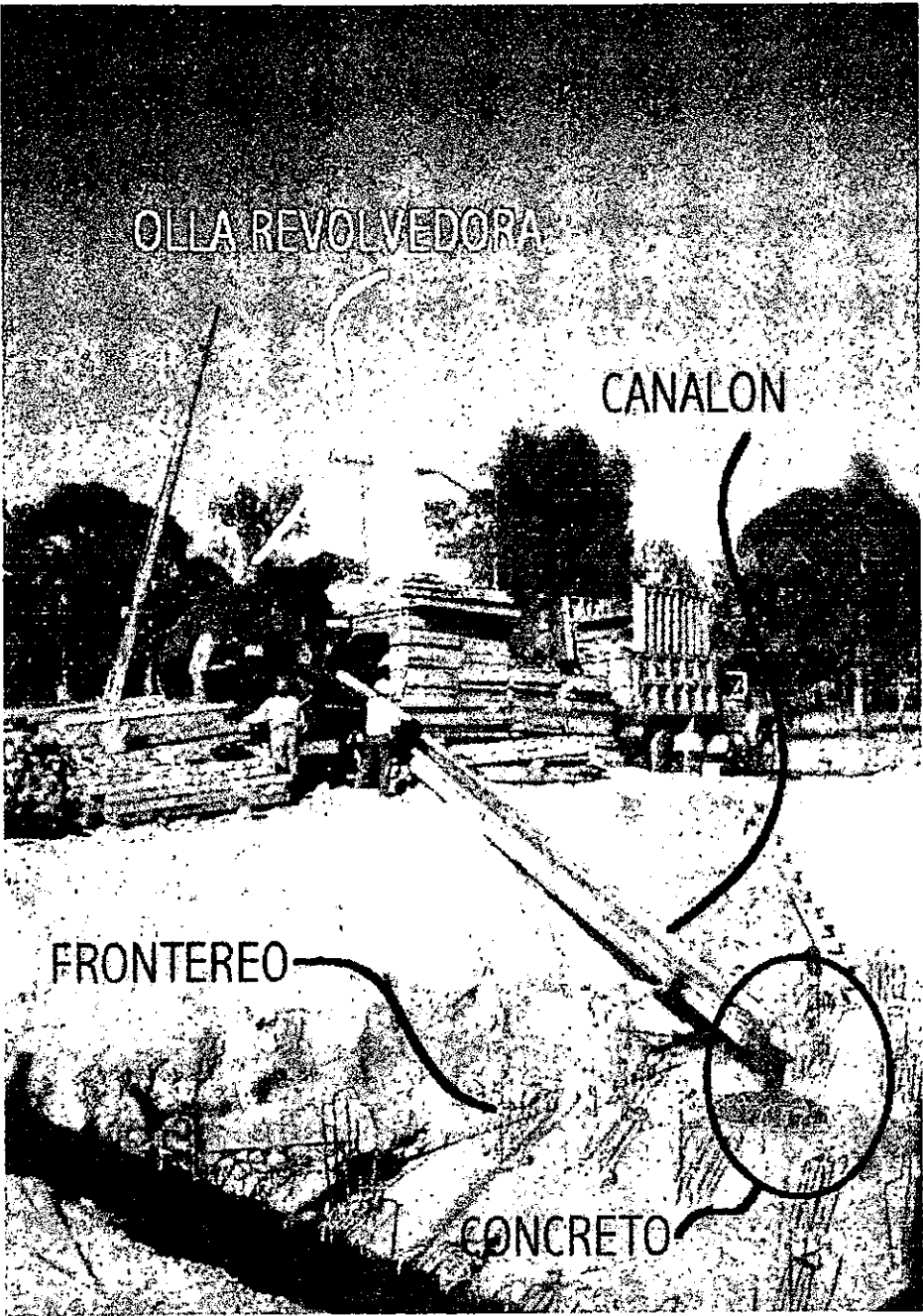


Figura 5.12

En esta segunda plantilla cambian algunas de las características de la misma con respecto de la primera, ya que en esencia, la función de esta segunda plantilla es la de proporcionar impermeabilización a la losa de fondo del cajón de cimentación.

Sus características principales son:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$TMA = \frac{3}{4}''$$

$$Rev. = 10 \text{ cm.}$$

Clase: 1

Para la clase de concreto utilizado, no más del 10% de las muestras ensayadas de este concreto deben de presentar una resistencia que sea inferior a la que se especifica en los planos correspondientes.

Como muestra individual, el concreto debe de cumplir por lo menos con la resistencia especificada ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$) $\pm 35 \text{ kg/cm}^2$.

Los promedios de resistencia a compresión de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas pertenecientes o no al mismo día de colado, no serán menores que la resistencia del concreto a los 28 días de edad, especificada en planos como $f'c$.

$$\text{Peso volumétrico en estado fresco} = 2.2 \text{ ton /m}^3.$$

Se refiere al peso por unidad de volumen de la muestra en estado fresco que para el concreto clase 1, debe ser igual o superior a 2.2 ton/m^3 y para clase 2 debe estar comprendido en el rango de 1.9 y menor que 2.2 ton/m^3 .

Aditivo: Impermeabilizante Integral.

Se refiere a un aditivo que reduce la velocidad a la cual se transmite el agua a presión a través del concreto, este aditivo disminuye la relación agua-cemento, reduciendo consecuentemente la permeabilidad del material y aumentando consecuentemente la resistencia de la mezcla de concreto.

V.5 -Losa de fondo

El cajón de cimentación está conformado principalmente por tres partes: la losa de fondo, las contratraves, y la losa tapa; estas partes se pueden apreciar en el esquema de un cajón de cimentación (figura 5.13).

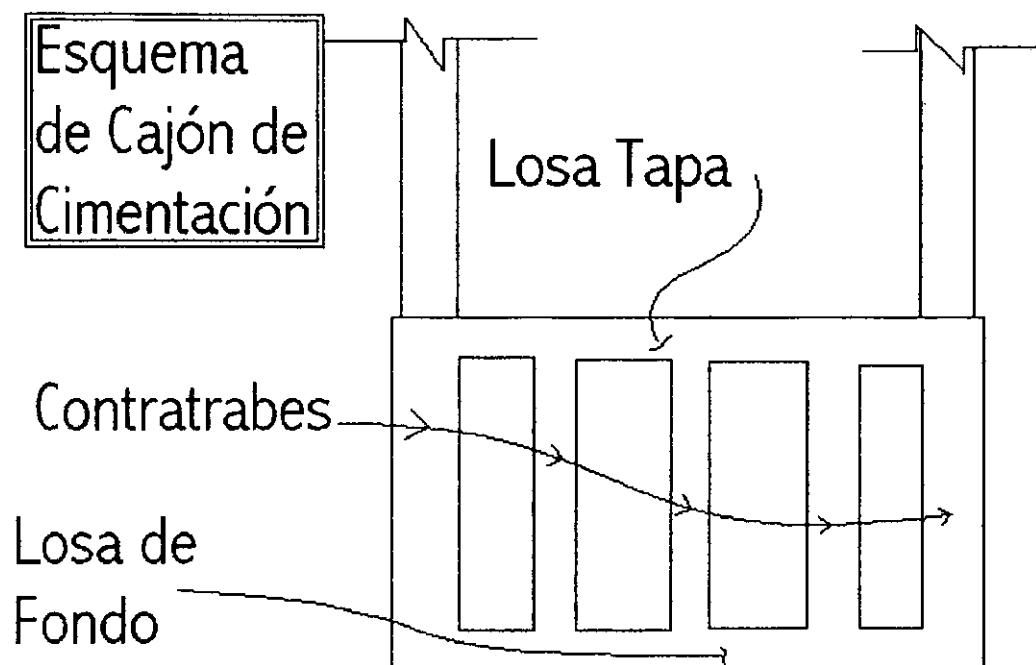


Figura 5.13

La losa de fondo está armada en dos sentidos y en dos lechos. Por la forma del armado se trata de una losa ortotrópica, nombre que reciben las losas cuyo armado en dos sentidos comprende un ángulo de 90° .

De acuerdo a los planos estructurales correspondientes, el armado de la losa de fondo constaba de varillas del número 5 ($5/8$ de pulgada).

Estas varillas, en el lecho bajo, llevaban un espaciamiento de 20 centímetros entre cada una de ellas en ambos sentidos.

Por otro lado, en el lecho alto, las varillas eran del número 4 ($4/8''$) con

un espaciamiento entre ellas de 25 centímetros en ambos sentidos.

En la figura 5.14 se presenta la indicación respectiva de la losa de fondo en los planos estructurales.

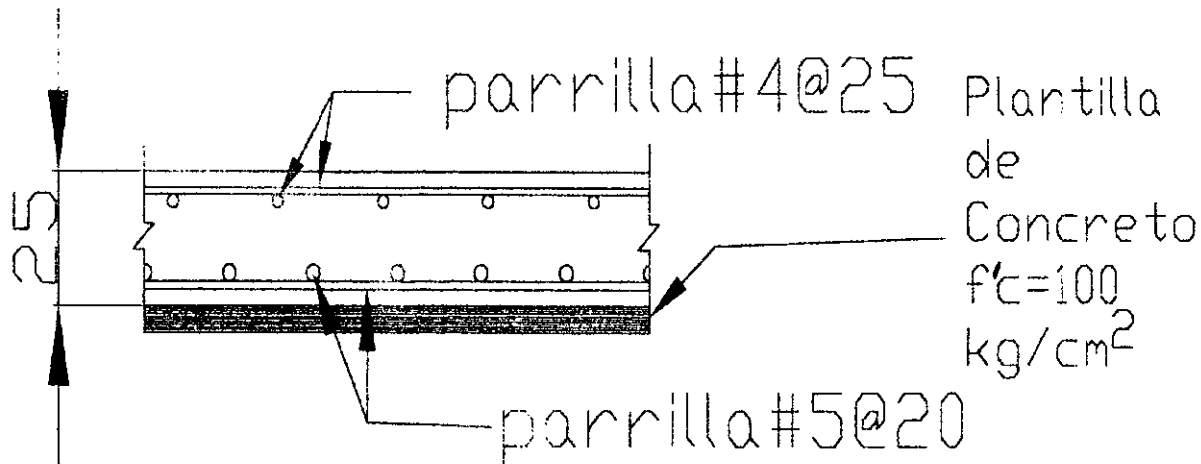


Figura 5.14

V.5.1 -Características del acero de refuerzo

El acero de refuerzo es el que se coloca ahogado en la masa de concreto para soportar los esfuerzos generados por cargas, contracción por fraguado y cambios de temperatura, y tiene un esfuerzo de fluencia= 4200 kg/cm^2 .

IV.5.2 -Características del concreto en la losa de fondo.

En el concreto que se va a utilizar para la construcción de la losa de fondo, cambian algunas de las características con respecto a las de la plantilla, pues en este caso el elemento a colar tiene una función estructural y debe soportar esfuerzos inducidos por las diferentes condiciones de carga contempladas en el diseño.

Características del concreto en losa de fondo	
Resistencia $f'c$	250 kg/cm ²
Tamaño máximo de agregado	3/4 "
Revenimiento	12 cm
Clase	1
Peso volumétrico	2.2 ton/m ³
Aditivo	Impermeabilizante integral Aditivo para ayuda de bombeo

El aditivo para facilitar el bombeo se solicitaba a la concretera en el pedido, ya que por el procedimiento constructivo de la losa de fondo, se empleaba bomba de concreto para traslado del mismo hasta el lugar de su depósito. Este tipo de aditivo aumenta la viscosidad del concreto reduciendo la deshidratación de la pasta mientras se encuentra bajo la presión de la bomba.

V.5.3 -Procedimiento constructivo de la losa de fondo.

En primera instancia, después de contar con la segunda plantilla, se comienza por el tendido del primer lecho de barras de acero en ambos sentidos, respetando las indicaciones de los planos correspondientes, relativos al diámetro nominal de la varilla, la separación existente entre las mismas, y el ángulo que debe de existir entre varilla en el armado, que para este caso es de 90 °.

Un detalle que vale la pena mencionar, es que también debido a indicaciones de planos estructurales, parte del armado de las contratraves quedaban contenidos dentro de la losa tapa como se muestra en la figura 5.15.

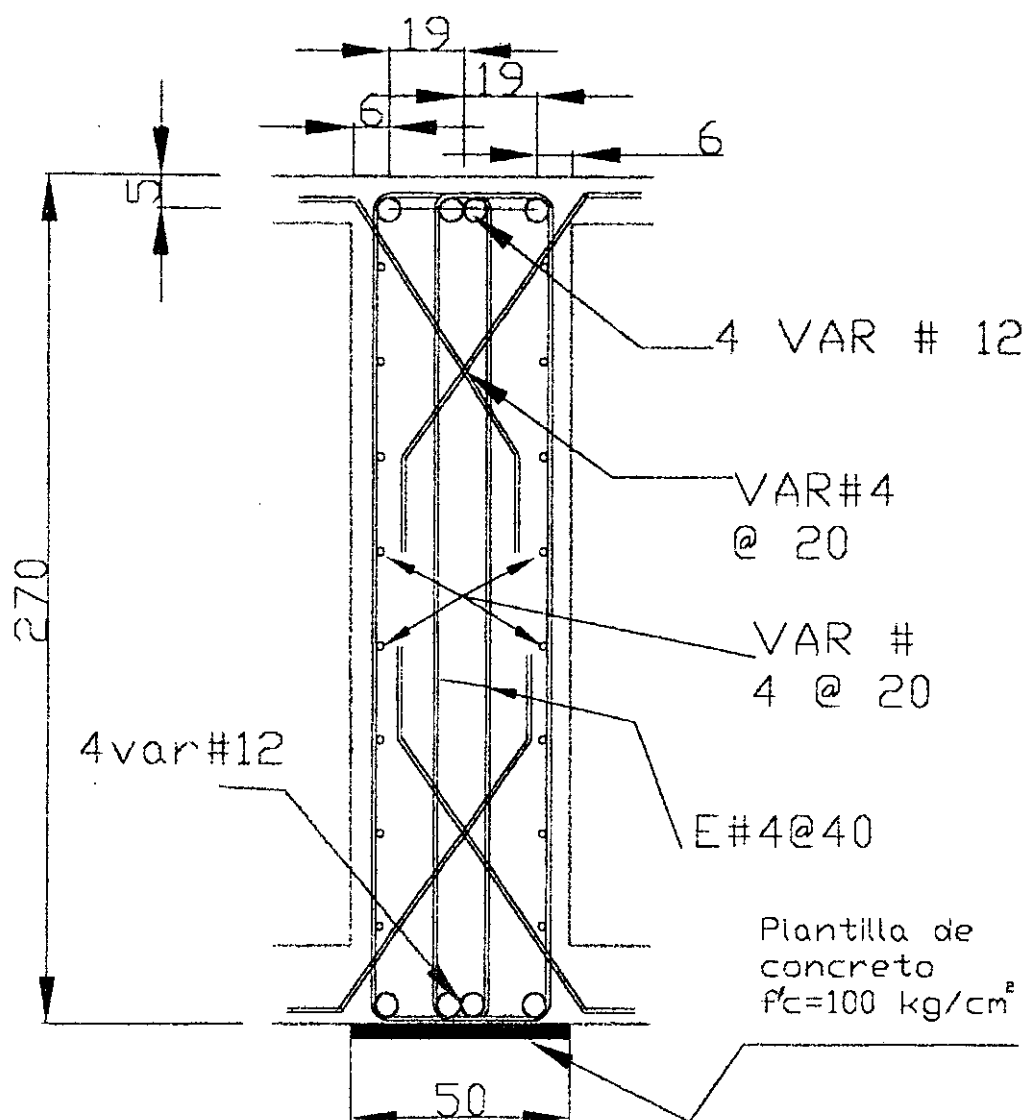
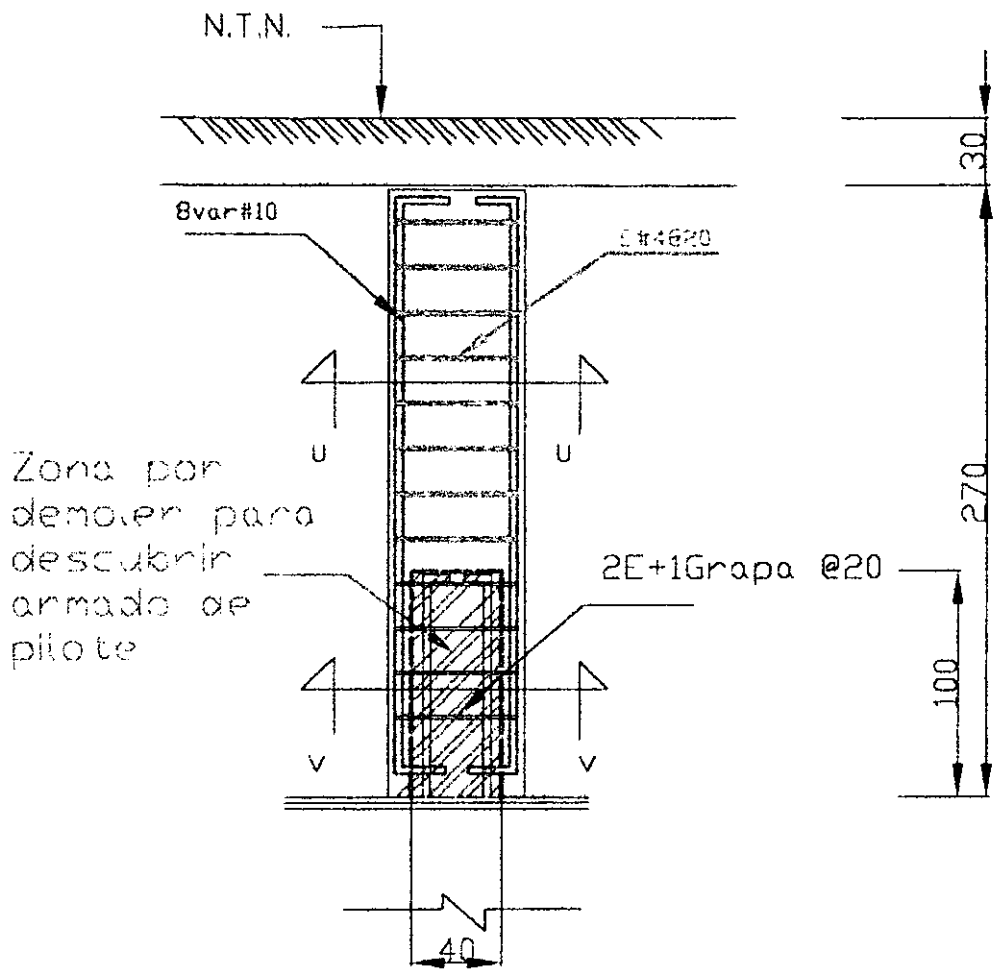


Figura 5.15

Ya que se tiene armada la parte del lecho bajo de la losa de fondo, se prosigue con la colocación de las barras inferiores de las contratraves, tomando en cuenta su distribución y su alineamiento, para ello se marcaban los ejes en los taludes de la excavación por parte de la brigada de topografía. Estos ejes se bajaban a la plantilla y se marcaban topográficamente, ya que la correcta colocación de los mismos es de suma importancia, pues si estos se colocan mal, las contratraves y el cajón en su totalidad quedará armado y alineado de manera incorrecta, lo que afectaría a la obra en su conjunto.

Una vez que se tienen armadas las partes bajas de las contratraves, se procede con el armado de las conexiones entre pilotes y contratraves, respetando las indicaciones de los planos (figura 5.16).



Detalle de Conexión de Pilote en Dado de Cimentación

Figura 5.16

En la figura 5.17 se ven los detalles de los cortes realizados a dicha conexión de pilote.

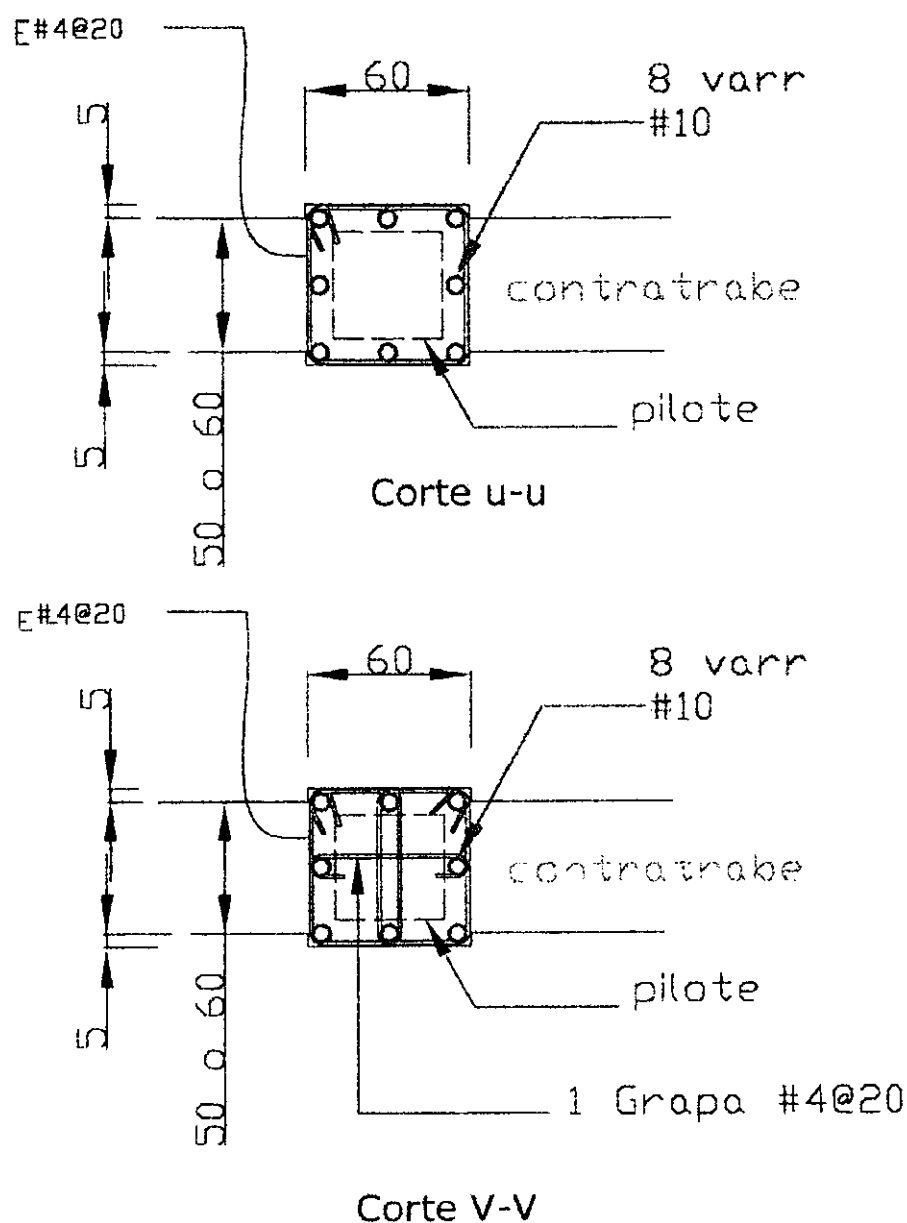
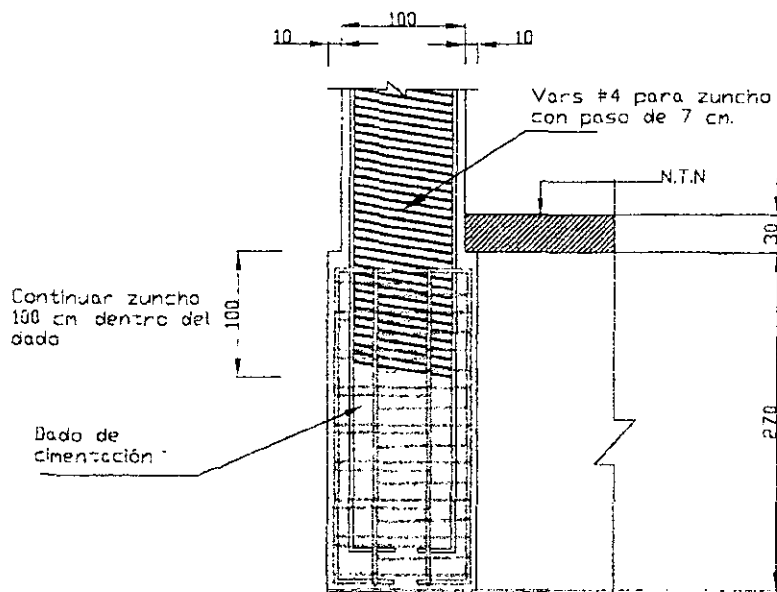


Figura 5.17

Además de estas conexiones se muestra la construcción de los dados de conexión entre las varillas de las columnas con las del cajón de cimentación.

Para efectuar estas conexiones, además del armado correspondiente al dado, se colocaban las varillas de las columnas, dicha conexión se aprecia en la figura 5.18.



Detalle de Conexión en
Columna de $\phi = 100$ cm.

Figura 5.18

En la figura 5.19 se puede apreciar, que cuando se tiene el primer armado del lecho bajo de la losa de fondo, se continúa con la colocación de las varillas de la parte inferior de las contratraves e inmediatamente después se sigue con el armado de las conexiones de los pilotes en las contratraves.

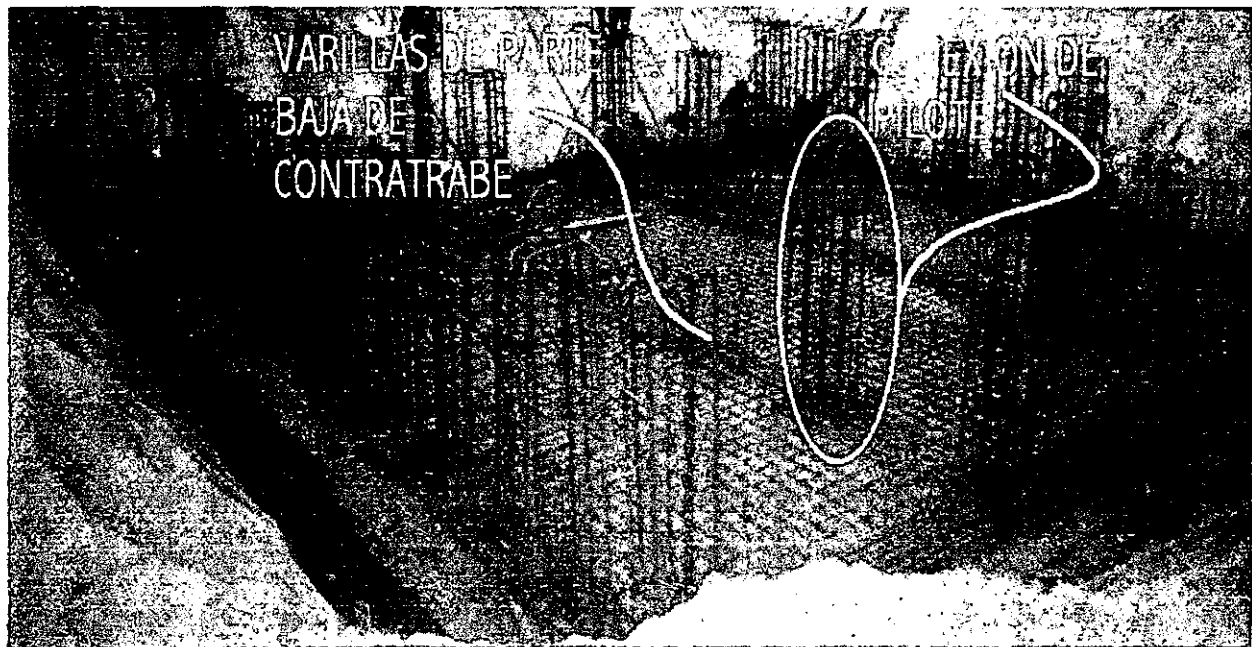


Figura 5.19

Dada la naturaleza del armado, se describirá conjuntamente el procedimiento constructivo de la losa de fondo y el de las contratrabes ya que como se ve en la figura 5.15, es necesaria la colocación de parte del acero de las contratrabes durante el procedimiento constructivo de la losa de fondo.

Para poder hacer la colocación de las barras inferiores de las contratrabes, se debe observar que también llevan estribos a todo lo largo de las mismas, por lo que el habilitado del acero de los estribos también debía de estar terminado cuando se procediera al armado de la losa de fondo.

Continuando con el procedimiento constructivo, se colocan las varillas de la parte superior de la contratrabe, estas varillas se recargan en una serie de estructuras de acero hechas con varillas conocidas en obra como "burros". En la figura 5.20 se puede apreciar esta parte del procedimiento constructivo.

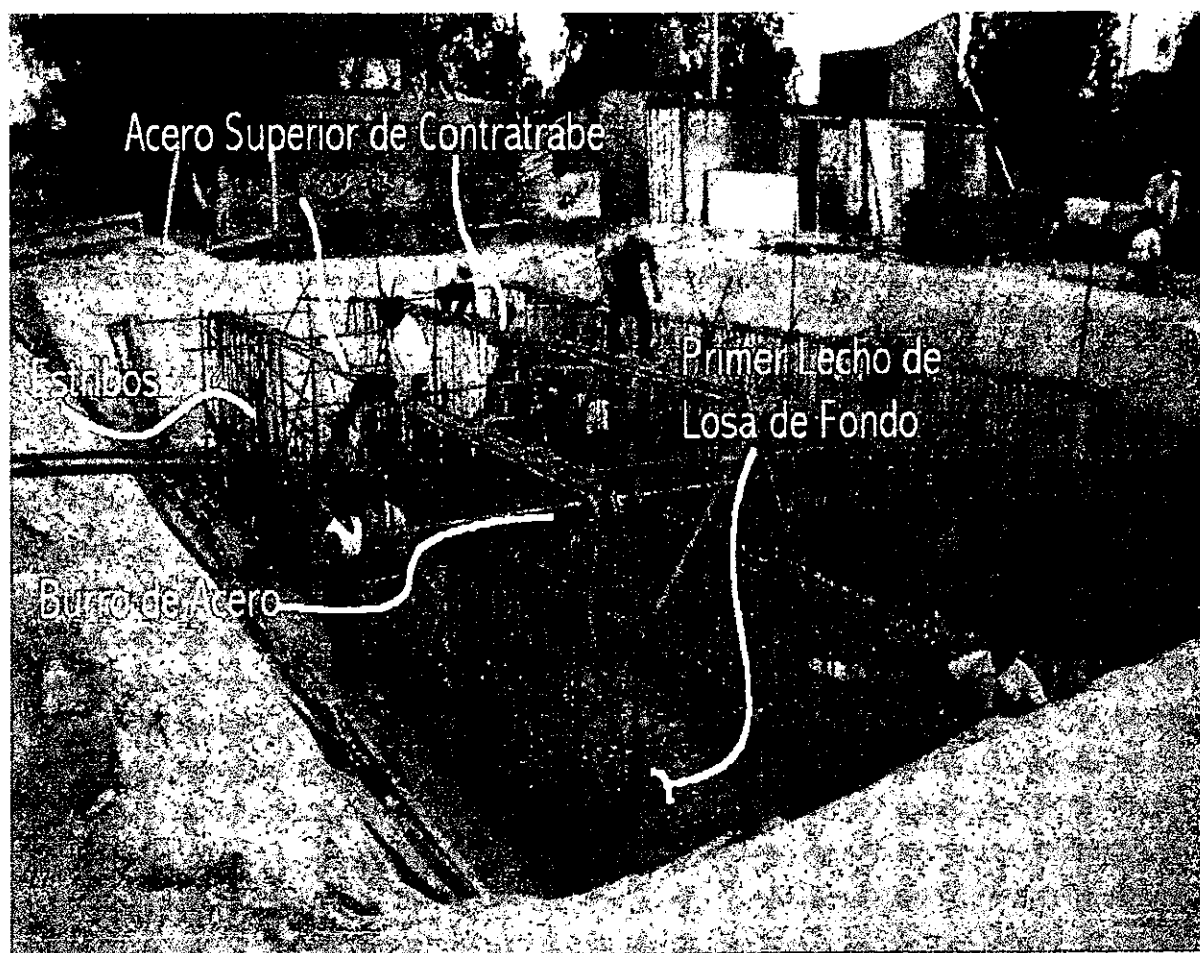


Figura 5.20

En primer lugar se coloca el primer lecho de la losa de fondo que en este caso se trataba de varillas de acero del número 5 a cada 20 centímetros de separación en ambos sentidos.

Una vez terminado el armado del primer lecho de la losa de fondo, se continúa con la colocación de las barras de acero correspondientes a la parte baja de las contratraves, éstas variaban en el número de varillas dependiendo del tipo de contratrabe, por ejemplo, había contratraves que sólo tenían cuatro varillas del número 12 en la parte inferior, y otras que tenían hasta 20 varillas del número 12 distribuidas en la mitad inferior de la misma, así como la colocación de las conexiones entre pilotes y contratraves y dados para columnas.

Montando ya las varillas de la parte inferior de las contratraves, se procedía a la construcción de los llamados “burros” con varillas de acero, que no eran más que dos varillas erguidas para que en la parte superior de las mismas se monten las varillas de la parte superior de la contratrabe, éstos se montan en los extremos y en las partes en donde se intersectaban dos contratraves, sirven entonces para detener las varillas de la parte superior de la contratrabe.

Una vez terminado esto, se procede con la colocación de los estribos de las contratraves, éstos se colocan desde este momento, ya que quedarán ahogados en el colado de la primera parte del cajón de cimentación que corresponden a la losa de fondo.

Cuando ya se tienen colocados la totalidad de los estribos en las contratraves, se procede entonces con el armado del lecho alto de la losa de fondo, constituido por varillas del número 4 (1/2”) espaciadas a una distancia de 25 centímetros entre ellas en ambos sentidos.

Para poder proporcionar la distancia adecuada entre el primer y el segundo lecho de la losa de fondo, se recurrió a la construcción de las llamadas “silletas”, estas pequeñas estructuras de acero se construían haciendo dobleces a pedazos de varilla, éstas tenían la forma que se muestra en la figura 5.21 y se colocaban sobre el primer lecho de la losa de fondo ya armado. Una vez colocadas estas silletas, sobre ellas se recargaban las varillas que constituían el lecho alto de la losa de fondo, las silletas se distribuían de manera uniforme en la losa de fondo, de manera que entre ellas se tuviera una distancia de 2.5 m, es decir, que se colocaban como si se tuviese una

cuadrícula imaginaria sobre la losa de fondo, de manera que los cuadros midieran 2.5 metros por lado, y las silletas se colocaban en las intersecciones de las líneas que formaban la cuadrícula.

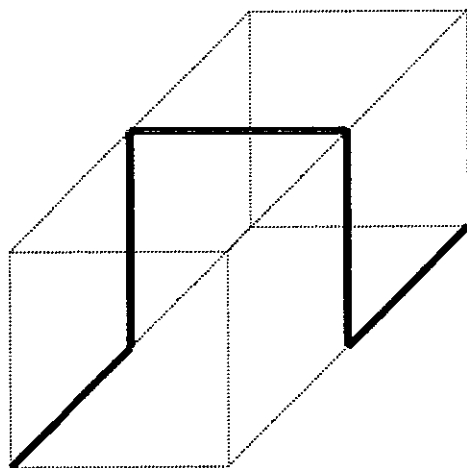


Figura 5.21

El largo de las “patas” de estas silletas era alrededor de 12 cm, y el alto dependía del armado que se tuviera para la losa de fondo.

Después de colocar las silletas y de fijarlas al lecho inferior de la losa de fondo con amarres de alambre recocido, se colocaba sobre de ellas el armado del lecho superior de la losa de fondo y también se fijaban las silletas con amarres de alambre recocido.

Teniendo ya colocado y revisada la correcta orientación de la losa de fondo, se continúa entonces con el cimbrado de la misma para su posterior colado.

En las juntas de losa de fondo con contratraveses, se cimbraban y colaban, al mismo tiempo que la losa de fondo, 20 cm de la base de las mismas de tal modo que el colado de losa de fondo quedaba como se muestra en la fig.5.22.

Lo descrito anteriormente se conoce como muñón y se utilizó en el procedimiento constructivo del cajón de cimentación, debido a que por especificaciones de la D.G.C.O.S.T.C. se deberían de evitar en la medida de lo posible las juntas frías (entendiéndose por junta fría al área de contacto entre concretos de diferentes edades) en la losa de fondo.

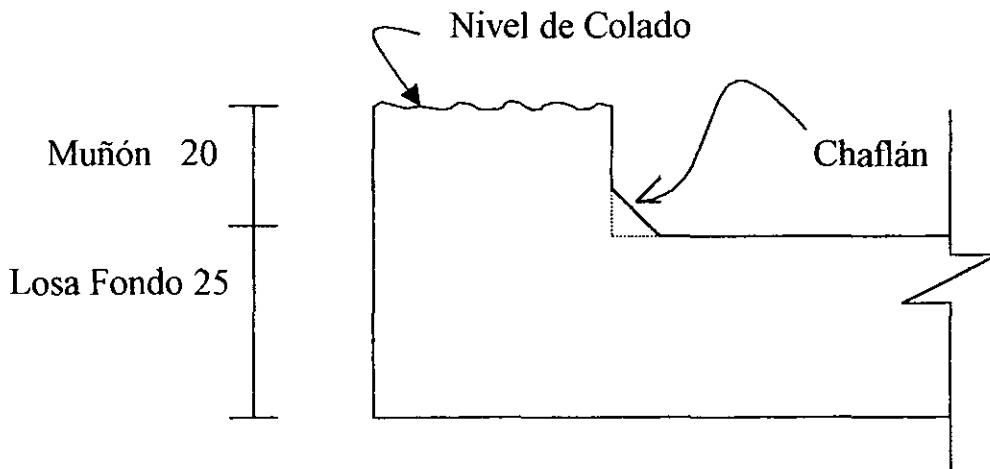


Figura 5.22

En la cimbra se colocaba la madera de tal manera que se pudiera tener el chaflán en la zona de unión entre contratrabe y losa de fondo, tal como se muestra en la figura 5.22

Una vez terminada de colocar la cimbra con las disposiciones indicadas para tener el muñón y el chaflán en la losa de fondo, se continuaba con el vaciado del concreto (cabe mencionar que a la misma cimbra se le aplicaba aceite quemado para evitar que la ésta se adhiriese excesivamente al concreto).

Para el vaciado del concreto se disponía de una bomba para transportar el concreto desde su salida de la olla hasta el lugar final de su depósito, este equipo mediante tubería, bombeaba el concreto desde el lugar de salida de la olla hasta el interior del cajón donde una cuadrilla formada por ocho ayudantes (dos de ellos manejando los vibradores) y tres oficiales se encargaban de la correcta colocación y disposición del concreto.

Además habían tres personas encargadas de la maniobra de la bomba, uno regulando el flujo de concreto hacia la bomba y otros dos manejando la salida de concreto.

En la figura 5.23 se puede ver el momento de colar concreto en la losa de fondo utilizando la bomba.

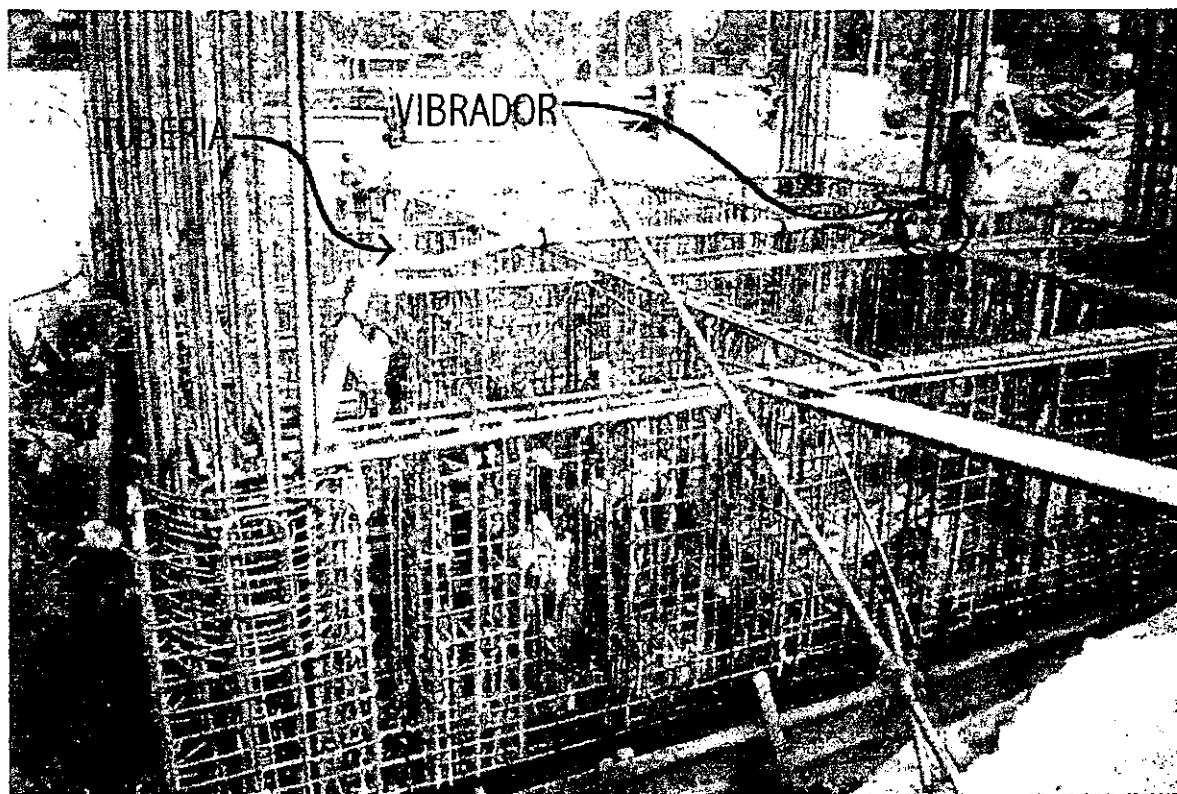


Figura 5.23

Se tenían dispuestos como ya se mencionó, dos vibradores para realizar lo que se conoce como vibración interna.

El vibrar la mezcla produce un mejor acomodo del concreto, la fricción interna entre las partículas del agregado se destruye temporalmente y es en ese instante que el concreto tiene un comportamiento semejante al de un líquido; éste se asienta entonces sobre la cimbra por acción de la gravedad y el aire atrapado sube más fácilmente a la superficie.

En este caso se utilizaron dos vibradores de inmersión con motor eléctrico, llamados en obra como “machos” y que normalmente se utilizan para consolidar el concreto en muros, columnas, vigas y losas, entendiendo por consolidación del concreto el proceso que consiste en compactar al concreto fresco para amoldarlo dentro de las cimbras y alrededor del acero de refuerzo que quedará inmerso en la mezcla de concreto, esto con el fin de eliminar apanalamiento y cavidades de aire atrapado. Este vibrado es de mucha importancia, ya que permite la correcta consolidación de la mezcla de concreto que es esencial y más en elementos que se encuentran densamente reforzados como son las zonas de los dados de pilotes y de columnas.

Como en este caso, la losa de fondo es de 25 cm, se procuraba que el vibrador se insertara con un cierto ángulo, casi horizontalmente, de modo que éste tuviese completamente sumergida la cabeza del mismo y procurando que su inmersión fuera para mover el concreto en sentido vertical, además evitando en la medida de lo posible que el vibrador moviese al concreto en dirección horizontal. El tiempo de inserción del vibrador variaba entre 5 y 15 segundos, ya que una excesiva vibración podría provocar segregación de la mezcla y por lo consecuente, pérdida de uniformidad en la misma.

En la figura 5.24 se puede apreciar el momento del vaciado del concreto, además del personal con pala listo a distribuir el concreto y el personal encargado de la vibración del mismo.

Con la finalidad de contar con vibradores en todo momento, ya que el colado una vez iniciado no se debe de suspender, se contaba con dos vibradores de “repuesto” para ser utilizados en el caso en que se fuese la luz y no se pudieran utilizar los vibradores eléctricos.

Estos vibradores de “repuesto” eran también vibradores de inmersión como los anteriormente mencionados, sólo que a diferencia de los primeros, éstos últimos funcionan con un motor de combustión interna a base de gasolina que fueron probados previos al inicio del colado para estar seguros de su funcionamiento.

Posteriormente al colado de la losa de fondo, se cuidaba que la parte del muñón tuviese un acabado rugoso como preparación para la unión entre concretos de diferentes edades, en cuanto el concreto endurecido permitiese el paso de personal por sobre de él sin provocarle deformaciones, se aplicaba un aditivo para el curado del mismo.

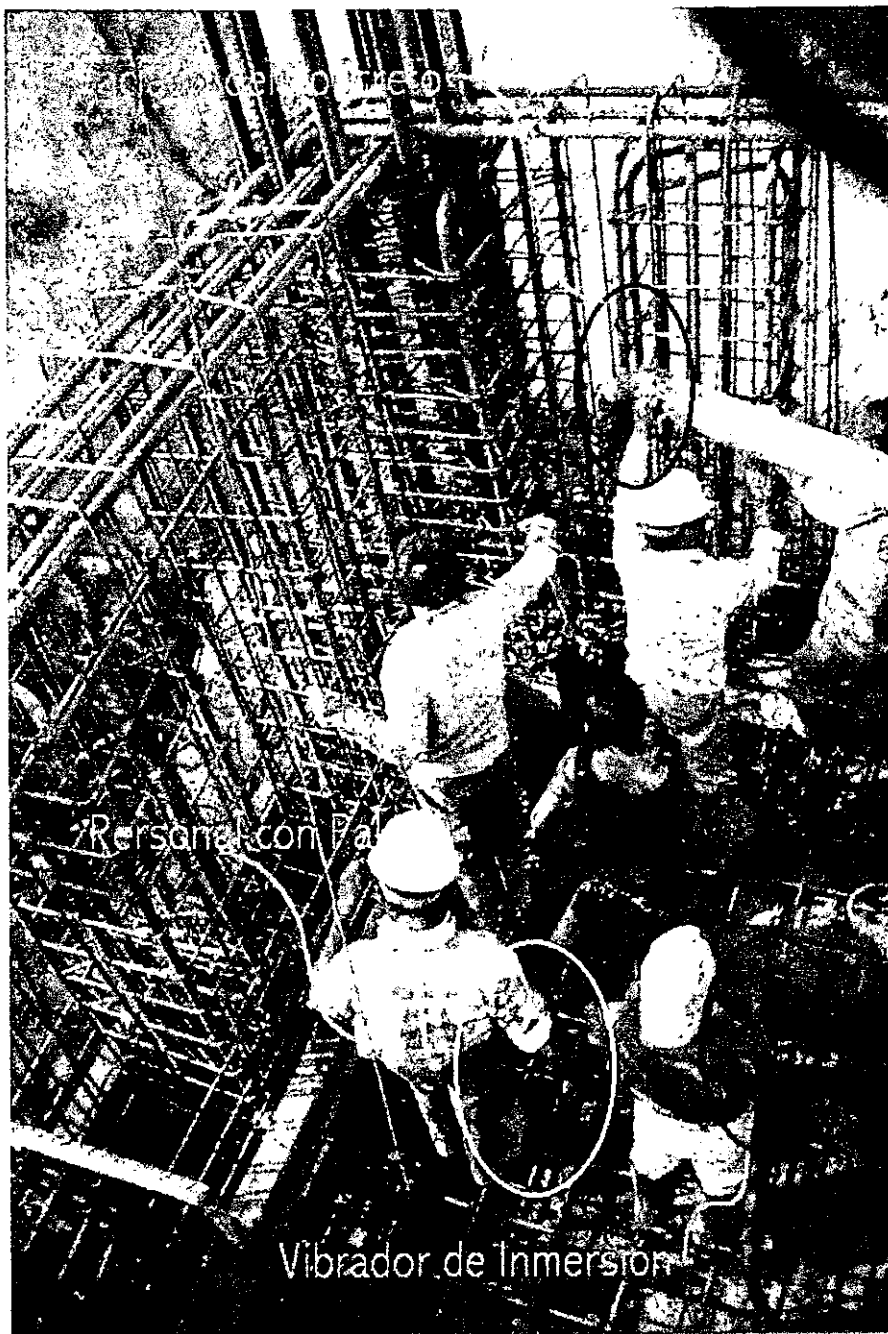


Figura 5.24

V.6 -Procedimiento constructivo de contratraveses.

Una vez terminada la losa de fondo, se procede con la terminación del armado de las contratraveses, se colocan las varillas que van a todo lo largo de la contratraves, así como las varillas que son una especie de “z” que van desde la parte alta de la contratraves y hasta lo que será la losa tapa del cajón de cimentación.

Inmediatamente después, a todo lo largo de la contratraves se coloca una cinta llamada Water Stop – Rx , ésta es una tira flexible que sirve para las juntas constructivas, constituye un sello permanente por la expansión de la banda o tira al contacto con el agua.

Water Stop es una tira basada en compuestos de bentonita y sodio llamada bentonita sódica, debido a la expansión de la tira se genera una presión de la misma sobre las paredes de la junta eliminando así el paso del agua a través de la junta.

La cinta era de forma rectangular en tiras de 2.5 x 1.9 centímetros de sección transversal y venía en rollos de 5.03 metros cada uno.

En primer lugar, se limpia y se seca perfectamente la zona perimetral del muñón colocado con anterioridad, pues esta cinta va en la junta que se tiene en el muñón, que en este caso es todo el perímetro del cajón de cimentación. Se aplica pegamento Volclay, y se deja secar por un espacio alrededor de 10 minutos o hasta que adquiriera un tono oscuro, es entonces que se aplica la cinta sobre el pegamento. La cinta tiene a su vez en uno de sus lados una cubierta que debe retirarse, para posteriormente colocar la cinta principal Water Stop sobre la superficie en donde se aplicó el pegamento. Se presiona firmemente para fijar la cinta y se dejaba secar, todo esto sin presencia de agua para el correcto funcionamiento de la cinta.

En la figura 5.25 se hace una representación esquemática de cómo trabaja la cinta Water Stop antes y después de la hidratación, es decir de cómo está antes de tener contacto con la humedad y como se comporta en presencia de la misma.

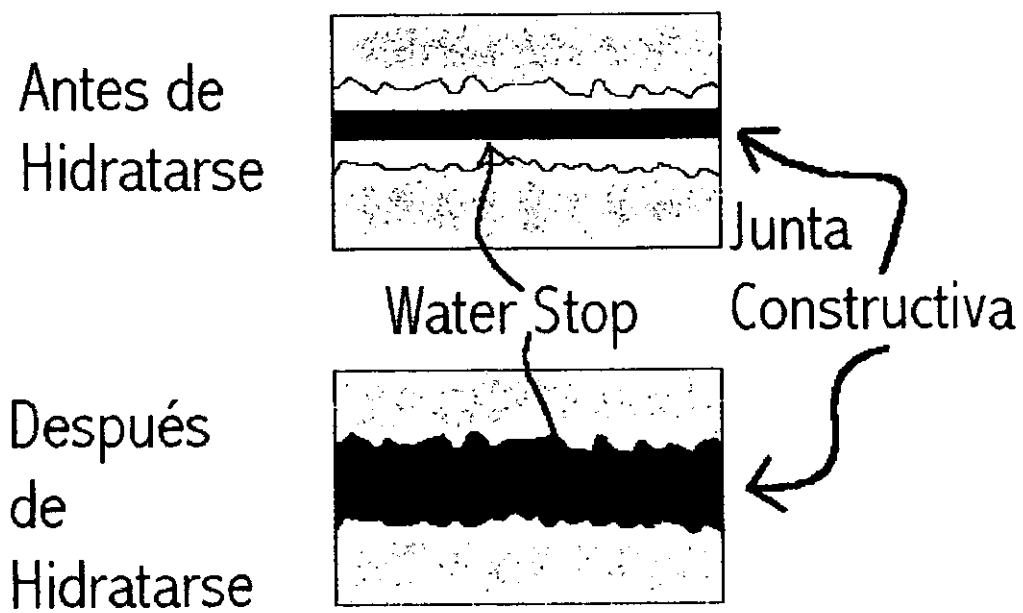


Figura 5.25

Su colocación se ve en la figura 5.26.

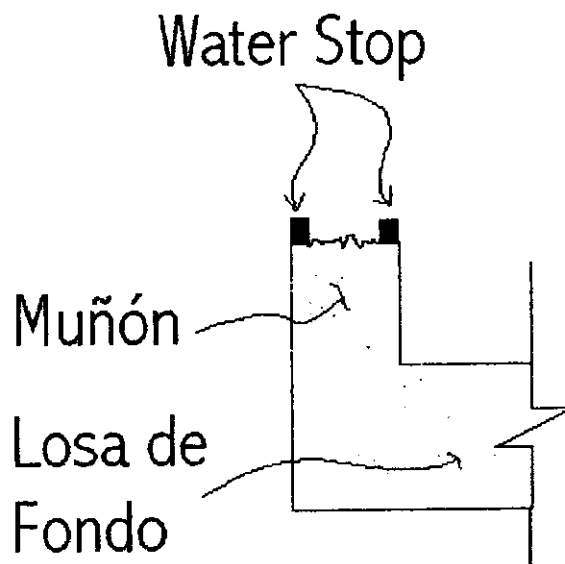


Figura 5.26

Una vez colocada la cinta Water Stop, se prosigue con el cimbrado, haciendo uso de tableros de madera de 1.22 por 2.44 m y colocando separadores para dar el recubrimiento necesario a lo largo del armado de las contratraves. Estos tableros se colocaban en ambos lados del armado de la contratrabe, para proporcionar el molde adecuado al momento del vaciado del concreto, a estos tableros se les aplicaba diesel para evitar la adherencia excesiva de la cimbra con el concreto de las contratraves y facilitar el retiro de la misma.

En la figura 5.27 se aprecia el cimbrado de una parte de las contratraves.

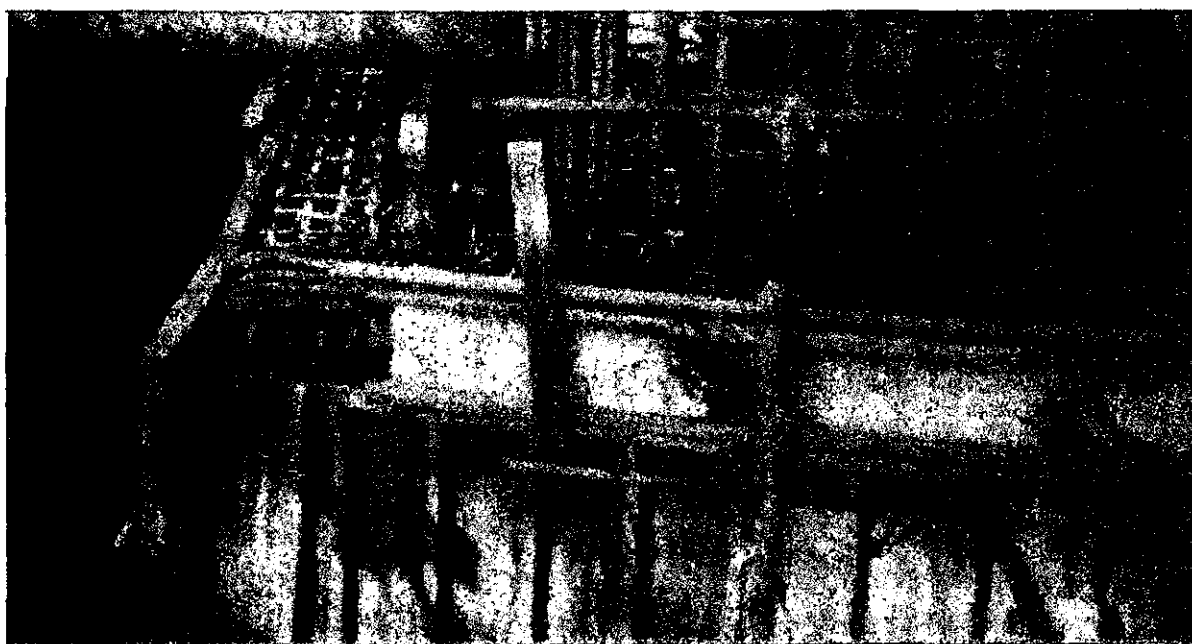


Figura 5.27

Cabe mencionar que para la colocación de la cimbra de las contratraves, una vez más fueron marcados los ejes del cajón de cimentación con ayuda de la brigada de topografía, con el objeto de constatar que el armado estuviese en su lugar correcto, pues debido a la ejecución de los trabajos correspondientes al armado de las contratraves, cabe la posibilidad de que con las maniobras y el paso de los trabajadores, el armado se moviera de su posición.

Una vez revisada la colocación correcta del acero se procede con el

colado de las contratraves del cajón de cimentación.

En primera instancia, y de acuerdo a las especificaciones de la D.G.C.O.S.T.C, se humedece el área sobre la cual se va a vaciar el concreto 24 horas previas al colado. Inmediatamente antes del vaciado, se aplica un agente de unión, cabe señalar que un agente no es lo mismo que un aditivo, pues un aditivo, como su nombre lo dice, se adiciona a la mezcla de concreto, mientras que el agente de unión se aplica a la superficie de concreto existente inmediatamente antes de que se aplique el concreto nuevo.

Inmediatamente después de la aplicación del agente de unión se vació el concreto en las contratraves del cajón de cimentación, para ello se emplearon dos bombas para concreto, situadas en el mismo lado del cajón de cimentación. En la figura 5.28 se aprecia de manera esquemática la colocación de las bombas, se comenzaba a bombear desde la parte mas alejada de las mismas hacia la parte más cercana, pues para efectos del procedimiento constructivo es más fácil y más rápido desensamblar la tubería que ensamblarla, y hay que recordar que el concreto debe vaciarse de la forma más eficientemente posible.

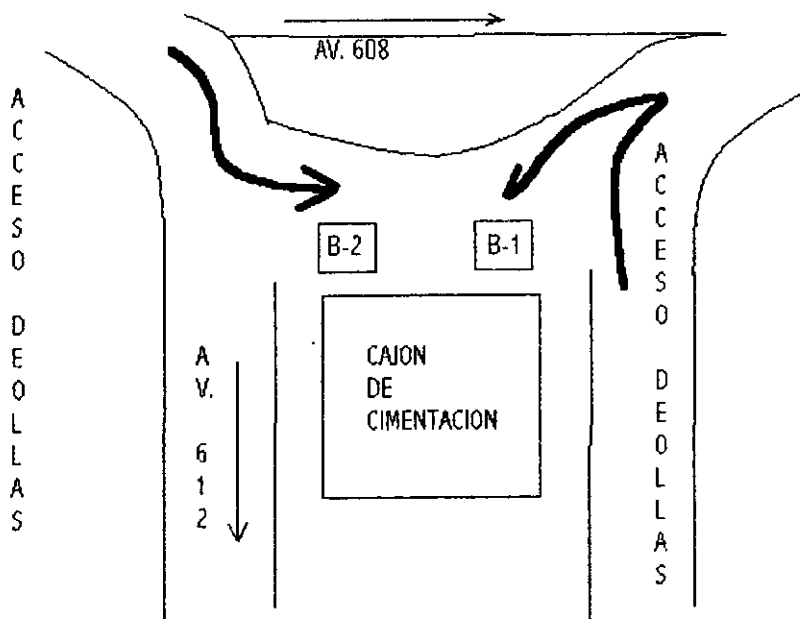


Figura 5.28

En este sentido se llevaba un control del tiempo de vaciado, de llegada y otros aspectos, para controlar los tiempos a los que tenía que llegar una olla y que no estuviese detenida por mucho tiempo, además de respetar el momento en que se debe de vaciar el concreto, es decir, no exceder el tiempo que debe de transcurrir desde la salida de la planta y su vaciado. Las características del concreto utilizado en las contratraves fueron las mismas que para la losa de fondo.

En las tablas T5.1 y T5.2 se muestra el desarrollo del colado de un cajón de cimentación.

B O M B A 1								
N. O.	S.P.	H.LL.	T.T. (min)	H.E.	H.T.	T.V. (min)	T.S y T.F. (hr:min)	VOL.(m3)
1	11:40	11:55	00:15	12:06	12:22	00:16	00:42	7
3	12:50	13:11	00:21	13:15	13:31	00:16	00:41	7
5	13:30	13:56	00:26	14:01	14:15	00:14	00:45	7
7	13:50	14:25	00:35	14:27	14:44	00:17	00:54	7
9	14:10	14:51	00:41	14:53	15:09	00:16	00:59	7
11	15:10	15:25	00:15	15:27	15:51	00:24	00:41	7
13	15:35	16:06	00:31	16:08	16:25	00:17	00:50	7
15	16:35	16:51	00:16	16:51	17:08	00:17	00:33	7
17	16:40	17:09	00:29	17:20	17:46	00:26	01:06	7
19	17:10	17:47	00:37	17:51	18:08	00:17	00:58	7
21	17:25	18:12	00:47	18:13	18:29	00:16	01:04	7
SUMA=								77

Tabla T5.1

A continuación se describirán algunos conceptos que se mencionan en esta tabla:

N.O. = Se refiere al número de olla, desde la primera hasta la última que llegó a obra.

S.P. = Se refiere a la hora en que la olla salió de la planta.

H.LL. = Se refiere a la hora en que la olla llegó a la obra.

T.T. = Se refiere al tiempo empleado por la olla para traslado desde la planta hasta la zona de obra.

H.E. = Se refiere a la hora en que la olla comenzó a vaciar su producto que en este caso es el concreto.

H.T. = Este tiempo se refiere a la hora en que la olla terminó de vaciar su contenido en la bomba.

T.V. = Se refiere al tiempo que se necesitó para vaciar en su totalidad el contenido de una olla, desde su H.E. hasta su H.T.

T.S. y T.F. = Se refiere al tiempo total transcurrido desde que la olla salió de la planta y hasta que ésta terminó de vaciar su contenido en la bomba, lo que permite verificar que no se hubiesen rebasado los 90 minutos que de acuerdo a las especificaciones proporcionadas por la D.G.C.O.S.T.C. no deben de pasar desde la salida de planta y hasta el vaciado del concreto.

VOL. = Se refiere en m^3 al volumen vaciado.

B O M B A 2								
N. O.	S.P.	H.LL.	T.T. (min)	H.E.	H.T.	T.V.(min)	T.S. Y T.F. (hr:min)	VOL. (m^3)
2	11:50	12:30	00:40	12:36	13:05	00:29	01:15	7
4	13:05	13:25	00:20	13:26	13:44	00:18	00:39	7
6	13:55	14:14	00:19	14:17	14:29	00:12	00:34	7
8	14:10	14:31	00:21	14:33	14:49	00:16	00:39	7
10	15:00	15:19	00:19	15:21	15:43	00:22	00:43	7
12	14:45	15:51	01:06	15:53	16:08	00:15	01:23	7
14	15:50	16:31	00:41	16:40	16:47	00:07	00:57	7
16	16:45	17:06	00:21	17:06	17:42	00:36	00:57	7
18	16:50	17:45	00:55	17:47	18:02	00:15	01:12	7
20	17:35	18:01	00:26	18:10	18:20	00:10	00:45	5
SUMA=								68

Tabla T5.2

Lo que condujo a un rendimiento de **22, 715. 405 lt/hr** en lo que al vaciado de concreto se refiere haciendo la utilización de las bombas con el

método de vaciado antes mencionado.

Durante el colado del concreto, se utilizaban al igual que en la losa de fondo, los vibradores, ahora la estrategia para usar los mismos era la de la inmersión completa, sin tomar en cuenta para la misma ningún ángulo como en el caso de la losa de fondo, aquí también, el tiempo de inserción variaba entre 5 y 15 segundos.

A manera de comentario, cabe mencionar que dentro del armado de las contratraves, se colocaba un tubo de PVC de 2 pulgadas de diámetro, esto se hace para que en el futuro cuando se llenen las celdas de agua, éstas sean fácilmente desalojadas.

El nivel de colado era de 12 cm por debajo el nivel del lomo del acero, de ese modo que cuando se colara la losa tapa se tuviera el nivel adecuado para la colocación de la cimbra.

Una vez que habían pasado al menos 24 horas de la terminación del colado de las contratraves, éstas se descimbraban y de inmediato se les aplicaba un agente de curado.

En este caso se trataba de una membrana de curado para concreto de color blanco fijo, especialmente diseñada para el curado de superficies horizontales y verticales expuestas directamente a la luz del sol.

El color blanco fijo de la membrana de curado, tiene la función de reflejar la radiación solar, manteniendo con ello baja la temperatura del concreto y reduciendo con ello la evaporación del agua. Evita la formación de fisuras y agrietamientos generados por la pérdida de humedad, permitiendo con ello que el concreto alcance su resistencia de diseño.

Esta membrana era en principio un líquido que se aplicaba directamente en la superficie, ya fuera con rodillo, con brocha o por aspersion; en promedio este producto rendía de 5 a 6 m² por cada litro.

La aplicación era muy rápida, de modo que entre el retiro de la cimbra y la aplicación de la membrana de curado no pasaba más de 15 minutos.

V.7 -Procedimiento constructivo de la losa tapa.

Después de descimbradas y curadas las contratraves se continua con la losa tapa, en primer lugar, se marca en las contratraves el nivel al cual debe quedar la losa tapa, esto con la finalidad de que la cimbra se coloque al nivel correcto.

Una vez que la brigada de topografía tenía marcados los niveles respectivos, el maestro carpintero se disponía entonces a colocar la cimbra, al igual que en los casos anteriores, las dimensiones de los tableros de cimbra eran de 1.22 m por 2.44 m, a estos se les aplicaba diesel para facilitar su descimbrado.

Los tableros se detenían con “pies derechos” que ajustaban su altura para dar la más cercana a la necesaria, y se daba la altura definitiva calzándolos con madera.

La altura que se daba era la indicada por topografía mas 1cm arriba, pues con el peso del concreto la cimbra bajaba su nivel en promedio 1 cm.

Entonces, teniendo ya colocada la cimbra, se procedía con el armado del lecho bajo de la losa tapa, su armado se ve en la figura 5.29.

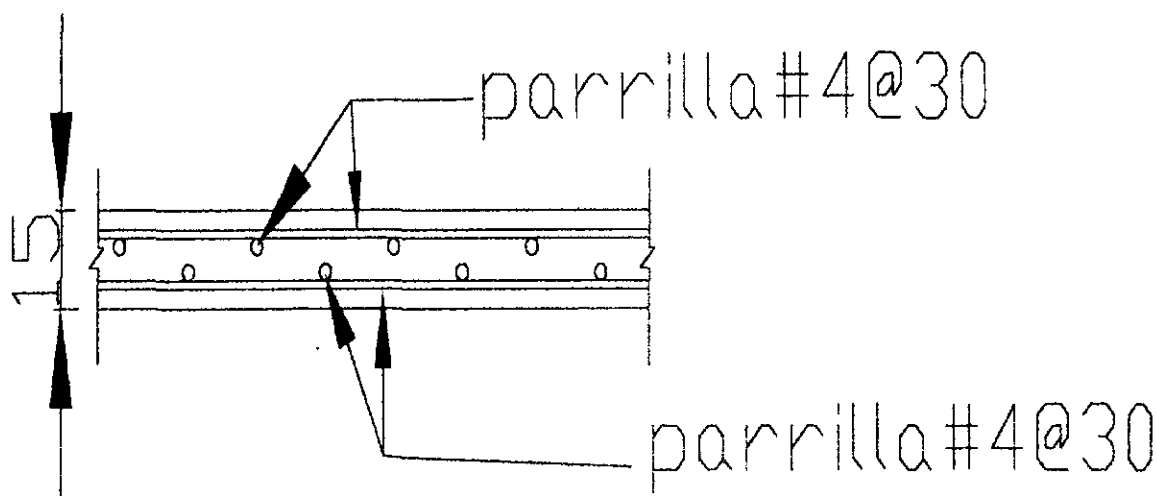


Figura 5.29

También se dejó en cada celda del cajón de cimentación, un registro para permitir la extracción posterior de la cimbra que se hubiese utilizado.

De manera similar que para la losa de fondo, primero se armó el lecho inferior de la losa tapa, poniendo separadores para poder tener el recubrimiento deseado del lecho bajo, así mismo se colocaron silletas para tener el armado del lecho alto de la losa.

Una vez que se tenía habilitado el acero de refuerzo de la losa tapa se procede de manera muy similar que en el caso de la losa de fondo, primeramente se humedece el área sobre la cual se va a aplicar el concreto, ya que si la madera se encuentra muy seca, la cimbra puede absorber humedad del concreto, lo que provocaría un cambio en las propiedades de éste.

En la zona de las contratraves se limpiaba con aire a presión, para desalojar todos los residuos de basura y de madera que pudiesen quedar, debido a los trabajos de colocación de la cimbra de la losa tapa.

Cabe hacer mención, que la cimbra que se tiene en todo el perímetro del cajón de cimentación se deja, pues ésta sirve también para la losa tapa, así que la cimbra que se quitó de las contratraves fue sólo la de las caras internas de las mismas.

Ya que se cuenta con la superficie perfectamente húmeda y la zona de las contratraves limpia y húmeda, se procede con la aplicación del agente para unir concretos de diferentes edades.

En este caso por ser un volumen menor que el de las contratraves, se hizo necesaria la utilización de tan solo una bomba para concreto, siguiendo la misma metodología de bombeo consistente en comenzar a bombear desde la parte del elemento a colar que se encuentra más lejos de la bomba e ir reduciendo la longitud de la tubería, para lograr una mayor eficiencia durante el colado del elemento estructural.

El espesor de la losa tapa se controló mediante el uso de un “escantillón”, que consiste en una barra de acero con una marca en el nivel deseado, en la figura 5.30 se muestra su uso.

MARCA CON ALAMBRE RECOCIDO

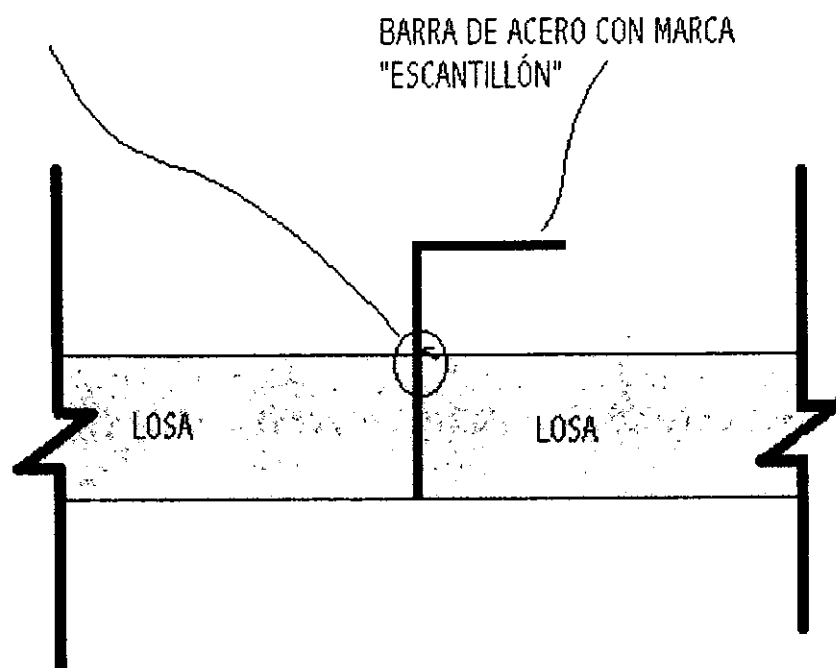


Figura 5.30

De esta manera se coló la losa tapa utilizando una cuadrilla formada por cuatro ayudantes y dos oficiales; nuevamente se emplearon dos personas para el manejo de la descarga del concreto y otra persona regulando la cantidad de concreto que entraba en la bomba.

Para esta losa tapa, se dispuso de registros en cada una de las celdas para recuperar la cimbra de la losa tapa, pues si se colara la losa en su totalidad no se podría hacer esta operación.

En la figura 5.31 se aprecia el momento en que se vacía el concreto para colar la losa tapa.

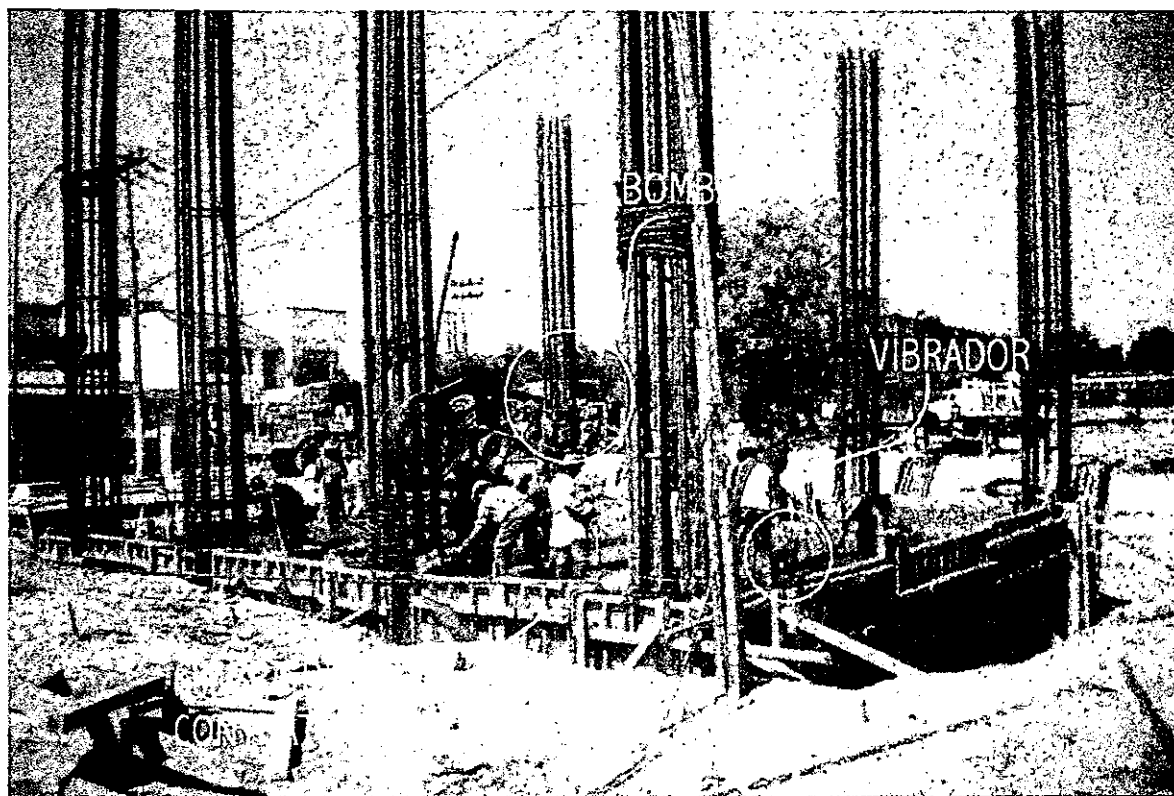


Figura 5.31

Del mismo modo, una vez colada la losa tapa y en cuanto el fraguado del concreto lo permita, se aplica la membrana de curado para evitar la pérdida excesiva de humedad en el concreto.

Mientras se está colando la losa tapa, en ocasiones haciendo uso de un gancho, se levanta ligeramente el armado del lecho inferior con la finalidad de que el espacio comprendido entre el armado del lecho inferior y la cimbra se llene de concreto, esto además de las inmersiones continuas del vibrador.

V.8-Pruebas utilizadas para el control de calidad del concreto

Dos de las principales pruebas que se efectuaron al concreto en obra con la finalidad de saber si las características del mismo eran las requeridas por el proyecto fueron:

V.8.1 -Prueba del revenimiento.

Esta prueba es muy utilizada con la finalidad de medir la consistencia del concreto, el equipo que se utiliza es un cono de prueba con diámetro en la base inferior de 20 cm, el diámetro de la base superior de 10 cm y de altura 30 cm, además se emplea una barra de acero de 15.9 mm de diámetro y 61 cm de largo con una punta semiesférica.

Una vez que se tiene el cono humedecido y se cuenta con una base metálica plana, se vacía el concreto hasta cubrir la tercera parte del volumen del cono, inmediatamente después, con la varilla se aplican 25 penetraciones uniformemente distribuidas para permitir el correcto acomodamiento de la mezcla, sin tocar las paredes del cono. Después, se vacía nuevamente concreto hasta otra tercera parte del volumen del cono, y se varilla 25 veces del mismo modo que para la primera parte, en seguida se llena la última tercera parte y se repite el procedimiento de varillado.

Una vez lleno el cono, éste se enraza y utilizando ambas manos, se levanta de manera vertical, evitando que las paredes influyan en la prueba desviando el concreto hacia alguna dirección, por ello se debe de levantar lo más verticalmente posible, una vez hecho esto, se voltea el cono vacío y se pone a un lado del concreto asentado, se coloca la varilla sobre el cono vacío y se mide la distancia que hay desde la varilla hasta el centro original de la parte superior del cono asentado, esa medida constituye el revenimiento del concreto.

Esta prueba se debe de hacer de manera rápida, y se efectúa dentro de los cinco minutos posteriores a la obtención de la muestra, dicha prueba, en nuestro caso, se efectuaba inmediatamente antes de vaciar el concreto, se tomaba la muestra en una carretilla directamente de la olla y en seguida se realizaba la prueba, del valor del revenimiento dependía en gran medida la aceptación o rechazo del concreto.

En la figura 5.32 se ve una ilustración de la prueba de revenimiento.

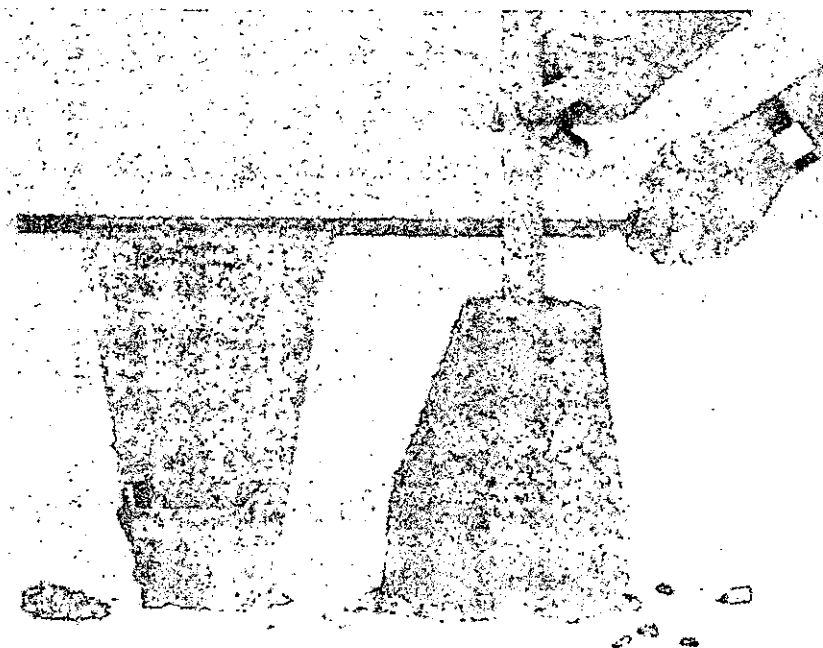


Figura 5.32

V.8.2 -Resistencia a la compresión.

Para esta prueba se utiliza un molde cilíndrico con un diámetro de 15 cm, y una altura de 30 cm, una vez que se tiene el concreto, se coloca el cilindro en una superficie lisa y horizontal, de manera similar a la de la prueba del revenimiento, el cilindro se llena en tres partes aproximadamente iguales, y se aplican 25 penetraciones de una varilla con las mismas características que las que se utilizaron para la prueba del revenimiento, se enrasa el cilindro y en un plazo no mayor de 24 horas se lleva al laboratorio y se pone en una cámara o cuarto de curado.

La prueba de resistencia del concreto por lo general y de acuerdo a especificaciones se realiza a los 28 días de edad, sin embargo, se realizan también pruebas a los cilindros para conocer la resistencia del material a los 7 y a los 14 días.

Una vez que el cilindro tiene la edad deseada para efectuar la prueba de carga se le hace un “cabeceo” con mortero, que consiste simplemente en darle un terminado lo mas liso y horizontal posible a los extremos del cilindro.

Después de esto, el cilindro se carga gradualmente hasta llevarlo a la falla, se mide la carga y se obtiene el esfuerzo (f_c) al que falla el cilindro de concreto.

IV.9 -Impermeabilización del cajón de cimentación.

Ya que se tiene el cajón terminado en lo que a concreto se refiere, se procede con la última parte de impermeabilización del mismo.

Después de colada la losa tapa, se continúa con el retiro de la cimbra del perímetro del cajón, y se procede a la aplicación de la membrana de curado en su alrededor.

Una vez curadas las paredes exteriores de las contratraves, se aplica un agente impermeabilizante, pues éstas son las que quedarán (además de la losa de fondo) más directamente en contacto con el agua.

Este agente impermeabilizante se aplica con brocha, y una vez terminado de colocar, se espera ocho horas como mínimo para continuar con el proceso de impermeabilización del cajón de cimentación. Después de esto, se procede con la colocación de la geomembrana en las paredes de las contratraves, la cual se unirá con la correspondiente de la losa de fondo, cubriendo de esta manera el cajón de cimentación.

Cabe señalar que la única parte que queda sin forrar es la losa tapa, pues ésta se encuentra por encima del NAF.

En la parte de la losa tapa, la geomembrana se detiene con remaches y rondanas a cada 30 centímetros.

En la figura 5.33 se puede ver el momento de la aplicación del agente impermeabilizante.

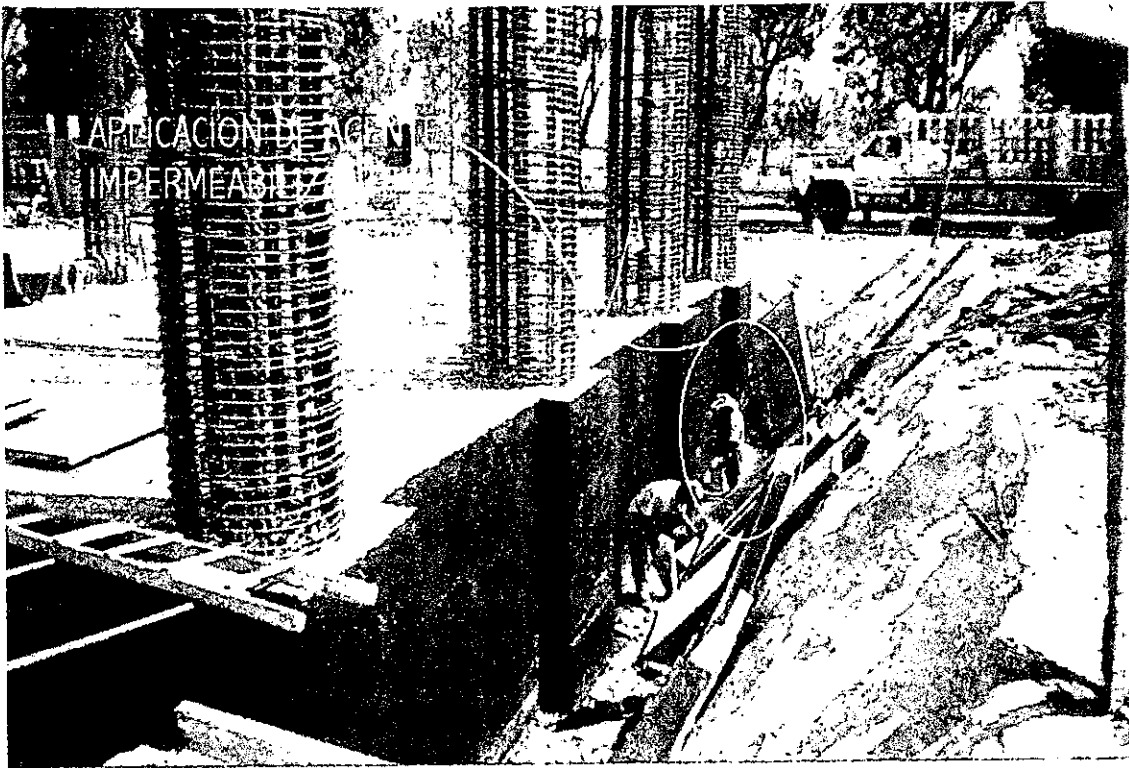


Figura 5.33

V.10-Rellenos locales

Dado que en esta etapa el cajón de cimentación se encuentra impermeabilizado en su totalidad, no se considera necesario continuar con el bombeo, así que éste se suspende y se marca el nivel hasta el cual llega el NAF en el cajón de cimentación.

Una vez que se estabiliza el nivel del NAF, se rellena el espacio comprendido entre el cajón de cimentación y las paredes de la excavación.

Para ello en primer lugar se vacía material ligero llamado tezontle, el cual no debía de contener mas del 30% de fragmentos mayores a 4" y no más del 5% de fragmentos mayores a 8".

Cuando se tiene colocado el tezontle ligeramente por encima del NAF, ya es posible trabajar en seco y entonces se continua la siguiente etapa de los rellenos.

La otra parte del relleno se lleva a cabo con material limo – arenoso conocido en el medio como “tepetate”, este material se aplicaba en capas de 20 centímetros como máximo y se compactaba con equipo que podía ser un pequeño rodillo vibratorio, o con un compactadora neumática conocida como “bailarina”, hasta obtener un grado de compactación del 90% respecto a la prueba Proctor estándar.

En la figura 5.34 se aprecia el momento de la compactación del terreno con lo que se dan por terminados los trabajos propios del procedimiento constructivo de la cimentación para el puente vehicular.



Figura 5.34

V.11.- Instrumentación y Mantenimiento

En la actualidad, en el comportamiento de cimentaciones de tipo mixtas como en este caso, conformadas por un cajón de cimentación y por pilotes trabajando por fricción, persisten aun incertidumbres en lo que a su comportamiento mecánico se refiere, por citar algún ejemplo, todavía no se tienen bien definidas las presiones en el contacto de la losa de fondo con el suelo, y por consecuencia, no se estiman con exactitud las cargas que sobre los pilotes se generan, por ello es importante y necesario el implementar un sistema de instrumentación en este tipo de estructuras con la finalidad de poder conocer más fidedignamente su comportamiento, en aras de tener las herramientas necesarias para obtener un diseño más eficiente.

Otro de los aspectos a tomar en cuenta para la instrumentación de este tipo de construcciones, es el poder conocer su comportamiento durante el desarrollo de un sismo, lo que permitirá hacer diseños más racionales.

En esta obra, se prescindió de la instrumentación, por lo cual sólo se mencionarán aspectos generales de la misma, a fin de mostrar la importancia de instrumentar estructuras para corroborar, o en su caso corregir o actualizar, los criterios de diseño de las mismas.

Es recomendable el utilizar instrumentos que permitan conocer el comportamiento de la estructura durante su utilización y durante un sismo, para ello se dispone de equipo como son celdas de carga, celdas de presión (llamados también transductores geotécnicos) y por último piezómetros.

Las celdas de carga deben ser herméticas a prueba de agua, dado que se encontrarán por debajo del NAF, estos sensores se integran a los pilotes y miden la carga que sobre ellos está actuando, por otro lado, las celdas de presión, indican la presión total externa actuando normalmente al plano del equipo, por ejemplo, estas celdas de presión, se pueden utilizar colocándolas entre el suelo y lo que será la losa de fondo del cajón de cimentación, con la finalidad de conocer las presiones de contacto.

Los piezómetros, como ya se explicó con anterioridad, se utilizan para conocer la presión del agua.

Otro aspecto que se debe de cuidar, es el de los movimientos que pudiese tener la cimentación haciendo uso de los llamados medidores de

asentamientos que son dispositivos que permiten determinar los movimientos verticales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto, el aparato, consta de un tubo galvanizado de 1" de diámetro, en tramos de 1 m. cuya longitud es la profundidad de la excavación, se compone además de un muerto de concreto pobre de 4" de diámetro y 30 cm de altura, colocado en la parte inferior de la tubería, también cuenta con un cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto y un tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo, sus lecturas varían de acuerdo al avance de la obra, pues puede ser desde una lectura cada 15 días para verificación de hundimientos regionales, o una por día para el control de las expansiones o hundimientos durante la ejecución de la obra.

Los acelerógrafos permiten registrar los movimientos provocados por eventos sísmicos, en este caso se tiene una condición especial a diferencia de los demás instrumentos, y es que debido al uso que se le pretende dar a la estructura (puente vehicular), el tránsito de los vehículos provoca vibraciones importantes en la estructura, por lo cual el problema de calibrar correctamente el equipo para el comienzo de los registros no es del todo fácil, es decir, se debe de calibrar el aparato de manera que comience a registrar a partir de una determinada acción, y no se dispare el aparato por otras causas.

Con una instrumentación parecida a la antes mencionada, podemos conocer muchas características de la estructura no sólo durante su etapa de operación, sino también durante su etapa de construcción, ya que por ejemplo podría presentarse el caso de modificarse el procedimiento constructivo debido a algún mal comportamiento de la estructura. Estas posibles o probables modificaciones al procedimiento constructivo son motivo de estudio, por lo cual es necesario un conocimiento detallado del comportamiento de la estructura durante su construcción, por ejemplo, podríamos conocer las fuerzas actuantes en un pilote durante su hincado, en una zona como lo es la zona del lago, la evolución de las cargas a diferentes profundidades del pilote, o los mecanismos de transferencia de carga en un pilote, otro dato interesante, sería el conocer la evolución de la carga con el tiempo de las presiones el contacto suelo y la losa de cimentación.

Muchos de los aspectos antes mencionados derivados de la instrumentación podrían proporcionarnos datos tales que se haga necesario el eventual replanteamiento del procedimiento técnico constructivo de cualquier edificación o como en este caso de la construcción de la cimentación para un puente vehicular.

En la figura, 5.35 se puede ver un ejemplo de instrumentación de cimentación en la zona del lago definida como zona III en las NTC para el RCDF

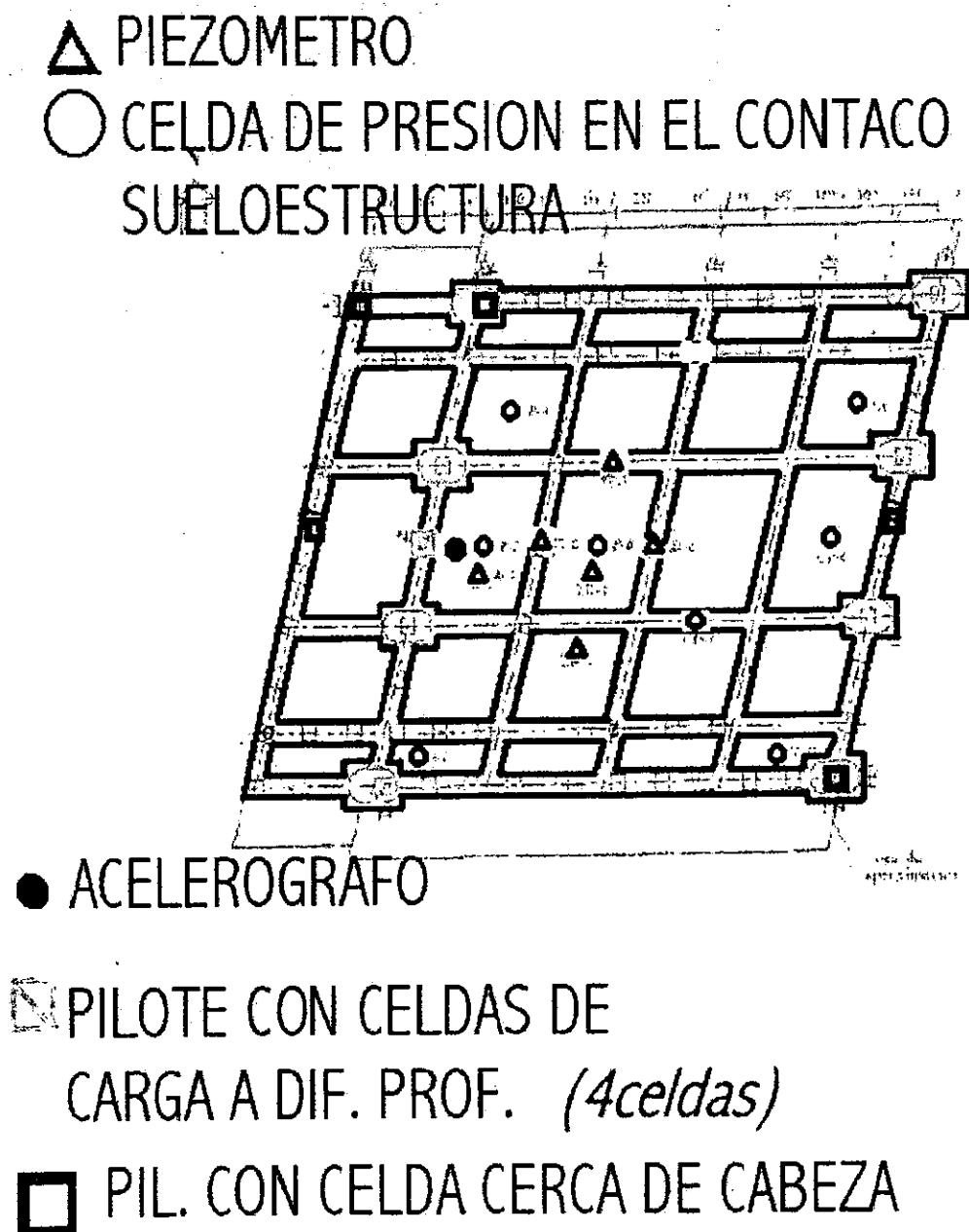


Figura 5.35

Por otro lado, el mantenimiento de una estructura es importante desde el inicio de su operación, un buen mantenimiento, garantiza un funcionamiento más eficaz de la misma y por consecuencia un gasto menor en lo que a reparaciones se refiere, puede clasificarse como mantenimiento preventivo y mantenimiento correctivo.

Para tratar de definir de manera más fácil el mantenimiento de tipo preventivo, diremos que éste está encaminado a evitar problemas que en el futuro se pueden presentar y cuya existencia sería más cara de reparar que de prevenir, un ejemplo, sería el vigilar el comportamiento de las juntas constructivas del puente, y al detectarse algún movimiento irregular se procedería con los ajustes pertinentes para evitar que dicho comportamiento ponga en entredicho el correcto funcionamiento de la estructura.

El mantenimiento correctivo, como su nombre lo indica, es aquel encaminado a la corrección de defectos o irregularidades en la estructura que provoquen que el servicio que ésta otorga salga de los límites de funcionalidad aceptables y por consecuencia, la eficiencia del servicio proporcionado por la construcción se vea disminuida.

Un ejemplo del mantenimiento correctivo, es para el caso de nuestro puente, la reparación de oquedades en la carpeta asfáltica mejor conocidas como baches, pues la corrección de este desperfecto se hace una vez que el problema ya se presentó.

CONCLUSIONES

Con la realización del presente trabajo se pudieron llegar a las siguientes conclusiones:

- Es importante conocer, aun que sea de manera general, las diferentes etapas de lo que es el desarrollo de una obra de ingeniería civil. En obra, la mayoría de las ocasiones se presentan situaciones donde se tiene que tomar una decisión de forma rápida y eficiente, por ejemplo, una decisión adoptada erróneamente por desconocimiento del funcionamiento estructural de la obra, podría ocasionar un mal comportamiento de la misma, provocando, en el menor de los casos, una disminución en la funcionalidad, en este caso, si se presentaron dificultades que requirieron de una decisión aun que no fueron de importancia mayor, sin embargo, esta posibilidad se tuvo contemplada y se contaba con los conocimientos técnicos para tomar la mejor alternativa de solución para algún problema.
- Debe de conocerse el subsuelo sobre el cual se esta llevando a cabo la ejecución física de la obra, con la finalidad de prever posibles eventualidades propias del tipo de suelo sobre el cual se esté desplantando la obra, en el caso del presente trabajo se puede ejemplificar lo anteriormente descrito en las especificaciones proporcionadas, que nos indican la manera más eficiente y segura de realizar el hincado de pilotes de acuerdo las condiciones del subsuelo, en dichas especificaciones se indica el tipo de martillo, la energía que se debe aplicar, la manera de hincar los mismos, la distancia que debe haber entre pilotes hincados, etc.
- Deben de ser cuidados todos los detalles del procedimiento constructivo, pues el incumplimiento de alguna de las especificaciones para la construcción de la obra provocaría una deficiente prestación de servicio del proyecto, con su consecuente disminución de calidad, un ejemplo de ello se contempla en el procedimiento de impermeabilización, pues si no se realiza con cuidado, difícilmente se podría garantizar que las celdas se mantenga sin agua en su interior, pues una filtración de líquido, provocaría una modificación de las condiciones de carga en uno de los cajones y como consecuencia su

deficiente funcionamiento de conjunto con la cimentación en su totalidad, otro ejemplo se puede apreciar en el procedimiento de curado pues el incumplimiento del mismo provocaría una pérdida excesiva de humedad en el concreto con la consecuente aparición de grietas en elementos estructurales de importancia mayor poniendo en riesgo el correcto funcionamiento estructural de los mismos.

- El conocimiento de la situación, comportamiento y ejecución de la obra, dan al ingeniero encargado de la construcción de la misma el criterio necesario para determinar las acciones a tomar, antes, durante y en ocasiones, después de la construcción del proyecto, como por ejemplo, se tenía conocimiento del NAF en el sitio, así que antes de ejecutar la excavación, ya se contaba con el sistema de bombeo de achique listo para ser colocado en lugares predeterminados con sus debidas preparaciones y así lograr un correcto desarrollo de la ejecución física del proyecto .
- La instrumentación de una obra es recomendable, pues con ella se puede conocer el comportamiento real de la misma y confrontarlo con los modelos teóricos: dichos resultados deben de ser lo que permitirá conocer los alcances y limitaciones de los modelos de comportamiento empleados, por ejemplo, para esta obra podrían conocerse: la evolución de las presiones en el contacto suelo – losa de fondo durante el procedimiento constructivo en sus diferentes etapas y el cambio en el desarrollo del esfuerzo cortante en el fuste de un pilote también durante las distintas etapas del procedimiento constructivo. Con estos datos, podemos tener la posibilidad de conocer el comportamiento real de la estructura en sus diferentes etapas constructivas y de vida útil, datos que nos proporcionan información para tener la posibilidad de mejorar los diseños, hacerlos mas seguros y eficientes.
- Es importante el saber además de “cómo calcular las cosas”, el “cómo construirlas”, pues el desconocimiento del proceso constructivo puede llevar a diseños poco eficientes y difíciles de construir con un consecuente aumento en el costo del mismo; se debe de tener en cuenta que no siempre la solución más barata es la más segura y económica, por ello el ingeniero encargado de tomar las decisiones debe estar conciente tanto de los aspectos técnicos, económicos así como prácticos, todo esto con la finalidad de proponer una ejecución de obra rápida, eficiente y segura a la vez, en esta obra, por ejemplo, existió un

diseño de contratrabe el cual al realizarlo, se determinó que no era adecuado, pues debido a la distribución del acero indicada en planos, se evitaba el correcto acomodamiento del concreto, lo cual provocaría (entre otras cosas) huecos en la contratrabe con la consecuente disminución del área de concreto y por lo tanto de la resistencia del elemento, en este ejemplo se denota la importancia de aspectos mencionados en estas conclusiones, por un lado, que la persona encargada de la realización de los cálculos, no tomó en cuenta el procedimiento de colado del elemento y propuso una distribución de acero que no permitía el correcto acomodo de la mezcla, y por otro lado, el conocimiento del constructor acerca del comportamiento del elemento y de las consecuencias al disminuir el área de concreto dieron la posibilidad de detectar este error de proyecto y de corregirlo para garantizar la seguridad y correcto funcionamiento del elemento estructural.

BIBLIOGRAFIA

1. Beck, Ralph. Ingeniería de Cimentaciones
Edit. Limusa, México 1990.
2. Especificaciones para el Proyecto y Construcción del Puente Vehicular 661.
COVITUR (Actualmente DGCOSTC).
3. SMMS. Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes.
México D.F. 1993
4. Normas Técnicas Complementarias para el RCDF
México D.F. 1987
5. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
6. Juárez, Eulalio. Et. al. Mecánica de Suelos
Edit. Limusa, México 1995, VOL I Y VOL II
7. COVITUR (Actualmente DGCOSTC) Manual de Diseño Geotécnico
VOL I.
8. Mendoza, Manuel et. al. Comportamiento de una Cimentación con Pilotes de Fricción en la Ciudad de México durante su Construcción e Inicio de Operación.

Ingeniería CICM, Num. 335, Marzo de 1997
9. Rioboo S.A. de C.V., Av. Coyoacán Número 131, Col. Del Valle,
Deleg. Benito Juárez, México D.F.
10. Kosmatka, Steven. Diseño y control de mezclas de concreto.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México 1992