

01121
117



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

SISTEMA DE CIMENTACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR "DISTRIBUIDOR VIAL ZARAGOZA-OCEANIA"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
JOSÉ LUIS RINCÓN PEREA

DIRECTOR DE TESIS :
M.I. HUGO HAAZ MORA



MÉXICO, D.F.

2003

17



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/138/02

Señor
JOSÉ LUIS RINCÓN PEREA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"SISTEMA DE CIMENTACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR DISTRIBUIDOR VIAL
ZARAGOZA-OCEANÍA"

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO
 - II. CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DE LOS SISTEMAS DE CIMENTACIÓN EN UN PROYECTO
 - III. SISTEMA DE CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL ZARAGOZA-OCEANÍA
 - IV. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL ZARAGOZA-OCEANÍA
 - V. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 25 Septiembre 2002.

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

Autorizo a la Dirección General de Exámenes de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo profesional.
NOMBRE: Rincón Perea José Luis

FECHA: 10 Nov 2002

FIRMA: [Firma]

B



AGRADECIMIENTOS.

**A MIS PADRES Y HERMANAS POR SU
APOYO Y COMPENSIÓN**

**A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO
ESPECIALMENTE A LA FACULTAD DE INGENIERÍA
POR TODO AQUELLO QUE ME APORTÓ PARA MI
FORMACIÓN.**

**A MI DIRECTOR DE TESIS Y PROFESOR
INGENIERO HUGO HAAZ MORA POR SU APORTACIÓN
EN LA ELABORACIÓN DE ESTE DOCUMENTO Y
PARTICULARMENTE EN MI FORMACIÓN PROFESIONAL**



C

**SISTEMA DE CIMENTACIÓN
DEL PUENTE VEHICULAR
“DISTRIBUIDOR VIAL ZARAGOZA-OCEANÍA”**

D

**Sistema de cimentación en el puente vehicular
" Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía"**

Índice.

Introducción.	1
1.- Descripción general del proyecto.	2
1.1.- Ubicación del proyecto.	4
1.2.- Justificación del proyecto.	7
2.- Criterios para la elección de los sistemas de cimentación en un proyecto.	10
2.1.- Factores que intervienen para la elección de los sistemas de cimentación.	11
2.1.1.- Magnitud y distribución de las cargas aportadas por las estructuras	11
2.1.2.- Características del suelo sobre el cual se apoyará la estructura.	12
2.2.- Clasificación de las cimentaciones.	15
2.2.1.- Cimentaciones superficiales.	15
2.2.2.- Cimentaciones profundas.	17
2.3.- Selección preliminar del tipo de cimentación.	17
3.- Sistema de cimentación del distribuidor vial Zaragoza-Oceanía.	21
3.1.-Características de las cargas aportadas por la estructura.	21
3.2.- Características del suelo sobre el cual se apoyará la estructura.	39
3.2.1.- Ubicación geotécnica.	39
3.2.2.- Particularidades del subsuelo.	42
3.3.- Solución de la cimentación.	54
3.4.- Características generales del sistema de cimentación.	56
3.4.1.- Características y comportamiento de los cajones de cimentación	56
3.4.2.- Características y comportamiento de los pilotes de fricción.	60
4.- Proceso constructivo de la cimentación del distribuidor vial Oceanía-Zaragoza.	76
4.1.- Consideraciones en la relación entre los procesos de diseño y construcción del sistema de cimentación.	77

F

4.2.- Especificaciones generales del proceso constructivo del sistema de cimentación del puente vehicular Distribuido Vial Zaragoza-Oceanía.	79
4.2.1.- Perforación previa.	80
4.2.2.- Hincado de pilotes.	82
4.2.3.- Excavación para cajones de cimentación.	92
4.2.4.- Metodología para garantizar la estanqueidad de los cajones de cimentación.	96
4.2.5.- Rellenos locales.	102
4.3.- Aspectos técnicos y consideraciones particulares en el proceso constructivo del sistema de cimentación.	115
4.3.1.- Actividades preliminares para el proceso constructivo del sistema de cimentación.	128
4.3.2.- Detección de interferencias y procesos constructivos para eliminarlas.	130
4.3.3.- Realización de desvíos en las instalaciones existentes, para la realización del sistema de cimentación.	137
4.4.- Pruebas de carga para pilotes de fricción.	141
4.4.1.- Prueba de carga estática en pilotes.	145
4.4.2.- Prueba de carga dinámica en pilotes.	151
5.- Conclusiones y comentarios.	159
Bibliografía.	162

F

Sistema de cimentación del puente vehicular “ Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía”

Introducción.

Este documento tiene como objetivo presentar el sistema de cimentación del puente vehicular “Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía”, enriqueciendo la presentación con un análisis de la información técnica referente al sistema de cimentación del tipo conque se resolvió este proyecto (cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción), justificando los criterios necesarios para el diseño de esta cimentación. Además de realizar una descripción de la información necesaria que se debe generar, en el caso del diseño, y que información se debe tener para llevar a cabo la construcción de una cimentación, especialmente en el caso de estructuras con características particulares como es el caso de este puente. Esto permitirá obtener un panorama general de los elementos necesarios para el diseño y construcción de cimentaciones.

Cabe aclarar que en el presente trabajo se tiene como objetivo profundizar únicamente en lo respectivo al sistema de cimentación, por lo que sólo se mencionará de manera general lo referente a los demás aspectos que conforman el proyecto. Sin embargo se tratará lo concerniente a algunas obras inducidas debido a que éstas influyen en parte importante en los procesos constructivos para la realización de la cimentación, ya sea como trabajos preliminares para el inicio de la construcción de la cimentación, así como la presencia de algunas instalaciones que se tuvieron que considerar en el diseño ya que restringen la forma y dimensión de los elementos. En el desarrollo de este trabajo se irán mencionando cuales son estas obras inducidas, procesos constructivos a llevar a cabo y su intervención en la construcción y diseño de la cimentación.

1. Descripción general del proyecto.

El proyecto " Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía " es un puente vehicular conformado por una estructura del tipo viaducto elevado a doble nivel, con cuatro carriles por sentido de circulación que permitirá unir dos avenidas de considerable importancia, en cuanto a transporte y vialidad se refiere.

Este proyecto del distribuidor vial está asociado a la línea "B" del metro, fue diseñado en el año de 1994, año en el que se autoriza la construcción de la línea "B" del metropolitano, siendo estas dos obras un proyecto integral. Por este motivo su construcción se encuentra a cargo de la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo (DGCOSTC), siendo ésta una dependencia perteneciente al gobierno del Distrito Federal, la cual tiene la función de construir las obras de ampliación del Sistema de Transporte Colectivo, así como sus vialidades, obras complementarias y obras inducidas con el objetivo del mejoramiento de los medios de transporte colectivo en el Distrito Federal. El distribuidor vial Zaragoza-Oceanía se tiene catalogado como una obra complementaria de la línea "B" del Metropolitano, junto con otros 15 puentes vehiculares, ya construidos, y que se ubican a lo largo de la Avenida Central, realizados a la par de la construcción de la línea "B" del Metropolitano. Destacando de manera particular el Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía por su dimensión, forma y ubicación.

Su construcción se inicio en 1997 suspendiéndose en ese mismo año, presentando un mínimo avance de la construcción del proyecto en esta etapa, se retoma nuevamente su construcción a finales del año 2001, contemplando hasta el momento que su realización se terminará en el año 2004. Los contratos exhiben como plazo de ejecución del 23 de Octubre del 2001 al 23 de Abril del 2004.

De manera general el proyecto tendrá las siguientes características:

Longitud promedio de 1550 metros en los ejes principales.

Longitud total de ejes principales, direccionales, gazas y ramales de 5100 metros.

Capacidad de 6400 vehículos/hora/sentido.

Velocidad de proyecto de 70 kilómetros / hora.
Arroyos dos cuerpos de 15.50 metros.
Número de carriles 8 (4 por arroyo).
Direccionales. 3.
Ramales de incorporación. 2.
Gazas estructuradas. 1.
Pendiente longitudinal. 6%.
Grado máximo de curvatura. 7° 43'
Radio de curvatura 148.50 metros
Gálibos verticales. 7.10 metros Cruce con FFCC
5.50 metros Cruce con vialidad y viaductos.

El proyecto se encuentra resuelto con elementos prefabricados, elementos presforzados y la cimentación realizada en sitio. El proyecto cuenta con las siguientes características estructurales:

Cimentación: Zapatas tipo cajón formadas por una retícula de contratraveses desplantadas sobre pilotes de fricción.

Subestructura: Marcos compuestos de cabezales, columnas prefabricadas y presforzadas.

Superestructura: Traveses tipo cajón prefabricadas y presforzadas montadas sobre cabezales prefabricados (claros mayores a 40 metros).

El monto de recursos que se erogarán para la construcción de este proyecto es de 542.7 millones de pesos, estimándose que el número de habitantes beneficiados alcanza los 700 mil habitantes.

Una vez concluido el distribuidor vial, la ciudad contará con 19 kilómetros de vía de circulación continua desde la avenida México, en Ciudad Azteca en el Estado de México, hasta Fray Servando Teresa de Mier, en el Distrito Federal.

1.1. Ubicación del proyecto.

El proyecto se encuentra ubicado en las Avenidas Francisco del Paso y Troncoso y Oceania, en la Delegación Venustiano Carranza de la Ciudad de México. (figura 1)

Permitirá la interconexión de las Avenidas Francisco del Paso y Troncoso, Oceania, Calzada Ignacio Zaragoza, Emilio Carranza y Eje 1 Norte, contando con rampas de acceso y de descenso en cada una de las avenidas. En las figuras 2 y 3 se muestra la distribución y conformación de la estructura según lo anteriormente mencionado.

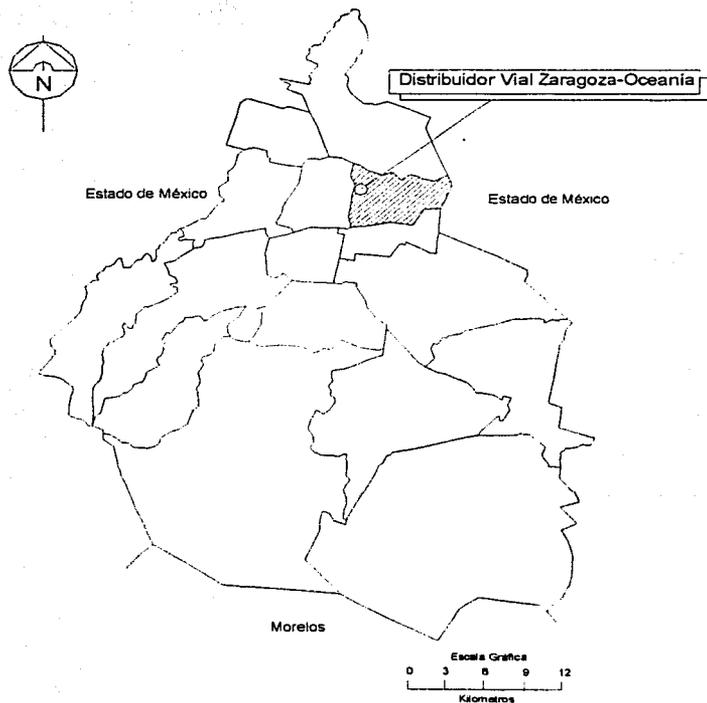


Fig.1. Localización del proyecto entorno al Distrito Federal

Distribuidor Vial Zaragoza-Oceania

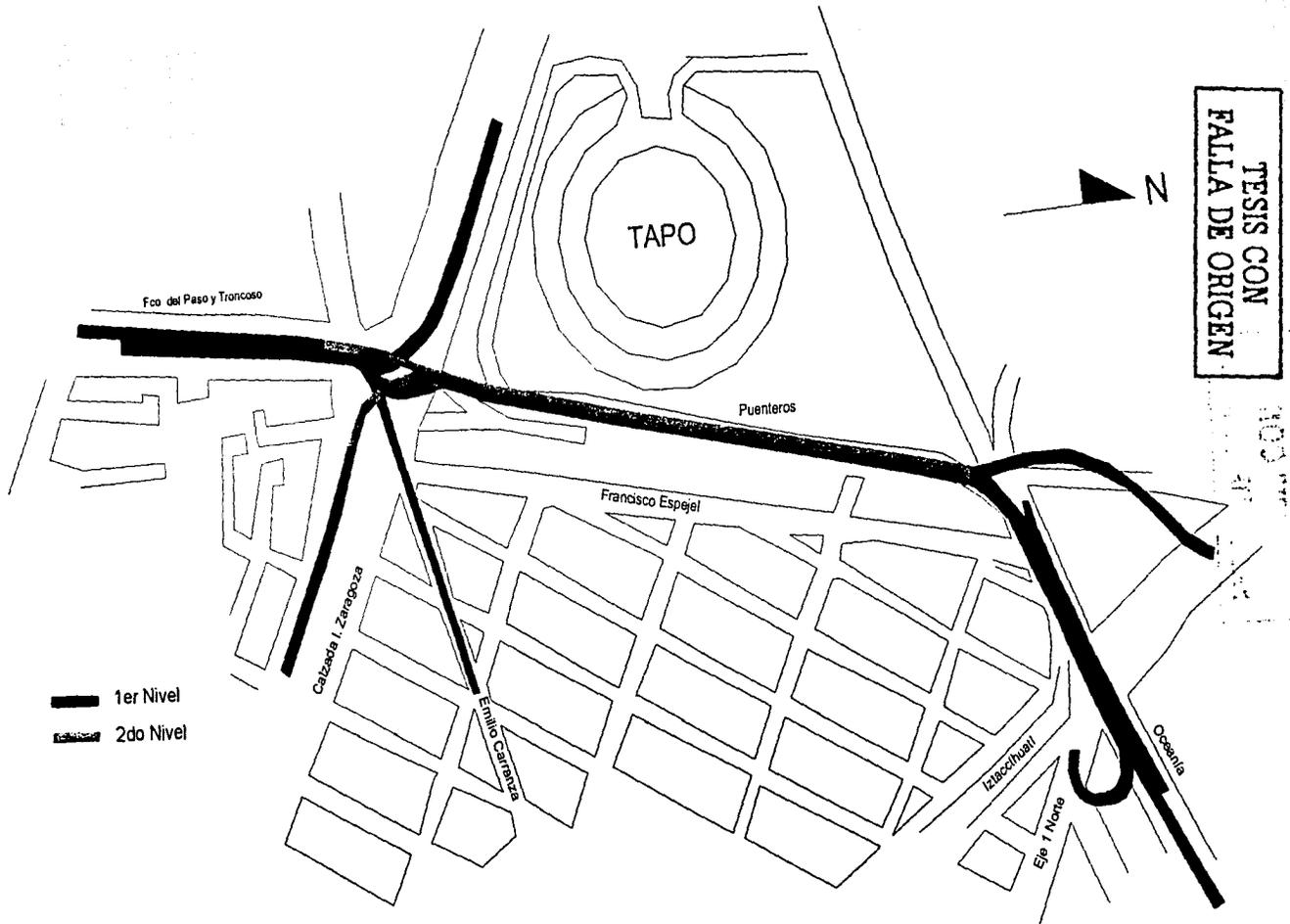


Fig.2 Ubicación de la estructura entorno a la zona de influencia

Distribuidor Vial Zaragoza-Oceania

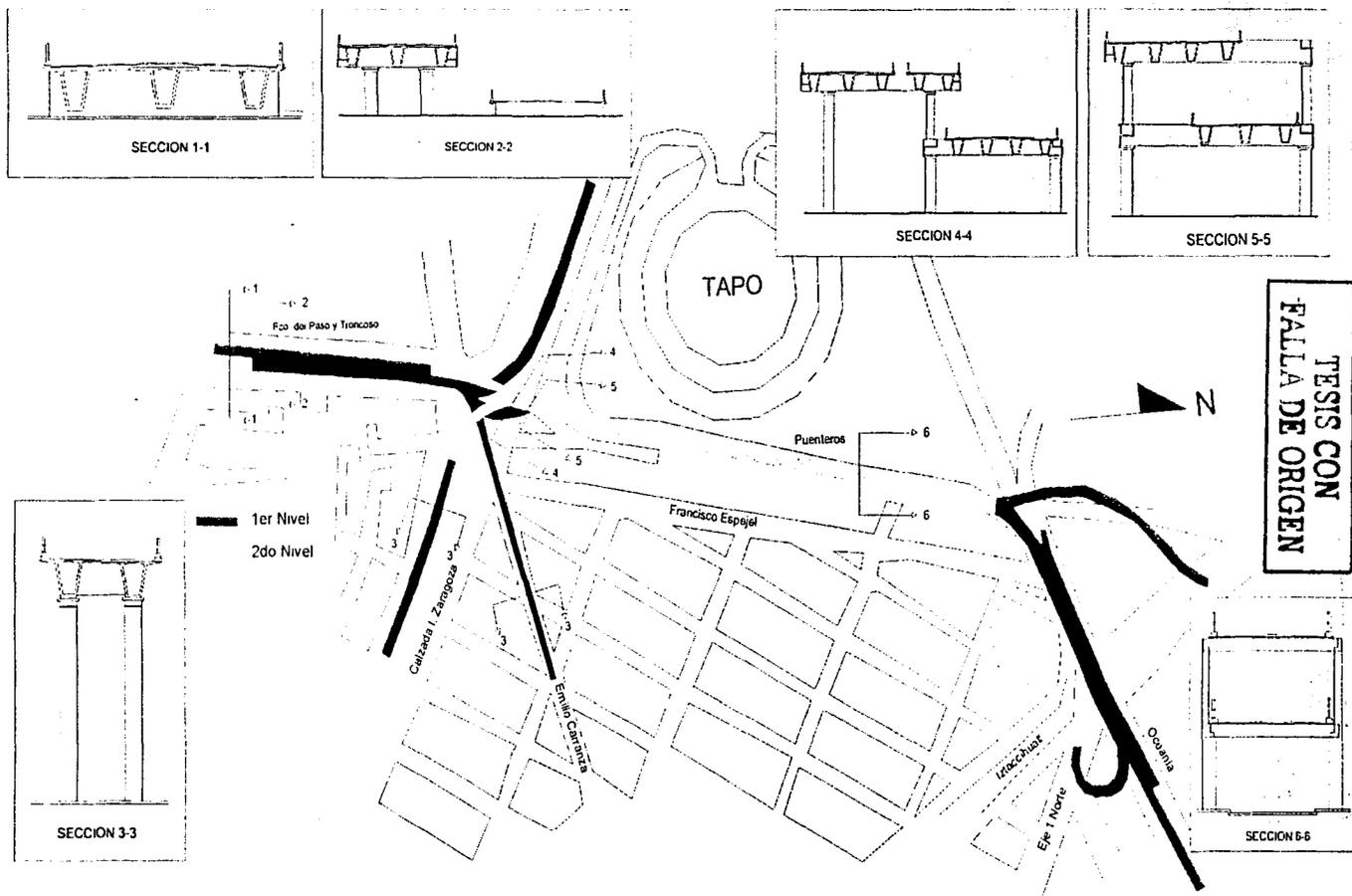


Fig.3 Planta General y Secciones a lo largo de la trayectoria

1.2. Justificación del proyecto.

Los altos volúmenes de tránsito vehicular como consecuencia de las necesidades de desplazamiento, procedentes de los viajes producidos de algunas zonas conurbanas en el Estado de México hacia las Avenidas primarias de Francisco del Paso y Troncoso, la Avenida Oceanía en su cruce con la Calzada I. Zaragoza, propician que la vialidad sea inadecuada debido a que estos altos volúmenes interfieren las diversas vías aledañas al lugar, ya que no son suficiente los flujos controlados por dispositivos de control de tránsito (semáforos), aunado a la localización de la Terminal de Autobuses del Oriente la cual genera que un número importante de usuarios arriben a la zona, ya que tienen como destino este centro, presentándose como opción el arribo en vehículos ya sea particular o público y el metropolitano línea "1" y línea "B". Los autobuses que llegan o salen de esta terminal lo hacen principalmente a través de la avenida Ignacio Zaragoza cruzando obligadamente en la intersección con la Avenida Francisco del Paso y Troncoso, siendo estos vehículos aportación importante a los volúmenes de tránsito en la zona. Por lo anterior se tuvo como prioridad dentro del "Programa Integral de Transporte y Vialidad 1995-2000" la solución en esta zona. La solución propuesta fue la construcción de una obra estructural del tipo puntual que permita tener un rendimiento mayor de la red vial existente. Surgiendo así el proyecto del puente vehicular " Distribuidor vial Zaragoza-Oceanía ".

El Programa Integral de Transporte y Vialidad es un instrumento normativo básico de planeación, creado para orientar el proceso de desarrollo y fijar las políticas y estrategias en materia de transporte y vialidad. El programa contiene estrategias y líneas de acción para afrontar y reducir los conflictos, atacar los problemas y encontrar fórmulas de solución para el sector de transporte y vialidad del área metropolitana. Dentro del Programa Integral de Transporte y Vialidad se tiene como objetivo dotar al Distrito Federal de vialidad suficiente y adecuada para soportar las necesidades de transporte urbano, cumpliendo este proyecto ampliamente con estas condiciones.

Además este proyecto permitirá integrar la red vial que conformará un eje troncal urbano que comunica a Ciudad Azteca en el Estado de México con Xochimilco en el Distrito Federal, contará con una longitud de 35 kilómetros y a lo largo de su trayectoria se ubicarán 34

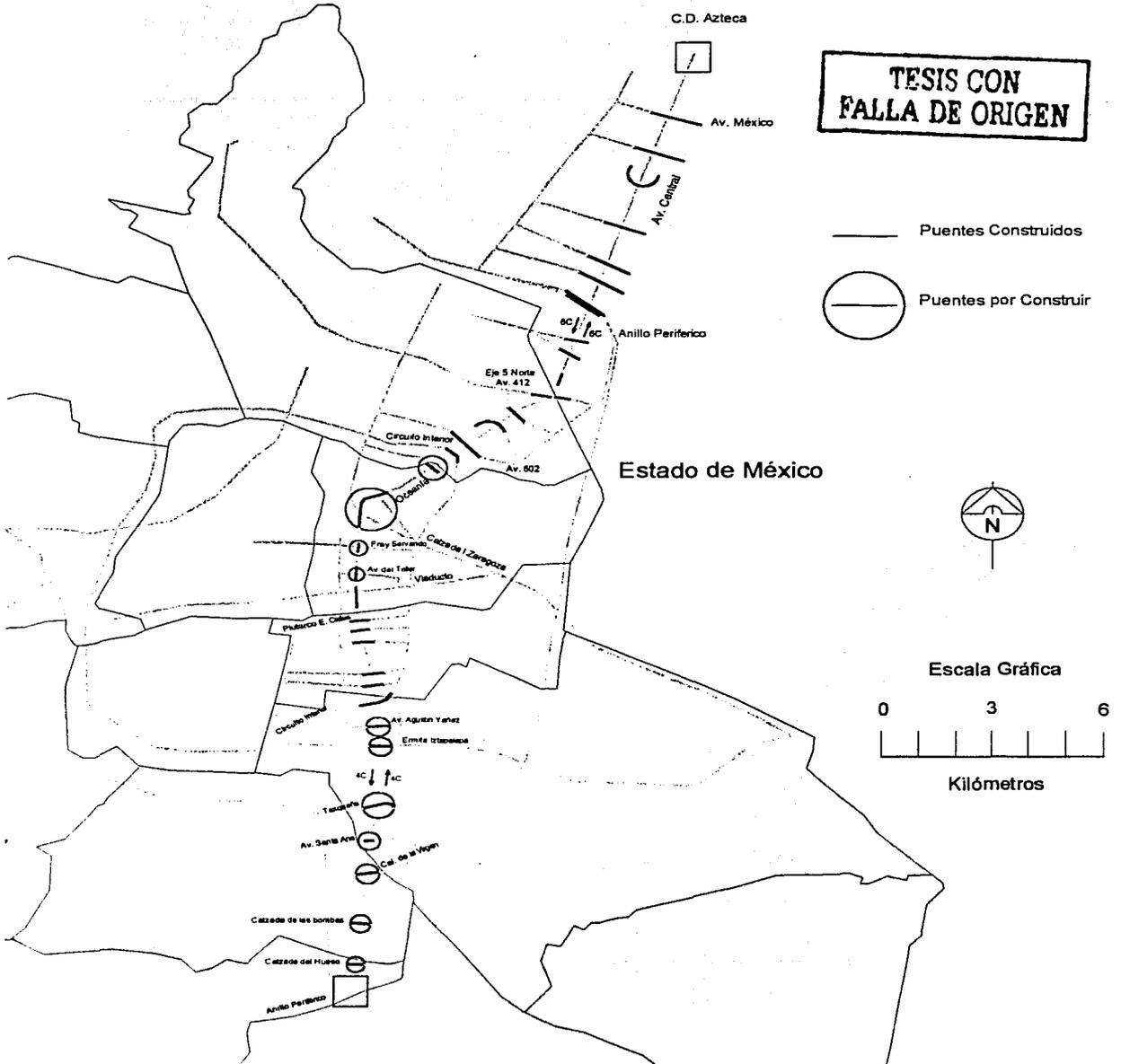
puentes vehiculares que permitirán una circulación continua. Actualmente se tienen 22 puentes vehiculares ya construidos a lo largo de la trayectoria que seguirá este eje. En la figura 4 se muestra la conformación del eje troncal urbano mencionado y del cual forma parte el proyecto presentado.

En una visión de sustentabilidad urbana es indispensable asumir el concepto de movilidad o transporte urbano sustentables, el cual, bajo cualquier definición que pueda acuñarse, siempre se referirá a la satisfacción de necesidades de libertad de tránsito y movimiento, accesibilidad, comunicación e intercambio económico sin sacrificar valores urbanos, sociales, humanos o ambientales. Otro enfoque útil para que los patrones predominantes de movilidad sean sustentables, es preciso que mejoren la accesibilidad y eviten impactos indeseados o excesivos que puedan ser mayores que los beneficios obtenidos. De todo ello se desprende la necesidad de una cuidadosa evaluación beneficio-costos de cualquier obra o proyecto importante de movilidad. Para el caso daremos por asentado lo referente a los estudios de costo-beneficio, ya que se trata de un proyecto aprobado por las diversas autoridades participantes y que actualmente se encuentra en proceso de construcción, aunado a que debido a lo extenso del tema hace imposible abundar en éste sin restar importancia al objetivo principal de este trabajo que es la presentación del sistema de cimentación, por lo tanto considero pertinente que lo presentado en los párrafos anteriores puede considerarse suficiente como una presentación general del Proyecto " Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía".

Eje Troncal Metropolitano

Ciudad Azteca (Ecatepec)- Xochimilco (Periferico-Arcosur)

Figura. 4



2.- Criterios para la elección de los sistemas de cimentación en un proyecto.

En el presente capítulo se hace una descripción de los elementos que intervienen para la determinación del sistema de cimentación en un proyecto, esto permitirá comprender los criterios con los que se determino el sistema de cimentación para el puente vehicular "Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía".

Las cargas sobre las estructuras y su peso propio se puede concebir en el diseño como un conjunto de fuerzas que es necesario transmitirlo a una zona de los mantos del suelo, que resultará afectada por los cambios de esfuerzos, y cuya respuesta es determinante para la estabilidad y funcionamiento de las estructuras. Esto se logra por medio de un sistema de soporte, integrado por un elemento estructural de transición y el suelo, es necesario que en la selección y el diseño de dicho sistema de soporte se apliquen criterios de seguridad y confiabilidad, para garantizar que las estructuras van a ser estables, seguras y funcionales durante su vida útil.

El apoyo directo de una estructura rígida sobre el suelo produciría deformaciones excesivas, probablemente intolerables para una estructura y generar su posible falla o reducir su utilidad. Las cargas que se trasladan de la estructura al suelo al atravesar el contacto entre dos medios cuyas propiedades mecánicas son drásticamente diferentes y para lograr condiciones compatibles en los esfuerzos y deformaciones, se requiere de un elemento de transición en función de las propiedades de ambos medios. Los cimientos son los elementos estructurales que permiten la transición entre la superestructura y el suelo, adecuando las cargas a formas tolerables para los mantos portantes del suelo. Para realizar esta función se debe buscar el tipo más conveniente para cada combinación particular suelo-estructura, aunado a los criterios de su correcta ubicación, estabilidad, conveniencias constructivas y económicas.

2.1. Factores que intervienen para la elección de los sistemas de cimentación.

El diseño de cimentaciones presenta como primera dificultad el determinar o identificar el sistema de cimentación más adecuado para cada caso en particular. Por lo tanto primeramente hay que tener presente que para la selección preliminar del tipo de cimentación, se debe tener identificado dos factores principales:

- I. Magnitud y distribución de las cargas aportadas por las estructuras.
- II. Las características del suelo sobre el cual se apoyará la estructura

Cada uno de estos factores aporta un parámetro comparativo entre ellos, de manera que en el diseño de una cimentación se debe cumplir que "Las cargas transmitidas por las estructuras, sean adecuadamente transferidas al suelo de manera que no se sobre pase la capacidad de carga del suelo o se presenten deformaciones excesivas que afecten la serviciabilidad de las estructuras".

2.1.1.-Magnitud y distribución de las cargas aportadas por las estructuras.

El conocer las características de las cargas de las estructuras nos permite identificar como primer elemento la intensidad del peso al nivel de apoyo que la estructura aportará, siendo este peso el necesario a distribuir por los cimientos al suelo. Este parámetro nos establece un primer elemento cuantitativo que nos da referencia para la elección preliminar del sistema de cimentación a utilizar.

Para identificar las características de las cargas de una estructura, es necesario conocer la naturaleza de dicha estructura, algunos de los elementos que permiten valorar estas características son:

- Proyecto arquitectónico. Nos proporciona la forma y posible distribución de las cargas.

- Solución estructural. Aporta el dimensionamiento de los elementos así como los materiales con los que se conformará la estructura permitiendo valorar el peso de la estructura.
- Función de la estructura. Determina el tipo y magnitud de cargas a la cual se someterá la estructura y el grado de serviciabilidad que ésta debe aportar.

2.1.2.- Características del suelo sobre el cual se apoyará la estructura.

El comportamiento de él suelo es determinante del buen o mal funcionamiento de los cimientos y estructuras, por lo tanto debe considerarse como parte esencial del sistema de cimentación en el análisis y diseño de los mismos. Un elemento fundamental para el diseño de un sistema de cimentación es el conocer las características del suelo donde se apoyará la estructura, la resistencia de éste no debe ser sobrepasada por los esfuerzos transmitidos por los cimientos además se requiere acotar las deformaciones que pueden presentarse en el suelo en función del tipo de estructura que sostiene. El conocer estas características nos aporta los elementos preliminares para guiar la selección del tipo de cimentación que nos permita cumplir con los requerimientos de seguridad y funcionalidad solicitados en la edificación de estructuras.

Algunas de las características del suelo esenciales para la determinación del tipo de cimiento a utilizar son:

- Estratigrafía de la zona donde se ubicará la estructura. Nos permite conocer la presencia y altura de las diferentes capas de suelo conformada por materiales distintos.
- Tipo de suelo y capacidad de carga en los diversos estratos. Nos aporta la identificación de las propiedades índice y mecánicas de los suelos que componen cada estrato para la determinación de la resistencia y deformabilidad a los esfuerzos cortantes y de compresión, así como para la realización del cálculo de asentamientos debidos a la aplicación de las cargas.

- Ubicación del nivel de aguas freáticas. Influye en los procesos constructivos y funcionamiento de los sistemas de cimentación.

Destaca entonces la necesidad y conveniencia de establecer con razonable precisión las condiciones y características geotécnicas de la zona comprometida del subsuelo. Esta información esencial puede obtenerse mediante técnicas de investigación en el terreno y en el laboratorio conocidas como investigación del subsuelo. Por medio de la investigación del subsuelo se busca determinar parámetros representativos que reproduzcan las características del suelo de soporte en la zona involucrada. Se logra entonces, seleccionar y diseñar racionalmente el elemento de transición suelo-estructura.

Métodos principales para la exploración e investigación del subsuelo.

□ Métodos de exploración.

- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- Perforaciones con posteadora o barrenos helicoidales.
- Método de penetración estándar.
- Método de penetración cónica.

□ Métodos de exploración detallada.

- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- Métodos con tubo de pared delgada (Shelby).
- Métodos rotatorios para roca.

□ Métodos geofísicos.

- Método sísmico.
- Método de resistencia eléctrica.
- Método magnético y gravimétrico.

El reglamento de construcciones establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y del pasado que afectaron al predio donde se establecerá la estructura a edificar. Hay que empezar por señalar que en el área del Distrito Federal, parte integrante del Valle

de México, las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta la profundidad de interés para el especialista en geotecnia puede variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente altas, hasta zonas ubicadas en el fondo de antiguos lagos, donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limos muy compresibles y de baja resistencia al corte así como pequeños valles en las Sierras de Guadalupe y Las Cruces tapizados por depósitos eólicos de arena mediana a fina en estado suelto. Además se puede agregar a tan diversa condición natural las alteraciones producidas por el hombre (Sobrecargas, minado, explotación de acuíferos).

De las observaciones descritas se infiere que los estudios preliminares sobre condiciones geotécnicas, lejos de ser mero formalismo, constituyen una labor necesaria por sus implicaciones en el diseño y construcción de la cimentación en que se apoyará la estructura.

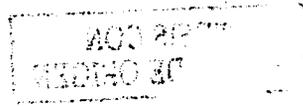
Determinadas las características del suelo se puede identificar el terreno portante, él cual puede concebirse como la capa o conjunto de capas del suelo subyacente que reciben en forma primordial la acción de las cargas de la estructura por medio de los cimientos. Su correcta selección es un requisito primario para lograr un satisfactorio comportamiento de la cimentación.

Una vez caracterizados tanto el suelo como la estructura se tienen los elementos para llevar a cabo una selección del tipo de cimentación que se adapte a las condiciones particulares para cada caso.

Las cimentaciones deben cumplir un mínimo de requisitos, si se espera un comportamiento satisfactorio bajo la acción de las cargas a lo largo de su vida útil. Estos requisitos pueden considerarse como básicos, si se tiene en cuenta que prácticamente constituyen el punto de partida para fijar criterios conducentes a su evaluación, análisis, diseño y construcción.

Dichos requisitos dependen en general de las condiciones de la estructura y del suelo portante, actuando conjuntamente. Es frecuente que el suelo sea el principal factor en el comportamiento del sistema, sin embargo el efecto de interacción suelo-estructura puede llegar a ser dominante.

2.2. Clasificación de las cimentaciones.



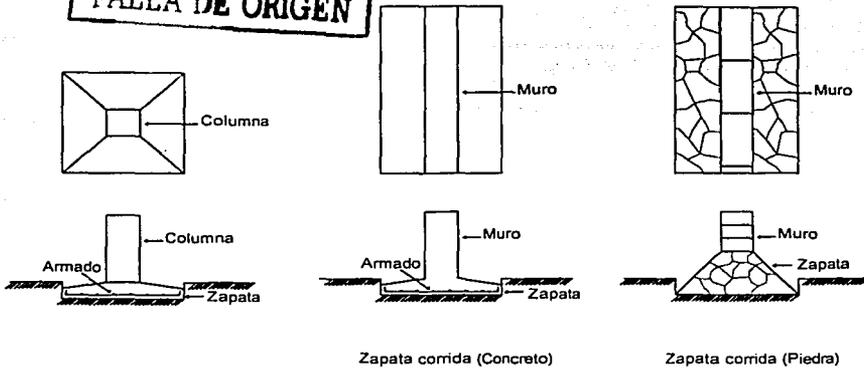
De acuerdo con la naturaleza del suelo y el propósito de la estructura, se requiere cierta profundidad de colocación de los cimientos bajo la superficie del terreno, debido a esta situación se ha convenido clasificar a las cimentaciones de acuerdo con la posición del terreno portante en:

- 1.- *Cimentaciones superficiales o someras.*
- 2.- *Cimentaciones Profundas.*

2.2.1.- Cimentaciones superficiales. Se refiere a aquellas donde la profundidad de desplante no es mayor que el doble de ancho del cimiento ($D_f \leq 2 B$). Generalmente este tipo de cimentaciones se escoge cuando las cargas de las estructuras y la capacidad de carga del suelo superficial son lo suficientemente compatibles para garantizar un buen funcionamiento, aunado a que las dimensiones de los elementos que conforman el cimiento se ajustan adecuadamente a la superficie destinada para la estructura. Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son:

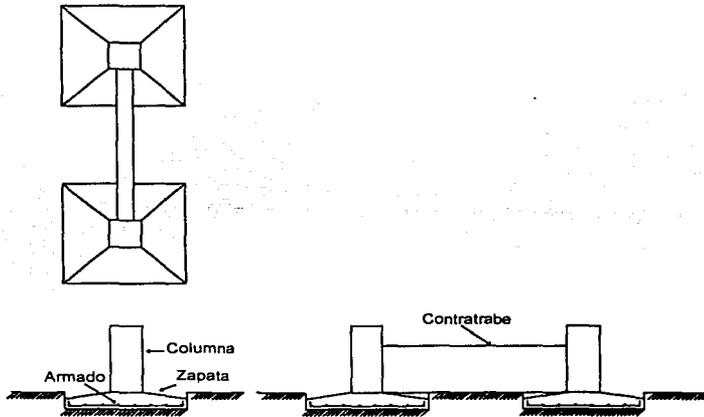
- Zapatas Aisladas.
- Zapatas Aisladas rigidizadas (Zapatas unidas con contratraves)
- Zapatas Corridas.
- Losas de cimentación.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Zapata Aislada

Zapata corrida



Zapatas Aisladas Rigidizadas

Cimentaciones Superficiales

2.2.2.- Cimentaciones profundas. Son aquellas donde la profundidad de desplante sobrepasa el doble del ancho del cimiento. Este tipo de cimentaciones tiene su principal aplicación cuando las cargas de las estructuras son relativamente altas, debido a las dimensiones propias de la estructura así como a las cargas que debe soportar, también cuando se tienen suelos compresibles o con baja resistencia. Los tipos más frecuentes de cimentaciones profundas son:

- Cajones de cimentación (Cimentaciones compensadas).
- Pilotes de cimentación.
- Pilas de cimentación.
- Cilindros de cimentación.

2.3. Selección preliminar de las cimentaciones.

En el tratamiento de la metodología de diseño de las cimentaciones, la selección del tipo correcto se concibe como etapa esencial del proceso completo de planeación, diseño y especificación de las mismas. Por depender de numerosos factores y requisitos, constituyen uno de los problemas más difíciles en la ingeniería de cimentaciones.

En el estudio completo de una cimentación se deben recopilar y analizar antecedentes referentes al proyecto tales como la localización, necesidades funcionales, estructuras y cargas; referentes al entorno como el clima, régimen hidrológico, geología, geotecnia y estabilidad, y los relativos a los mantos portantes como la estratigrafía, características de los mantos del suelo, posición del nivel freático y sus oscilaciones. Puede apreciarse que todo lo anterior puede constituir un extenso conjunto de información relacionada además con varias disciplinas de la ingeniería civil. Se vuelve entonces necesario concretar y resumir los aspectos realmente significativos y que puedan considerarse como determinantes del diseño de la cimentación.

De acuerdo con la índole y complejidad del proyecto, la selección y el diseño de cimentaciones se presenta bajo una amplia variedad de modalidades particulares. Cada problema particular presenta cierto conjunto propio de factores determinantes, el acertar en

la identificación de estos factores constituye un paso vital en el esfuerzo de seleccionar el tipo más adecuado y eficiente de cimentación. Se obtienen además, economías en investigación y análisis al permitir avanzar de manera más directa hacia la solución.

A continuación presento una recopilación práctica para la identificación del tipo de cimentación más adecuada en función de las condiciones generales de los factores identificados en los estudios preliminares y de los cuales se hizo mención con anterioridad.

Esta recopilación permite enfocar la selección preliminar en un tipo de cimentación, lo cual nos ayuda a reducir las opciones de búsqueda al eliminar aquellas que por las características generales no son adecuadas para la solución del caso en particular, debido a que en su selección se puede incurrir en no cumplir con alguno o algunos de los requisitos básicos requeridos en cualquier proyecto en ingeniería.

- Seguridad.
- Funcionalidad o servicialidad.
- Economía.

Es conveniente aclarar que usualmente se puede seleccionar y usar varios tipos aceptables de cimentación y todos pueden presentar una solución correcta según el enfoque del diseñador en forma consistente con la seguridad y economía, por lo tanto no es posible encontrar reglas rígidas definitivas para la selección del tipo correcto de cimentación. Por lo tanto para la selección final del tipo de cimentación se requiere necesariamente del uso de métodos analíticos.

**Selección preliminar del tipo de cimentación.
En función del tipo de suelo y el tipo de estructura.**

Condiciones de suelo	Tipo de cimentación	
	Estructuras ligeras, flexibles	Estructuras pesadas, rígidas
Estrato firme de gran espesor	Zapatas aisladas	Zapatas aisladas
	Zapatas corridas	Zapatas corridas
	Cimentaciones combinadas (Zapatas aisladas y corridas)	Zapatas rigidizadas
		Cimentaciones combinadas (Zapatas aisladas y corridas)
		Losas de cimentación
Estrato firme sobre estrato blando	Zapatas aisladas	Losas de cimentación
	Zapatas corridas	
	Cimentaciones combinadas (Zapatas aisladas y corridas)	Pilotes de fricción
	Losas de cimentación livianas	

Condiciones de suelo	Tipo de cimentación	
	Estructuras ligeras, flexibles	Estructuras pesadas, rígidas
Estrato blando de gran espesor	Pilotes de fricción	Pilotes de fricción
	Losas de cimentación	Losas de cimentación
	Losas de cimentación apoyadas sobre pilotes de fricción	Cajones de cimentación
		Cajones de cimentación apoyados sobre pilotes de fricción
Estrato blando que superyace un estrato firme, viable y económicamente alcanzable	Pilotes de punta	Pilotes de punta
	Pilas	Pilas
	Cajones de cimentación	Cajones de cimentación
		Cajones de cimentación apoyado en pilas o pilotes de punta Cilindros de cimentación

Una descripción completa y detallada es necesariamente muy extensa, por lo que lo expuesto en este capítulo se debe considerar como una presentación general de los factores que intervienen en el tratamiento de las cimentaciones y servirá de complemento para la presentación del sistema de cimentación del Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía, él cual es el objetivo de este trabajo.

3.- Sistema de cimentación del Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía.

Para la presentación y análisis del sistema de cimentación del Distribuidor vial Zaragoza-Oceanía se requiere primeramente identificar los factores que prevalecen en el proyecto, esto permitirá comprender por que el tipo de cimentación utilizado y a su vez plantear las bases para posteriormente abundar sobre el mismo.

Como se presentó en el capítulo anterior, para determinar el sistema de cimentación a utilizar, y en este caso, para analizar el sistema de cimentación utilizado se debe tener identificado los siguientes factores:

- Magnitud y distribución de las cargas aportadas por la estructura.
- Las características del suelo sobre el cual se apoyará la estructura.

3.1.-Características de las cargas aportadas por la estructura.

Es esencial identificar el tipo y magnitud de las cargas aportadas por la estructura ya que estas contribuyen en gran medida en la determinación y funcionamiento de los sistemas de cimentación. Para la identificación de las cargas partimos del Proyecto arquitectónico, del cual se observa que el puente tiene una forma variable y una longitud considerable, además su peso se distribuye hacia el suelo por medio de pares de columnas los cuales se encuentran separados considerablemente entre ellos, esto debido a la necesidad de permitir la circulación debajo de la estructura.

Para la determinación de las acciones o cargas es necesario referirse a los reglamentos correspondientes en los que se especifican las cargas posibles que pueden considerarse. En el caso de un puente, las acciones a considerar serán.

- Cargas muertas:
 - Peso propio

- Cargas vivas:
 - Tren de cargas
 - Frenado
 - Fuerza centrífuga
 - Empuje sobre las barreras de protección
 - Sobrecargas de uso específico

- Cargas accidentales:
 - Viento
 - Nieve
 - Granizo
 - Pretensado
 - Fluencia del concreto
 - Retracción del concreto
 - Térmicas
 - Asentamientos
 - Sismo
 - Proceso constructivo

Si bien para el análisis estructural es necesario considerar la combinación de las cargas antes mencionadas, para el caso del análisis del sistema de cimentación utilizado en este proyecto sólo se analizará lo correspondiente a las cargas muertas (peso propio) en combinación con el peso debido a los vehículos de proyecto (carga viva). Consideraremos esta combinación como la más representativa ya que abarca de manera importante la magnitud de las solicitaciones a las que se someterá la estructura, y que para fines didácticos en la presentación del sistema de cimentación es la más adecuada, aunque cabe aclarar que en otras combinaciones como es el caso de sismo pueden restringir o regir la obtención del diseño estructural de los elementos.

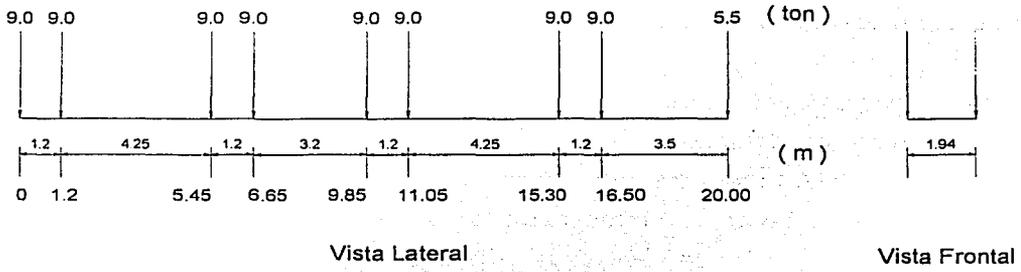
Para poder determinar la intensidad del peso que la estructura aportará, él cual es necesario que los cimientos distribuyan al suelo, se requiere tener identificado el peso de los elementos que conforman a la estructura y la cantidad de apoyos factibles sobre la cual se apoyará la estructura siendo así posible determinar la cantidad de peso por apoyo. Para determinar la magnitud de las cargas aportadas por la estructura se requiere conocer las características geométricas de los elementos.

La estructura está formada por traveses pretensadas, apoyadas sobre cabezales prefabricados montados sobre pares de columnas.

Se tienen tres tipos de traveses, estos tipos se distinguen por la conformación de sus extremos, los cuales presentan una conformación particular la cual permite la unión entre elementos. Las traveses de apoyo (TA) presentan ambos extremos en voladizo en la parte inferior de su sección sobre los cuales se apoyan otras traveses de la misma sección pero con extremos en voladizo en la parte superior de la sección, tal es el caso de las traveses centrales (TC), las cuales presentan sus dos extremos con voladizos en la parte superior, también se tiene las traveses centrales de apoyo (TCA) las cuales presentan un extremo con el voladizo en la parte inferior y el otro extremo con el voladizo en la parte superior. Estas condiciones permiten resolver la trayectoria especificada con elementos prefabricados. Para comprender mejor esto en las figuras 5, 6 y 7 se muestra esquemáticamente la conformación y acoplamiento que se pueden tener con los distintos tipos de traveses, así como una sección del puente donde se tienen los tres tipos de traveses. Y en las figuras 8, 9, 10, 11, 12, 13 y 14 se muestra las características de traveses, cabezales y columnas.

Vehículo de proyecto: El vehículo de proyecto utilizado en el análisis de las cargas es del tipo Tracto camión 3 – Semiremolque 2 – Remolque 4 (T3-S2-R4) del cual se muestra en la figura 15 la distribución y magnitud de las cargas que proporciona.

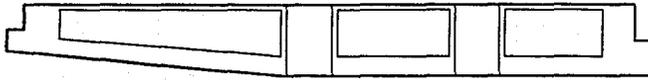
FALLA DE ORIGEN



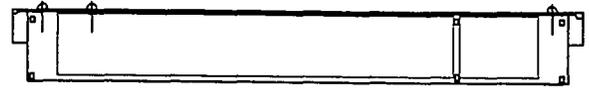
Camión T3-S2-R4

**Vehículo de proyecto
Figura 15**

Trabe de apoyo- TA



Trabe central- TC



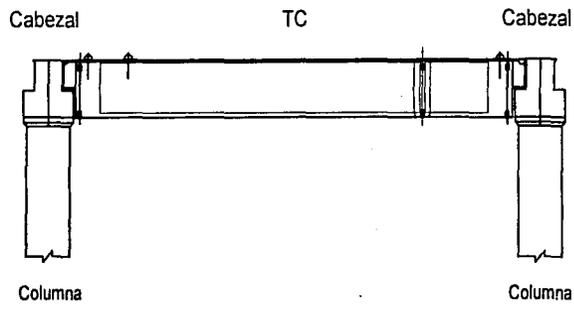
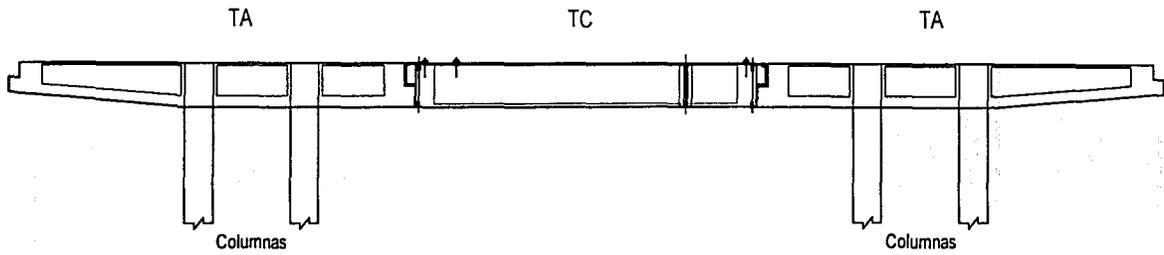
Trabe central de apoyo-TCA



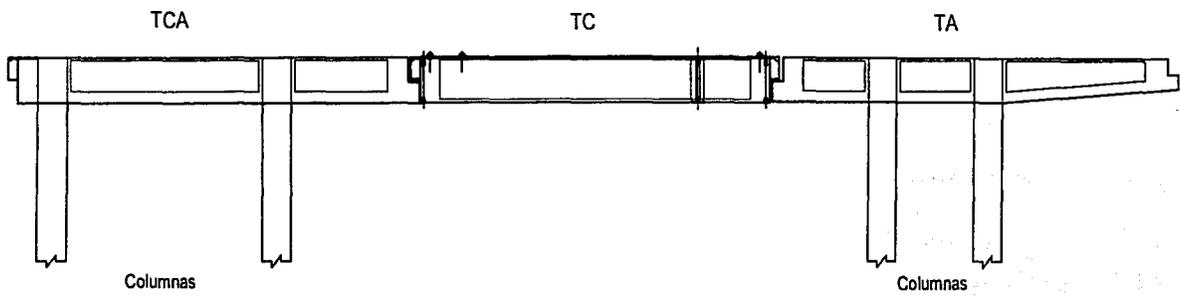
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tipos de trabe

figura 5



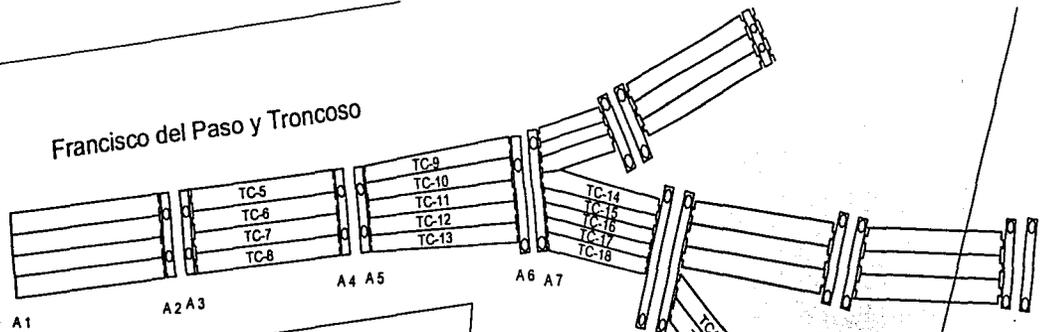
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



Acoplamiento entre traves

Fig. 6

Francisco del Paso y Troncoso



Puenteros

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Francisco Espejel

Calzada I. Zaragoza

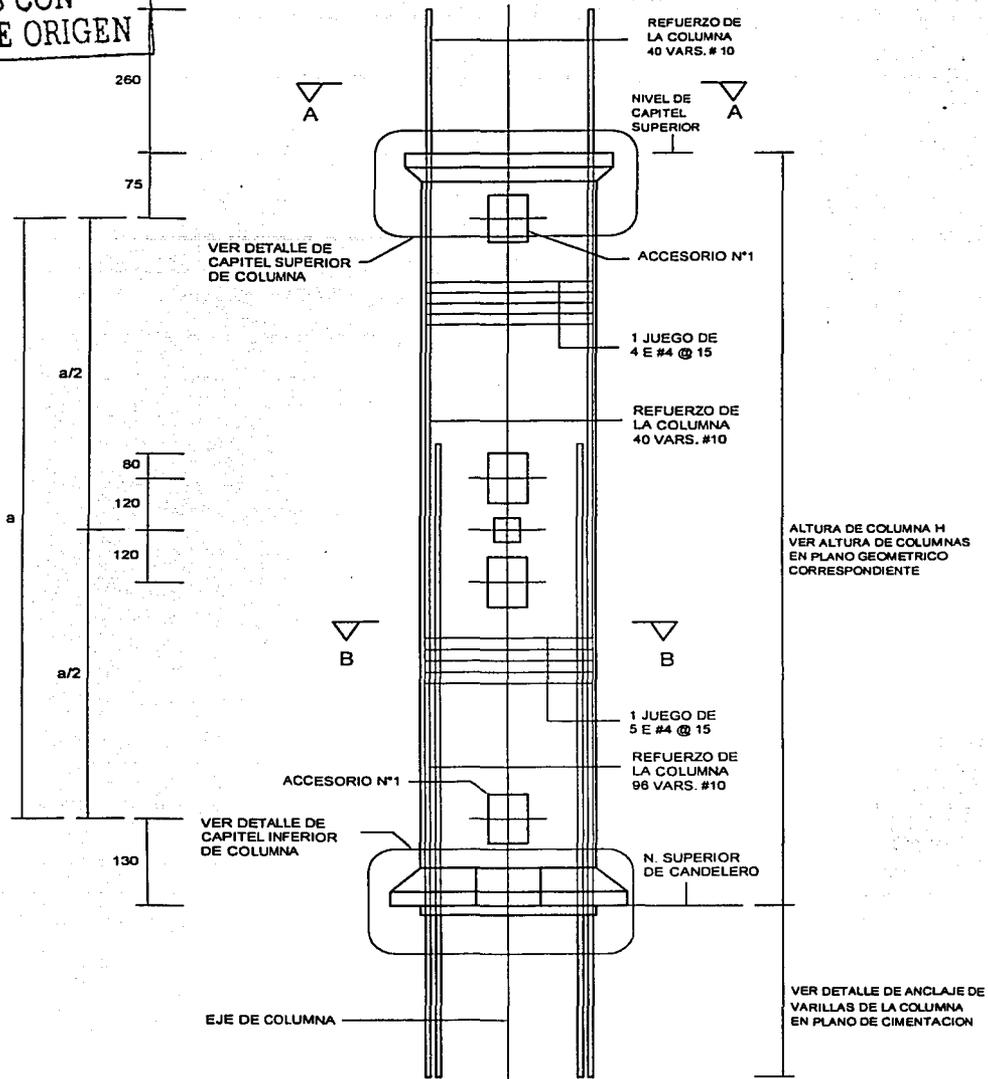
Emilio Carranza



Disposición de traves (TA,TC,TCA) sobre una sección del puente
" Distribuidor vial Zaragoza-Oceanía"

fig. 7

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



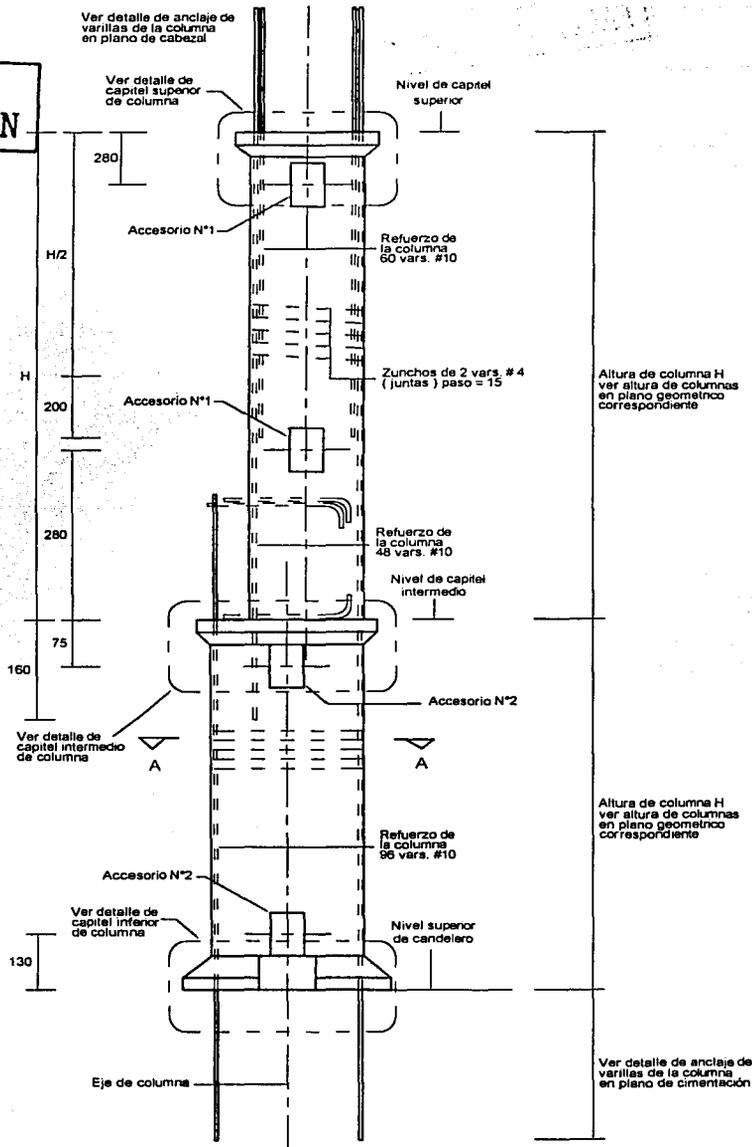
ELEVACION

SIN ESCALA
ACOTACION EN CM

COLUMNA (1 NIVEL)

Figura 8

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

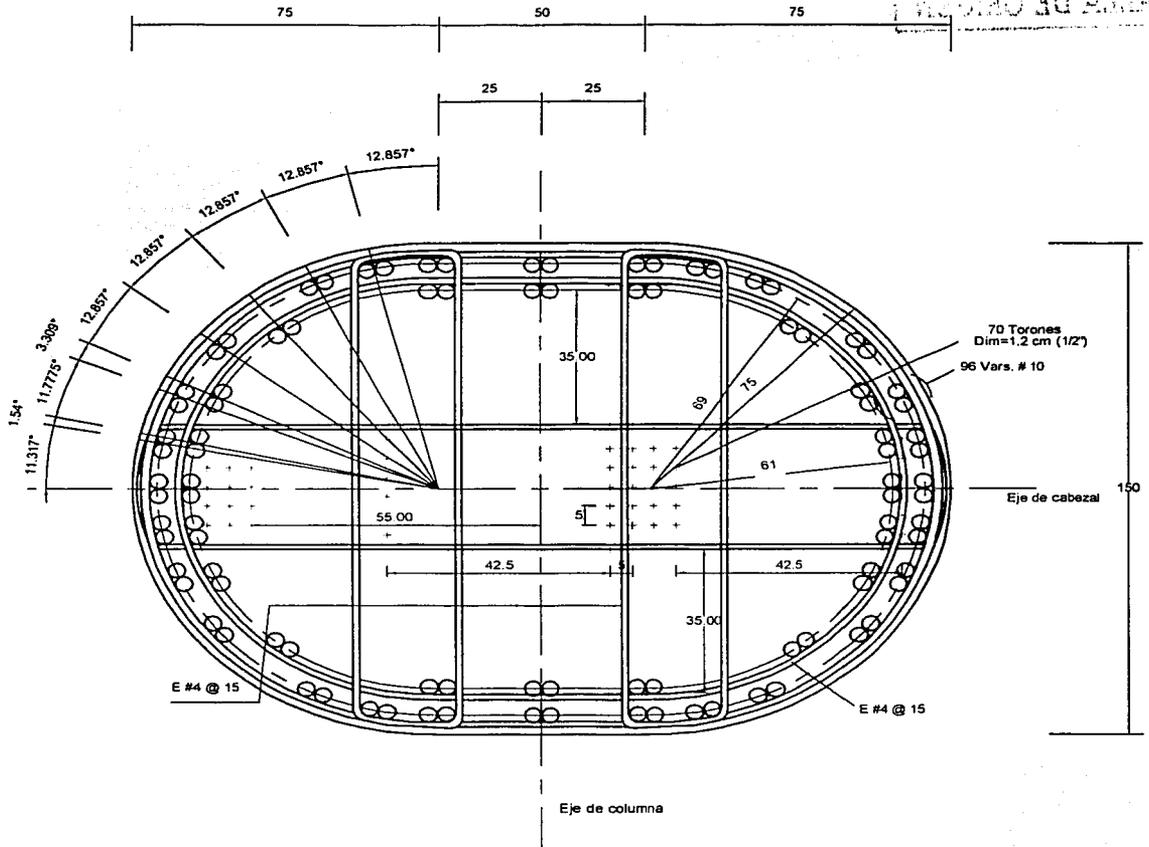


ELEVACION
COLUMNA DE 2 NIVELES
Figura 9

SIN ESCALA
ACOTACIÓN EN CM

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MODIFICAR
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

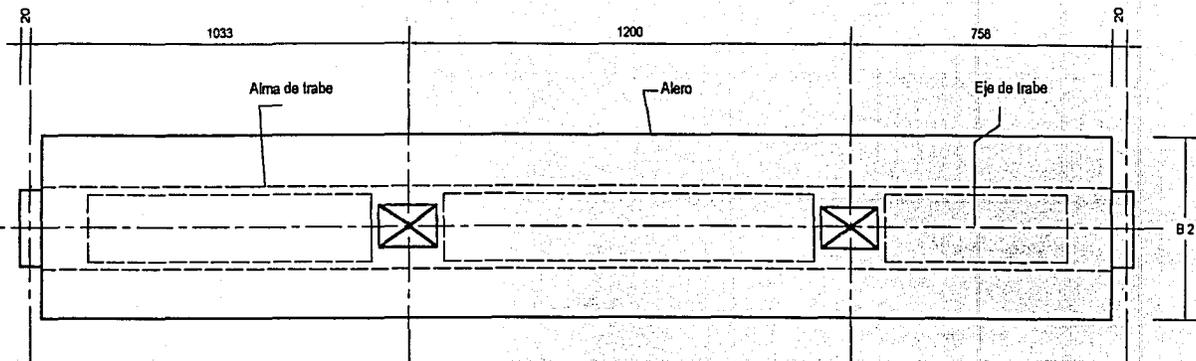


CORTE A - A

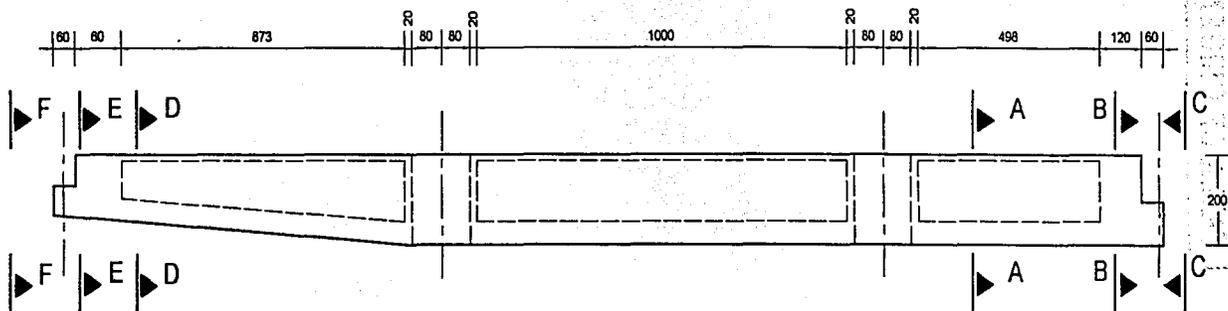
SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNA

Figura 10

SIN ESCALA
ACOTACIÓN EN CM



PLANTA



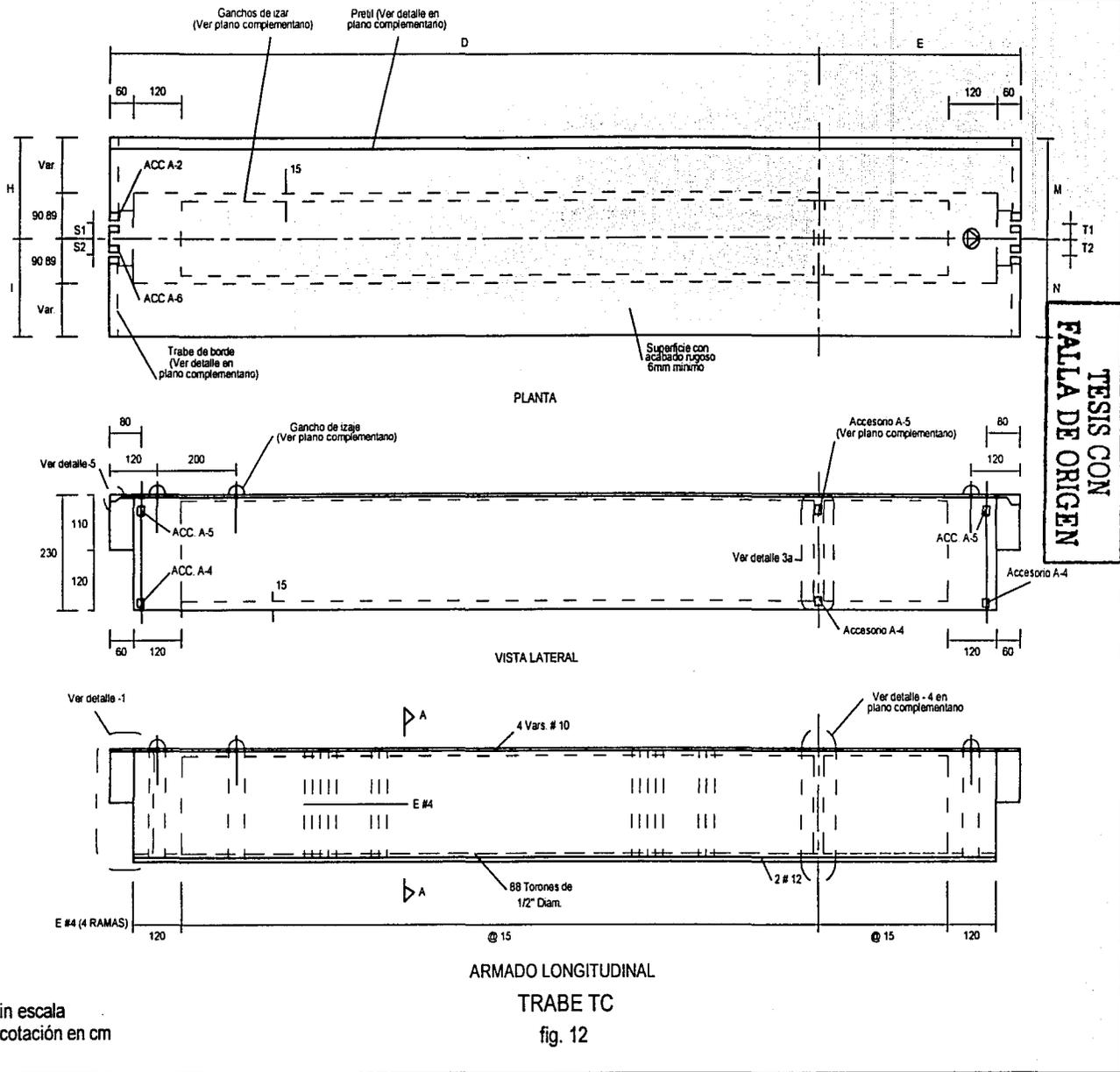
ELEVACION

Sin escala
Acotación en cm

Trabe TA
figura 11

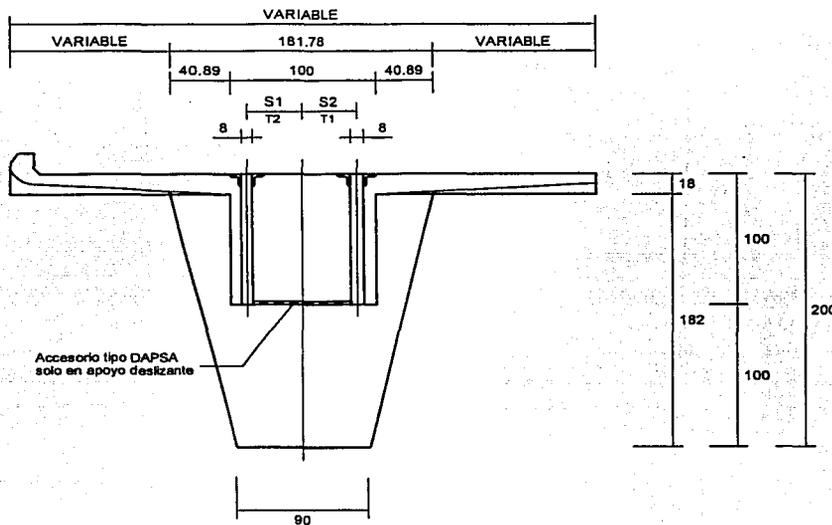
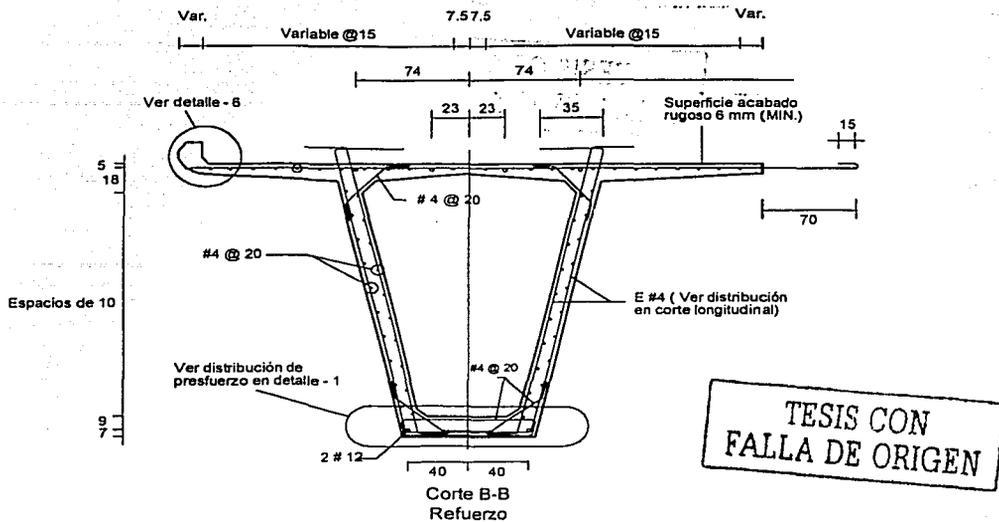
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Sin escala
Acotación en cm

ARMADO LONGITUDINAL
TRABE TC
fig. 12



Sin escala
Acotación en cm

CORTES EN TRABE TA
Figura 13

Eje de columna

Eje de columna

Ver detalle de armado de mensula para traves TC en plano complementario

Ver detalle de armado de mensula para traves TC en plano complementario

Ver detalle de armado de mensula para traves TC en plano complementario

Ver detalle de armado de mensula para traves TC en plano complementario

Ver detalle de armado de mensula para traves TC en plano complementario

2 Cables de 15 torones o 1/2"

4 Var. #12

Extremo pasivo cable 1
Extremo activo cable 2

Extremo activo cable 1
Extremo pasivo cable 2

A

A

E #4 @ 10

Vanillas de la columna

Zuncho de la columna

Colado posterior

Columna prefabricada

E #4 @ 20

8 Var. #12

E #4 @ 20

Var. #4 @ 20

Vanillas de la columna

Columna prefabricada

Zuncho de la columna

@ 10

160

100

100

160

@ 20

160

@ 20

160

100

100

160

@ 10

CORTE LONGITUDINAL

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

Eje de columna

Proyección de ductos
D=8.0 cm para
cables de 15 tor. D=1/2"

Lecho medio

Lecho inferior

Eje de columna

E #4

E #4

Cable 2

Eje del cabezal

Cable 1

Var. #4 @ 20

E #4 @ 20

Var. #4 @ 20

6 Var. #12

E #4 @ 20

6

54

15

15

54

6

CORTE A - A

CABEZAL

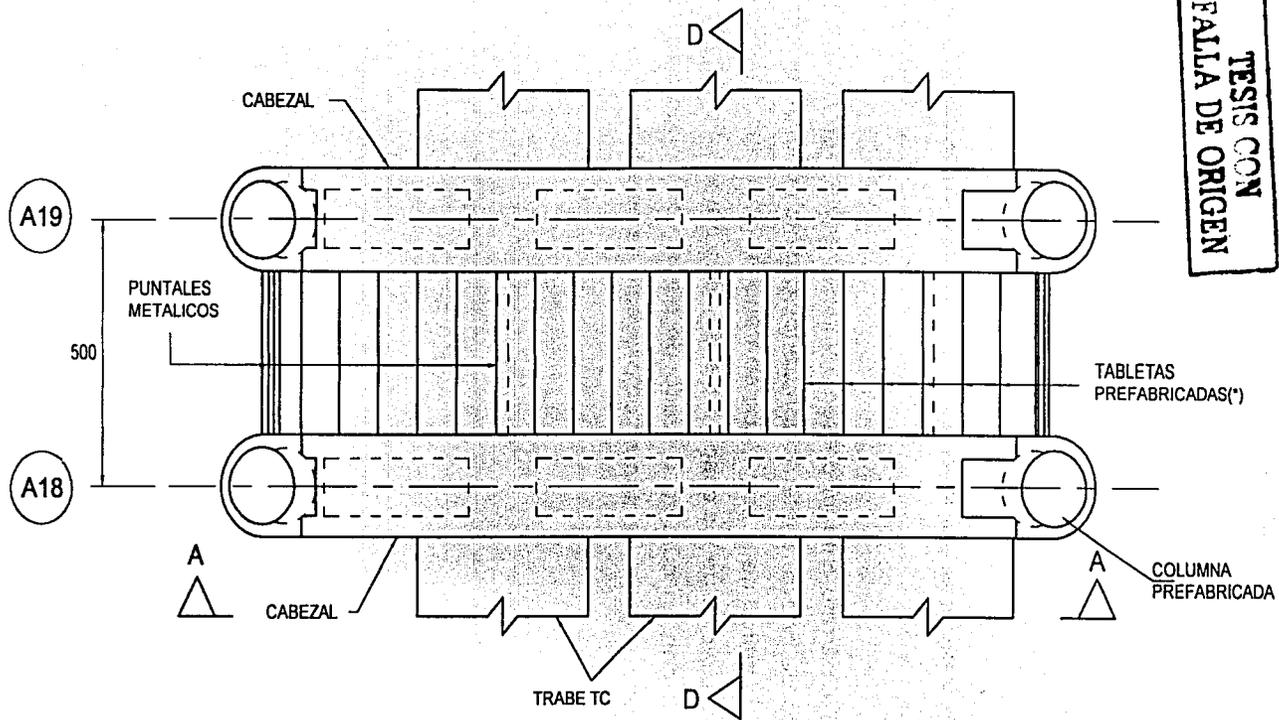
Figura 14

Sin escala
Acotación en cm

De lo anterior se observa que se tienen elementos con longitudes variables que van desde los 16 metros hasta los 40 metros, y con un peralte aproximado de 2 metros, con lo que se tienen pesos aproximados entre 80 toneladas y 200 toneladas por elemento presentándose hasta 5 o más elementos que convergen en un apoyo, de lo anterior se desprende que la magnitud de las cargas a transmitir a los mantos del suelo puede alcanzar las 1000 toneladas o más por cimiento. Se observa entonces que la estructura que conforma este puente tiene cargas considerables sobre los apoyos por lo que podemos considerarla como una estructura pesada. Además se observa que se encuentra conformada por secciones unidas y por las cuales transitarán vehículos, por lo tanto, la deformación entre elementos se encuentra restringida.

Para sustentar lo manifestado en el párrafo anterior presento varios croquis (fig. 16,17 y 18) donde se muestra en una sección de apoyo la interacción de los distintos elementos donde se desprende la obtención de la magnitud de la carga que se transferirá al suelo. La sección que se presenta no representa la mayoría de los casos a través de la trayectoria del puente sin embargo ésta es una sección con un número elevado de elementos donde se puede observar la magnitud de las cargas que se presentan en un proyecto de este tipo.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN



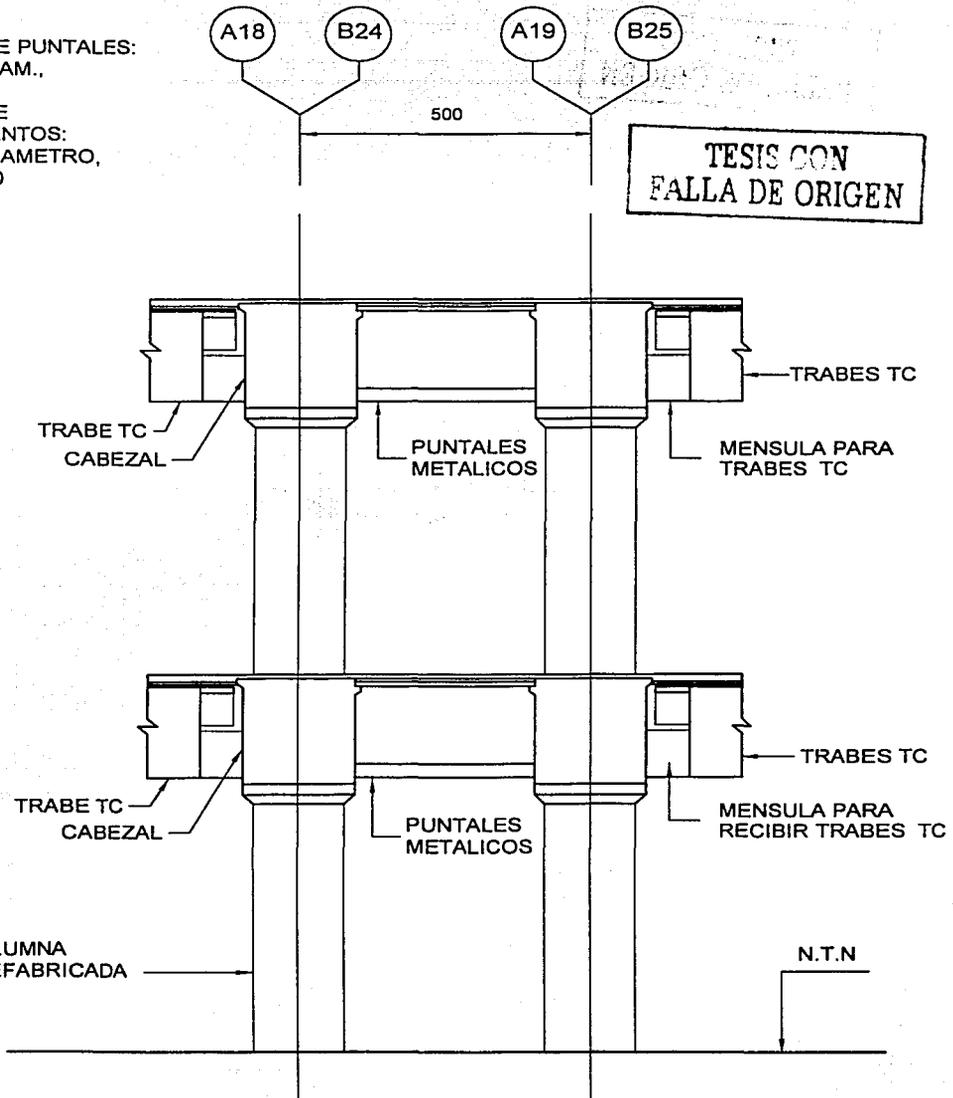
(*) EL DESPIECE DE TABLETAS PREFABRICADAS
ES ESQUEMATICO, VER DESPIECE DEFINITIVO
EN PLANOS GEOMETRICOS RESPECTIVOS.

Sin escala
Acotación en cm

PLANTA
APOYO SOBRE EJES A18-A19

Figura 16

SECCION DE PUNTALES:
 TUBO 10" DIAM.,
 CEDULA 80
 SECCION DE
 CONTRAVIENTOS:
 TUBO 14" DIAMETRO,
 CEDULA 120

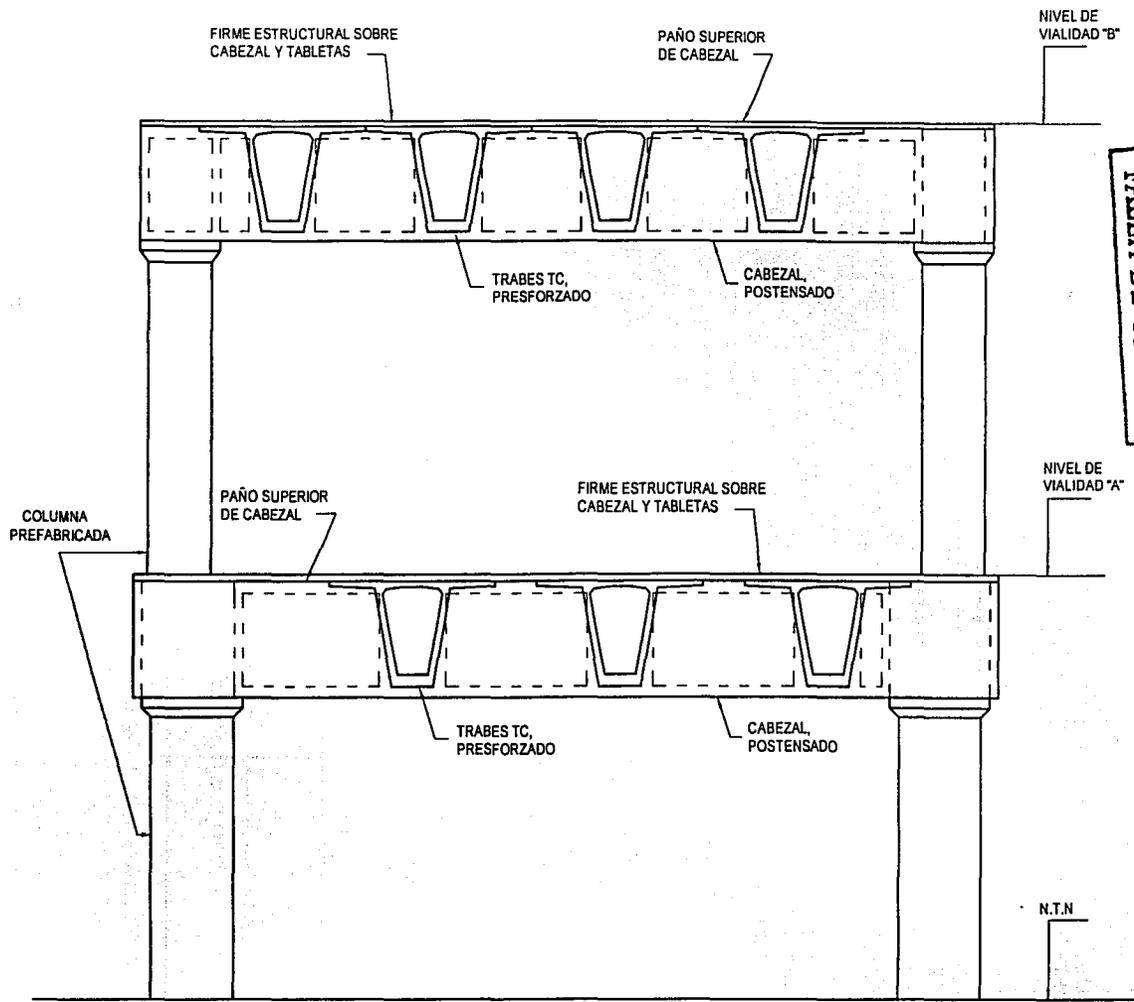


CORTE D - D

SECCION DE APOYO SOBRE LOS EJES A18-A19

Dibujo esquemático
 Sin escala, sin acotación

Figura 17



- 38 -

CORTE A - A

SECCION DE APOYO SOBRE LOS EJES A18-A19

Figura 18

Dibujo esquemático
sin escala, sin acotación

3.2.- Características del suelo sobre el cual se apoyará la estructura.

3.2.1.- Ubicación geotécnica.

Para analizar las características del suelo donde se desplantará la estructura es necesario ubicar la zonificación que se ha dado al área metropolitana de la Ciudad de México. El reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Norma Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones emite una zonificación donde se clasifica el área de la Ciudad de México, basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos, se establecen tres zonas:

Zona I → Zona de lomas

Zona II → Zona de transición

Zona III → Zona de lago

Zona I. La zona de las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al Suroeste, en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluviglaciales más antiguos.

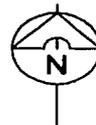
Zona II. Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Lomas, en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de sus espesores, de las transgresiones y regresiones que experimentaban en el antiguo lago. La frontera entre las zonas de transición y de lago se definió donde desaparece la serie arcillosa interior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Zona III. Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de las cargas. Por ello la zona del lago

se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia de dos factores: 1) el espesor y propiedades de la costra superficial. 2) la consolidación inducida. Lago virgen corresponde al sector oriente del lago cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación. Lago centro I está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrollo desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas por construcciones pequeñas y medianas. Lago centro II esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas. Arcillas fuertemente consolidadas por efectos de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, arcillas blandas asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo. Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida.

Ubicando el proyecto dentro de esta zonificación se tiene que el puente se desplantará sobre la zona III o zona de Lago (ver figura 19), esto permite de manera preliminar identificar las características del subsuelo, pero debido a que las condiciones del subsuelo en el área metropolitana de la Ciudad de México son de tal variedad que no es posible sintetizar mediante un modelo simple y representativo a la vez, por ello la necesidad de la exploración de su estratigrafía y la determinación de las propiedades mecánicas, sujetándose además que la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras. En cualquier otro caso la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

-  Zona I
-  Zona II
-  Zona III



Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Ubicación del proyecto en la zonificación geotécnica
del Distrito Federal

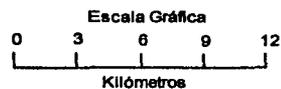


Figura 19

3.2.2.- Particularidades del subsuelo.

Con fundamento en lo establecido en el reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Norma Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones las cuales establecen que en las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el artículo 220, la historia de las cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

Con lo que respecta a las exploraciones se manifiesta que las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para el cumplimiento del artículo 220 del Reglamento serán las manifestadas en las Normas Técnicas, basadas en el tipo de edificación y la zona a la que pertenece el predio con respecto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento.

Del análisis de las características de las cargas que aporta la estructura realizado en párrafos anteriores podemos determinar que el proyecto entra dentro de la categoría de construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas.

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. define: Son de la categoría de construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características.

- Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t / m}^2$
- Perímetro de la construcción $P > 120 \text{ m}$ en la zona III
- Profundidad de desplante $D_r > 2.5 \text{ m}$

Las Normas Técnicas manifiesta que los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo para el caso de construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas y que se ubican en la zona III serán:

1.- Inspección superficial detallada (después de la limpieza y despalme del predio) para la detección de rellenos sueltos y grietas.

2.- Sondeos para determinar la estratigrafía, propiedades índice y propiedades mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3.- En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

Para la aplicación de lo anterior se tomará en cuenta lo siguiente:

Se entenderá por peso unitario medio de una estructura a la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

El número mínimo de exploraciones a realizar será de uno por cada 120 m o fracción de perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en la Zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir, basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones.

Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación.

Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III También se emplearán en las arcillas blandas de las Zona II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las Zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de los perfiles de contenido de agua determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. (Asimismo, se podrán utilizar para la obtención de muestras en las capas duras de las zonas II y III)

Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

Determinación de propiedades.

Las propiedades índice de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variaciones de carga que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas, y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basada en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensaye de campo, si los resultados se ha correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

En caso del proyecto y con fundamento en lo anterior para establecer las características de la zona se efectuaron sondeos de cono eléctrico, sondeos de muestreo selectivo y se instalo una estación piezometrica para la determinación de los niveles piezometricos en el subsuelo, se muestra su ubicación en planta tal como se indica en la figura 20. En las figuras 21,22 y 23 se muestran los perfiles de la estratigrafía local, obtenidas de los sondeos de cono eléctrico.

Las muestras inalteradas de los sondeos de muestreo selectivo son ensayadas en laboratorio para determinar los parámetros de resistencia, compresibilidad y cohesión de los diferentes estratos que conforman la estratigrafía local, los resultados obtenidos se presentan en la figura 24.

Debido a que las condiciones estratigráficas se obtuvieron mediante sondeos de cono eléctrico es importante hacer mención de manera breve de que consta este tipo de sondeos.

Prueba de cono eléctrico.

Esta prueba permite determinar las variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de ± 1 Kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de ± 2 Kg; generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7 cm.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

El cono se hinca en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada. La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2cm/s. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s por que así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos; sin embargo, es muy importante que durante la

prueba, la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

Los parámetros de resistencia de los suelos son:

Para los suelos cohesivos la resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión.

$$C_{uu} = qc / N_k$$

Donde

C_{uu} Resistencia al corte no drenada

qc Resistencia de punta de cono

N_k Coeficiente de correlación

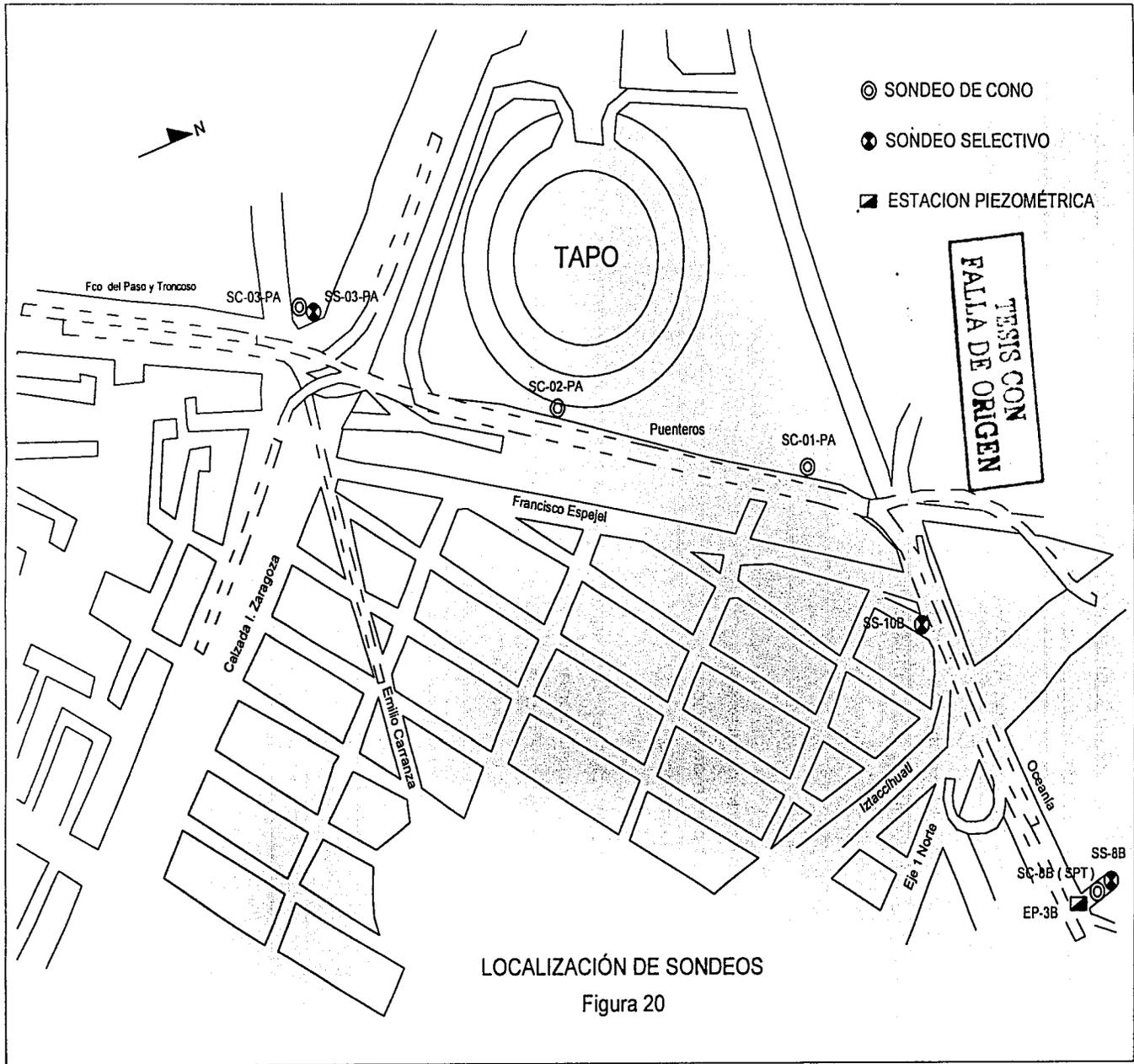
El coeficiente de correlación es un valor obtenido de los datos derivados de los ensayos de laboratorio y permite correlacionar los valores de las pruebas de campo con las que se obtendrían en laboratorio. Para la Ciudad de México se han determinado los siguientes valores del coeficiente de correlación:

Tipo de suelo	Coeficiente de correlación N_k
Arcillas blandas	13
Limos arcillosos duros	24

Valores de N_k para

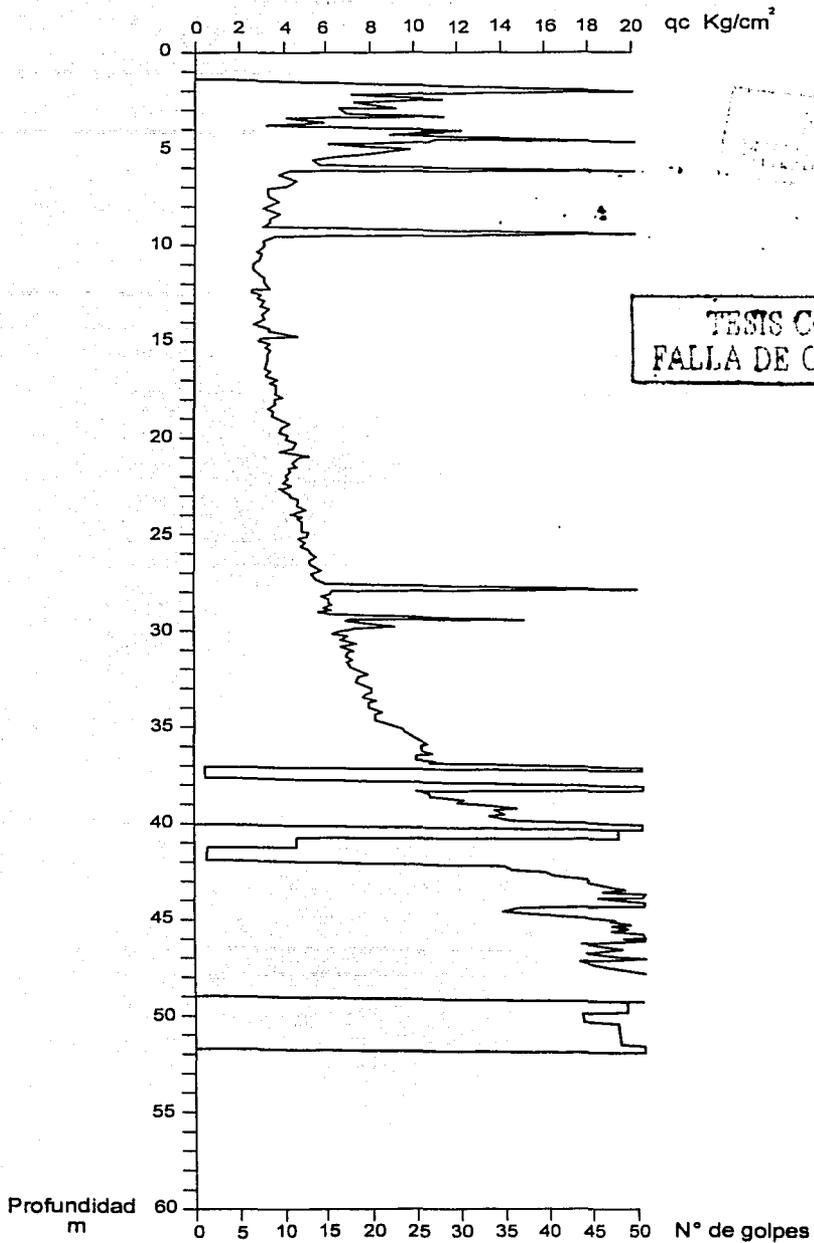
C_{uu} en Ton / m^2

qc en Kg / cm^2



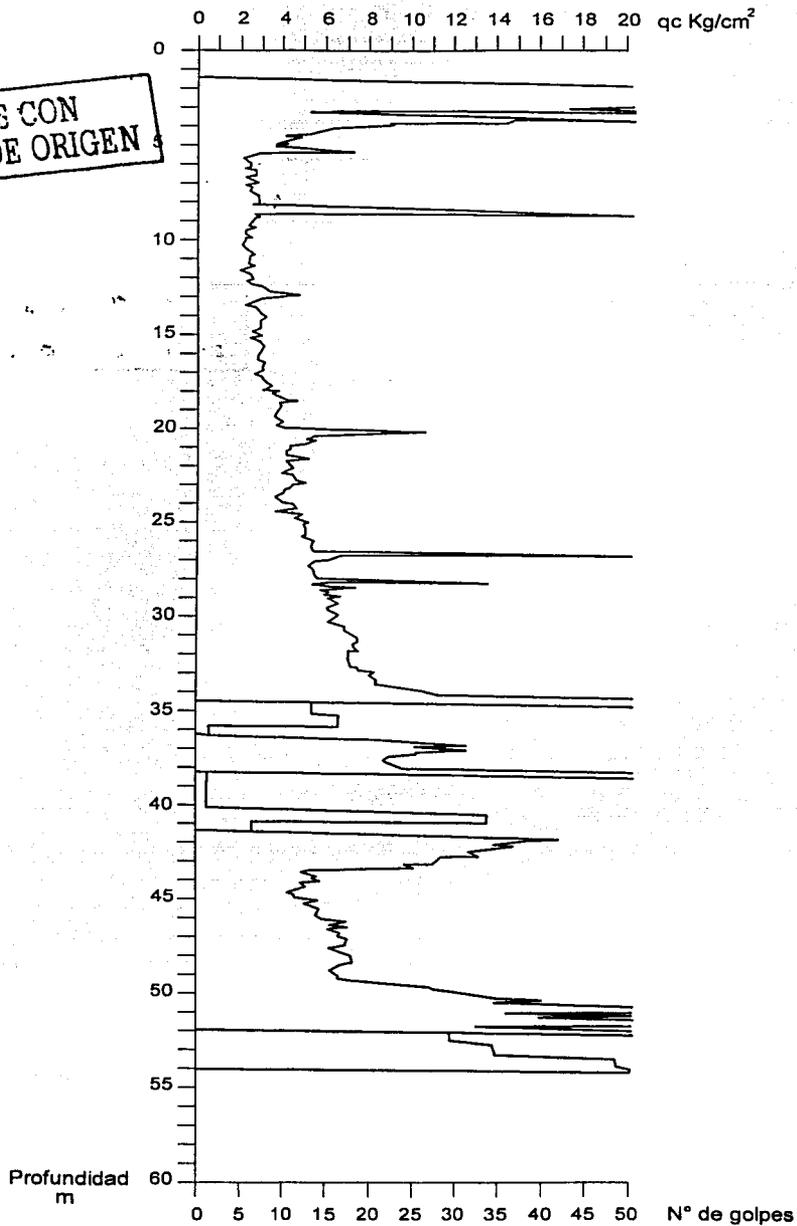
LOCALIZACIÓN DE SONDEOS

Figura 20

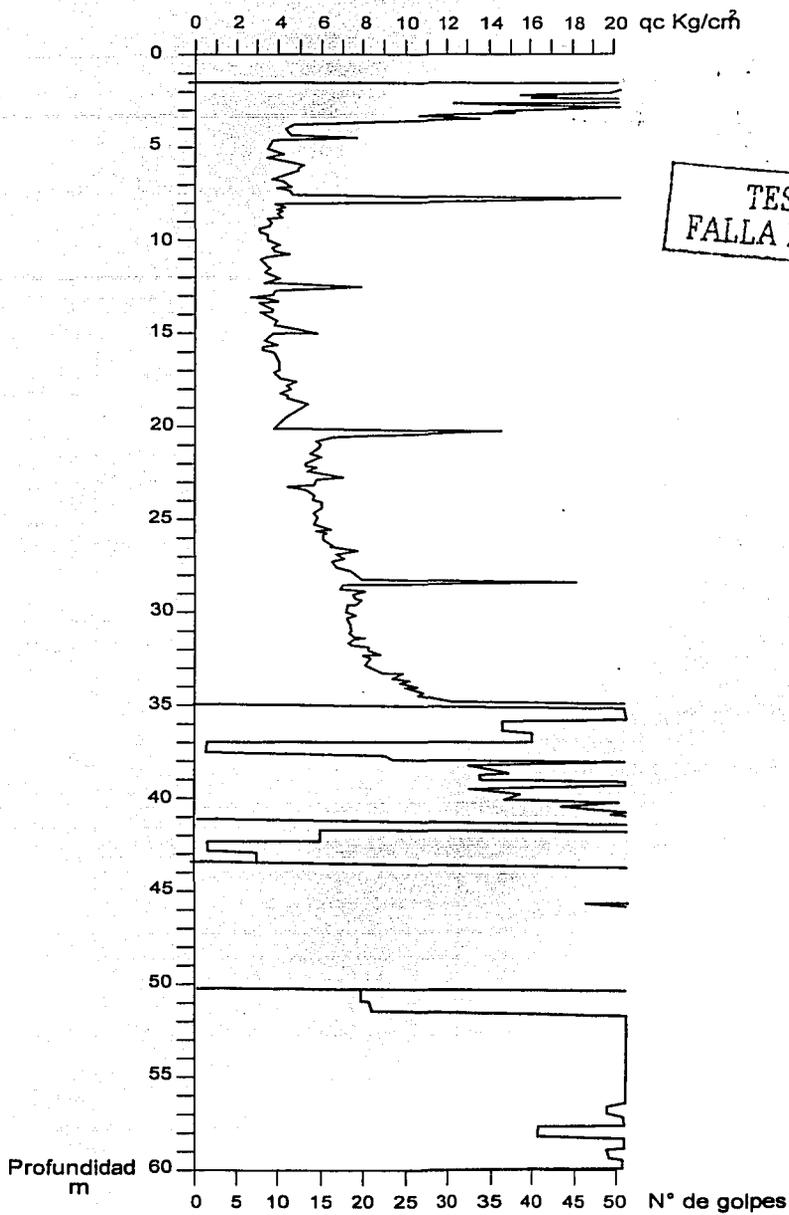


Sondeo de cono SC-01 PA
 Figura 21

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Sondeo de Cono SC-02 PA
Figura 22



Sondeo de Cono SC-03 PA
Figura 23

DESCRIPCIÓN

COSTRA SUPERFICIAL

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ARCILLA (CH) gris oscuro con materia organica olorosa pocos fosiles

LIMO ARCILLOSO (MH) cafe oscuro

ARCILLA (CH) gris verdosa con poco limo

ARCILLA (CH) gris verdosa con pocos fosiles

ARCILLA (CH) gris verdosa con poco limo

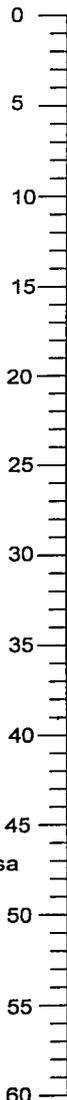
ARENA (S) fina gris poco limosa

ARCILLA (CH) gris verdosa con poco limo

ARENA (S) fina gris poco limosa

ARCILLA LIMOSA (CH) gris oscuro poco limosa con horizontes arenosos

LIMO ARENOSO (ML) gris oscuro



Profundidad (m)



C = 2.0 ton/m³
 Y = 1.229 ton/m³
 Ø = 15.6°
 LL = 166.8 %
 LP = 44.8 %
 W % = 168.0 %

C = 1.4 ton/m³
 Y = 1.111 ton/m³
 Ø = 2.2°
 LL = 134.0 %
 LP = 44.8 %
 W % = 404.8 %

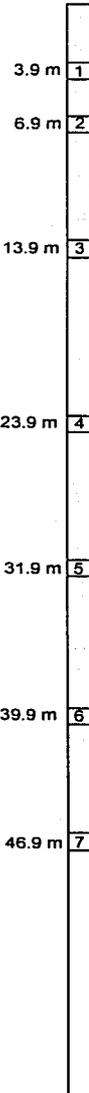
C = 1.4 ton/m³
 Y = 1.109 ton/m³
 Ø = 0.6°
 LL = 334.3 %
 LP = 72.1 %
 W % = 587.9 %

C = 1.8 ton/m³
 Y = 1.134 ton/m³
 Ø = 4.6°
 LL = 373.3 %
 LP = 81.8 %
 W % = 337.2 %

C = 5.7 ton/m³
 Y = 1.145 ton/m³
 Ø = 0.3°
 LL = 271.3 %
 LP = 57.5 %
 W % = 353.8 %

C = 6.9 ton/m³
 Y = 1.224 ton/m³
 Ø = 7.0°
 LL = 253.7 %
 LP = 58.8 %
 W % = 203.7 %

C = 2.7 ton/m³
 Y = 1.210 ton/m³
 Ø = 11.5°
 LL = 121.4 %
 LP = 44.2 %
 W % = 218.8 %



ESTRATIGRAFÍA

SONDEO SELECTIVO SS-08B

Figura 24

Con la información obtenida de los sondeos de cono eléctrico, la estratigrafía se define de la manera siguiente:

Una costra endurecida superficial de 5 metros de espesor con una resistencia de cono eléctrico comprendida entre 10 y más de 20 Kg/cm², que es subyacente por un estrato de 30 metros de arcilla blandas de alta compresibilidad con una resistencia media a la penetración del cono eléctrico $q_c=5$ Kg/cm², seguida de una capa dura compuesta de arena fina de 2 metros de espesor y una capa de arcilla limosa de alta compresibilidad de 13 metros de espesor separada por una capa firme de 2.5 metros de arena ubicada aproximadamente a 42 metros de profundidad. También se determina un nivel de aguas freáticas muy superficial encontrándose en algunas zonas a solo 1.5 metros de profundidad con respecto al nivel de terreno natural.

De lo anterior se desprende que se tienen estratos poco resistentes o con una baja capacidad de carga, con alta compresibilidad y grandes espesores.

Se observa también que las características del suelo a lo largo de la trayectoria se muestran pocas variaciones por lo que se puede considerar que presenta una conformación uniforme.

Una vez determinadas las propiedades del subsuelo mediante datos geológicos y geotécnicos existentes, así como los datos provenientes de los trabajos de campo y de laboratorio se puede tratar el análisis y diseño de la cimentación.

3.3.- Solución de la cimentación.

Partiendo del análisis que se realizó referente a la magnitud y distribución de las cargas aportadas por la estructura y las características del suelo sobre el cual se apoyará la estructura se obtuvo que se tiene una estructura con cargas de gran magnitud y un suelo con baja capacidad de carga, alta compresibilidad y grandes espesores, aunque se presenta una costra superficial con alta capacidad de carga ésta tiene abruptos cambios en su resistencia, por lo anterior se descarta la opción de una cimentación superficial siendo entonces viable únicamente que se resuelva a través de una cimentación profunda.

Se tienen diferentes tipos de cimentaciones profundas por lo que la selección de un tipo se debe realizar con fundamento al análisis de los diferentes factores que prevalecen en el proyecto. Se observa de la estratigrafía obtenida en los sondeos del subsuelo que se presenta un estrato de gran espesor (30 metros aproximadamente) de arcillas blandas lo que representa una longitud considerable para alcanzar los estratos de arena con mayor resistencia, por lo que se debe tomar en cuenta que la solución con pilotes de punta o pilas de cimentación resulta costoso e involucra complejos procesos constructivos, por lo tanto se identifica que la solución más adecuada recae en cimentaciones compensadas.

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

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será la suma de la carga muerta (incluyendo el peso de la cimentación) más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado.

Dado que la estructura aporta cargas de gran magnitud resulta difícil compensar en su totalidad estas cargas, esto representaría remover grandes volúmenes de material y a su vez generaría que en el planteamiento del procedimiento de excavación se ponga la debida atención para no rebasar los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

Debido a las dificultades y el costo de construcción de subestructuras desplantadas a profundidades mayores de 5 metros en terrenos de la zona urbana de la Ciudad de México se ha recurrido a una solución que combina la compensación parcial con pilotes que trabajan por adherencia o fricción. La idea es que bajo la sollicitación del peso propio, cargas variables y cargas permanentes menos las descargas por excavación y subpresión en la base del cajón de concreto, los pilotes de fricción absorban la carga remanente y se acoplen al hundimiento del terreno en el sitio sin emerger.

Además se tiene una amplia experiencia en puentes de tipo similar que se han construido en la Ciudad de México, los cuales se han cimentado de manera similar obteniéndose resultados satisfactorios en cuanto a capacidad de carga y deformaciones se refiere, teniéndose también como referencia la experiencia en los procesos constructivos que han aportado las distintas obras que se han llevado a cabo con estos sistemas de cimentación.

Se tiene entonces que el sistema de cimentación adoptado para este proyecto consta de cajones de cimentación apoyados sobre pilotes de fricción sistema sobre el cual abundaremos en su análisis en el siguiente apartado.

3.4.- Características generales del sistema de cimentación.

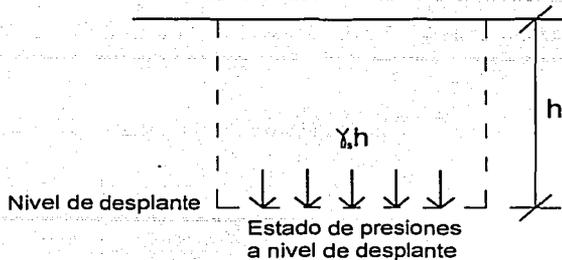
En este apartado se realiza un análisis general del comportamiento del sistema de cimentación utilizado en el proyecto motivo de este documento, destacando además los factores a los que se deben sujetar el diseño y construcción de estas estructuras, conforme a los criterios señalados en las Normativas. En este documento el análisis se apega a lo que se establece en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

3.4.1. Características y comportamiento de los cajones de cimentación.

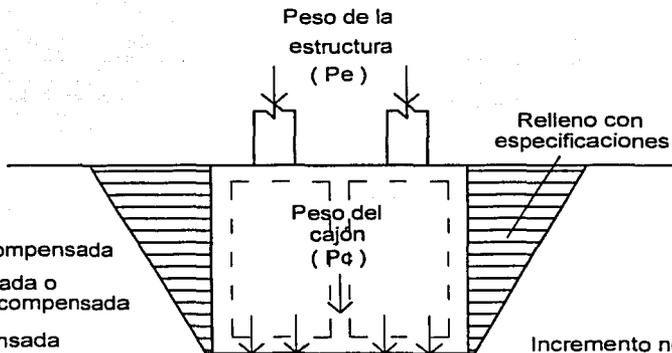
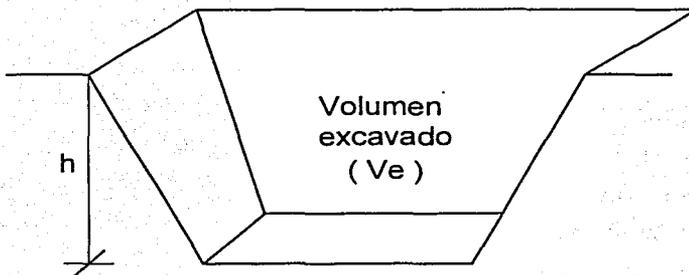
El principio de cimentaciones compensadas consiste en remover un cierto peso del suelo y buscar que la carga de la estructura a cimentar sea igual al peso del suelo excavado. De esta manera se logra que el estado de presiones después de colocar la estructura sea igual al estado de presiones antes de su construcción. Pueden ocurrir tres casos.

- 1.- Que la carga de la estructura sea igual al peso del suelo excavado, la cual se denomina como cimentación totalmente compensada.
- 2.- Que el peso del suelo excavado sea mayor que la carga de la estructura, la cual se denomina como cimentación sobrecompensada.
- 3.- Que el peso del suelo excavado sea menor que la carga de la estructura, la cual se denomina como cimentación subcompensada o parcialmente compensada.

Se denomina incremento neto de carga aplicado por una estructura al resultado de sustraer de la carga total transmitida por la estructura la carga total previamente existente en el suelo al nivel de desplante. (Figura 25)



TECIS CON
TALLA DE ORIGEN



- $\Delta Q = 0$ Totalmente compensada
- $\Delta Q > 0$ Sub compensada o parcialmente compensada
- $\Delta Q < 0$ Sobre compensada

Cimentación compensada
(cajón de cimentación)
Figura 25

El análisis de una cimentación compensada se debe llevar a cabo de manera análoga al análisis de cualquier otro tipo de cimentación. Se debe revisar las siguientes condiciones.

Capacidad de carga por resistencia al corte.

Análisis de deformaciones.

Influencia de los procesos constructivos.

En general el análisis de la capacidad de carga no es un problema serio en una cimentación compensada, debido a que el incremento neto de carga es regularmente bajo comparado con la capacidad de carga del suelo. Salvo en casos especiales como el del puente en análisis, para este caso la carga compensada no es suficiente para que la capacidad de carga del suelo lo soporte, se complementa entonces con el uso de pilotes de fricción por lo que el análisis por capacidad que rige en este caso es el debido al sistema de pilotes de fricción, por lo tanto en lo referente al análisis por capacidad de carga lo centraremos en lo perteneciente al sistema de pilotes de fricción y sólo se destacarán los puntos relevantes en cuanto a cajones de cimentación (cimentaciones compensadas) se refiere.

Se denomina cajón de cimentación a la estructura que permite trasladar la carga de la estructura a un nivel de desplante determinado del suelo o a otro elemento como es el caso del proyecto en estudio, además esta estructura ocupa el volumen del suelo desplazado. Un cajón de cimentación lo conforman una losa de fondo, muros perimetrales o contratraves y una losa tapa.

El diseño de los elementos que conforman un cajón de cimentación se realiza para soportar las presiones debidas al contacto con el suelo, los esfuerzos por penetración debido al contacto con los pilotes, para aportar la rigidez suficiente que permitan el adecuado comportamiento de los pilotes en conjunto, así como el empuje de la masa de suelo sobre los elementos perimetrales. En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual al 50% de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo

para rellenos compactados contra muros caso en el que se considerará por lo menos de 70% de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre el cajón y el suelo la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado por un factor de resistencia de 0.35 siempre que el suelo circundante este constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se debe analizar si se requiere determinar acciones pertinentes para garantizar la estanqueidad de los cajones de cimentación según se requiera dependiendo de los niveles freáticos, además se puede determinar el uso de rellenos con materiales especificados para el control de peso, ya sea de uso fijo o temporal según se requiera en el proceso constructivo. Se deberá revisar que entre el cajón y las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.4.2. Características y comportamiento de los pilotes de fricción.

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas generalmente se dividen en pilas, cuando su diámetro o lado es mayor de 60 cm, y pilotes para dimensiones menores. En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables: la forma como transmiten las cargas al subsuelo, el material con el que están fabricados, y su procedimiento constructivo.

Según la forma como se transmiten las cargas: Los pilotes en general se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea, los pilotes se usan también para anclar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por sismo.

Según el material con el que están fabricados: Para la fabricación o elaboración de pilotes se usan distintos materiales estos pueden ser: Concreto (prefabricados o colados en sitio), acero, concreto armado (prefabricados o colados en sitio) y madera.

Según su procedimiento constructivo: Se han desarrollado numerosos procedimientos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio los pilotes, la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea, en los pilotes puede ser con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados, con poco desplazamiento que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote o pilotes de área transversal reducida, y sin desplazamiento, cuando se fabrican en el sitio.

El tipo de pilote y el material del mismo deben ser cuidadosamente seleccionados para que se adapte a la carga que deba soportar, el tiempo disponible para la ejecución del trabajo, las características del suelo que atravesará el pilote, así como las de los estratos a los cuales se transfiere la carga, las condiciones del agua subterránea, el tamaño de la obra que se realiza, la disponibilidad del equipo y la facilidad de transportarlo a la obra.

Para el caso que nos concierne se tienen pilotes de fricción prefabricados de concreto reforzado e hincados a percusión con perforación previa por lo tanto sólo se presentaran las características correspondientes a este tipo de elementos.

Como se mencionó anteriormente para la selección del tipo de pilote y el material con que se fabrica influyen diversos factores, para el caso en particular se justificará a continuación, de manera breve, el tipo de pilote elegido. Se selecciona el pilote prefabricado debido a que las cargas que aporta la estructura son elevadas y el suelo tiene poca capacidad de carga por lo cual se estima que se va a requerir un número elevado de pilotes por elemento, y a su vez se observa que la longitud tendrá que ser considerable, de esto se desprende que fabricarlos en talleres representa varias ventajas principalmente económicas. La selección del material para el caso, concreto armado, se justifica principalmente ya que son los de uso más frecuente por su durabilidad y la facilidad con que se ligan a los cajones de cimentación, además es un material comúnmente usado en la construcción con resultados satisfactorios a través del tiempo. El refuerzo es necesario principalmente para resistir los esfuerzos que se producen para el traslado e hinca de éstos. Se determina que se realice perforación previa para inducir que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo no se reduzca por las deformaciones provocadas por la hinca del pilote.

Los pilotes de fricción presentan diferentes características las cuales se requiere definir para el adecuado comportamiento de la cimentación estas características son: Forma y dimensión de la sección transversal y la longitud del pilote. La longitud del pilote se determina de manera preliminar por el estudio del perfil del suelo, la resistencia y compresibilidad del suelo, la longitud debe ser suficiente para distribuir los esfuerzos en la masa de suelo, para reducir a un mínimo el asentamiento y obtener la adecuada seguridad del grupo total de pilotes. Aunque la capacidad de carga de un pilote de fricción hincado en arcilla blanda es función de la forma de la sección transversal del pilote, no se tienen teorías donde se explique el comportamiento de los pilotes en función de la forma. Sin embargo se ha observado que la más eficiente es la circular ya que induce en el suelo un estado de esfuerzos regular y uniforme, le sigue la cuadrada y por último la triangular, los vértices de las secciones cuadrada y triangular son puntos singulares en los cuales se tienen concentraciones de esfuerzo que ayudan a la formación de grietas y provocan una

distribución irregular de esfuerzos en el suelo alrededor del pilote. Mientras más agudo sea el vértice, se favorece aún más la acción de corte en el suelo al tratar de desplazarse el pilote en respuesta a una carga. Para el proyecto se determinó la sección cuadrada, a pesar de ser menos eficiente que la circular, presenta mayor facilidad para su elaboración y aporta un área de contacto mayor que la circular con respecto a las dimensiones de la sección transversal. El dimensionamiento de la sección transversal se determina con el análisis por capacidad de carga del sistema de cimentación.

Como ya se dijo anteriormente los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral (fuste) y generalmente actúan como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

El proyecto de una cimentación de pilotaje es análogo al de cualquier otra parte de una estructura. Se suponen unas dimensiones y se comprueba si con las dimensiones propuestas se tiene la seguridad necesaria, se revisa sucesivamente hasta que se encuentre que el proyecto es satisfactorio. Se comparan varios proyectos y al final se selecciona uno, basándose esta selección en el costo y en el tiempo necesario para su construcción.

Para la revisión de la capacidad de carga y asentamientos del sistema de cimentación con pilotes de fricción existen una variedad de criterios en este trabajo me apoyo en lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ya que el proyecto se ubica dentro del Distrito Federal y por lo tanto debe cumplir las disposiciones que en este Reglamento se presentan.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece que toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

Tener la seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada y no rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Se considerará como un estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de cargas. Se considerará como estado límite de servicio a la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. Para el cumplimiento de estos requisitos se establecen parámetros en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, de las cuales a continuación presento un análisis en lo que se refiere a los pilotes de fricción.

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se debe verificar que la cimentación, en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual se cumpla la siguiente desigualdad revisando para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum QF_c < R$$

donde

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

R es la capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losas de cimentación y se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

1) La capacidad de carga del sistema suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si éste es el valor que rige, la losa y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-losa máximas calculadas,

más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dado por la siguiente ecuación y afectada por un factor de resistencia de $F_R=1$,

$$C_f = A_L f F_R$$

Donde:

C_f capacidad de adherencia (ton)

A_L área lateral del pilote (m^2)

f adherencia lateral media pilote-suelo (ton/ m^2)

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

En este caso la capacidad de carga suelo-losa se calculará siguiendo los siguientes criterios. La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga siguiendo los criterios para la revisión de los estados límites de falla y servicio para cualquier tipo de cimentación indicado en las Normas Técnicas Complementarias par el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

De acuerdo con el artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con una intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará

la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación.

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales. Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto pilote-suelo es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto la excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el artículo 194 Cap III del reglamento. El cual determina que para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límites de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizante bajo acción sísmica.

Los factores de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica y los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

$(0.7(1-s/2))$, en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre un pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Por normatividad se deben considerar lo anterior para el diseño de cualquier tipo de cimentación por lo que es aplicable para el caso de los pilotes de fricción y por lo tanto es importante mencionarlo.

2) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la combinación de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

La suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales

La capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación o de un grupo de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes calculadas con la ecuación siguiente:

$$C_p = (C_u N_c F_R + p_v) A_p$$

Para suelos cohesivos

Donde

C_p Capacidad por punta (ton)

A_p Área transversal del pilote (m^2)

p_v Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes (ton/m^2)

C_u Cohesión aparente, en ton/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

N_c Coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente

F_R Factor de resistencia igual a 0.35

Φ_u	0°	5°	10°
N_c	7	9	13

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se haya diseñado y construido especialmente para este fin.

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

$$C_f = A_L f F_R$$

Donde

$$F_R = 0.7 (1 - s/2)$$

s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

C_f capacidad de adherencia (ton)

A_L área lateral del pilote (m^2)

f adherencia lateral media pilote-suelo (ton/m^2)

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

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

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán considerando que el análisis de las estructuras se hará bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno. Observando que se cumplan los límites indicados en el Reglamento. Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas será la obtenida con la fórmula siguiente y que ya se definió con anterioridad.

$$C_f = A_L f F_R$$

Pruebas de carga

El método más seguro para determinar la capacidad de carga de un pilote, para la mayoría de los lugares, es la prueba de carga. Los ensayos de carga se hacen para determinar la carga máxima de falla de un pilote o grupo de pilotes o para determinar si un pilote o grupo de pilotes es capaz de soportar una carga sin asentamiento excesivo o continuo.

La normativa indica que las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción se verificarán mediante pruebas de cargas si hay incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y se tienen edificaciones cuya falla podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, o si son edificaciones de más de 15 metros de altura o 3000 m² de área total construida, en zona III; las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo se incluyen las áreas de los anexos, como pueden ser los propios cuerpos de los desalojos o las áreas que no cuenten con medios de desalojo se adicionará a la de aquél o a través del cual se desaloje.

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba.

Descripción del pilote y datos obtenidos durante la instalación del mismo.

Descripción del sistema de carga y del método de prueba.

Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote.

Representación gráfica de la curva asentamiento-tiempo para cada incremento de carga

Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.

La capacidad de carga en todos los pilotes, excepto los hincados hasta la roca, no alcanza su valor máximo hasta después de un periodo de reposo. Los resultados de los ensayos de carga no son una buena indicación del funcionamiento de los pilotes, a menos que se hagan

después de un periodo de ajustes. En el caso de pilotes hincados en suelo permeable este periodo es de dos o tres días, pero para pilotes rodeados total o parcialmente por limo o arcilla, puede ser de más de un mes.

Los ensayos de carga se pueden hacer construyendo una plataforma o cajón en la cabeza del pilote o grupo de pilotes, en la cual se coloca la carga, que puede ser arena, hierro, bloques de concreto o agua. Para hacer un ensayo más seguro y más fácilmente controlable, se usan, para aplicar la carga, gatos hidráulicos de gran capacidad cuidadosamente calibrados. La reacción del gato será tomada por una plataforma cargada o por una viga conectada a pilotes que trabajarán a tracción. Una ventaja adicional del uso de gatos es que la carga sobre el pilote se puede variar rápidamente a bajos costos. Los asentamientos se miden con un nivel de precisión o, preferiblemente, con un micrómetro montado en un soporte independiente.

Las cargas se aplican en incrementos que sean un quinto o un cuarto de la carga del pilote que se haya fijado para el proyecto, hasta que se produzca la falla o se alcance una carga igual a dos veces la fijada para el proyecto; la carga se reduce después a cero, por decrementos. Cada asentamiento a intervalos regulares, hasta que su velocidad sea menor que 0.013 mm por hora. Posteriormente se dibuja la curva de asentamientos finales-carga, similar a la de la prueba de carga en placa.

Se ha propuesto muchos criterios diferentes para fijar la carga admisible o de trabajo, pero el mejor es el mismo que se emplea para cualquier otro tipo de cimentación: la carga con un factor de seguridad adecuado o la carga que produce el mayor asentamiento total permisible, cualquiera que sea menor

En capítulos posteriores se expondrán algunas consideraciones y especificaciones para llevar a cabo las pruebas de carga en pilotes.

Procedimiento constructivo.

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá ajustarse a las hipótesis de diseño de garantizar la integridad de los elementos de cimentación y su seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

La colocación de pilotes se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes deberán garantizar la integridad de los elementos y que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre éstos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión, tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Pilotes hincados a percusión.

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico.

Antes de proceder a la hinca, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la verticalidad del pilote no deberá ser mayor de 6/100 de su longitud.

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: Que su energía no sea menor de 0.3 Kg-m por cada kilogramo de peso del pilote y que el peso del martillo golpeador no sea menor que 30% del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

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

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel de terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca, Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración y la penetración correspondiente a los últimos 10 golpes.

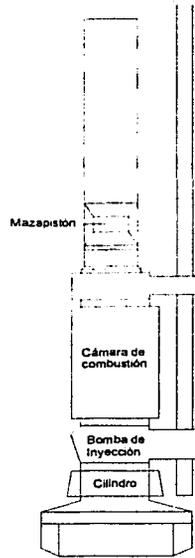
En caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará mediante nivelaciones si hay emersión de cada pilote inducida por el hincado de los pilotes adyacentes, y en caso afirmativo los pilotes afectados se hincarán hasta la elevación especificada.

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

En la hinca de los pilotes debe ponerse principal atención en la ejecución de esta operación apegándose a las especificaciones establecidas para asegurar el buen funcionamiento de la cimentación de pilotaje una vez terminada, de esto se desprende que la característica más importante de un equipo para la hinca de pilotes, desde el punto de vista del ingeniero, es su capacidad para guiar el pilote exactamente. Debe ser lo suficientemente fuerte y rígido para mantener el pilote y el martillo en su posición y con la inclinación fijada, a pesar del viento, las obstrucciones bajo el terreno y el movimiento del martillo. La máquina más comúnmente usada en la hinca es la piloteadora, que consta de una grúa montada generalmente sobre cadenas, a cuya pluma se unen unas guías de canales de acero, sobre las que recorre un martillo, que es el elemento que golpea al pilote y lo impulsa a penetrar en el terreno. El

martillo es generalmente autoimpulsado y en el caso el sistema necesita una fuente de energía, tal como una caldera de vapor, un compresor de aire, etcétera. El pilote se coloca al extremo inferior de las guías y recibe directamente en su cabeza, muchas veces protegida por una pieza de acero con un amortiguador, el golpe del martillo. Si bien es frecuente también colocar piezas deslizantes, llamadas seguidores, que soportan al pilote a la mitad o a las $\frac{3}{4}$ partes de su longitud. Existe una variedad de martillos para la hinca de pilotes pero el más comúnmente utilizado es el martillo Diesel. El martillo Diesel se compone de un cilindro de fondo macizo y una mazapiston encerrada en el mismo. Al comenzar la hinca la maza se levanta mecánicamente y luego se deja caer. El combustible se inyecta dentro del cilindro cuando cae la maza, produciéndose la ignición por el calor del aire comprimido por la maza. El impacto y la explosión fuerzan al cilindro hacia abajo contra el pilote y a la maza hacia arriba, para repetir el ciclo automáticamente. Las mayores ventajas del martillo Diesel son: que lleva consigo la fuente de energía, es económico y se opera fácilmente. La energía por golpe es alta en relación con el peso del martillo, pero ésta se desarrolla por la alta velocidad de los golpes de una maza de peso mediano. La mayor desventaja estriba en que la energía por golpe varia con la resistencia que ofrece el pilote y es extremadamente difícil valorarla en la obra. En algunos tipos de martillo Diesel la distancia del recorrido de la masa puede observar visualmente y calcular la energía, aproximadamente, por el producto del recorrido y el peso de la maza. En otros martillos se puede estimar la energía por la presión del aire generada en una cámara de rechazo situada sobre el martillo. Debido a que la energía es variable, el martillo Diesel es el que mejor se adapta a los casos en que el control de la energía no es crítico, o donde éste pueda ser vigilado de cerca en los momentos críticos.

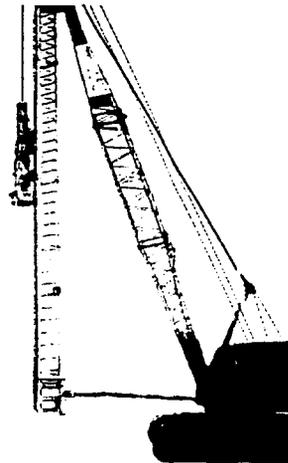
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Martillo Diesel



Martillo Diesel



Equipo de hincá para pilotes

Una vez que se justificó y analizó el tipo de cimentación utilizado en el Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía, a través de la descripción del comportamiento, las características y los requerimientos que tienen tanto los cajones de cimentación y los pilotes de fricción aunado a los parámetros presentados del análisis de las cargas aportadas por la estructura y las características del suelo, se tiene la suficiente información técnica que permite comprender el sistema de cimentación utilizado en el Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía el cual se presentará de manera particular en el capítulo siguiente a través de la descripción del proceso constructivo.

4.- Proceso constructivo de la cimentación del Distribuidor Vial Zaragoza-Oceania.

En capítulos anteriores se establecieron los parámetros que determinan el funcionamiento del sistema de cimentación compensada con pilotes de fricción y se esbozaron los requisitos básicos que deben cumplirse en los sistemas de cimentación con pilotes de fricción según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En el presente capítulo se pretende revisar el sistema de cimentación en análisis, a través de la descripción de los procesos constructivos, con lo que se presentará un mejor panorama de la aplicación de los requerimientos de las normativas aplicados en la construcción de una estructura y su determinación en el proceso de diseño. También se presentará de manera detallada algunos de los factores que se establecieron durante la presentación general del comportamiento del sistema de cimentación utilizada, ya que al hacer una descripción de cómo se debe dar seguimiento a éstos nos permite analizarlos de una manera práctica.

También se tratarán circunstancias particulares, a tomar en cuenta durante la construcción del sistema de cimentación las cuales nos aportan un importante aprendizaje sobre los distintos factores ya sea para el diseño o construcción de una estructura de cimentación.

4.1.- Consideraciones en la relación entre los procesos de diseño y construcción del sistema de cimentación.

Durante la fase de diseño se tiene como objetivo determinar las características de una estructura por lo que es indispensable que de aquí se genere la información necesaria para construir dicha estructura, de esto se destaca una relación imprescindible entre el diseño y la construcción.

En la mayoría de los proyectos como ya se mencionó es imprescindible que al proyectar se especifique a la vez el método de construcción, esto es de primordial relevancia en el tratamiento de cimentaciones ya que se deben considerar los diversos fenómenos que ocurren en el suelo debido a la alteración de su estado natural por los procesos para la construcción de estructuras. Los principales fenómenos a considerar son:

Estabilidad de taludes en excavaciones.

Expansión en el fondo de la excavación debido a la descarga de la zona.

Flujo de agua hacia las excavaciones.

Movimientos inmediatos o diferidos en la zona circundante.

Presencia de instalaciones o construcciones que interfieran con los elementos de la cimentación.

Lo anterior adquiere conveniencia que se analice durante la etapa de diseño, ya que aquí es donde se tiene la información sobre las propiedades del suelo, necesaria para la determinación del tipo y dimensión del sistema de cimentación, siendo ésta misma, la información necesaria para prever, si es necesario, tomar medidas particulares para evitar o mitigar las consecuencias de presentarse los diferentes fenómenos antes mencionados. El trasladar o esperar que estos fenómenos se identifiquen o se presenten durante la construcción genera inconvenientes considerablemente desfavorables ya sea en los tiempos de construcción y el incremento de costos por la adecuación de los procesos.

Otro factor a considerar es la existencia de instalaciones o construcciones que restrinjan en forma o dimensión a los elementos que conforman el sistema de cimentación, ya que en la

fase de proyecto, al considerar lo anterior en el diseño de los elementos, se pueden adecuar a estas condiciones, además de las dirigidas a cumplir la capacidad de carga. En el caso de no poder eliminar la interferencia caeríamos en regresar a la revisión del diseño del sistema de cimentación contrayendo retrasos y aumento de costos. Cabe aclarar que no siempre se cuenta con el 100% de la información de las posibles interferencias por lo que puede darse que ya en la fase de construcción éstas se presenten y se tenga que rediseñar algunos de los elementos, aunque en ocasiones esto se presente de manera inevitable, es conveniente que si se cuenta con la información, ésta se tome en cuenta para evitarse los contratiempos que conlleva el tener una situación como la anteriormente descrita.

En el caso de pilotes de fricción en la fase de diseño no sólo se determina la cantidad de pilotes necesarios, sino también es obligatorio que se establezca la posición de cada uno de ellos, considerando el espaciamiento necesario para garantizar el adecuado comportamiento, esto sin duda alguna restringe la forma de llevar a cabo la construcción de los sistemas de cimentación ya que debe garantizarse que se cumplan las hipótesis con que se realizó el diseño de la cimentación.

Un factor de relevante importancia en los procesos de construcción es tener presente que se tiene una reglamentación existente sobre el comportamiento de los sistemas de cimentación, hipótesis sobre las cuales se realiza el diseño, y por lo tanto el constructor debe conocer y sujetarse a cumplirlas, ya que de no hacerlo no sólo afectaría los criterios tomados durante el diseño, generando un posible mal comportamiento de las estructuras, sino además recae en responsabilidades por no cumplir con las normas establecidas dirigidas a garantizar la seguridad de los usuarios de las estructuras a construir.

4.2 Especificaciones generales del proceso constructivo del sistema de cimentación del puente vehicular Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía.

Como ya se mencionó del diseño de un sistema de cimentación se proporciona la información suficiente para construir una estructura, esto se hace por medio de distintos documentos como: Planos y especificaciones.

Los planos son representaciones que proporcionan información principalmente enfocada a el dimensionamiento o ubicación de los elementos del sistema de cimentación, estructuras, instalaciones, construcciones existentes o topografía del lugar. En un proyecto de esta magnitud para transmitir la información necesaria para construirlo se requiere de la generación de un alto número de planos que integran el proyecto y describen cada uno de los elementos a construir. Los planos son parte medular para la construcción de un proyecto de esto que el ingeniero constructor debe de disponer de ellos durante cualquier momento durante la construcción.

Otro de los documentos que se generan durante el diseño son las especificaciones, en estos documentos se indican las particularidades de los procesos constructivos con el fin de señalar los requisitos o cuidados durante la construcción, para cumplir la normatividad, así como las consideraciones de diseño, sobre las cuales se obtuvo las características de los elementos diseñados.

Una vez que se estableció que es una especificación, presento las especificaciones generales para el procedimiento constructivo de la cimentación de Puente Vehicular Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía para abundar sobre la presentación del sistema de cimentación, la cual, si se relaciona con la información técnica presentada para explicar su funcionamiento, se tiene un panorama completo del sistema de cimentación compensada con pilotes de fricción tanto en el funcionamiento, diseño y lo que implica construirlo.

EXEMPLAR
DE LA BIBLIOTECA

Las presentes especificaciones rigen el procedimiento constructivo de la cimentación del puente vehicular Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía. A continuación se detalla el procedimiento a seguir para realizar las actividades de perforación previa, hincado de pilotes, excavación para cajones y rellenos.

4.2.1.- Perforación previa.

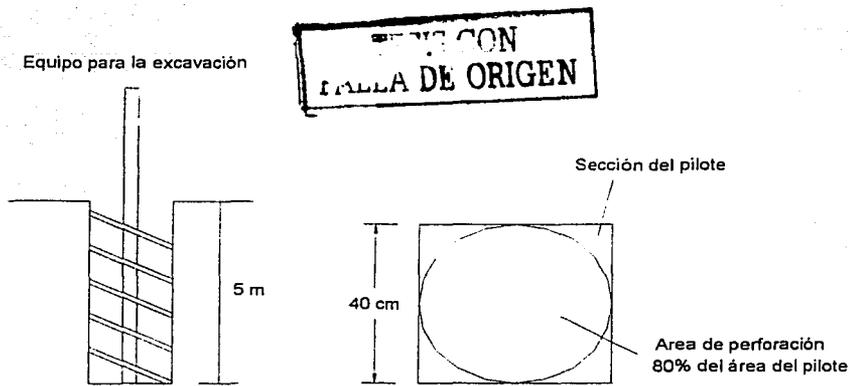
Con objeto de guiar y facilitar el hincado de pilotes, además de evitar movimientos excesivos en la masa del suelo se considerará:

Determinarse con exactitud la ubicación donde se hincaran los pilotes (misma de la perforación previa), antes de iniciar la perforación previa deberán verificarse las posiciones del pilote y del cajón de cimentación, las cuales no variarán en más de 2 cm con respecto a las de proyecto.

El equipo deberá tener la capacidad suficiente para el hincado de los pilotes, y la herramienta tendrá que ser adecuada para realizar una perforación cuya área sea del 80% del área transversal del pilote, de modo que la perforación quede inscrita en la sección del pilote, con una tolerancia de ± 2.5 cm.

La perforación guía se llevará hasta una profundidad de 5 m en todos los pilotes con extracción del material. En aquellos pilotes que queden a una distancia menor a 4 m de cualquier instalación hidráulica adyacente se prolongará la perforación hasta 1 m por debajo del lecho inferior de éstos, pudiendo realizarse la perforación sin extracción sino por simple remoldeo del material.

El tiempo máximo admisible entre la perforación y el hincado será de 36 horas.



Perforación previa para la hincada de pilotes

La perforación previa, como se explicó en capítulos anteriores, tiene como objetivo primordial el evitar que se desplace la masa de suelo que rodeará al pilote, ya que cuando un pilote de fricción se hinca al golpe la arcilla que lo rodea se disturba y reblandece, durante las operaciones de hincado se generan aumentos importante en las presiones de poro, que se disipan, tan rápido como se generan, estableciéndose en el suelo nuevas condiciones de equilibrio que se caracterizan por menor contenido de agua en el suelo que rodea al pilote, mayor resistencia al esfuerzo cortante y diferentes condiciones en cuanto a presión de tierra. En el caso sólo se realiza la perforación previa cinco metros ya que la longitud del pilote es considerable y realizarla en su totalidad contraen dificultad en los procesos, el que no se realice la excavación en la totalidad implica que se tenga las alteraciones que anteriormente se mencionaron, pero conforme a los análisis para el diseño se consideró esta situación para incluirla así en la resistencia por capacidad de carga y con base en esta situación se obtuvo el diseño de sistema de pilotes, por otro lado no es posible prescindir de la excavación ya que ésta permite facilitar la verticalidad en el hincado del pilote.

Como se observa, de lo anterior se retoma la importancia de la relación entre los procesos de diseño y de construcción, ya que si bien, teóricamente se trata al funcionamiento de los pilotes de fricción con relación al desplazamiento de la masa de suelo ésta se considera a lo largo de toda la longitud, se tiene en este caso que el tratamiento bajo ese criterio es poco factible en los procesos de construcción, para el caso en particular, por lo que se soluciona de la manera ya descrita. Por lo tanto se desprende que no existen reglas rígidas para la selección y diseño de las cimentaciones, y adquiere importancia el uso necesario de las metodologías analíticas para revisar y diseñar cada cimentación de manera particular.

4.2.2.- Hincado de pilotes.

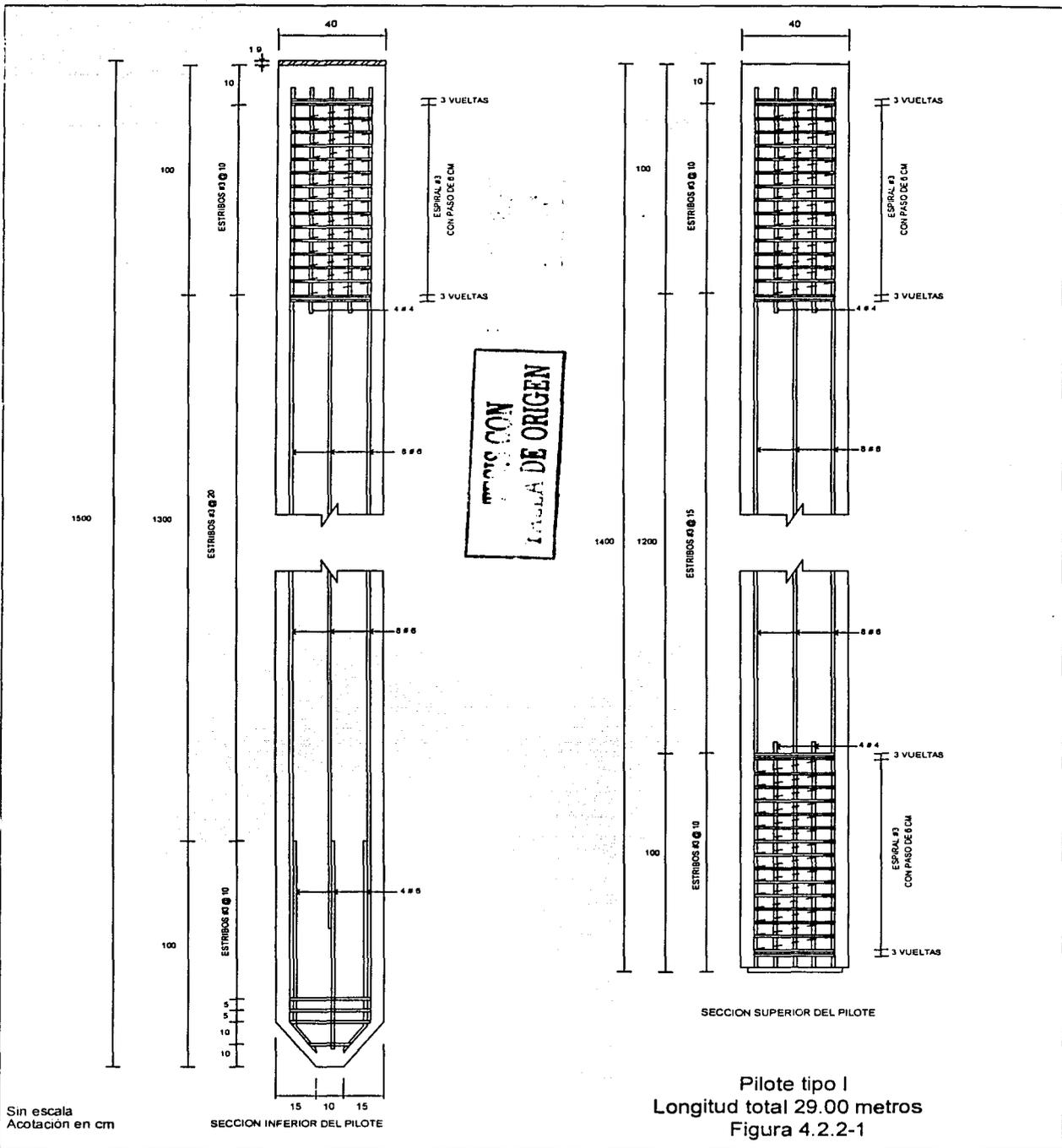
La instalación de los pilotes de concreto, debe efectuarse de modo que garantice la integridad estructural del pilote y se alcance la integración deseada con el suelo, de manera que cumpla su cometido, además no deberán ocasionarse daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo, por lo que se tendrán que seguir las siguientes indicaciones.

Deberá considerarse las diferentes longitudes de trabajo de los pilotes como consecuencia de la geometría de los cajones de cimentación.

Del diseño de cada uno de los elementos que conformarán la cimentación del puente se determinó el uso de tres longitudes de los pilotes, a lo que se denominó "tipo de pilote", los cuales en cada uno de los planos de los elementos de cimentación se indican perfectamente en tipo y cantidad de pilotes que le corresponde. El tipo de pilote se distingue por la longitud y se tiene:

Tipo I con una longitud total de 29.00 metros en dos tramos, el tramo inferior de 15.00 metros y la parte superior de 14.00 metros. (figura 4.2.2-1)

Tipo II con una longitud total de 28.30 metros en dos tramos, el tramo inferior de 15.00 metros y la parte superior de 13.30 metros.(figura 4.2.2-2)

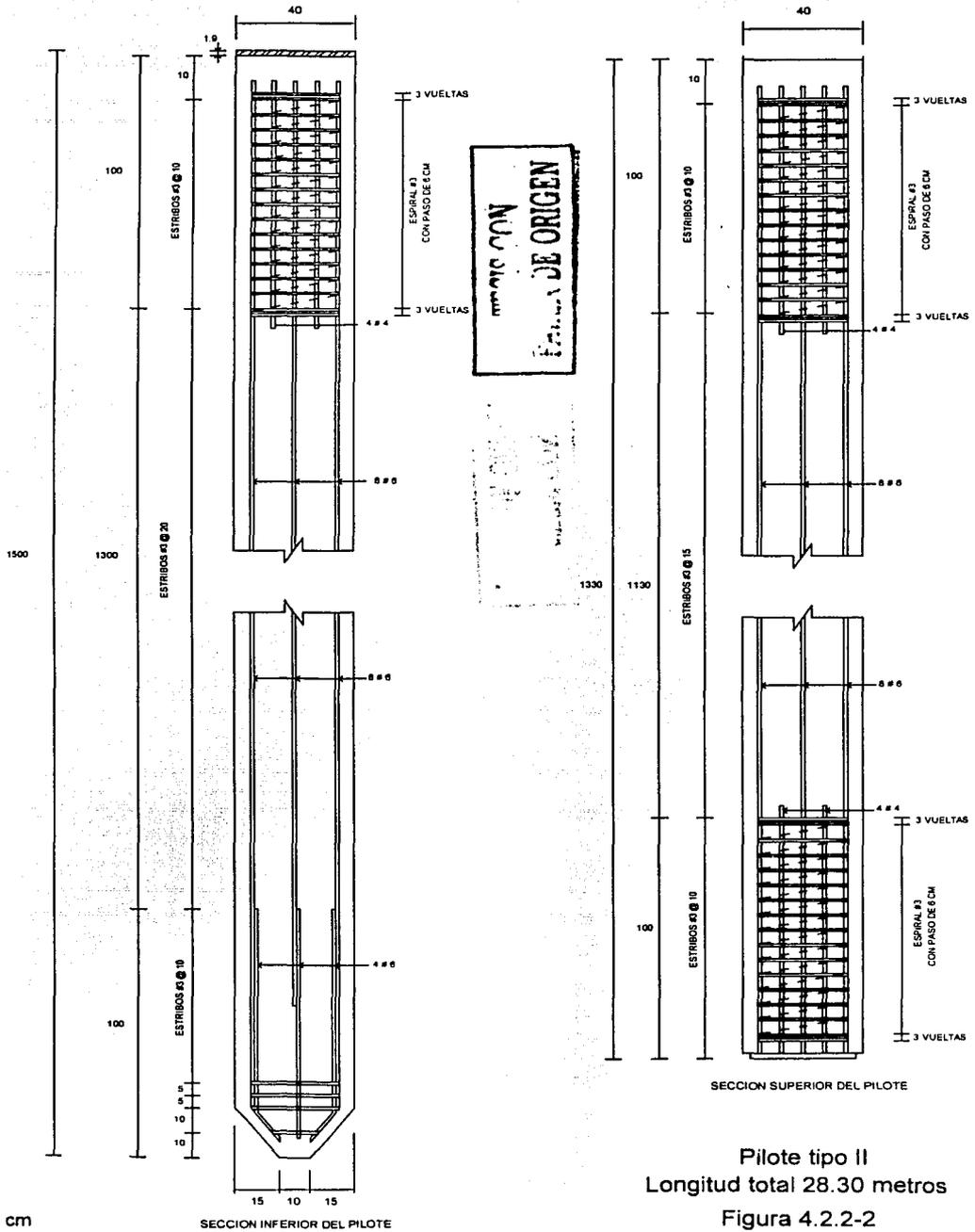


Sin escala
Anotación en cm

SECCION INFERIOR DEL PILOTE

SECCION SUPERIOR DEL PILOTE

Pilote tipo I
Longitud total 29.00 metros
Figura 4.2.2-1



Sin escala
Acotación en cm

Pilote tipo II
Longitud total 28.30 metros
Figura 4.2.2-2

Se tiene otra longitud de 11.00 metros en un solo tramo, a este no se le da un distintivo por que sólo se tienen en un elemento.

Todos los pilotes deberán estar perfectamente limpios y su cabeza será perpendicular al eje del mismo.

No deberán hincarse aquellos pilotes que presenten agrietamiento o fisuras.

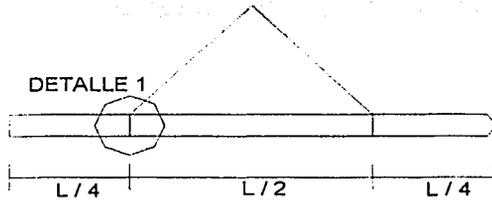
Una vez que los pilotes hayan sido aceptados por la supervisión, es conveniente que se coloquen marcas, para así llevar un registro del número de golpes necesarios por cada decímetro en el tramo de hincado.

Después del manejo e izaje de los pilotes mediante estrobos, se colocarán en la perforación previa, esta maniobra se realizará una vez que los pilotes hayan alcanzado por lo menos el 75% de la resistencia de proyecto.

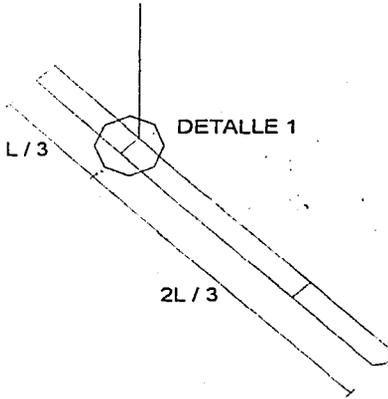
Durante los procedimientos para la colocación de los pilotes se debe garantizar la integridad de los elementos, de esto que además del armado suficiente para soportar las tensiones y compresiones debidas a la trasmisión de cargas al suelo, se diseña un sistema de izaje para el pilote, el cual se debe incluir en la fabricación del mismo, este sistema permite la manipulación de los pilotes durante la construcción ya sea en el traslado, almacenaje o hincado, teniéndose así una forma eficaz y confiable de manipularlos.

En la figura se muestra como está conformado el sistema de izaje y como se debe realizar la manipulación del pilote ya sea para el proceso de hincado o para el traslado y almacenaje de los pilotes.

IZAJE DE PILOTES

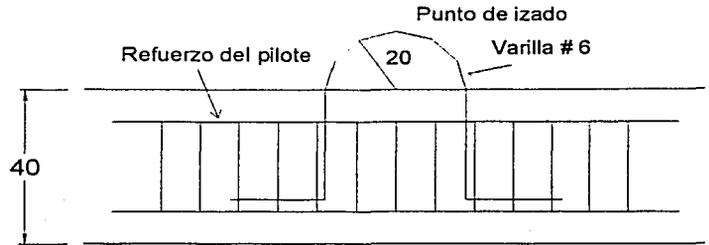


ALMACENAJE



HINCADO

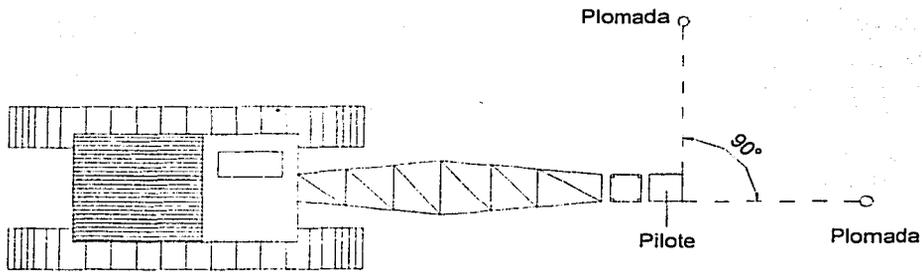
**TRABAJOS CON
FALSA DE ORIGEN**



DETALLE 1

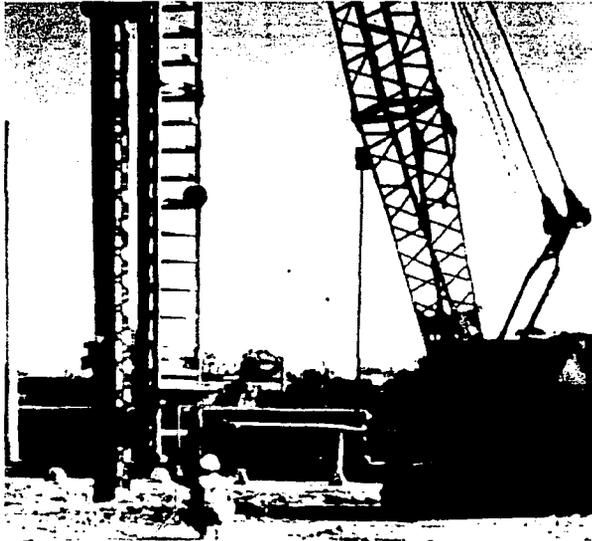
El pilote y la resbaladera del martillo se colocarán en forma vertical, de caso contrario deberá corregirse la posición de la grúa hasta lograrlo. Para alcanzar la verticalidad del pilote pueden emplearse dos plomadas de referencia colocadas en líneas a 90 grados, teniendo como vértice el pilote, o bien otro método que garantice dicha verticalidad, orientando siempre las caras del pilote de tal forma que sean paralelas a las de las contratraves.

Para el caso particular se utilizó el método de las plomadas para ajustar la verticalidad del pilote. Una vez izado el pilote y colocando la punta de éste en el sitio donde se debe de hincar se rectifica la verticalidad con las dos plomadas tal como se muestra en el esquema, este proceso repercute en gran importancia en el comportamiento de los pilotes ya que de no colocarse los pilotes de manera vertical se induce un momento, por lo cual tendería el pilote a girar, pero como se encuentra rodeado de suelo este giro se manifestaría en la inducción de fuerzas internas las cuales pueden provocar la falla estructural del pilote.



Control de verticalidad
durante el hincado de pilotes

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Revisión de la verticalidad de un pilote.

La cabeza del pilote deberá acoplarse perfectamente al gorro del martillo piloteador, el cual tendrá una sufridera a base de material plástico o similar, en la parte de contacto con el pilote se colocará un colchón de madera.

Deberá utilizarse para el hincado un martillo pesado de velocidad de impacto baja. El peso del pistón móvil no debe ser menor a 0.3 veces el peso del pilote y la energía del martillo será superior a 0.3 kg-m por cada kilogramo de peso del pilote. En caso de que el peso del pistón sea demasiado grande con relación al del pilote, deberán regularse la energía para no dañar a este último. La altura de caída se mantendrá del orden de 0.75 a 1.0 metros.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Martillo y equipo para el hincado de pilotes usados en el
"Puente vehicular Distribuidor Vial Zaragoza-Oceania"

La velocidad del pistón o la carrera se reducirá al principio del hincado, cuando se encuentre en la zona alterada de la perforación, además de realizarse con sumo cuidado para minimizar los esfuerzos de tensión en el pilote.

Los pilotes dañados durante el hincado deberán retirarse y sustituirse por otros en perfecto estado.

Una vez iniciada la hincada de cada pilote no se deberá suspender esta actividad hasta que la punta alcance la profundidad de proyecto, consignada en el plano topográfico correspondiente.

En caso de ser pilotes de dos o más tramos, al empalmar se deberá verificar la verticalidad de los mismos en la junta.

Durante el hincado deberá llevarse un registro del número de golpes necesarios para hincar la totalidad del pilote.

Una vez hincado cada pilote se determinará el nivel de la cabeza, verificándolo nuevamente al final del hincado de todos, el cual deberá corresponder al indicado en proyecto.

La desviación angular máxima admisible del pilote es de 2 % y la tolerancia en la profundidad de hincado de $\pm 1\%$ de la longitud total.

La fabricación de los pilotes debe estar sujeta a diversos requisitos, por lo que también se especifican las condiciones que se deben cumplir durante su fabricación con el fin de garantizar su adecuado comportamiento.

Los pilotes se fabrican de concreto reforzado y estos deben cumplir con las dimensiones que se determinaron en el diseño las cuales se muestran en los planos correspondientes, se especifica entonces que la diferencia que puede presentarse entre las dimensiones de la sección transversal de los pilotes fabricados con respecto a las indicadas, no será mayor de un centímetro.

Se generan también indicaciones que el constructor debe tener presente para que se tenga el control de calidad en la fabricación de estos elementos. Se indica que el acero de refuerzo deberá colocarse en la posición indicada en los planos cumpliendo estrictamente con los recubrimientos (recubrimiento mínimo libre de 5 cm), diámetros de las varillas, separación, etc y debidamente asegurado para evitar desplazamientos durante el colado.

Los pilotes deben colarse en posición horizontal, monolíticamente y de una manera continua. El transporte del concreto de la mezcladora al lugar de su colado, se efectuará evitando que se separen sus ingredientes. El concreto deberá vibrarse con vibradores especiales para permitir la salida de aire y lograr un colado compacto, si se presentan oquedades o porosidades éstas pueden disminuir la resistencia estructural del pilote y por lo tanto se deben rechazar estos elementos y la reposición recae en responsabilidad del contratista encargado de la fabricación de los pilotes.

El manejo de los pilotes durante el proceso de remoción de cimbras, curado, almacenamiento y transporte se hará de forma tal que se eviten esfuerzos de flexión excesivos. Todos los pilotes que durante su manejo sufran agrietamientos, hasta el punto de indicar que el refuerzo tiene deformaciones serán rechazados y su reposición recae en el contratista encargado de su fabricación o manejo, los pilotes no podrán maniobrarse antes de alcanzar el 70% de su $f'c$ y para el hincado deberán alcanzar el 95% de su $f'c$.

Se usará concreto que adquiera una resistencia a los 28 días $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, el concreto debe fabricarse en las proporciones adecuadas para obtener mezclas plásticas y uniformes, el revenimiento del concreto estará comprendido entre 7.5 y 10 centímetros.

Se utilizara cemento Pórtland tipo II que cumpla con las especificaciones ASTM-C-150-72.

Los agregados deberán ser de primera calidad y cumplir con las especificaciones ASTM-C-33.71

La grava que constituye el agregado grueso será el producto de roca sana ya sea de mina o triturada, en este último caso, no deberá presentarse forma laja. El tamaño máximo de la grava no será mayor de $\frac{3}{4}$ " , o del espaciamiento mínimo entre varillas o paquetes de varillas.

La arena deberá ser de grado duro y no deberá contener arcilla o materia orgánica, se recomienda que el material mas fino que pasa la malla n° 200 este comprendido entre el 3% y 5% del peso del material.

El agua debe ser limpia y no tratada.

Los ingenieros o contratistas encargados de la fabricación de los pilotes son responsables de vigilar la calidad del concreto, como es la dosificación y dimensiones de los agregados, al ser éste entregado o fabricado en el lugar donde se construyan los pilotes.

El acero de refuerzo deberá cumplir con las especificaciones para varillas de refuerzo ASTM-A-615-68. Se usará acero con $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ para el refuerzo principal de las secciones (varillas #4, #5, #6 y #8). El acero de los estribos (varillas #3) tendrán un $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Es recomendable que se hagan pruebas a razón de una por cada 100 pilotes, durante la construcción de los pilotes se probarán cilindros del concreto utilizado así como probetas del acero de refuerzo que se emplee, estos cilindros y probetas serán analizados por un laboratorio certificado y conforme a la Norma ASTM-C-39.

Deberá obtenerse una muestra (3 cilindros) por cada mezcla de concreto y se ensayará un cilindro a los 7 días y los otros 2 a los 28 días en caso de que los reportes indiquen baja resistencia, el contratista podrá justificar la calidad del concreto dudoso y se probarán, si estos resultaran bajos se rechazarán los pilotes colados con dicho concreto y el costo de las pruebas y en su caso de la reposición será por cuenta del contratista.

Se tomarán tres probetas de cada lote de varillas por usar las que se someterán a pruebas para acero de refuerzo de acuerdo con las Normas ASTM-A-15-62-A-165. El acero de refuerzo no debe utilizarse hasta que con los resultados de las pruebas sean aprobadas.

Las placas para la unión de los tramos que conforman el pilote debe ser de acero, con $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ y que cumpla con la Norma A-36. Se unirán estas placas con soldadura al arco eléctrico usando electrodos de la serie E-80XX.

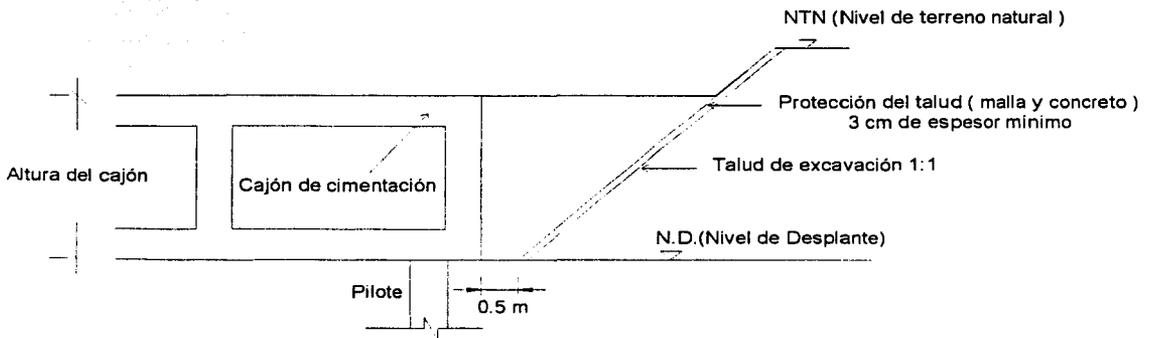
4.2.3. Excavación para cajones de cimentación.

La excavación para los cajones piloteados y contratrabes del tramo de doble nivel, podrá iniciarse una vez que la totalidad de los pilotes hayan sido hincados.

La excavación se realizará en una sola etapa hasta la profundidad de desplante con la geometría de proyecto en todos aquellos casos donde se pueda desarrollar el talud y no existan interferencias, instalaciones municipales, colindancias que se pongan en riesgo o que requieran de un procedimiento adicional.

En aquellos cajones donde las vías del tren cruzan el cajón o se encuentren aledañas a la excavación para alojar la cimentación, e interfieren con el desarrollo del talud de excavación, las vías deberán retirarse temporalmente durante el periodo de construcción de la cimentación desde el hincado de pilotes hasta la etapa de rellenos, y se restituirán una vez terminados los trabajos relacionados con la misma, todo ello de acuerdo a las especificaciones y supervisión de Ferrocarriles Nacionales.

La excavación para los cajones de cimentación deberá observar taludes cuya relación vertical-horizontal sea 1:1 y ocupará un área cuyos lados serán 0.5 m más grandes que los del cajón al nivel de desplante.



Excavación para los cajones de cimentación

En cualquier caso, la excavación deberá permanecer abierta el mínimo tiempo posible (7 días máximo) y deberá protegerse con malla de gallinero y concreto de 3 cm de espesor.

La profundidad promedio de las excavaciones para los cajones de cimentación se encuentra entre los 4.5 metros, la cual no es una profundidad considerable, pero como se tienen arcillas blandas, se especifico que la excavación se hiciera con un talud considerable 1:1, con este talud no se requiere colocar ademes para sostener las paredes de la excavación, si no sólo se coloca una pequeña protección de malla con concreto, con esto se evita la posibilidad de pequeños derrumbes que afectarían el proceso constructivo. La protección que se especifica sirve también para evitar la erosión debida a los factores climatológicos (viento, sol, lluvia, etc).



Una vez que se tenga el área destinada para la cimentación, excavada en su totalidad y al nivel de desplante de proyecto, se colocará una plantilla de concreto pobre $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ de 0.05 m de espesor que cubra únicamente el área del cajón.

Cumplidos los puntos anteriores se procederá a la demolición o descabece de los pilotes en una longitud de acuerdo a la posición de cada uno, atendiendo a la profundidad de desplante del cajón. La longitud mínima de descabece será de 80 cm, tal condición deberá ser considerada desde la fabricación e hincado de los pilotes.

La demolición se realizará mediante martillos rompedores, cuñas o alguna herramienta similar. Queda prohibido el uso de explosivos para este fin.

Los fragmentos de concreto, así como los materiales ajenos a la cimentación, deberán ser retirados en su totalidad.

Las plantillas de concreto tienen como finalidad proporcionar una superficie uniforme donde se apoyará la losa de los cajones, así como, proteger el armado de la losa de los diferentes agentes que puedan provocar la corrosión del acero, para el caso en particular debido a que se tiene un nivel freático muy próximo a la superficie se dispuso de una membrana impermeable entre dos plantillas con esto se logra, tanto proteger el acero, como evitar que el cajón se llene de agua y se induzca una carga no contemplada en el diseño.

El descabece de los pilotes consiste en retirar el concreto de una parte del pilote con el fin de descubrir el acero, para poder realizar la unión entre los pilotes y el cajón de cimentación. Esta unión permite que los elementos trabajen conjuntamente y así poder transmitir la carga que recibe el cajón a cada uno de los pilotes.

Durante toda la etapa de excavación deberá contarse con un sistema de bombeo de achique que sea capaz de resolver cualquier eventualidad posible.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Pilotes liberados

Plantilla de concreto

Pilotes con descabece

Pilotes sin descabece

4.2.4.-Metodología para garantizar la estanqueidad de los cajones de cimentación.

La impermeabilización de los cajones de cimentación se realiza para evitar la inundación de las celdas de los cajones, ya que de presentarse conllevaría a que el incremento de presión al nivel de desplante no sea el mismo considerado en el diseño, por lo que adquiere principal importancia garantizar que no entre agua al sistema de cimentación.

Los elementos constituyentes de concreto no deberán deteriorarse ni modificar sus propiedades con el tiempo y bajo las condiciones a que estarán sujetos, es decir deberán ser compatibles entre ellos y resistentes al medio que los rodeará.

Los agregados gruesos del concreto deberán tener el tamaño adecuado para que estos se introduzcan fácilmente entre el armado de los elementos que formarán los cajones.

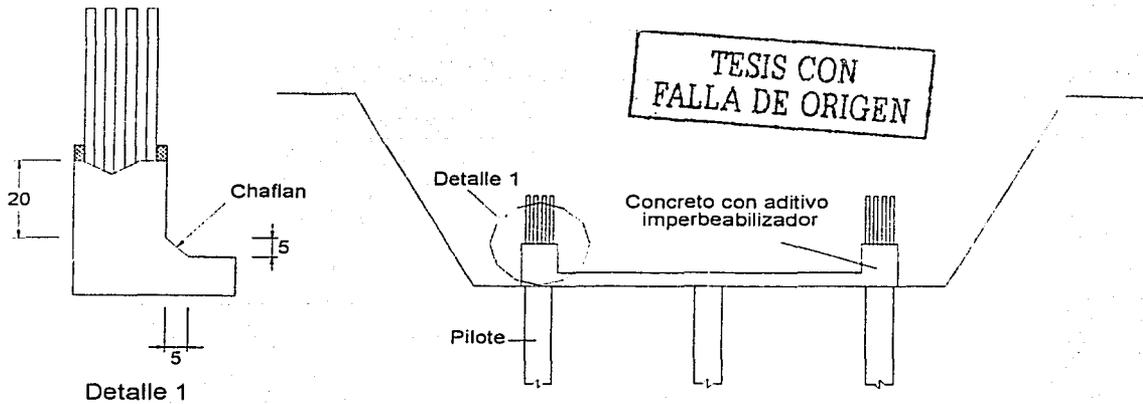
El concreto deberá contener de forma integral y homogénea algún aditivo impermeabilizante.

El concreto deberá ser colocado y vibrado, incluso contener un aditivo fluidificante, de tal manera que se garantice la inexistencia de conductos generados por aire o cualquier discontinuidad por efecto de la segregación.

El colado de los cajones se realizará, de ser posible, en forma monolítica con el fin de eliminar las juntas frías.

Deberá preverse la cantidad de concreto por cada elemento, ya que por ningún motivo se suspenderá el colado una vez que de inicio.

De existir juntas, estas no se admitirán en la losa de fondo ni en los muros perimetrales, así como en la conexión entre estos. Para tal fin en el colado de los elementos citados se deberá contemplar muñones de 20 cm y chaflanes de 5 cm.



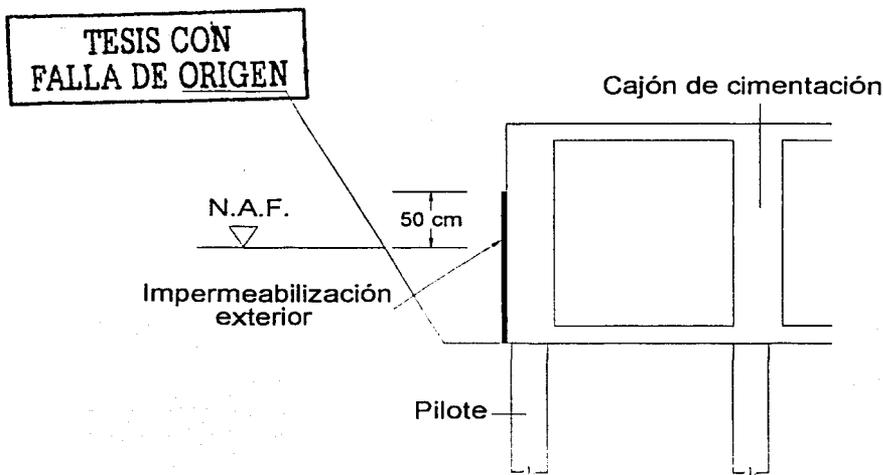
Muñones y chaflanes en la losa de fondo

El área de contacto entre concretos de diferentes edades (junta fría) deberá presentar un acabado rugoso, se humedecerá por un plazo de 24 horas previas al colado y se aplicará un aditivo para unir concretos de diferentes edades, además de colocarse cintas para protección de paso de agua a base de bentonita y caucho butílico a cada lado, diseñado para juntas de concreto de construcción en condiciones hidrostáticas. Las propiedades físicas básicas de las cintas por colocar deberán cumplir con lo siguiente.

Propiedades Físicas	Norma ó Unidad	Valor mínimo
Peso específico a 25° C	ASTM D17	1.5
Penetración	ASTM D 217 150 GTL	55
Esfuerzo a tensión	Kgf/cm ²	30
Elongación	%	600
Punto de inflamación	ASTM D93-97	365

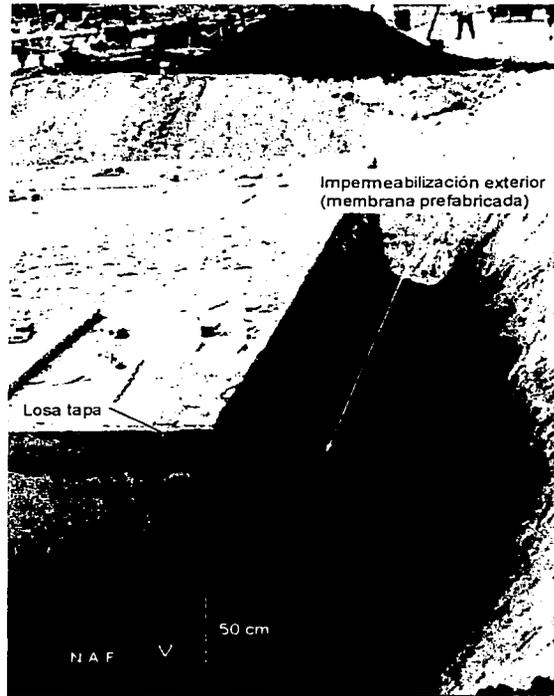
El fraguado del concreto se controlará con un método tal que asegure la no generación de grietas, fisuras, etc, pudiéndose obtener mediante un adecuado curado a base de películas o aditivos

Una vez construidos el cajón de cimentación y previo a la colocación de los rellenos que lo confinarán se aplicará el procedimiento siguiente: Por la parte exterior de los muros que forman el cajón, se aplicará un tratamiento a base de algún producto no degradable que forme y garantice una película impermeable. Este producto será una membrana laminar prefabricada, compuesta por una hoja central de polietileno de 90 micras de espesor de alta densidad recubierta por ambos lados con asfalto catalítico plastificado y terminado en su lado interior por una película de polietileno de alta densidad de 30 micras de espesor y en su lado exterior por una tela de fibras no tejidas de poliéster de alta resistencia mecánica de 125 gr/m². El espesor de la membrana impermeable es de 4 mm. Esta película se colocará en toda la periferia del cajón y hasta la altura de la losa tapa, o por lo menos a 50 cm por arriba del nivel de aguas freáticas del sitio. La colocación de los rellenos se realizará de tal forma que se garantice la integridad de la película.



Impermeabilización exterior

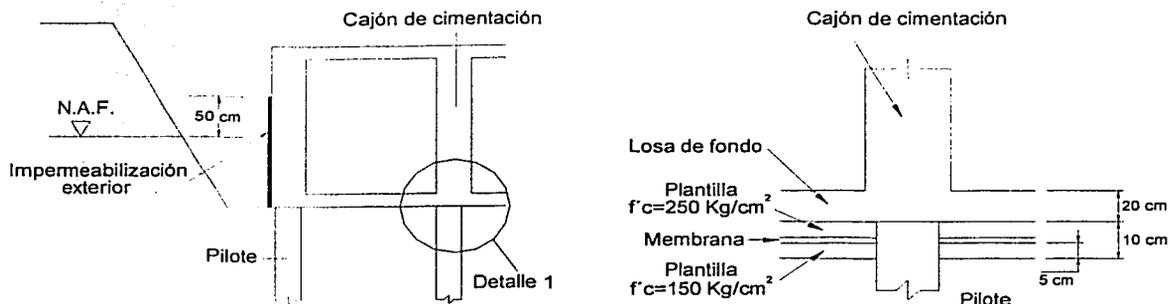
En el caso, debido a que se tiene bien ubicado el nivel de aguas freáticas, y para disminuir los costos para la impermeabilización exterior ésta se hizo siguiendo la especificación y se aplicó a 50 cm sobre el nivel de aguas freáticas.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la losa de fondo se aplicará un tratamiento análogo al de los muros, sin embargo, la membrana se colocará entre dos plantillas de 5 cm espesor cada una. Una vez colada la primer plantilla se aplicará el tratamiento, cubriéndolo posteriormente con la segunda plantilla ésta última será de concreto con las mismas características que el cajón. El producto usado deberá cumplir, además de la impermeabilidad, la adherencia necesaria para que se mantenga en su sitio bajo la presión hidrostática a la que trabajará y deberá tener características tales, que garantice la total impermeabilidad y sea resistente al manejo durante su colocación. Especial cuidado se tendrá en las juntas entre cajón y pilotes, retirando el material suelto del pilote y aplicando el tratamiento indicado para las juntas frías, adicionalmente en la unión entre ambos se cubrirá el pilote con 20 cm de la membrana impermeabilizadora.

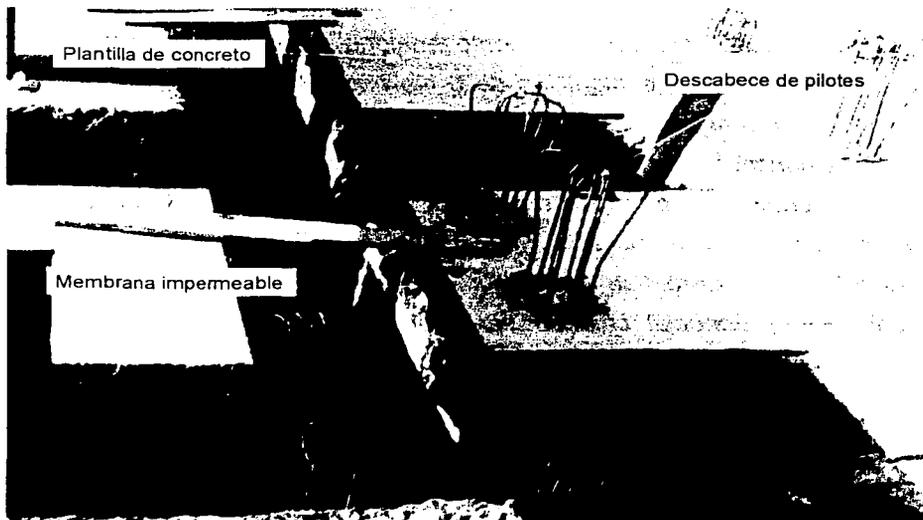
En todos los casos el producto aplicado para impermeabilizar será colocado bajo supervisión y total responsabilidad del proveedor, garantizando la efectividad de su producto mediante una fianza.



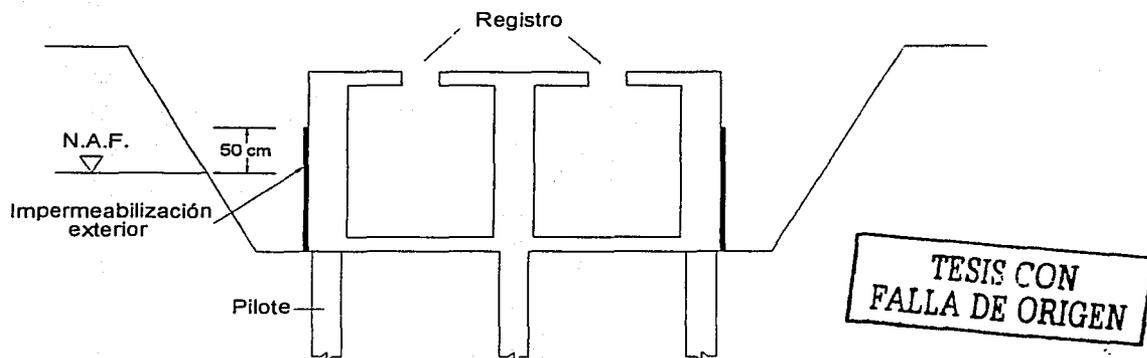
Detalle 1

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Impermeabilizante en plantilla



El registro de la losa tapa del cajón para recuperar la cimbra servirá para verificar posteriormente la estanqueidad de los mismos, ya que se deberán llenar de agua una vez terminados y mantenerse en esa condición hasta el montaje y colado del firme estructural sobre el puente. Una vez llegada esa etapa se retirará la totalidad de agua de los cajones, en caso de que los cajones no presenten estanqueidad aceptable se deberá aplicar un tratamiento correctivo.



Registros en el cajón de cimentación

Llenar los cajones no sólo será para verificar la estanqueidad, sino también sirve de lastre para el control de la carga durante el proceso constructivo. Se tiene otro tipo de lastres tal es el caso de algunas celdas de algunos cajones a las cuales se les debe agregar concreto ciclópeo (concreto con un peso volumétrico definido conformado por agregados ligeros) y en algunas celdas se especifica que se utilice poliestireno, en este caso estas celdas no deben de ser inundadas con el agua de lastre, este material permite que a pesar de que se agregue agua ésta no ocupa las celdas donde se dispuso este material y su peso volumétrico es tan bajo que actuará como si la celda estuviera vacía.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

4.2.5. Rellenos locales

Los rellenos tienen como objetivo ajustar el comportamiento de la masa de suelo, debido a que en el caso de cargas verticales circundantes a la zona de excavación se inducen empujes horizontales, los cuales en el caso de no existir mecanismos para resistirlos se pueden traducir en una cedencia lateral con lo que se asocian asentamientos locales, para evitar esto se colocan rellenos compactados, de lo anterior se determina la necesidad del diseño de los muros del cajón de cimentación para absorber las fuerzas horizontales por contacto entre la cimentación y el suelo.

Colado y descimbrado el cajón de cimentación, se rellenará la parte exterior hasta el nivel de losa o capa de sub-base con material limo-arenoso (tepetate) compactado al 90% AASHTO estándar (T-99) en capas de 20 cm (máximo) de espesor y obtener un valor relativo de soporte (VRS) de 20% (mínimo).

Todos los rellenos que se coloquen en la zona de obra y no tengan una función estructural u ornamental, deberán colocarse y compactarse con las mismas características del párrafo anterior.

En aquellos cajones que invaden parcialmente la vialidad o cruzan tuberías se ha dejado una profundidad libre entre la tapa del cajón y el nivel de terreno donde se colocará en greña un relleno con material aligerado (tezontle) en capas de 30 cm hasta el nivel de desplante de la sub-base de la estructura de pavimentos. Las características del material y su colocación se consignan a continuación.

El tezontle por colocar no deberá contener más del 30% de fragmentos mayores a 4" y no más del 5% de fragmentos mayores de 8", no deberá contener partículas finas plásticas.

En la rasante de la sub-base se procurará que la granulometría del tezontle sea predominantemente arenosa.

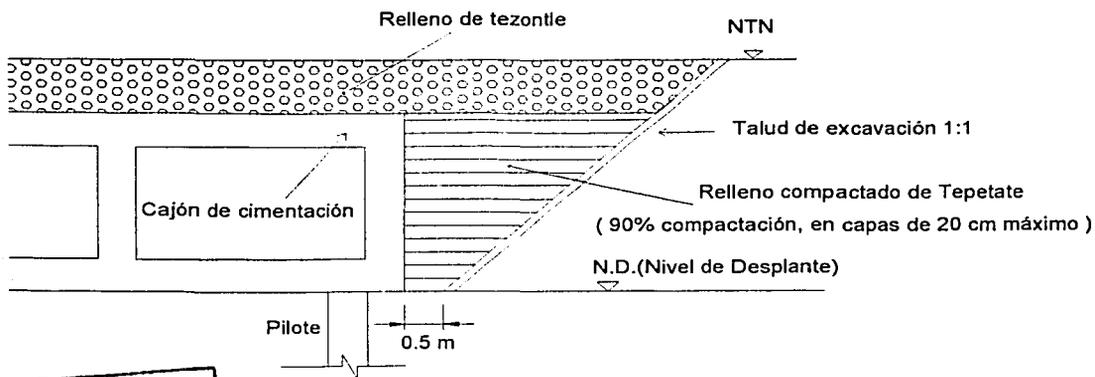
El tezontle se colocará en capas de espesor máximo de 50 cm, debiéndose acomodar a 95% (mínimo) de su densidad relativa (D_r) determinada con la Norma NOM C-164 (por impacto) cumplir con un valor relativo de soporte (VRS) de 20% (mínimo).

El material que pase la malla 40 deberá cumplir con lo siguiente.

Límite líquido	20% (máximo)
Índice plástico	7% (máximo)
Equivalente de arena	70% (máximo)

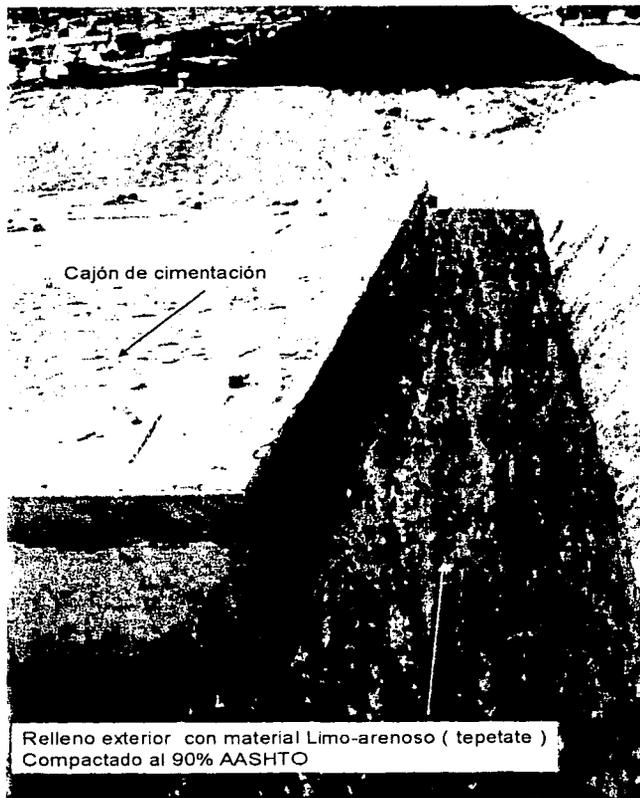
Alcanzada la sub-base de desplante de pavimentos se realizarán todas las actividades referentes a la construcción de éstos.

Los rellenos que se coloquen cercanos a las instalaciones hidráulicas deberán ser tendidos con una humedad superior en 2% respecto a la óptima, y ser compactados en capas de 20 cm al 85% respecto a la prueba citada siempre atendiendo a los criterios fijados por DGCOH.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

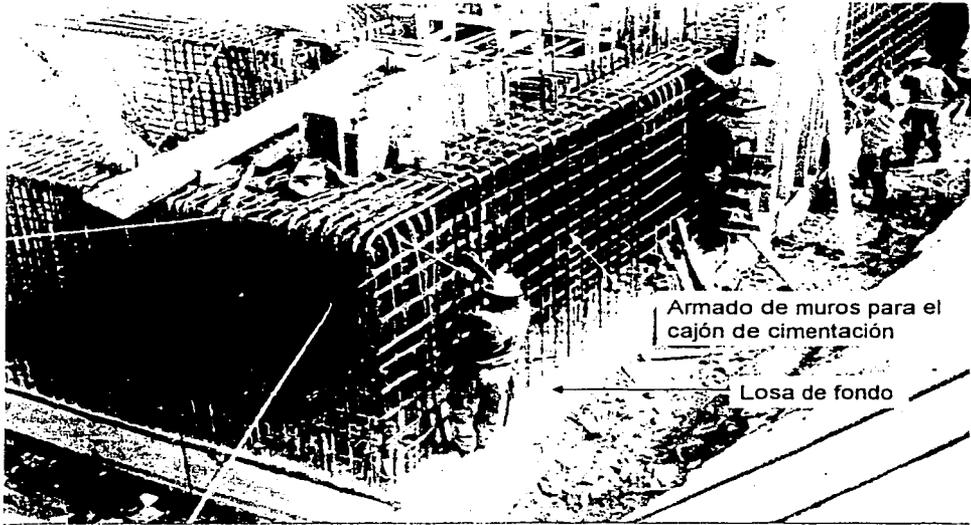
Rellenos locales





TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Estas especificaciones se complementan con los planos topográficos, estructurales, arquitectónicos y de proyecto geométrico correspondientes, así como con las Normas de DGCOSTC, Normas Generales de Construcción de DDF, y las Normas específicas de DGCOH.

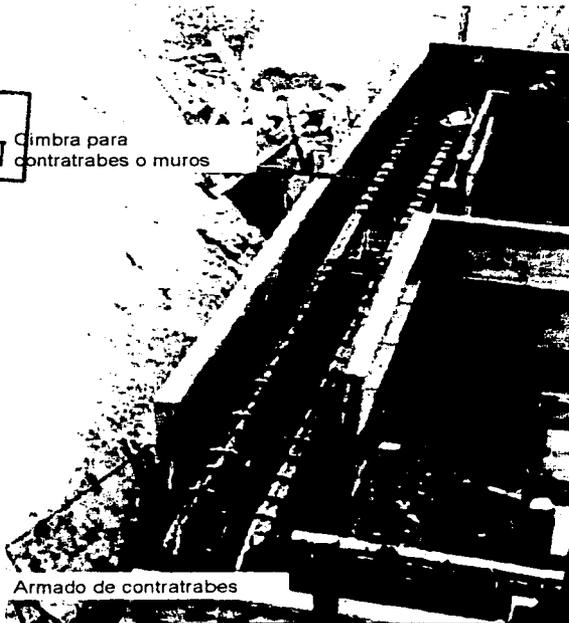


Armado de muros para el
cajón de cimentación

Losa de fondo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cimbra para
contratraves o muros



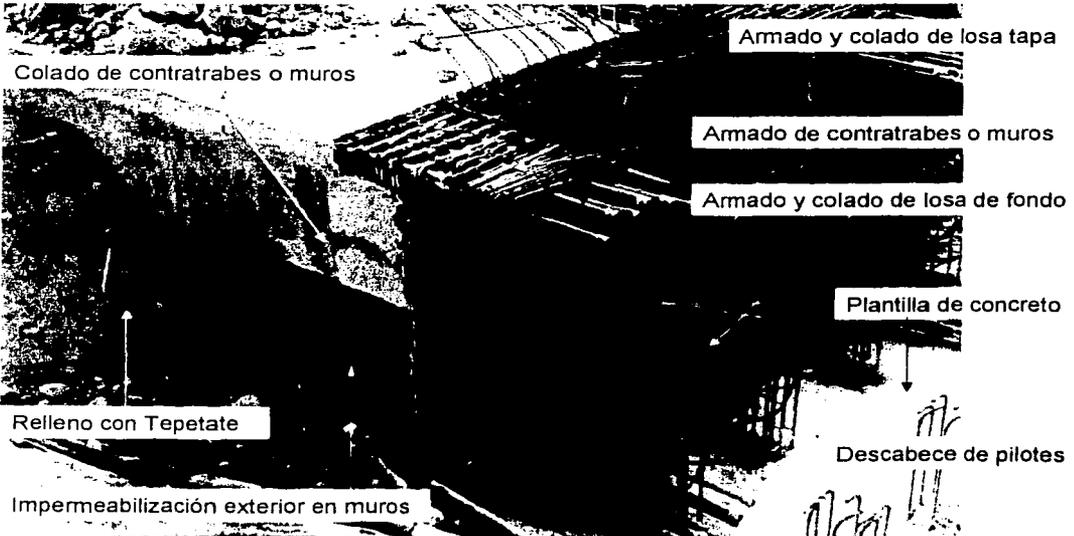
Armado de contratraves

Cimbra para contratrabes o muros

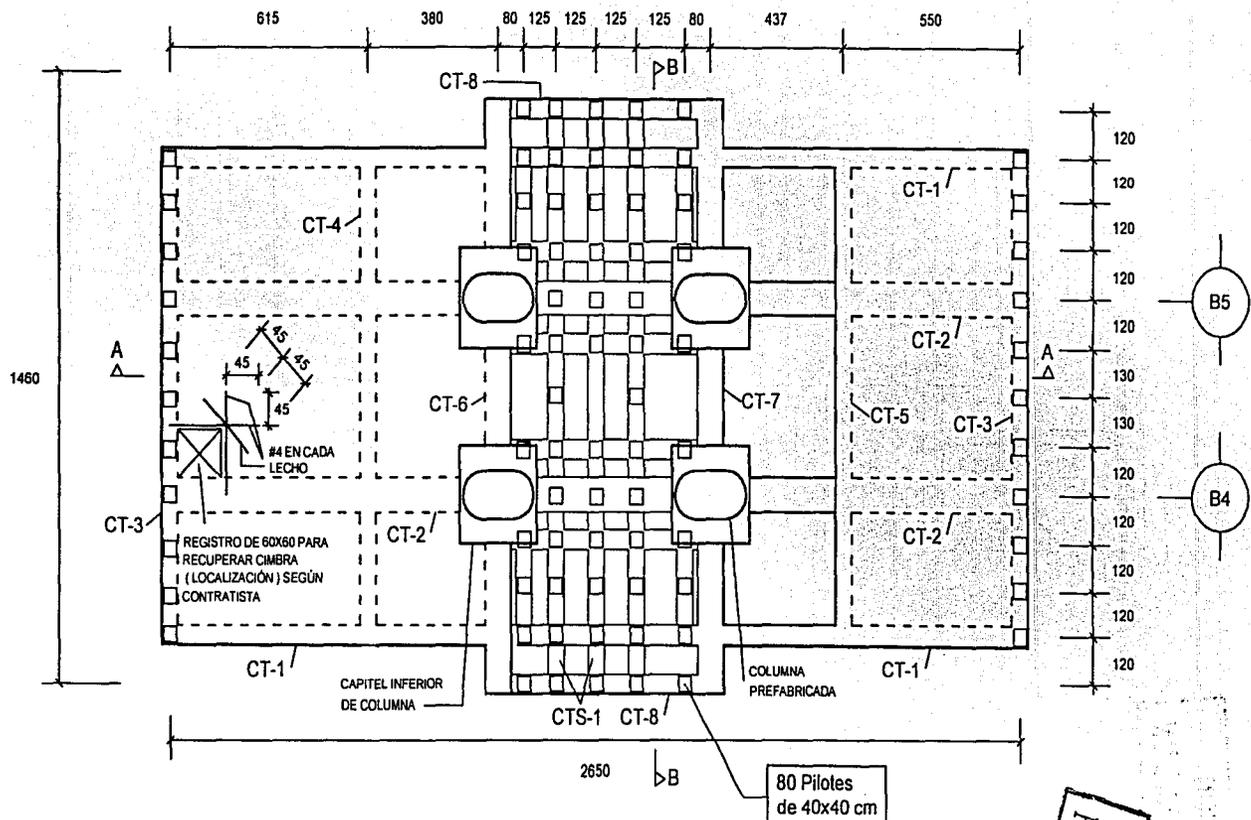


Armado de contratrabes

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Las características para el armado y colado de los cajones de cimentación se encuentran determinadas en cada uno de los planos correspondientes a cada elemento, siendo diferentes las características de dimensionamiento, armado, cantidad de pilotes, etc. para cada uno de los cajones de cimentación, salvo las condiciones particulares que se expusieron con anterioridad. Los procesos constructivos se rigen análogamente a los de la mayoría de las estructuras de concreto armado. En este documento presento algunos de los planos correspondientes a uno de los cajones de cimentación que componen el proyecto con el fin de ilustrar algunas de las características que conforman a estos elementos y de esta manera poder vislumbrar su comportamiento, aunado con los diversos argumentos técnicos presentados en el desarrollo de este trabajo. (Figuras 26, 27, 28, 29, 30, 31)

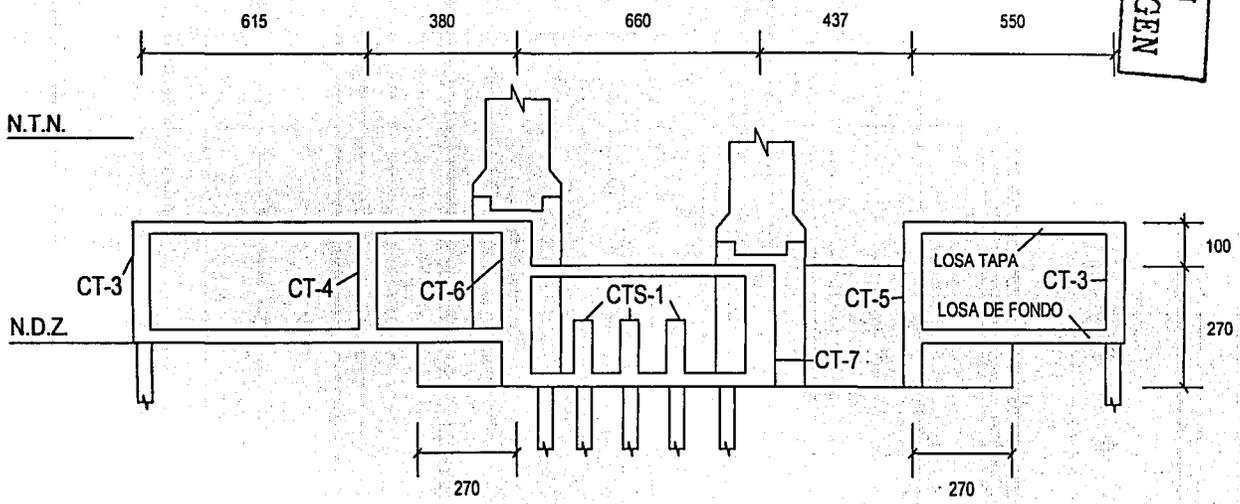


Acotamiento en cm
Cajón de cimentación Z-2B

PLANTA
Figura 26

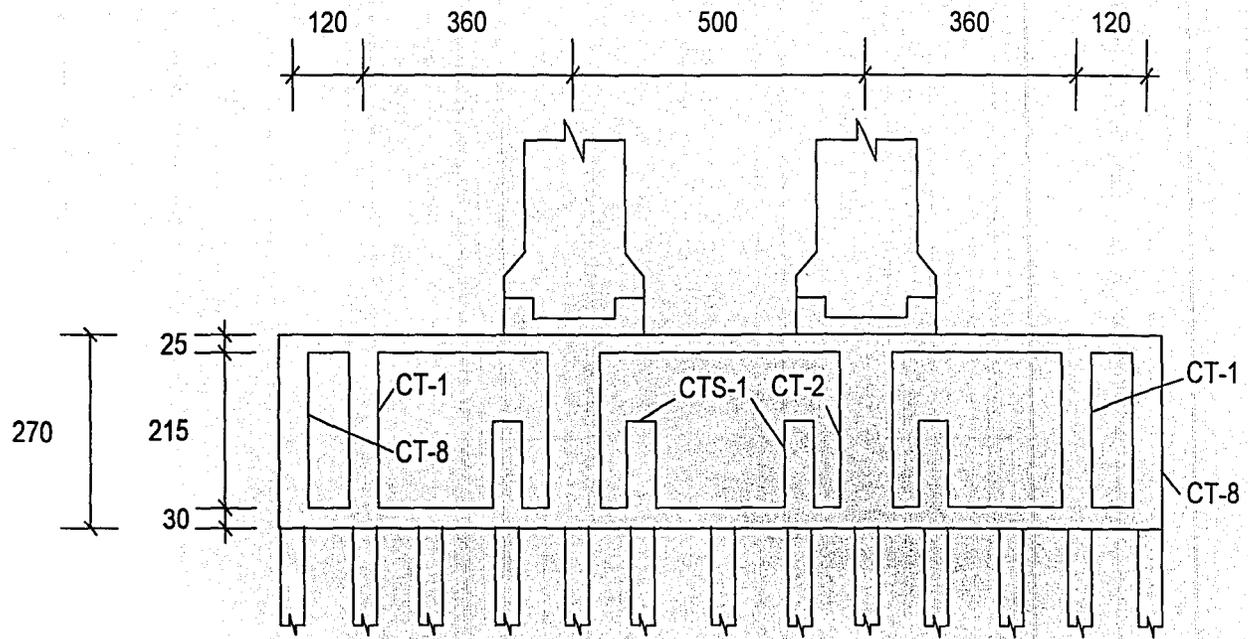
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Acotamiento en cm
Cajón de cimentación Z-2B

CORTE A-A
Figura 27



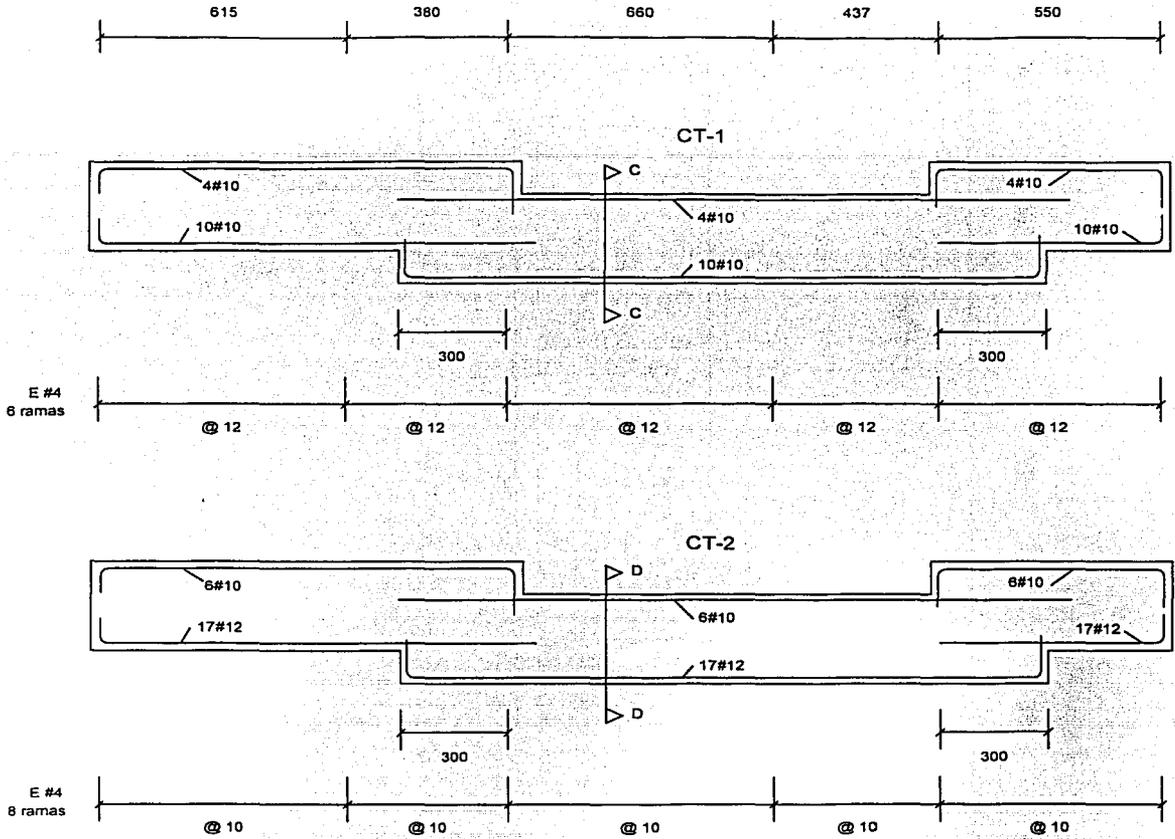
Acotamiento en cm

Cajón de cimentación Z-2B

CORTE B-B
Figura 28

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

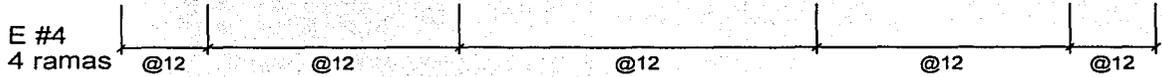
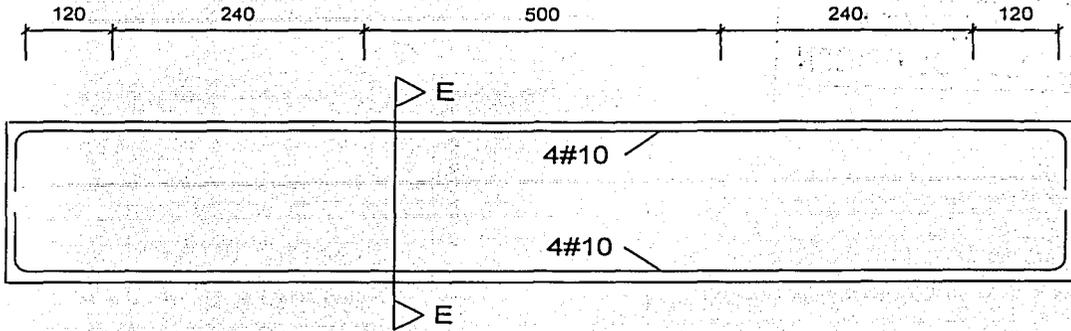
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



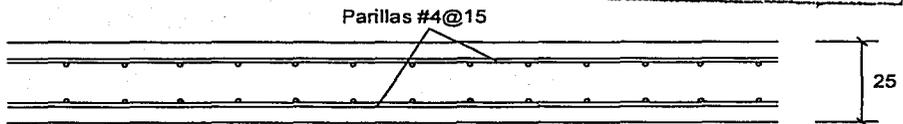
Acotamiento en cm
Cajón de cimentación Z-2B

Armado de contratraves
Figura 29

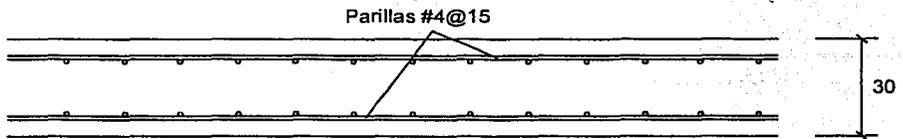
CT-3



TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Refuerzo de la losa tapa

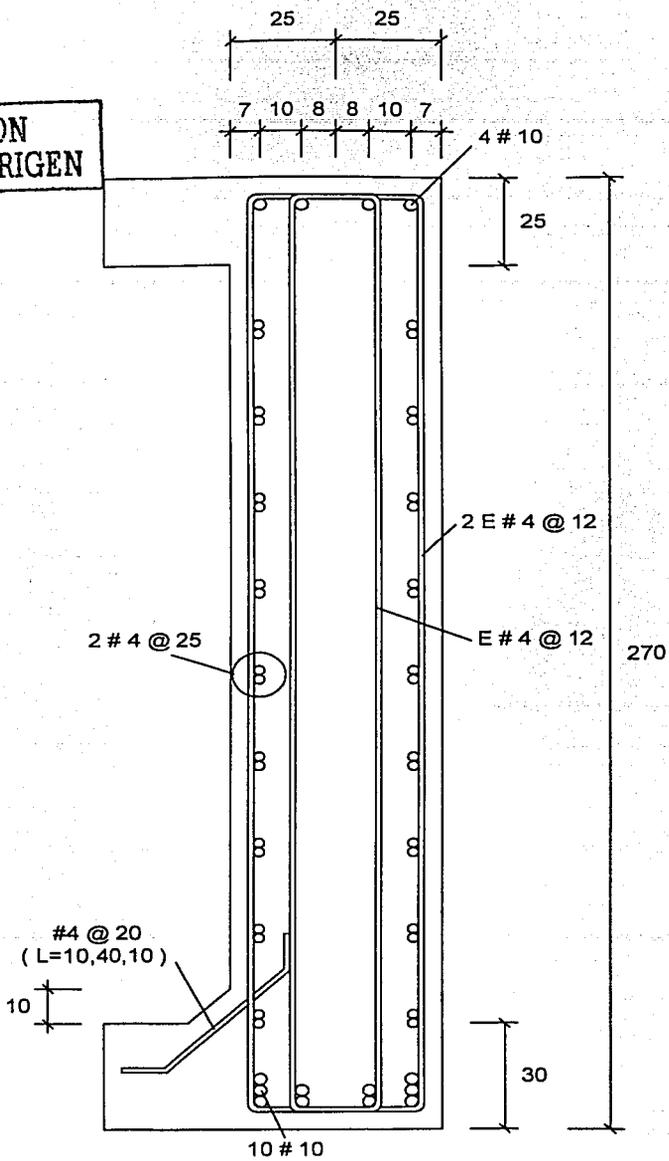


Refuerzo de la losa de fondo

Acotamiento en cm
Cajón de cimentación Z-2B

Armado de contratraves y losas
Figura 30

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Acotamiento en cm
Cajón de cimentación Z-2B

C-C

Armado de contratabes
Figura 31

4.3. Aspectos técnicos y consideraciones particulares en el proceso constructivo del sistema de cimentación.

Por razones antes expuestas, es muy importante, de manera previa a diseñar y construir una nueva infraestructura, emprender un análisis de todas las condiciones del sitio donde se desplantarán los elementos de la infraestructura, ya que de este análisis se pueden desprender distintos factores que impactan los procesos de diseño y construcción. Es por ello que un proyecto debe ser resultado de una evaluación integral y técnicamente sólida. Por lo tanto es conveniente traer al análisis, en este documento, las particularidades que condicionan el sistema de cimentación del proyecto en análisis.

En adición a lo anterior y desde un punto de vista técnico, es obvio que para el desarrollo de sistemas de infraestructura se requiere del análisis de las condiciones particulares y de las actividades complementarias a los procesos constructivos, con el fin de poder concretar los proyectos.

En contexto a lo anterior partimos de la consideración de las condiciones particulares del sitio. En este caso como nos estamos refiriendo al sistema de cimentación principalmente, adquiere importancia todo aquel elemento que se pueda traducir como interferencia para este sistema.

Se pueden presentar dos casos:

Que la interferencia se pueda reubicar o eliminar.

Que la interferencia no se pueda modificar.

Es indispensable entonces durante la fase de diseño realizar un levantamiento del sitio con el fin de detectar todas las posibles interferencias, aunado a que se requiere auxiliarse con la información proporcionada por las dependencias que tienen a su cargo la infraestructura que se localiza en el sitio donde se realizará la nueva estructura. Recopilada toda esta información, se puede procesar, para identificar aquellas interferencias que pueden ser modificadas e indicarlo en las especificaciones de los procesos constructivos o en el caso de

que las interferencias no se puedan modificar, adecuar el sistema de cimentación o cambiar su ubicación.

Para el caso en particular se tienen varias interferencias que caen en los dos casos posibles, mencionados anteriormente y que en el desarrollo de este apartado iremos desglosando.

Se tiene la presencia de ductos de PEMEX, los cuales por sus características (Diámetros, sustancia que transportan, etc) no es posible su modificación. Para este caso se adecuó la posición de los pilotes para que no coincidiera con la de las tuberías, se adaptó la forma de los cajones de cimentación ya que no se podía cambiar la ubicación de los elementos del sistema de cimentación y por lo tanto se determina un procedimiento constructivo para la elaboración de los cajones de cimentación en interferencia con los ductos de PEMEX.

La forma definitiva que se adopta para el tramo donde se encuentran la interferencia con los ductos de PEMEX, se define en la fase de diseño con base en el conocimiento de la presencia de dicha instalación, pero no sólo conlleva la modificación en la forma de los cajones de cimentación si no surge la necesidad de determinar un procedimiento constructivo que permita la excavación y construcción de los cajones, los cuales se determina que se ubiquen debajo de los ductos de PEMEX, él cual se denominó, sistema de colganteo, este sistema permite, como ya se mencionó, la excavación y construcción de los cajones de cimentación y a su vez se protegen los ductos para realizar las diversas actividades para la conformación del sistema de cimentación.

El procedimiento consiste principalmente en construir un sistema de soporte para los ductos, teniendo este sistema, se puede llevar a cabo la excavación y construcción de los cajones para posteriormente colocar los rellenos que permitan retirar el sistema de soporte. A continuación se esboza el procedimiento necesario para realizar el sistema de colganteo, excavación y construcción de los cajones interferidos con los ductos de PEMEX y el procedimiento para retirar el sistema de colganteo.

Primeramente se establece que se debe tener perfectamente ubicado, en sitio, la trayectoria de los ductos, teniendo esto presente, se procede a la hinca de los pilotes correspondientes a cada uno de los cajones de cimentación determinados en el proyecto.

Una vez localizadas y trazadas las tuberías sobre la superficie se procederá al hincado de perfiles estructurales IPR (elementos verticales) de acuerdo a la distribución siguiente, serán de 18" x 105.3 kg/m, la distancia entre ejes de viguetas en el sentido longitudinal a las tuberías no será mayor a 10 m y no excederá a 1 m en el sentido transversal a partir del paño exterior de cada tubería. Previo al hincado de las viguetas deberá realizarse una perforación guía de 80% del diámetro envolvente de la vigueta y hasta la profundidad de hincado bajo el nivel máximo de excavación (nme) sobresaldrán 0.5 m del nivel de la vialidad. La perforación será sin extracción sólo con batido. Terminado el hincado de las viguetas se procederá a descubrir las tuberías y realizar el encofrado de las mismas de acuerdo a la especificación correspondiente, se colocarán viguetas de 12" x 59.8 kg/m transversales al claro de 10 m formando un marco con las viguetas verticales antes hincadas, deberá garantizarse la unión entre viguetas mediante ménsulas y soldadura.

Posteriormente se colocará un tubo de acero de 20" de diámetro apoyado en los marcos previamente formados y del cual se colgarán estobos de 1/4" colocados a cada 50 cm que sujetarán el encofrado que contiene a los ductos de PEMEX, se deberá cuidar que los estobos queden perfectamente tensados por lo que se deberán utilizar grapas para dar tensión necesaria. El tubo que sujetará a los estobos descansará sobre la vigueta transversal y deberá fijarse a la misma mediante cuñas metálicas soldadas para evitar el movimiento.

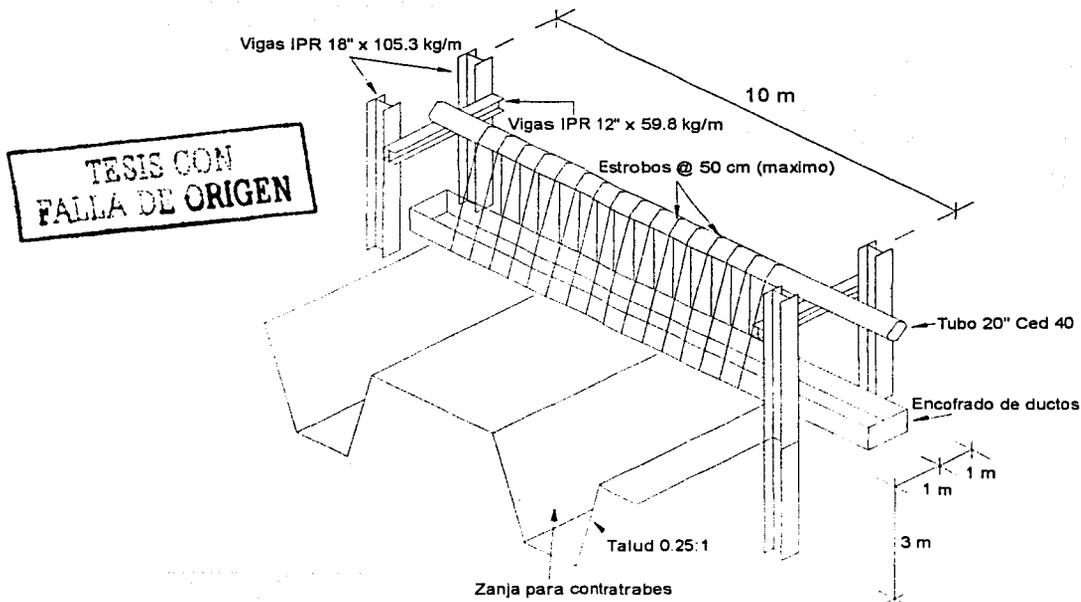
Alcanzado el nivel de desplante del cajón se realizará la excavación en zanjas para alojar las contratraves de cimentación, la excavación será con taludes en relación 0.25:1 y en una sola etapa, debiendo considerar el sobre ancho mínimo para la colocación de armados y maniobras.

El encofrado de las tuberías se debe realizar siguiendo las siguientes especificaciones. Descubiertos parcialmente los ductos se realizará un encofrado para cada una de las

tuberías con madera de ½" de espesor sujetado mediante estrobos de ¼" de diámetro colocados a cada 50 cm y colgados de un tubo de acero de 20" de diámetro ced 40 se deberá cuidar que los estrobos queden perfectamente tensados por lo que se deberá utilizar grapas para dar tensión necesaria. El tubo que sujetará los estrobos, a su vez se soportará en sus extremos sobre una viga metálica IPR de 12" con placas de solera soldadas para fijación del tubo la viga se colocará perpendicular al eje de excavación y se apoyara a su vez en muerdos de concreto de 1m x 1m x 0.5m con una resistencia de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ cimentados en el terreno natural separados al menos 1m del hombro de la excavación.

Para colocar el encofrado de madera se descubrirán totalmente las tuberías en tramos no mayores a 1.5 m; permitiendo así que la tubería se soporte sola durante la colocación de los estrobos, la colocación de las maderas y el posterior relleno de arena colocado a volteo hasta colgantear la longitud máxima de 10 m.

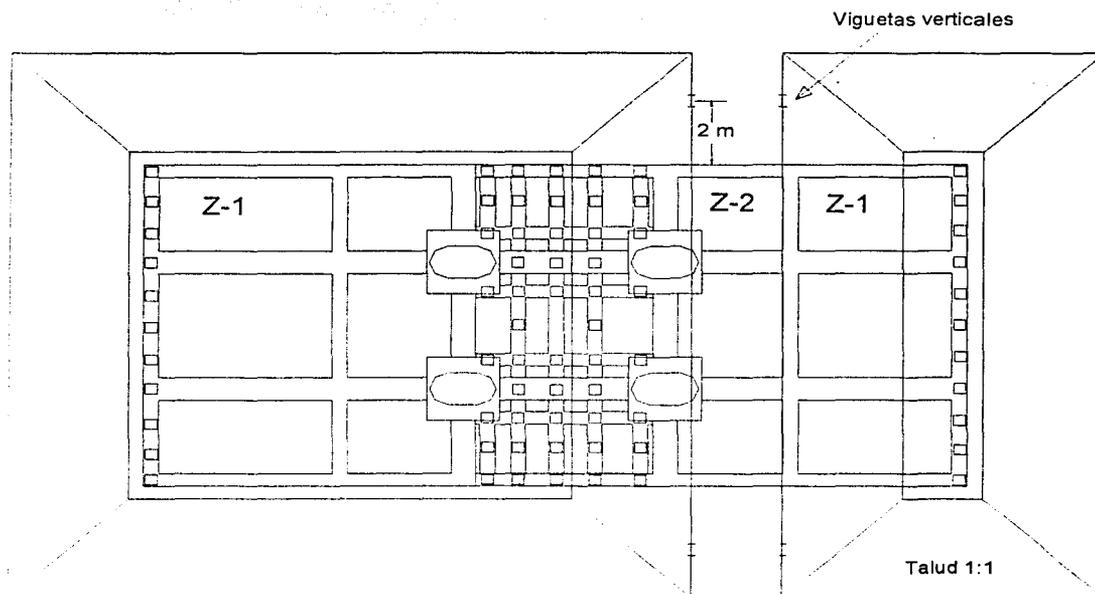
El procedimiento anteriormente descrito se ilustra con la figura siguiente:



Colganteo de Ductos de PEMEX

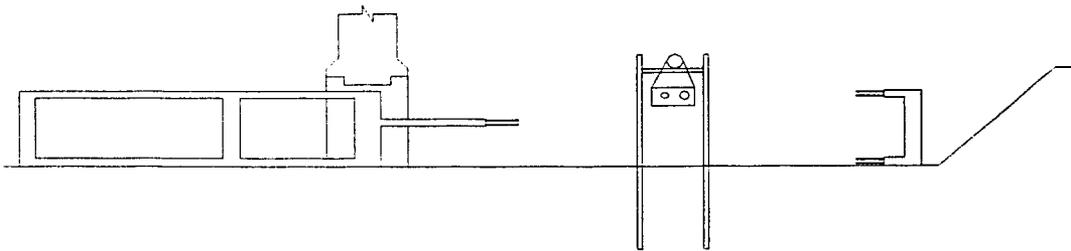
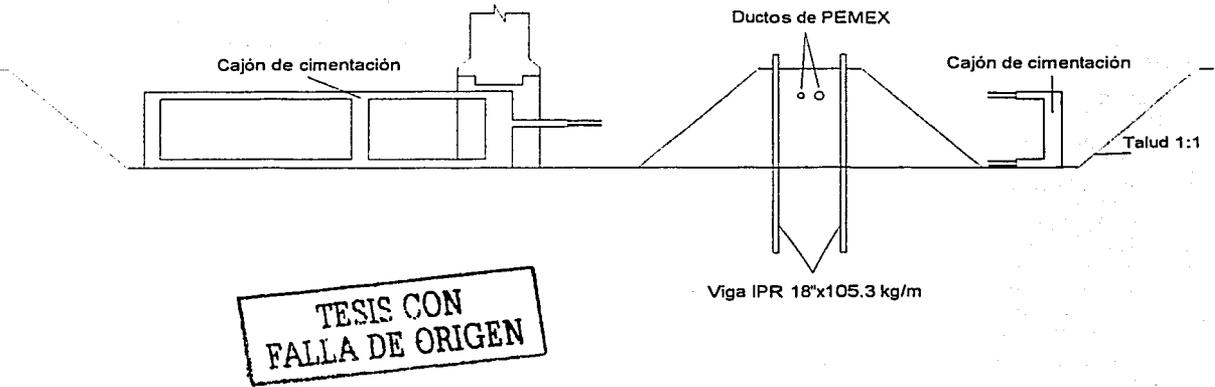
Posteriormente al hincado de la totalidad de los pilotes, así como las viguetas para el sistema de colgante de tuberías, se excavará el cajón por zonas (Z-1 y Z-2).

La Z-1 se excavará en talud 1:1 considerando un sobre ancho a partir de las cotas marcadas. Una vez alcanzado el nivel de desplante se procederá a la construcción de los cuerpos de acuerdo a la especificación general, en este tipo de cajones se permitirán las juntas constructivas en la losa de fondo, en las cercanías con las tuberías de PEMEX debiéndose tratar para su posterior continuidad de colado de acuerdo a la especificación general.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Colados los cuerpos del cajón y con las preparaciones necesarias para su posterior continuidad se procederá a realizar el colganteo de los ductos de PEMEX de acuerdo a las especificaciones.



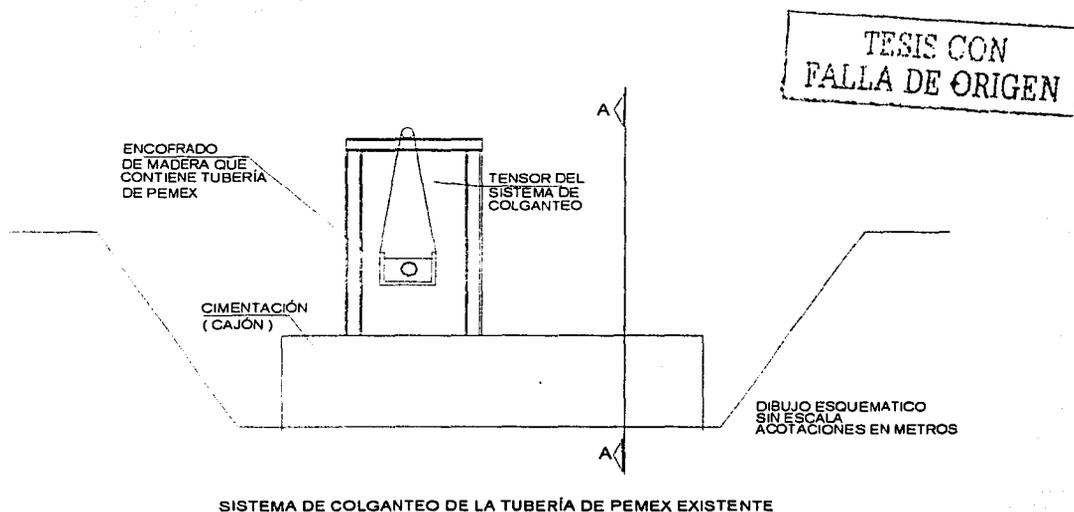
La excavación para descubrir los ductos será con herramienta manual y extremando las medidas de seguridad, el encofrado será de acuerdo a los procedimientos señalados.

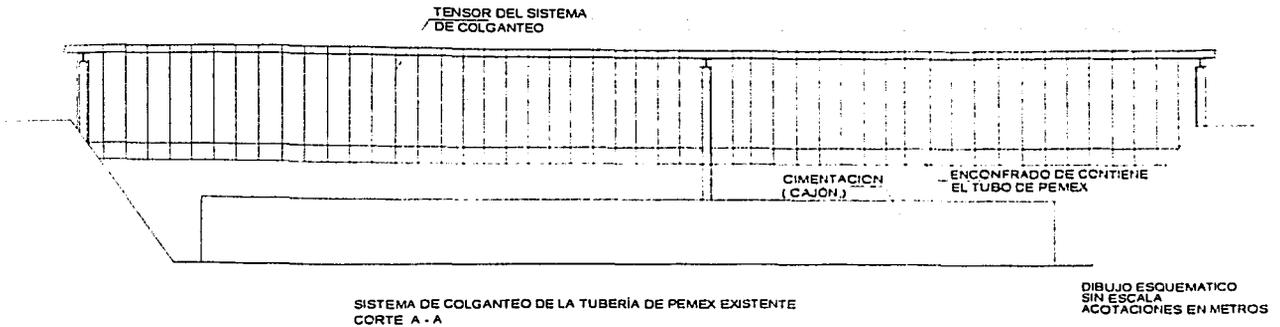
Una vez instalado el sistema de colaganteo de los ductos se realizará, la excavación en zanja para alojar las traveses que cruzan debajo de los ductos, la zanja se excavará en una sola etapa y con taludes 0.25:1.

Coladas las contratraves y la losa de fondo, y una vez alcanzado el 75% de la resistencia de proyecto se procederá a retirar el sistema de colganteo y se colocarán las tabletas que formaran la galería, posteriormente se rellenarán las excavaciones de acuerdo a la especificación general.

El procedimiento que se deberá efectuar para retirar el encofrado de madera, "recibir" la tubería de PEMEX y posteriormente retirar el sistema de colganteo (cables, viguetas hincadas, viga madrina y tubo de acero), una vez que el proceso de construcción de las cimentaciones en los cajones haya concluido. Se describe a continuación.

Asimismo, será necesario colocar el relleno atedado a las cimentaciones de los cajones, en la forma y con las características indicadas en los párrafos anteriores y de acuerdo con lo que se indica a continuación.



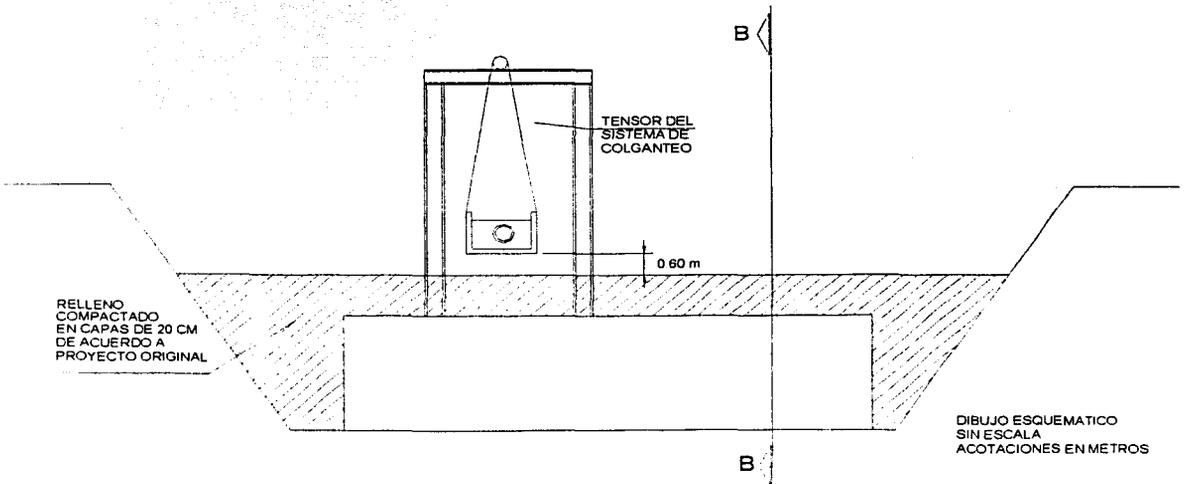


RELLENO EN LOS CAJONES.

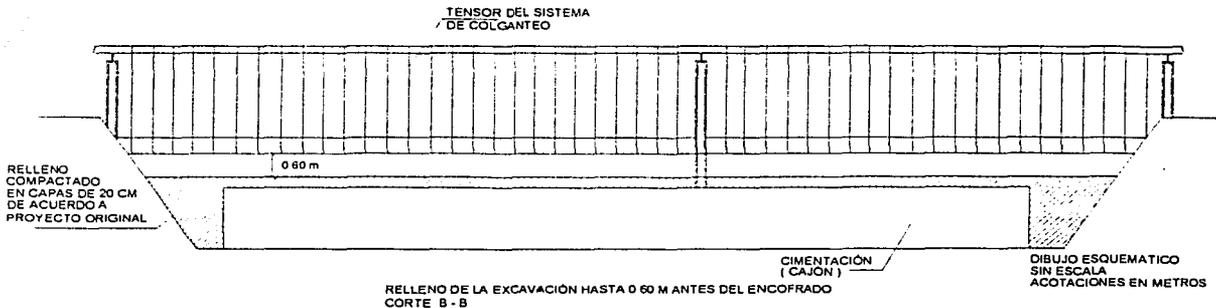
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

El proceso de relleno se efectuará tal como se indica en el proyecto original, utilizando un material areno-limoso (tepetate) en capas de 20 cm de espesor, compactadas Norma AASHTO estándar (T-99).

El proceso de relleno con tepetate se suspenderá 60 cm antes del lecho bajo del encofrado de madera, tal como se indica en las figuras.



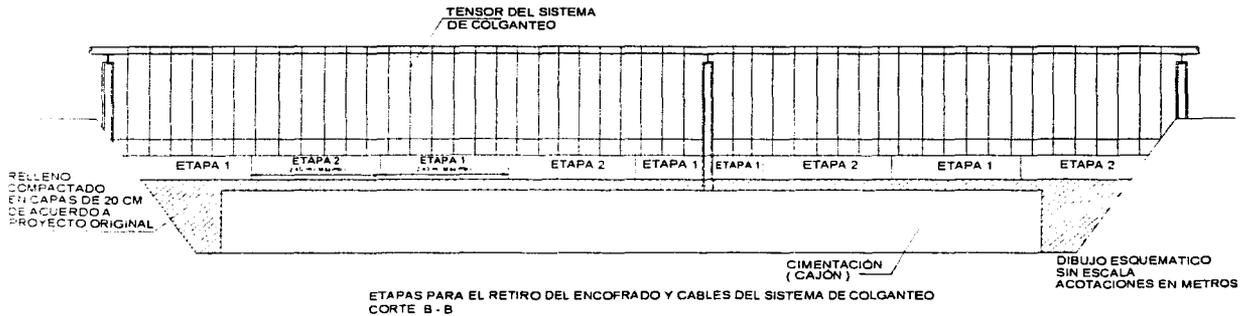
RELLENO DE LA EXCAVACIÓN HASTA 0.60 M ANTES DEL ENCOFRADO

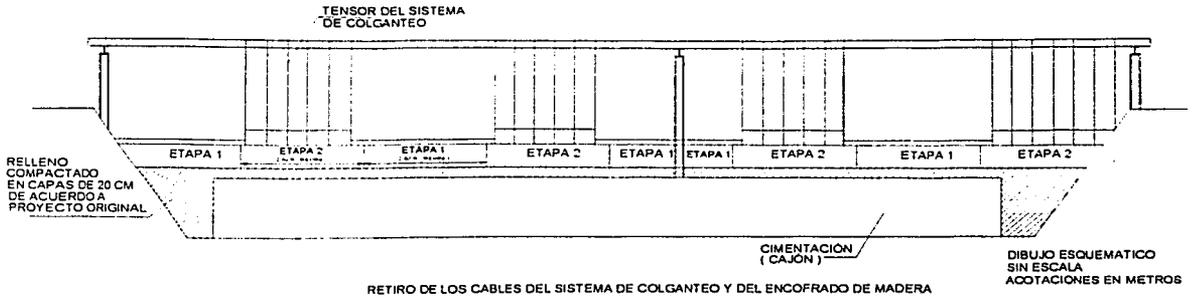


PROCESO PARA "RECIBIR" LOS DUCTOS DE PEMEX.

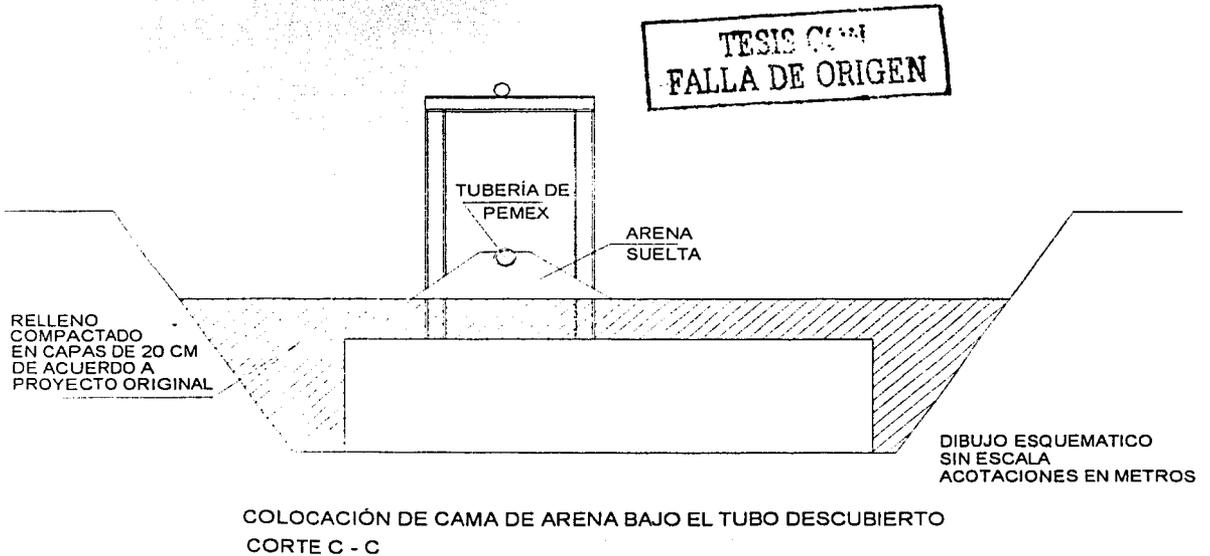
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Cuando el relleno haya alcanzado 60 cm, bajo el nivel del encofrado de madera, se procederá a retirar el sistema de cables que sostienen al encofrado de madera exclusivamente, en etapas de 2.40 metros de longitud, las etapas serán alternadas, tal como se indica en las figuras.

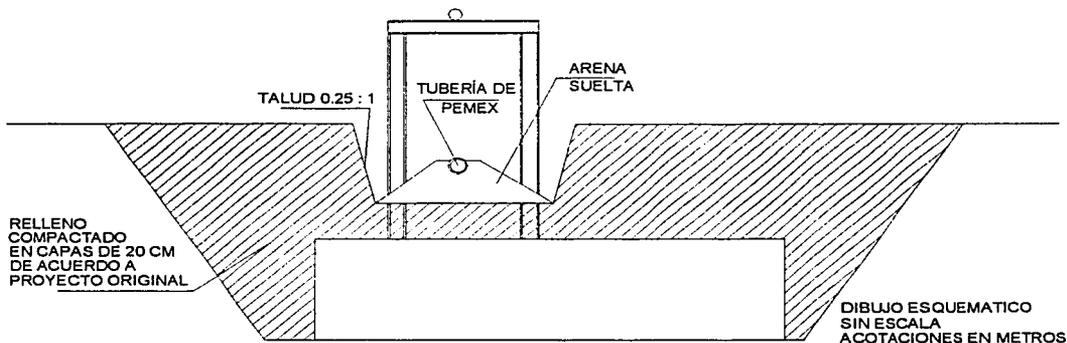




Una vez retirado el sistema de colganteo en las etapas marcadas con el número 1, se "recibirá" el tubo mediante la colocación de arena a volteo bajo el mismo, dicho material deberá envolver al tubo hasta su parte superior.

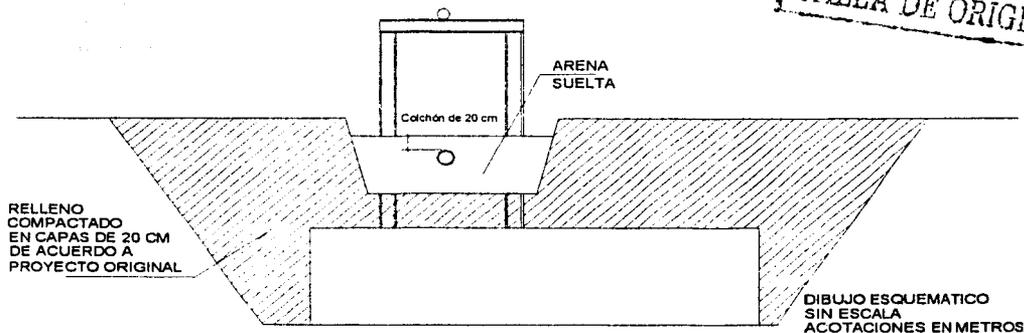


Se podrá iniciar el relleno lateral en las etapas marcadas con el No. 1 con material areno-limoso especificado en el proyecto original dejando un talud hacia la zona donde se encuentre localizado el tubo "recibido" con una inclinación de 0.25:1 (horizontal:vertical), mostrado en la figura. Dicho talud también deberá conformarse hacia los lados que colinden con las etapas No.2.



RELLENO EN LAS ZONAS ALEDAÑAS A LA TUBERÍA DESCUBIERTA

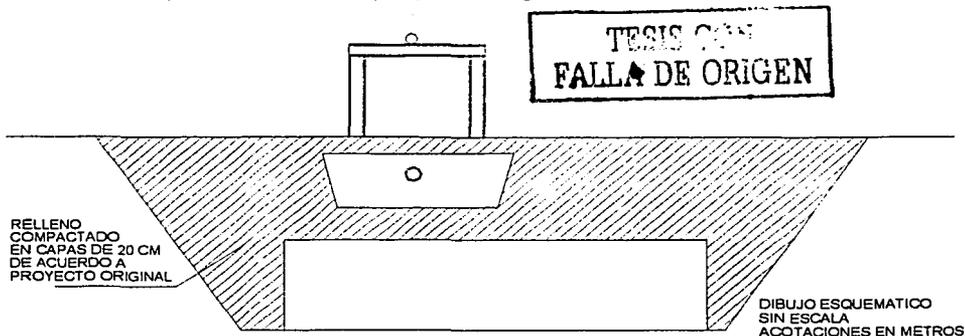
Cuando el relleno areno-limoso lateral haya rebasado 30 cm por arriba de la clave del tubo de PEMEX se colocará sobre dicho tubo un colchón de arena de 20 cm de espesor a partir de la clave del mismo.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

COLOCACIÓN DE ARENA SOBRE EL TUBO DE PEMEX

El material areno-limoso de relleno se colocará sobre la tubería de PEMEX en capas de 20 cm de acuerdo a lo especificado en el proyecto original.



CONFIGURACIÓN FINAL DEL RELLENO DE LA EXCAVACIÓN

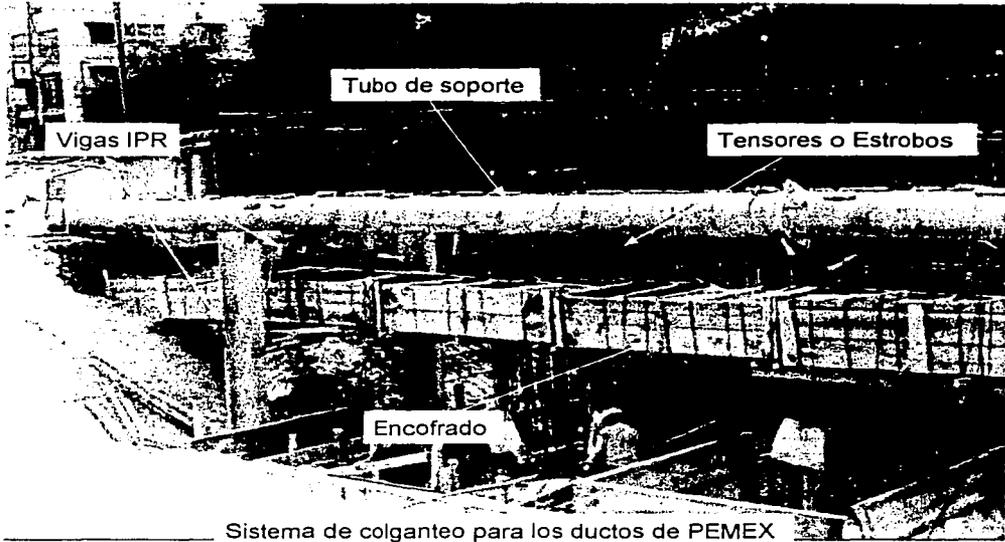
Una vez concluidas las etapas No. 1 se podrá iniciar el relleno en las etapas No 2 siguiendo el mismo procedimiento indicado en los párrafos anteriores.

RETIRO DEL SISTEMA DE COLGANTEO.

Posteriormente, cuando las etapas 1 y 2 hayan sido rellenadas en su totalidad, se procederá al retiro de la estructura que soportaba al sistema de colganteo (cortar viguetas hincadas, retirar la vigueta horizontal y el troquel longitudinal).

NOTAS IMPORTANTES.

No podrán retirarse los cables del sistema de colganteo en las etapas marcadas con el N°2, hasta que el relleno en las etapas marcadas como N°1 haya finalizado y transcurrido tres horas de su colocación. La compactación del material areno-limoso bajo el cajón de madera podrá efectuarse con un rodillo liso ligero. Las primeras dos capas de relleno areno-limoso que se coloquen arriba del tubo de PEMEX, deberán compactarse al 85% de su Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) según de la Norma AASHTO estándar (T-99), con el fin de no dañarla. Las capas superiores se compactarán con la energía de compactación especificada por el proyecto original.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3.1. Actividades preliminares para el proceso constructivo del sistema de cimentación.

Una vez que en la fase de diseño se ha determinado, el diseño de los elementos estructurales del sistema de cimentación y los procesos constructivos necesarios para llevar a cabo la construcción de la cimentación de la estructura, incluyendo para esto las condiciones particulares que prevalecen en el sitio, es conveniente tomar en cuenta la necesidad de realizar una serie de actividades previas a la construcción de los sistemas de cimentación, denominadas obras inducidas, este conjunto de actividades programadas, relativas a dar solución a todas aquellas interferencias que se presentan para llevar a cabo la construcción de las obras del puente. La mayoría de estas actividades se tienen que realizar de manera previa a la construcción del sistema de cimentación, aunque se pueden presentar algunas que son independientes a éste por lo que se pueden desarrollar de manera paralela a la construcción de la cimentación.

Una obra inducida que invariablemente se presenta en la construcción de un puente, es el desvío y adecuaciones a las redes hidráulicas y sanitarias, esto sobre todo en una obra de la magnitud como la del proyecto en análisis, induce directa o indirectamente la modificación de éstas redes en su zona de influencia.

Para esto se especifican criterios y lineamientos generales que deberán aplicarse en la elaboración de proyectos para desvíos o adecuaciones a las redes hidráulicas municipales y a sus instalaciones, así mismo se tienen directrices para la solución del drenaje pluvial con los nuevos entronques viales y cárcamos de bombeo para aguas pluviales.

Ejemplos de obras inducidas son:

Confinamiento de la zona de obra.

Desvíos y adecuaciones a las redes hidráulicas y sanitarias.

Construcción de pozos de visita.

Construcción e instalación de alumbrado y semáforos.

Construcción y reconstrucción de pavimentos de las vialidades y estacionamientos.

Construcción de banquetas, guarniciones, andadores, paraderos y estacionamientos.

Construcción de pasos peatonales.

Muros de contención.

Colocación de señalamientos.

El proyecto de desvíos y adecuaciones a las redes hidráulicas y sanitarias, se auxilia con la información proporcionada por las dependencias oficiales que tienen a su cargo la infraestructura, la cual por lo general es aproximada ya que se realizó con información de proyecto y no se reflejan modificaciones que se dieron durante la construcción así como los cambios que pudieron realizarse posterior a su construcción.

Por lo anterior como parte de los trabajos previos se deben efectuar calas en el sitio de la obra con el fin de garantizar la correcta ubicación de las instalaciones. Una cala es una excavación que permite confirmar la información sobre un elemento en particular (posición, características, funcionamiento, etc).

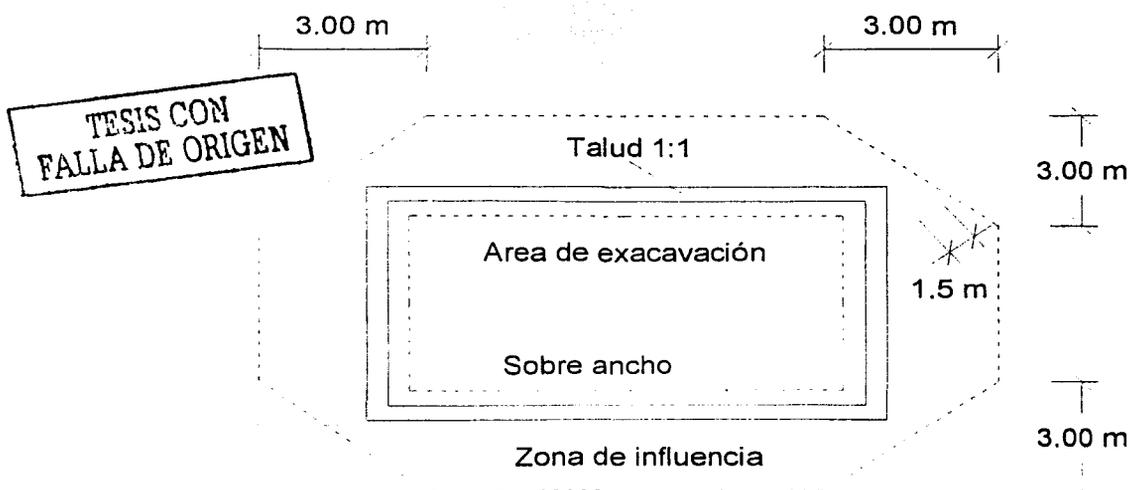
Como se ha observado en el desarrollo de este documento por lo general las líneas secundarias de las redes hidráulicas se detectan hasta el desarrollo de la obra una vez que se haya confinado el sitio y puedan efectuarse los sondeos de localización (calas), sólo entonces se podrá manejar información más exacta y obtener el trazo del desvío adecuado. Es indispensable retroalimentar a las partes encargadas del proyecto con esta información, para que se verifiquen las posibles interferencias con otras instalaciones y con la obra misma. Así mismo es importante que previamente a la adquisición de los materiales se corrobore la información en cuanto a características para que se adecue a las existentes.

4.3.2. Detección de interferencias y procesos constructivos para eliminarlas.

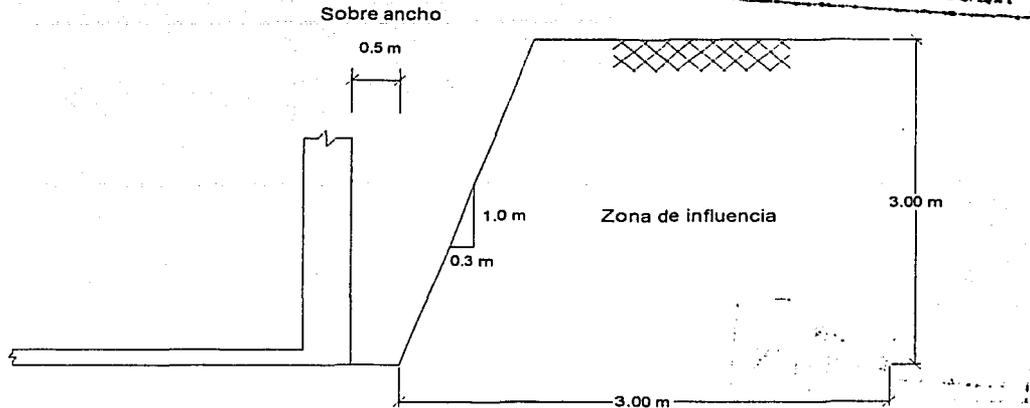
El procedimiento a seguir para realizar las actividades de: perforación previa, hincado de pilotes, excavación para cajones de cimentación y rellenos locales se describió con la especificación correspondiente, en este apartado se complementan las actividades adicionales que se realizarán en las áreas de interferencias municipales tales como: ductos de luz, tuberías de agua potable, drenaje y vialidades, en algunos de los cajones de cimentación del puente vehicular.

En cualesquiera de las interferencias se deberán proteger las instalaciones municipales que se vean directamente influenciadas por el desarrollo de la obra. Las protecciones se realizarán, modificando o adecuando tanto como sea necesario el procedimiento constructivo de la obra en el área y actividades que se considere de influencia riesgosa para las instalaciones.

Se considerará como área de influencia de la obra, aquella zona que rodea a las excavaciones en un perímetro de una vez la profundidad de excavación a partir del pie del talud, para el caso se considera de 3 m. En las esquinas se considerará 1/2 de la profundidad como se muestra en las siguientes figuras.



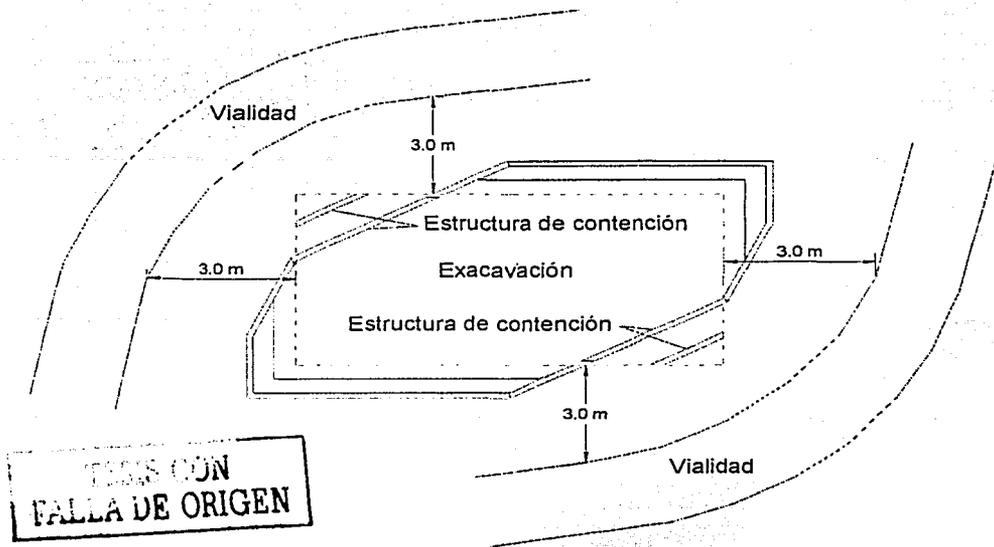
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



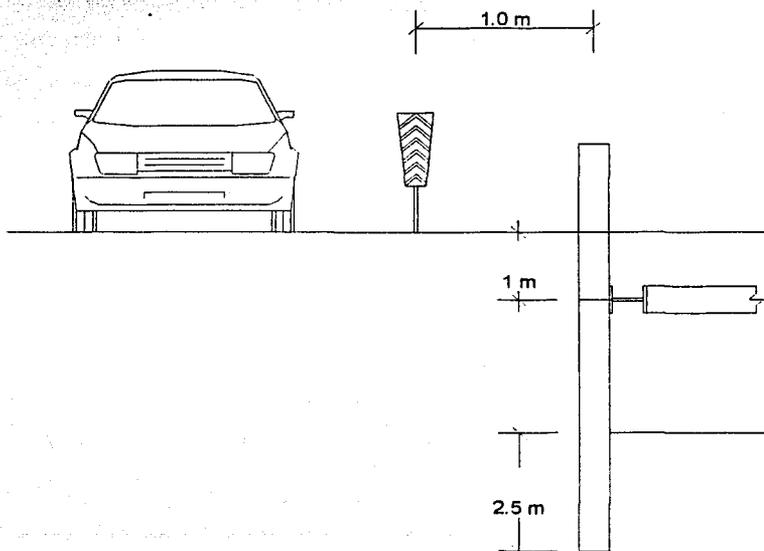
Trazada la geometría de cada cajón en sitio en los que se infiera la existencia de interferencias, es conveniente se realicen calas con el objeto de detectarlas. Estas calas se realizarán siguiendo el perímetro de la cimentación y hasta la profundidad de desplante de la misma, ejecutándose con el equipo y precaución necesaria para que en caso de presentarse interferencias se detecten sin dañarse. Verificada y referenciada la existencia de interferencias se rellenarán a volteo las calas.

Vialidad.

En el caso de cimentaciones que invadan o influyan a las vialidades se bandeará el tráfico de tal forma que éste quede fuera de la zona de influencia, de no ser posible esto, se colocará una estructura de contención temporal a base de viguetas IPR, tablonés y polines, siempre que la distancia perpendicular entre el paño más cercano de la vialidad a la excavación y el límite de esta sea menor al ancho de la zona de influencia. El procedimiento se describe a continuación:



La zona de ademe o contención temporal se ubicará en el perímetro de la excavación que se encuentre más cercano a las vialidades y se prolongará en ambos sentidos a partir de dicho punto. El eje del ademe deberá ser paralelo al perímetro de la excavación y se restringirá el paso vehicular a una distancia mínima de 1.0 m del mismo.

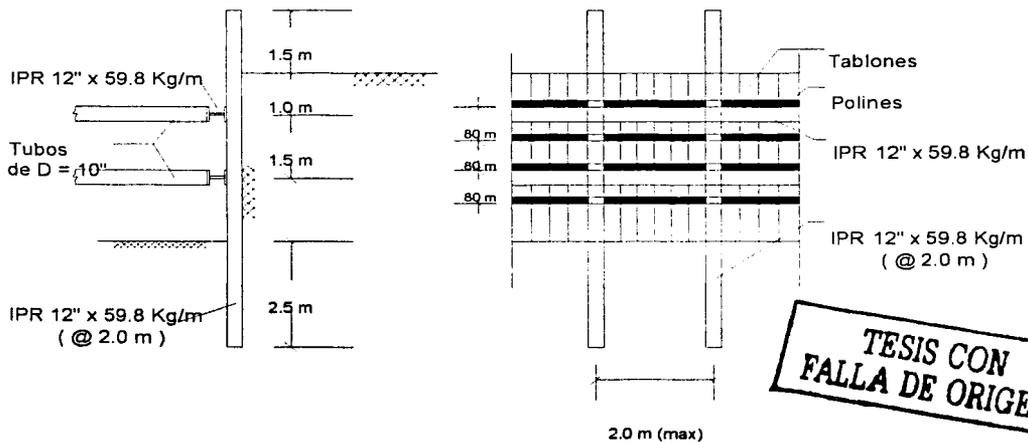


Una vez ubicada la posición del ademe se podrá realizar una perforación previa para el hincado de viguetas de acero tipo IPR-12"x 59.8 kg/m a cada 2 m máximo. La profundidad de hincado de las viguetas deberá ser de cuando menos 2.5 m por debajo del nivel de proyecto de excavación.

Se iniciará la excavación sin exceder los 1.5 m de profundidad. A esta profundidad se colocarán tablonces de 2" de espesor entre las viguetas IPR, los que serán rigidizados con polines horizontales de 6" y cuñas de retaque. La separación vertical entre polines será de 80 cm (máximo).

A la profundidad de 1 m se procederá a colocar una vigueta madrina perimetral en forma transversal a las que fueron previamente hincadas. La vigueta será del mismo tipo que las verticales mencionadas (IPR) y con las mismas características. Las viguetas deberán sujetarse firmemente al tablaestacado.

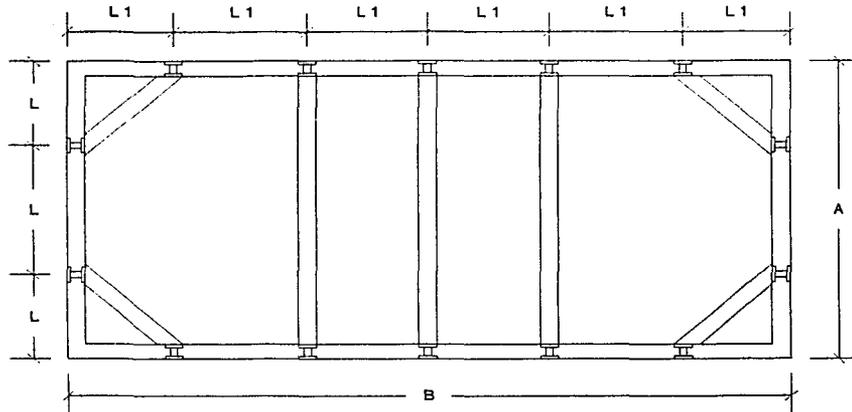
A la misma profundidad (1 m) se procederá a la colocación de un apuntalamiento, que podrá constituirse por tubos de 10" de diámetro (CED. 40 min). Estos elementos se apoyarán contra las vigas mdrinas de forma transversal o bien diagonales (pata de gallo). Los puntales deberán apoyarse perfectamente, garantizando siempre la estabilidad del ademe. Entre los puntales y las vigas mdrinas no deberá existir holgura alguna.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Una vez, cumplidos los puntos anteriores la excavación se continuará hasta alcanzar una separación de 1.5 m del nivel de la madrina anterior, donde se procederá a realizar las mismas actividades que en el tramo anterior. Posteriormente se continuará la excavación hasta la profundidad de desplante de proyecto, los últimos 30 cm se excavarán con herramienta manual para evitar el remoldeo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

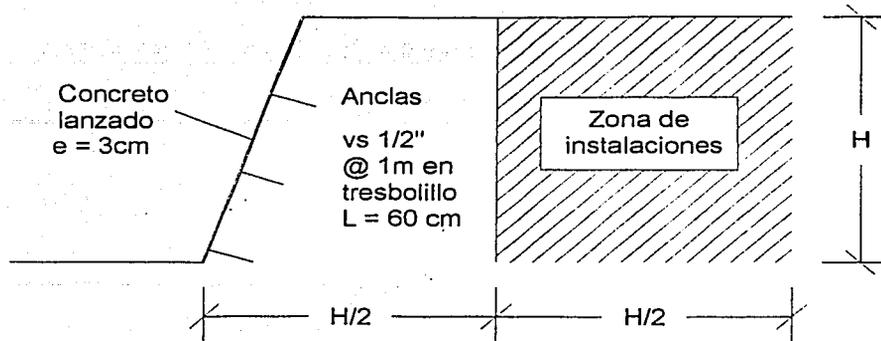


Puntales en toda el área

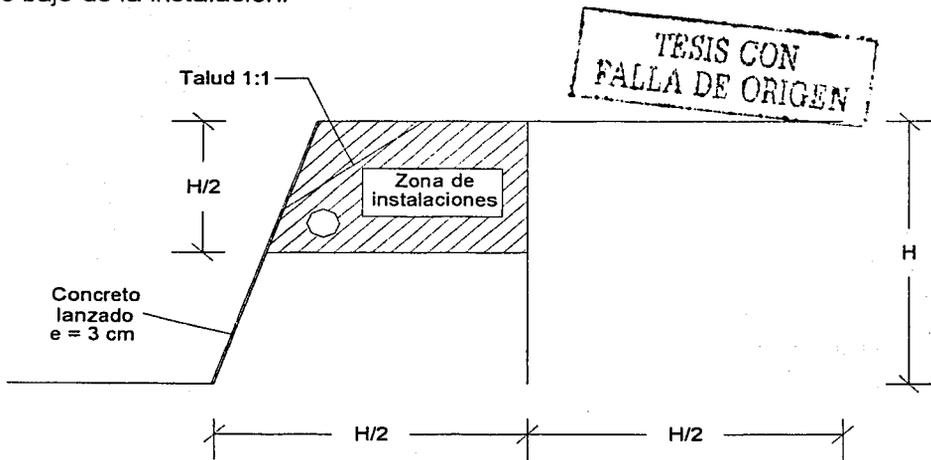
Una vez concluidas las actividades de armado y colado del cajón (máximo 7 días), se procederá a rellenar la parte exterior de éste con tepetate compactado al 90% de la prueba Proctor Estándar en capas de 20 cm. Durante este proceso se recuperará gradualmente el sistema de tablaestacado.

Instalaciones municipales superficiales.

En el caso de instalaciones municipales influenciadas que se ubiquen a una profundidad menor a 3 m, fuera del área excavada y a una distancia horizontal mayor que $1/2$ de la profundidad de excavación, se limitará el tiempo en que permanecerá abierta ésta a 3 días, de no ser posible, será necesario proteger el talud mediante malla de gallinero anclada con varilla de $\Phi = 1/2''$ colocada a 1 m en tres bolillo al terreno y una capa de 3 cm de concreto lanzado a lo largo de todo el hombro del talud.



Cuando las instalaciones se ubiquen en la mitad inmediata de la zona de influencia y a una profundidad menor a $1/2$ de la excavación, se tenderá el talud a una relación 1:1 apartir del lecho bajo de la instalación.



En caso de presentarse en la mitad inferior de la excavación se protegerá el talud mediante malla de gallinero y concreto lanzado. Esta práctica será aplicada en aquellos casos en que se presenten suspensiones de obra que demanden de un tiempo mayor a 2 veces el especificado en proyecto (7 días). Durante la temporada de lluvias el tiempo de exposición sin protección se reducirá a 1.5 veces el de proyecto.

En caso de detectarse grietas longitudinales al hombro del talud, se tenderá éste hasta que las mismas queden comprendidas en la zona de corte o bien se colocará un sistema de contención temporal análogo al indicado.

Las instalaciones que se ubiquen total o parcialmente dentro de la excavación y no sea posible desviarlas se soportarán (colgante) temporalmente mediante elementos estructurales especialmente diseñados para que no se interrumpa su servicio. En el caso de instalaciones que por cualquier razón no sea posible colgante, desviar o bien afecten directamente al cajón de cimentación, se construirán con las restricciones que la instalación demande elementos de protección que garanticen la integridad de las mismas, tales como galerías, pasos, etc., los que se definirán una vez verificada en campo su posición y geometría

Instalaciones Municipales Profundas.

Se consideran instalaciones municipales profundas aquellas que se ubican por debajo del nivel de desplante de los cajones de cimentación. El proyecto contempla la perforación guía para los pilotes hasta 1.0 m por debajo de las instalaciones detectadas. En los casos donde exista incertidumbre en la posición de estas instalaciones, se deberá contemplar una secuencia en la perforación guía, para poder detectar la posición de las instalaciones (Interceptor) y evitar pilotear en la zona de paso del interceptor.

Rellenos.

Todos los rellenos que se coloquen en la zona de obra y no tengan una función estructural u ornamental deberán colocarse y compactarse con material limo-arenoso (tepetate), compactado al 90% AASHTO estándar (T-99) en capas de 20 cm (máximo) de espesor y obtener un valor relativo de soporte (VRS) de 20% (mínimo).

4.3.3. Realización de desvíos en las instalaciones existentes para la realización del sistema de cimentación.

Como hemos venido presentando en este capítulo, uno de los elementos más comunes que interfieren en la construcción de una cimentación, es la presencia de tuberías. Estas instalaciones por razones obvias se ubican en los derechos de vía, a nivel subterráneo principalmente, siendo estas trayectorias las mismas que se designan para la ubicación de la infraestructura vial. El derecho de vía son las trayectorias determinadas por el estado para proporcionar la infraestructura que permita el tránsito de personas y mercancías a través del territorio nacional.

En general en la construcción de puentes vehiculares sobre todo del tipo urbano es frecuente encontrar un número importante de instalaciones que interfieren con la trayectoria de los mismos y por lo tanto se vuelve necesario llevar a cabo adecuaciones en las trayectorias de las instalaciones para poder construir los elementos que conforman el sistema de cimentación.

La presentación de las trayectorias y modificaciones que se plantean de las instalaciones del proyecto del puente vehicular Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía, tiene como objetivo mostrar la importancia que tiene, tanto en la fase de diseño, planeación y construcción del proyecto, la presencia de estas instalaciones en la zona de influencia del proyecto, ya que conlleva la adecuación o restricción de los elementos estructurales, los procesos constructivos y las actividades previas que se agregan para adecuar el sitio y poder construir la estructura (sistema de cimentación), ya que de manera ineludible impacta en los costos del proyecto.

En las siguientes figuras se muestran las trayectorias y adecuaciones de algunas de las instalaciones existentes a lo largo de una zona que comprende el proyecto del puente vehicular Distribuidor Vial Zaragoza-Oceanía.

Distribuidor Vial Zaragoza-Oceania
Zona "A"

TAPO

Francisco del Paso y Troncoso

Puenteros

Francisco Espejel

Calzada J. Zaragoza

Enlío Carretera

Waldo Martín del Campo

Carlos Santana

José J. Jasso

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Agua Potable D=20"
- Agua Potable D=20" (Cancelada)
- Agua Potable D=20" (Tubera de acero)
- Agua Potable D=16"
- Agua potable D=16" (Cancelada)
- Agua Potable D=6"
- Agua Potable D=4"



Distribuidor Vial Zaragoza-Oceania
Zona "A"

TAPO

Francisco del Paso y Troncoso

Puenteros

Francisco Espejel

Waldo Martín del Campo

Carlos Santana

José J. Jasso

Calzada I. Zaragoza
Emilio Carranza

- Tubería de Agua Tratada (D=6")
- - - Tubería de Agua Tratada (Desvío)
- ~ Tubería de Agua Tratada (Cancelada)
- ▭ Colector (D=0.61 m)
- ▭ Colector D=0.61 m (Cancelado)
- ▭ Colector (D=0.30 m)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Distribuidor Vial
Zaragoza-Oceania

Zona "A"

TAPO

Francisco del Paso y Troncoso

Puenteros

Francisco Espejel

Waldo Martín del Campo

Carlos Santana

José J. Jasso

Calzada I. Zaragoza

Enlío Carranza

- Tubería de PEMEX (D=12" y D=8")
- Tubería de Gas (D=4")
- - - Desvio de la tubería de Gas (D=4")



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.4.- Pruebas de carga para pilotes de fricción.

Las incertidumbres relativas al comportamiento de cimentaciones basado en pilotes, tanto a lo referente a capacidad de carga como a los asentamientos, son relevantes dentro del orden práctico, aunado a los altos costos que conlleva construir estas cimentaciones, estos aspectos incitan hacia una investigación adicional. Generalmente se considera que uno de los mejores métodos para estimar la capacidad de carga de un elemento de cimentación consiste en realizar una prueba de carga directamente sobre el lugar en que la cimentación haya de construirse, empleando un modelo del elemento en cuestión que sea representativo.

La normativa para las construcciones en el Distrito Federal nos requiere que las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción se verifiquen mediante pruebas de cargas si hay incertidumbre sobre las propiedades de los suelos.

Las pruebas de carga de pilotes tienen, las ventajas que emanan de la investigación directa a escala natural y los inconvenientes que puede atribuirse a las necesarias inversiones en tiempo y dinero. Una limitación de importancia en estas pruebas es la diferencia que existe entre el comportamiento de un pilote y un grupo de pilotes tanto en lo relativo a capacidad de carga como a los asentamientos. Con una prueba de carga en un pilote puede obtenerse información en los siguientes aspectos:

- 1) El resultado de una prueba de carga da la capacidad de carga por fricción lateral de un pilote.
- 2) El asentamiento total del pilote bajo la carga. Esta información es bastante confiable en pilotes desplantados en suelos cohesivos susceptibles a asentamientos de importancia o en pilotes de fricción embebidos en arcillas blandas, sin embargo, los asentamientos de la prueba no representan los que se tendrán en el pilote cargado a largo plazo, la razón de esto es que los fenómenos de compresibilidad están ligados al tiempo y los periodos de prueba no son representativos por el corto tiempo de vida de los pilotes prototipo. Tampoco debe olvidarse que en lo referente a asentamientos son máximas las diferencias que pueden tenerse entre el comportamiento de un pilote y de un grupo de pilotes.

Una prueba de carga en pilotes consiste esencialmente en cargar al pilote en incrementos hasta llegar al valor máximo previsto en la prueba, generalmente del orden del doble de lo que se estima que sea la carga de proyecto y en medir por algún procedimiento los asentamientos correspondientes en la cabeza del mismo pilote.

Cada incremento de carga deberá dejarse el tiempo necesario como para que el asentamiento prácticamente cese. El asentamiento de la cabeza del pilote se debe a deformaciones elásticas (recuperables al retirar la carga) tanto en el suelo como en el propio pilote y a deformaciones plásticas (que permanecen al retirar la carga) del suelo. Estas deformaciones son las que causan generalmente los asentamientos excesivos en las estructuras y son, por lo tanto, los que deben evitarse. En una prueba de carga deben deslindarse los dos tipos de deformación, puesto que las deformaciones plásticas son las que interesa definir en las pruebas de carga. Para esto es necesario efectuar procesos cíclicos de carga y descarga, durante los cuales el pilote llegue a cargas máximas cada vez mayores.

En la figura 4.5-1 se muestra una gráfica que ilustra los resultados típicos de una prueba de carga.

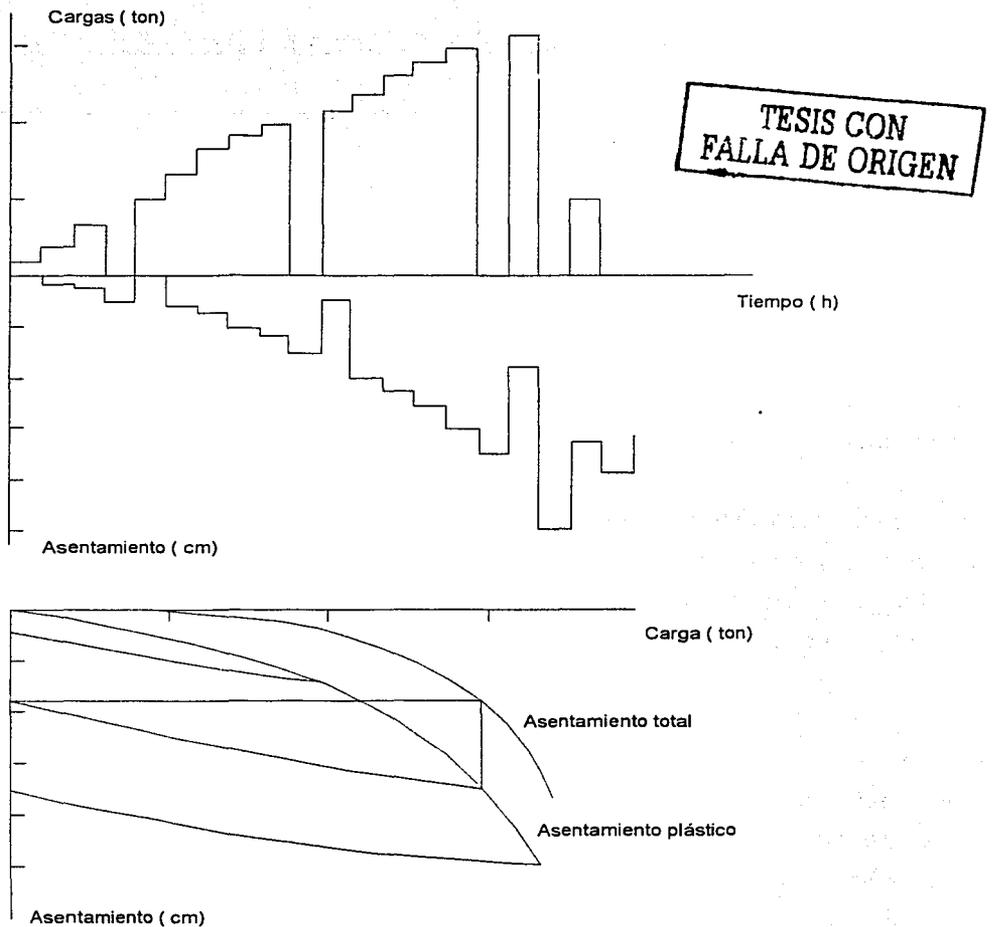


Diagrama de correlación típico entre carga-asentamiento vs tiempo
en una prueba de carga en un pilote

figura 4.5-1

Primeramente se ilustra el proceso de carga en incrementos, detallando los tiempos en que se colocaron y registrando los asentamientos que se produjeron. Cada incremento se dejó un lapso de tiempo sobre el pilote, lo suficiente para que los asentamientos cesaran. Se realiza una primera descarga y el asentamiento del pilote en dicha descarga se recuperó totalmente,

lo que indica que es de naturaleza elástica. Se carga nuevamente y se lleva a una carga mayor y nuevamente se descarga quedando ahora un asentamiento remanente. Se realiza otra carga incrementando la carga hasta superar la anterior y se descarga midiéndose en asentamiento no recuperable.

En la siguiente parte de la gráfica se muestra la relación carga vs asentamiento total y la gráfica correspondiente a los asentamientos plásticos, ésta última se obtuvo de los resultados de la gráfica del proceso de carga en incrementos que permiten trazar en forma aproximada las trayectorias de descarga. Con la deformación permanente en carga cero y el valor de la carga a partir de la que se descargó el pilote se obtienen puntos sobre la curva de asentamientos plásticos.

Una vez obtenida la curva de asentamientos totales y plásticos contra la carga pueden suceder dos casos: Primero que en las curvas se defina el punto de falla por un quiebre evidente por lo que no hay duda respecto a la carga de falla, en este caso lo único que se requerirá para determinar la carga de trabajo será escoger un factor de seguridad adecuado para dividir por él la carga de falla, este factor es frecuentemente del orden de 2.

Existe un segundo caso, en el que no es sencillo determinar el punto de falla, debido a lo gradual del cambio de pendiente de las curvas asentamiento vs carga. En este caso es preciso definir lo que se considerará carga última del pilote por medio de un criterio conveniente y, hasta cierto punto arbitrario.

4.4.1. Prueba de carga estática en pilotes.

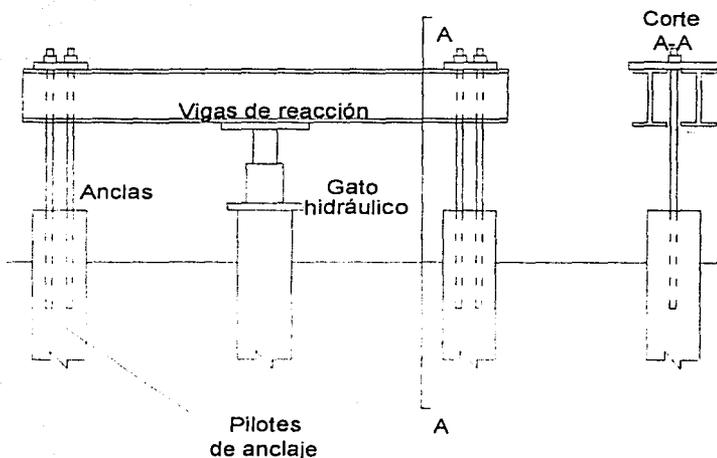
En el presente capítulo se muestra el procedimiento para llevar a cabo una prueba de carga estática en los pilotes de los cajones de los diferentes apoyos del Distribuidor Vial Zaragoza, con el fin de determinar la capacidad de carga de dichos elementos.

La prueba de carga que se indica a continuación es de tipo estática, a compresión y se rige por el criterio de carga controlada con velocidad de asentamiento mínima al término de cada incremento de carga. Dicho criterio consiste en aplicar incrementos de carga constantes hasta que el pilote desarrolle su carga última. Cada incremento de carga se aplicará una vez que el asentamiento del pilote provocado por el incremento anterior sea mínimo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESTRUCTURA DE REACCIÓN.

La estructura de reacción consistirá en una viga metálica (viga de reacción), la cual estará unida en sus extremos a la cabeza de dos pilotes (pilotes de anclaje) por medio de anclas de acero. En la figura PCS-1 se muestra esquemáticamente la configuración del sistema de reacción.



Esquema de la estructura de reacción

Dibujo esquemático sin escala

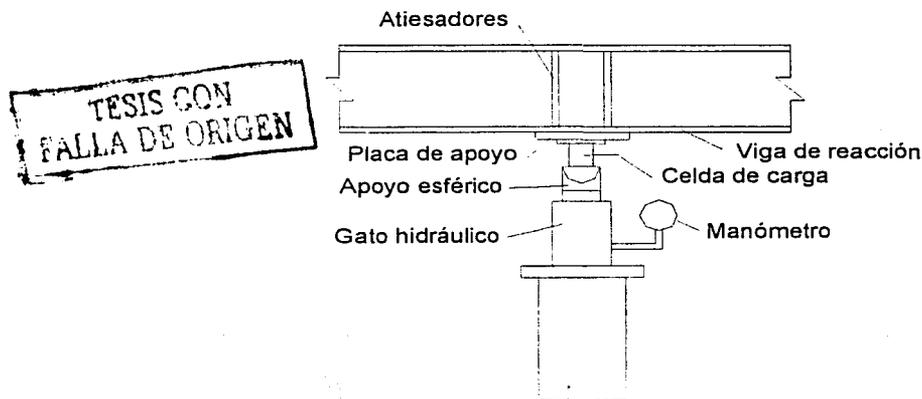
Figura PCS-1

Como se van a aprovechar los pilotes aledaños como pilotes de anclaje, se deberá asegurar que estén alineados con el pilote de prueba, para evitar excentricidades en la carga.

La estructura de reacción deberá diseñarse estructuralmente para soportar una carga aproximada concentrada a la cabeza del pilote del 130% de la carga última del pilote (150 toneladas aprox.), y esta servirá para las pruebas en pilotes de 25 a 31 metros de longitud.

MONTAJE DEL SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS.

Las cargas a las que va a ser sometido el pilote se aplicarán desde la superficie por medio de un gato hidráulico con una capacidad para aplicar como mínimo 150 toneladas concentradas a la cabeza del pilote. Dicho gato se colocará en la cabeza del pilote y apoyará contra el marco de reacción el cual se describió en el inciso anterior. El gato deberá contar con un manómetro para poder llevar un registro de la carga que se aplica al sistema y una bomba hidráulica de aplicación de presión. Estos tres elementos deberán estar calibrados por un laboratorio especializado para tener lecturas fidedignas. (Figura PCS-2).



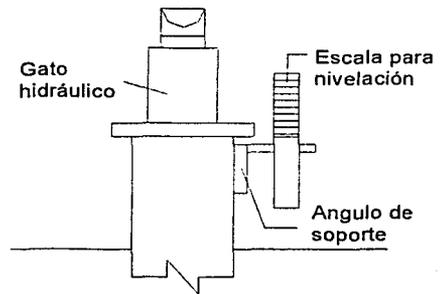
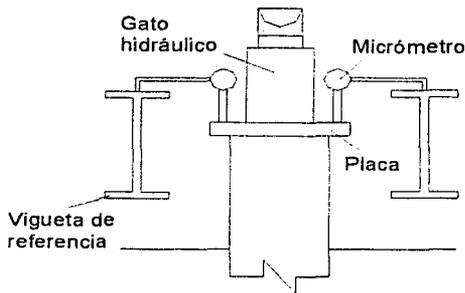
Esquema del sistema de aplicación de carga (gato hidráulico)

INSTRUMENTACIÓN

En la cabeza del pilote se utilizarán 4 micrómetros de carátula con el acomodo que se muestra en la figura PCS-3, los cuales se fijarán a una estructura que servirá de sistema de referencia (descrita mas adelante) y apoyarán contra un vidrio que se fijará a la cabeza del pilote por medio de un grout; dicho vidrio será nivelado para asegurar su posición horizontal, esto con el fin de medir las deformaciones que sufra la cabeza del pilote cuando ésta sea sometida a las cargas propias de la prueba.

Es importante que se fijen puntos para control topográfico tanto de la cabeza de los pilotes involucrados en la prueba de carga, como del sistema completo de la prueba de carga con un punto alejado del sitio donde se lleva a cabo la misma.

TIENE CON
FALLA DE ORIGEN

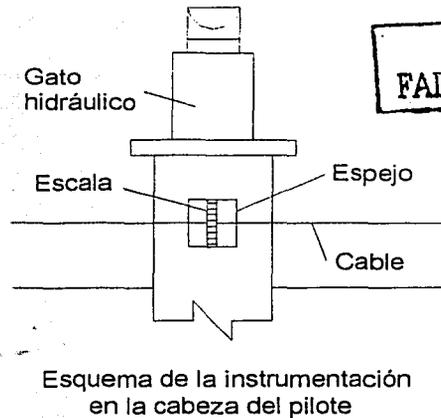


Esquema de la colocación de instrumentación de cabeza del pilote

Dibujo esquemático sin escala

Figura PCS-3

Otro sistema de instrumentar la cabeza del pilote es fijar un espejo y una escala graduada en mm a la cabeza del pilote de prueba; la referencia horizontal es un cable delgado a tensión fijo a dos postes alejados del pilote de prueba. Figura PCS-4



Dibujo esquemático sin escala

Figura PCS-4

MONTAJE DEL SISTEMA DE REFERENCIA DE LAS MEDICIONES

Una vez que el pilote haya sido hincado y que el sistema de carga haya sido armado, se colocará la estructura prehabilitada de referencia empleada para realizar las mediciones. Dicha estructura estará formada por ángulos metálicos, la cual deberá tener un recubrimiento de fibra de vidrio y papel aluminio para minimizar las deformaciones provocadas por los cambios de la temperatura del entorno. Se recomienda además colocar una lona impermeabilizada que cubra de las inclemencias del clima a todo el sistema de carga para minimizar las deformaciones producidas por los cambios de temperatura.

Esta estructura apoyará en uno de sus extremos sobre una placa de acero fija al terreno por medio de un grout, y en su otro extremo apoyará sobre rodillos metálicos con el fin de asegurar la isosticidad del sistema.

EJECUCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

La prueba de carga deberá realizarse una vez que se haya montado toda la instrumentación y realizará en dos ciclos de carga.

El primer ciclo se deberá realizar de la siguiente manera:

- a) Se deberán tomar lecturas iniciales de todo el sistema de instrumentación, revisando que los manómetros del gato hidráulico como de la cámara de inyección de presión marquen cero.
- b) Se darán incrementos del 10% de la carga estimada de falla, manteniendo cada incremento un mínimo de una hora, hasta alcanzarse 100% de la carga de falla, para después descargar en decrementos del 25% de dicha -carga estimada de diseño, manteniendo también cada decremento un mínimo de una hora.
- c) Cada incremento de carga permanecerá hasta que se alcance un asentamiento de 0.25 mm por hora, en un tiempo no mayor de dos horas; el incremento final de carga deberá permanecer por 12 horas y podrá ser suspendido y retirado si la velocidad de asentamiento es menor a 0.25 mm por hora, de no ser así, el incremento deberá permanecer 24 horas.
- d) A menos que no haya ocurrido la falla, después de que la carga haya sido aplicada con el procedimiento descrito en párrafos anteriores, el pilote de prueba será cargado hasta la falla , en dos incrementos del 50% de esta carga manteniéndose cada uno un lapso no menor de 20 minutos, dados estos dos incrementos, se darán incrementos del 10% de la carga de falla, mantenidos por un lapso mínimo de 20 minutos hasta alcanzar el 130 % de la carga de falla.
- e) Para finalizar la prueba, se deberá descargar el pilote en decrementos del 25% del total de la carga alcanzada en el segundo ciclo de cargas manteniendo cada decremento por un lapso de 20 minutos hasta descargarla totalmente.

Como registros de los resultados de las pruebas de carga se deberán reportar:

- Croquis y esquemas de la configuración de todo el conjunto de la prueba de carga
- Registros del control topográfico.
- Gráficas de carga Vs. Asentamiento (para cada sistema de medición empleado).
 - Gráficas de carga Vs. Tiempo para cada incremento.
 - Un registro con todas las eventualidades que se presenten durante la ejecución de la prueba

NOTAS IMPORTANTES

Todos los materiales y equipo deberán cumplir con lo aquí especificado, con la norma ASTM D 1143 y el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Las curvas de calibración de los equipos hidráulicos y micrómetros deberán estar certificadas por un laboratorio independiente

Se deberán tomar provisiones para que la instrumentación y los aparatos de aplicación de cargas permitan un asentamiento del pilote del orden de 0.20 m.

La capacidad de carga de cada pilote deberá consultarse de manera previa con ayuda de la información del proyecto geotécnico disponible.

Esta prueba se realizará en uno de cada mil pilotes (1/1000).

En los pilotes que se encuentran ya hincados, se harán 3 pruebas de carga estática.

4.4.2. Prueba de carga dinámica.

En el presente capítulo se muestra el procedimiento para llevar a cabo una prueba de carga dinámica en los pilotes de los apoyos del Distribuidor Vial Zaragoza, con el fin de determinar la capacidad de carga de dichos elementos.

Las pruebas de cargas dinámicas consisten en la medición electrónica del comportamiento de un pilote durante su hincado con objeto de predecir su capacidad de carga. Estas pruebas consisten en la medición y análisis de la respuesta dinámica de un pilote de dimensiones y material conocidos ante las cargas dinámicas producidas durante el hincado del mismo. Las fuerzas y aceleraciones inducidas son función de las condiciones estratigráficas y resistencia al corte de los suelos. Conociendo la propagación de onda provocada por un impacto sobre el pilote, caracterizada por la variación con el tiempo de la fuerza y la velocidad, se puede definir la resistencia dinámica de los pilotes y predecir su resistencia bajo solicitaciones estáticas.

Los principales elementos que forman un sistema de hincado de pilotes son: grúa, guía, martillo y gorro (amortiguador de martillo), siendo éste el mismo equipo con el que se realiza el hincado de los pilotes.

En este caso, los pilotes que estarán sujetos a esta prueba son de concreto reforzado de sección cuadrada, de 40 x 40 cm y longitud variable entre 11.00 y 31.00 m

PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE ACUERDO A LA NORMA ASTM D- 4945-89

a) DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA

La velocidad de onda se obtiene con el siguiente procedimiento: El pilote se deberá colocar en forma vertical apoyado en la punta inferior sobre el terreno natural. En esta punta se coloca un acelerómetro y en la cabeza se produce un impacto con un martillo procurando no dañar al pilote, al mismo tiempo se registra y se graba la señal del acelerómetro en el analizador. A continuación se mide el tiempo entre los picos de aceleración para cinco

mediciones de reflexión de la onda en el pilote. La velocidad de onda se determina dividiendo la distancia del recorrido (que es igual a la longitud del pilote) entre el tiempo de recorrido de la onda. En el caso en el que el pilote conste de dos secciones cabe aclarar que solo en la punta del primer tramo se revisará la velocidad de onda.

b) PREPARACIÓN

En el pilote en el que se va a efectuar la prueba se deberán pintar unas marcas, a intervalos de 0.50 m para conocer su longitud desde la punta hasta la cabeza (si el pilote que se vaya a hincar esta constituido por varios tramos, en cada uno de ellos se pintarán estas marcas); se hacen las preparaciones necesarias para fijar los transductores tal como se describe más adelante. Se iza el pilote hasta su posición de hincado, vigilando que la colocación del martillo sea tal que los impactos se apliquen axial y concéntricamente a la cabeza del pilote; se sujetan los transductores al pilote con tornillos, pegamento o soldadura. Para verificar el funcionamiento correcto de la instrumentación, se aplican el número de golpes necesarios de martillo para que las curvas obtenidas sean consistentes al revisarlas en la pantalla del analizador. Es probable que durante el hincado se desprendan algunos fragmentos del propio pilote y del sistema de unión entre pilote y martillo por lo que se deben tomar todo tipo de medidas de seguridad para el personal que trabaje cerca.

c) PILOTES YA HINCADOS

Cuando la prueba se realice en pilotes ya hincados, sólo se colocarán los transductores en la pared del pilote a una distancia de 70 cm medidos a partir de la cabeza del pilote, excavando para ello el terreno entorno al pilote si fuera necesario.

d) TOMA Y CAPTURA DE DATOS

Se anota el número de impactos con el martillo para una penetración de 1.00 m. Así mismo, se anota la altura de caída de su émbolo; también se anota el número de golpes por minuto entregados por el martillo; para martillos de doble acción se mide la presión de rebote, y para martillos de aire comprimido se mide la presión de alimentación.

e) REVISIÓN DE CALIDAD DE LAS MEDICIONES

Para confirmar la calidad de los datos se comparan las gráficas de fuerza y velocidad vs tiempo en una serie de impactos seleccionados durante el hincado del pilote. Debe existir consistencia y proporcionalidad entre las señales de fuerza o transductores de deformación y la aceleración, o transductores de desplazamiento. Estas características son muestra del buen funcionamiento del analizador y de una buena calibración de los transductores. Si no se observa lo anterior, se deben investigar las causas y corregirlas de inmediato. Se deben de revisar las calibraciones de todos los transductores antes y después de la prueba.

f) MEDICIONES DE LA PRUEBA

El analizador proporciona directamente en pantalla las gráficas de fuerza y velocidad de cada impacto. Posteriormente en el análisis se utilizan los registros de la fuerza de impacto y la velocidad, así como la máxima y mínima fuerzas, para los golpes de martillo representativos; la máxima aceleración se obtiene directamente de la señal de los acelerómetros o derivando la velocidad respecto del tiempo.

INSTALACIÓN PARA LA PRUEBA DE CARGA DINÁMICA

La preparación necesaria para la realización de la prueba de carga dinámica consiste en la colocación de los transductores al pilote. Estos deberán quedar sujetos diametralmente opuestos y a distancias iguales al centro del pilote, conservando la misma distancia respecto de la cabeza del pilote con el fin de que las mediciones no se vean afectadas por la eventual flexión del pilote durante el hincado. En pilotes ya hincados, solo se instalarán los transductores cercanos a la cabeza del pilote. En pilotes por hincar, los transductores se colocarán cerca de la cabeza del pilote a una distancia de 0.70 m a partir de la cabeza del pilote. Los transductores se deben calibrar con una precisión de 2% en todo el intervalo de medición; si se llegan a dañar durante la prueba, deben recalibrarse o sustituirse.

El número y ubicación exacta de los transductores, se proporcionará cuando se haya definido el pilote en el que se vaya a hacer la prueba.

a) EQUIPO DE APLICACIÓN DE LA CARGA

Cualquier martillo convencional o equipo similar para aplicar la fuerza de impacto es aceptable, siempre que éste sea capaz de generar una penetración medible en el pilote. El equipo debe colocarse de tal forma que el impacto sea dado en forma axial a la cabeza del pilote.

b) DISPOSITIVOS DE MEDICIÓN

b.1) ACELERÓMETROS

La velocidad se obtiene mediante acelerómetros cuya señal es procesada mediante integración en el analizador que funciona como aparato de captura e interpretación. Un mínimo de dos acelerómetros con una frecuencia de resonancia por arriba de los 7500 Hz se colocan a distancias radiales iguales sobre caras diametralmente opuestas del pilote, de tal forma que no deslicen.

Los acelerómetros deben ser lineales en al menos 1000 g y 7500 Hz para lograr resultados satisfactorios.

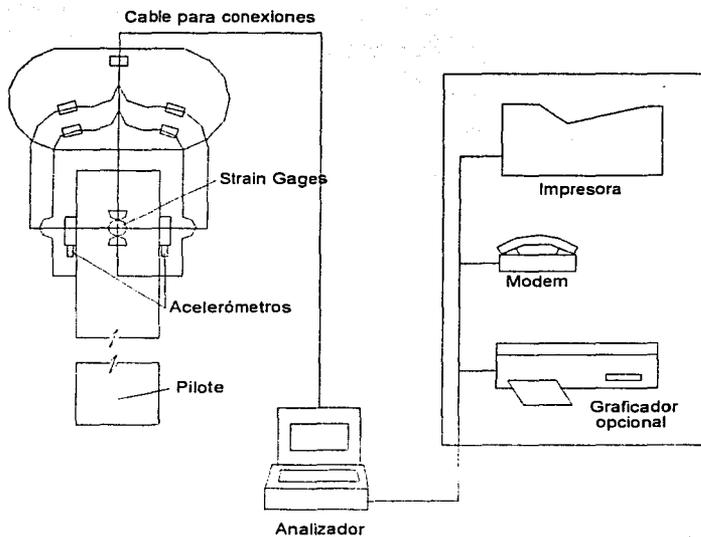
b.2) DEFORMÍMETROS

El equipo debe incluir transductores que sean capaces de medir independientemente deformación y aceleración en el tiempo en una posición específica a lo largo del eje del pilote durante todo el hincado del mismo. Un mínimo de dos transductores de deformación deben colocarse en dos caras opuestas del pilote procurando que su colocación se haga de tal forma que éstos no se deslicen durante el hincado; se recomiendan transductores atornillables, unidos con pegamento o soldados. La ubicación exacta de los transductores para una prueba específica, se proporcionará cuando se tenga definido el tipo de pilote de prueba. La frecuencia natural de éstos debe ser superior a los 7500 Hz. Las deformaciones medidas se convierten en fuerza a partir del área de la sección transversal del pilote y del módulo de elasticidad dinámico en el punto de medición.

El módulo de elasticidad dinámico del concreto se determinará mediante pruebas de compresión en el laboratorio o bien con la velocidad de onda calculada.

c) EQUIPO DE ADQUISICIÓN DE DATOS

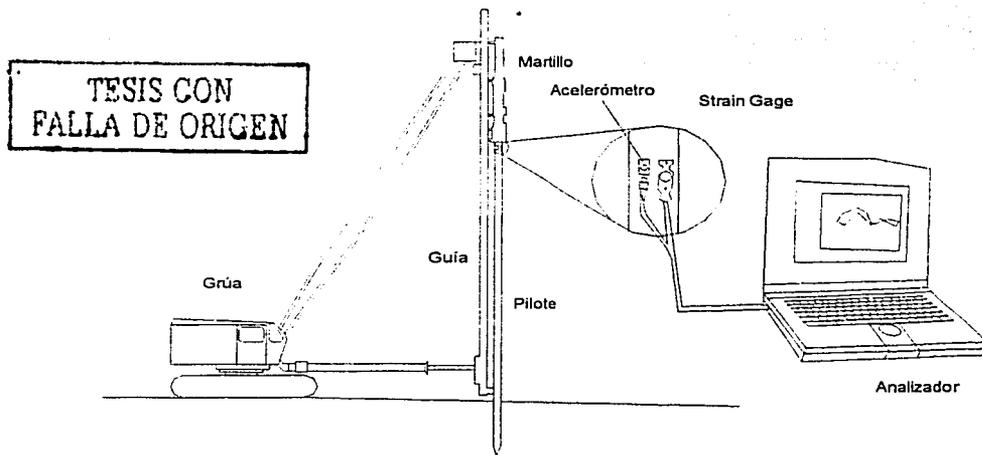
Las señales procedentes de los transductores son enviadas al analizador por medio de un cable especial en donde se graban las curvas de fuerza y velocidad vs tiempo para cada impacto del martillo y para toda la serie de impactos necesarios para completar el hincado de pilote. Al final del hincado todas las curvas quedan grabadas y pueden volver a mostrarse posteriormente. En la figura PCD-1 se presenta un arreglo general del equipo de adquisición conectado a los transductores de la cabeza del pilote, (la cabeza del pilote es considerada la parte superior del último tramo del pilote en caso de que éste conste de varios tramos), en la figura PCD-2, se presenta un arreglo general de la ejecución de la prueba.



Equipo de adquisición conectado a la cabeza del pilote

Figura PCD-1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Arreglo general de una prueba de carga dinámica en pilotes

Figura PCD-2

d) INSPECCIÓN PREVIA AL INICIO DE LA PRUEBA

Una vez concluida la instalación se debe verificar que los transductores quedaron unidos firmemente a la cabeza del pilote, así como revisar que su calibración esté dentro de las características y valores que recomienda el fabricante. Posteriormente se revisa que todo el sistema de cables y conexiones quede correctamente unido al analizador con el que se hace la captura.

IV. PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

Como Registros de los resultados de las pruebas de carga se deberán reportar:

- Gráficas de fuerza velocidad vs tiempo
- Gráficas esfuerzo de compresión máximo y promedio vs Penetración
- Gráficas de esfuerzo de tensión máximo vs Penetración
- Gráficas de energía máxima transmitida al pilote vs Penetración
- Gráficas de fuerza máxima transmitida vs Penetración
- Gráficas de la carrera del pistón del martillo vs Penetración

Y un registro con todas las eventualidades que se presenten durante la ejecución de la prueba.

Los resultados de la prueba incluirán comentarios y recomendaciones

V. COMENTARIOS IMPORTANTES

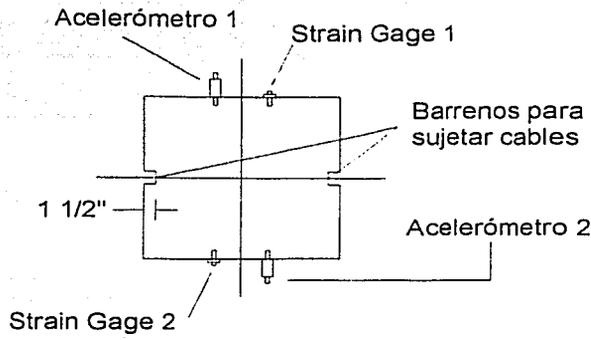
1.- Los resultados de estas pruebas deben ser tomados con reservas, pues están sujetos al comportamiento dinámico del sistema arcilla-pilote y más especialmente al comportamiento de la arcilla del Valle de México, por lo que es deseable que exista una calibración previa mediante pruebas de carga estáticas, a fin de poder definir con precisión los factores que intervienen en la determinación de la capacidad de carga, y garantizar que los resultados de las pruebas dinámicas puedan ser confiables.

2.- Los pilotes en los que se ejecutará este tipo de prueba se definirán de común acuerdo con el personal técnico encargado del diseño y los encargados de la construcción.

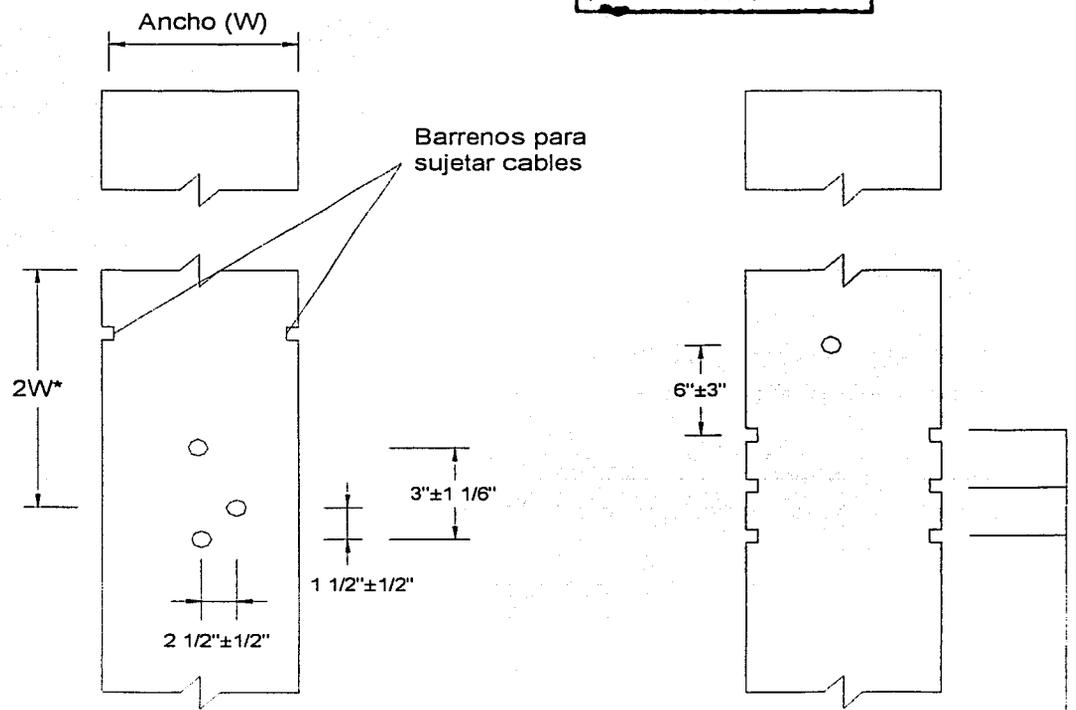
3.- Las características geométricas precisas para la prueba, serán definidas cuando se defina la ubicación y el tipo de pilote en el que se va a desarrollar la prueba.

4.- Todos los materiales y equipos utilizados en estas pruebas deberán cumplir con lo aquí especificado, de acuerdo con la norma ASTM-D4945-89 y el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

5.- Como en la zona de trabajo la arcilla es muy blanda, para el registro de la prueba sólo se considerarán los golpes que se le den al pilote. Si no se requiere de ningún golpe, la prueba se realizará dando golpes en la cabeza cuando el pilote ya esté hincado y reposado cuando menos por 24 horas. Es importante comentar que durante el hincado, no se debe dejar "reposar" al pilote con objeto de "levantar golpes", sino que la prueba deberá ejecutarse cuando el pilote ya esté hincado.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Todos los orificios en 1/4" para taquetes expansores de 1/4" o en 3/8" con 1" de profundidad para otro tipo de taquetes

* La distancia mínima es 1.50 W (mayor distancia solamente limitada por la penetración del pilote)

Recomendaciones para sujetar los transductores en pilotes de concreto

5. Conclusiones y comentarios.

Considerando la presentación de los diversos elementos que intervienen para la designación de un sistema de cimentación, en general, y particularmente lo relacionado con el sistema de cimentación basado en cajones de cimentación sobre pilotes de fricción, expuestos en el presente documento se concluye que:

El sistema de cimentación basado en cajones de cimentación sobre pilotes de fricción representa una opción con grandes posibilidades para cimentar estructuras pesadas desplantadas en suelos arcillosos con grandes estratos, como son los de la zona de lago de la Ciudad de México.

Aunque las cimentaciones compensadas por sí solas representan una de las soluciones más viables y utilizadas en zonas con suelos blandos, sin embargo, la utilización de pilotes de fricción agrega algunos beneficios, ya que presenta la flexibilidad de designar su comportamiento ya sea para resolver el problema de capacidad de carga y el control de las deformaciones del suelo de manera integral, o bien pueden ser sólo considerados para el control de las deformaciones. Lo anterior principalmente fundamenta los beneficios asociados al considerar la utilización del sistema de cimentación basado en cajones de cimentación sobre pilotes de fricción.

Si bien se tiene relativa experiencia con este tipo de sistema de cimentación, pero a consecuencia del sismo de 1985 donde se observó un gran número de edificios con fallas en su cimentación destacando aquellos piloteados por fricción con problemas de volteo, generó la necesidad de una revisión del comportamiento del sistema surgiendo como consecuencia la modificación de la normativa para construcciones en el Distrito Federal, en lo referente al sistema de cimentaciones basado en cajones de cimentación sobre pilotes de fricción se hicieron las siguientes modificaciones:

- Se redujo la capacidad de carga dinámica de los pilotes de fricción.
- La capacidad de carga del sistema de cajón de cimentación y pilotes de fricción se debe considerar la aportada por sólo uno de los elementos.

Se han tenido avances, en muchos aspectos, enfocados a analizar la respuesta de las estructuras resueltas con este tipo de sistema de cimentación, sin embargo, no se puede dejar de reconocer que todavía se presentan incertidumbres acerca del comportamiento de los pilotes de fricción sometidos a sismos fuertes, por lo que adquiere importancia dar seguimiento al comportamiento de las estructuras que se realizan con este sistema, ya que lejos de pretender hacer de lado las ventajas que el sistema proporciona nunca están de sobra las enseñanzas que nos puedan ofrecer, a fin de enriquecer el conocimiento y reducir las incertidumbres sobre el comportamiento del sistema entorno a la presencia de los diferentes factores a los que se ven sometidas las estructuras durante su vida útil, para responder a las solicitudes de seguridad que se demanda en el comportamiento de una estructura.

Con relación a la función que debe desempeñar una estructura, como es la del puente vehicular presentado en este documento, debe mencionarse que ésta consiste fundamentalmente en hacer posible el tránsito de vehículos con seguridad, comodidad, eficiencia y economía, para lo cual es importante tomar en cuenta que en todo proyecto se deben establecer los planos, especificaciones, lineamientos constructivos, recomendaciones y acciones que deban ejercerse para satisfacer dichos requisitos. Por otra parte, durante la construcción; la supervisión y el control de calidad deberán vigilar el cumplimiento de las acciones y recomendaciones prescritas. De esta manera se logra actuar en dirección para el cumplimiento de los requisitos antes mencionados.

Por lo anterior, las especificaciones para la construcción de un proyecto deben contar con los conceptos fundamentales que permitan cumplir con los requisitos necesarios, teniendo en cuenta las particularidades de cada caso, para establecer los lineamientos para la medición y tolerancias admisibles en la realización de una obra. Así mismo deberán tener un carácter dinámico, para poder adecuarse a las necesidades prácticas detectadas mediante la evaluación periódica y el seguimiento de su comportamiento.

La calidad de una obra depende de la utilización de equipos adecuados al tipo de trabajo por ejecutar con operadores capacitados, materiales que cumplan las especificaciones de proyecto y la aplicación de un adecuado procedimiento constructivo, por lo tanto, es incuestionable para garantizar la calidad de una construcción se requiere que ante los procesos constructivos se garantice que cada etapa se ha realizado con apego a las especificaciones, para estar seguros de tener una estructura confiable, por lo anterior adquiere importancia la presentación que se hizo de las especificaciones que rigen los procesos constructivos para el sistema de cimentación ya que además de mostrar un panorama sobre los aspectos constructivos y enriquecer la presentación del sistema de cimentación, nos pone en perspectiva la normatividad existente.

Por último mencionar que en la elaboración de este documento se observaron los diversos factores que intervienen para la realización de la infraestructura, por lo tanto cabe mencionar la importancia que adquiere que en cada una de las etapas de un proyecto (planeación, diseño, construcción y operación) exista un compromiso profesional, a fin de desarrollar para el país una infraestructura del transporte eficiente que permita competitividad comercial y un mejor intercambio económico, político y social.

Bibliografía.

- Ingeniería de cimentaciones.
Manuel Delgado Vargas.
Alfa Omega grupo editor S.A de C.V
2ª Edición, 1999
- Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el D.F.
Raúl J. Marsal.
Comisión Federal de Electricidad, 1986
- Cimentaciones de estructuras.
Clarence W. Dunham.
Editorial Mc Graw-Hill
- Apuntes de cimentaciones de la Facultad de Ingeniería de la UNAM
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones. Del Reglamento de Construcciones del D.F.