



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y
SERVICIO DE LA CIMENTACIÓN DEL
DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO EN LOS
TRAMOS IV Y V**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

RODRIGO RAMÍREZ CRUZ

DIRECTOR DE TESIS: M.I. REGINALDO JOSÉ H. ROMERO.

MÉXICO, D.F.

Marzo 2004





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/028/04

Señor
RODRIGO RAMÍREZ CRUZ
Presente

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

"ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y SERVICIO DE LA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO EN LOS TRAMOS IV Y V."

- INTRODUCCIÓN
- I. GENERALIDADES
 - II. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO
 - III. CIMENTACIONES
 - IV. ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y SERVICIO
 - V. BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO
 - VI. 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 9 de Marzo del 2004.
EL DIRECTOR

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

Por darme la existencia y permitirme alcanzar una meta de las más importantes en mi vida.

Gracias Señor.

Por tantos sacrificios ofrecidos en apoyo a mi preparación, por el amor recibido y por siempre alentar mi ánimo de superación gracias padres.

Esteban Ramírez A. y Lorenza Cruz C.

Por tus consejos y paciencia que ayudaron a guiar en gran parte mi vida gracias hermana.

Irma Ramírez C.

Por el apoyo y el cariño sin el cual no hubiese sido posible este trabajo y por que este logro sea de ambos gracias hermana.

Celia Ramírez C.

Por tu alegría, ternura y comprensión que siempre han llenado mi vida gracias hermana.

Evelyn Ramírez C.

Por el amor que me das, el apoyo incondicional y por ser alguien tan especial en mi vida gracias amor mío.

Luz María P.

**ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y
SERVICIO DE LA CIMENTACIÓN DEL
DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO EN LOS
TRAMOS IV Y V**

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN

CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.1	Vías Rápidas de la Ciudad De México.	1
1.1.1	Primera Etapa.	1
1.2	Influencia del Corredor Vial.	2
1.3	Descripción General de la Estructuración del Distribuidor Vial San Antonio.	5 8
1.3.1	Subestructura y Apoyos Típicos de la Estructura.	11
1.3.2	Variables en los Sistemas de Apoyo.	
1.4	Análisis del Distribuidor Vial San Antonio.	12
1.5	Descripción del Recorrido del Distribuidor Vial San Antonio.	16
1.6	Elementos Complementarios del Distribuidor Vial San Antonio.	16
1.6.1	Entradas y Salidas.	16
1.6.2	Programa de Actividades.	17
1.6.3	Materiales de los Elementos Componentes de la Estructura.	19
1.6.4	Datos Adicionales del Sistema.	19
1.7	Estudios Preliminares Para el Desarrollo del Proyecto Ejecutivo.	20

CAPITULO 2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

2.1	Geología de la Cuenca De México.	23
2.1.1	Definición.	23
2.2	Geología E Ingeniería.	23
2.3	La Cuenca de la Ciudad De México.	24
2.4	Estratigrafía Generalizada y Tectónica.	28
2.5	Estratigrafía y Zonificación del Área Urbana.	34

CAPITULO 3. CIMENTACIONES

3.1	Definición.	39
3.2	Clasificación de las Cimentaciones.	39
3.2.1	Cimentaciones Superficiales.	40
3.2.2	Cimentaciones Compensadas.	41
3.2.3	Cimentaciones Profundas.	42
3.2.3.1	Clasificación de Cimentaciones Profundas.	42
3.2.3.2	Procedimiento Constructivo.	43
3.2.3.3	Transmisión de Carga al Subsuelo.	43
3.3	Descripción de Pilotes Y Pilas.	45
3.3.1	Pilotes.	45
3.3.2	Pilas.	46
3.3.3	Ventajas y Desventajas.	48
3.4	Aplicaciones Adicionales de Pilas y Pilotes.	49
3.5	Proceso Convencional Para el Diseño y la Construcción de Cimentaciones Profundas.	51

CAPITULO 4.

ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y SERVICIO.

4.1	Estudio de Mecánica de Suelos Tramos IV y V. del Distribuidor Vial San Antonio.	55
4.1.1	Antecedentes.	55
4.1.2	Ubicación de los Tramos en Estudio.	55
4.2	Trabajos de Campo y Laboratorio.	55
4.2.1	Exploración Geotécnica.	55
4.2.2	Ensayes de Laboratorio.	57
4.2.3	Ensayes Para Determinar Parámetros Mecánicos.	62
4.3	Modelo Geotécnico.	63
4.3.1	Geología de la Zona.	63
4.3.2	Hundimiento Regional.	64
4.3.3	Información Sísmica	66
4.4	Estratigrafía y Propiedades.	66
4.4.1	Respuesta Sísmica del Sitio.	68
4.5	Diseño Geotécnico.	68
4.5.1	Revisión de los Estados Límite De Falla.	69
4.5.1.1	Cimientos Profundos.	71
4.5.2	Revisión del Estado Límite de Servicio.	85

CAPITULO 5

BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1	Procedimiento Constructivo del Sistema.	91
5.2	Especificación General Para la Construcción de Pilas de Cimentación.	97
5.2.1	Preliminares.	97
5.2.2	Perforación y Construcción de las Pilas.	98
5.2.2.1	Perforación y Colado de Pilas En Seco.	98
5.2.2.2	Armado de la Pila.	99
5.2.2.3	Colado del Concreto Para Pilas	99
5.2.3	Inspección y Verificación.	100
5.3	Especificación General Para el Procedimiento De Excavación y Construcción De Zapatas.	101
5.3.1	Excavación Para Zapatas.	101
5.3.1.1	Trabajos Preliminares.	101
5.3.1.2	Etapas de Excavación y Contención.	101
5.3.2	Rellenos Locales.	103
5.3.3	Contención Temporal con Muro Berlín (Tablestaca).	104

CONCLUSIONES	106
--------------	-----

REFERENCIAS	108
-------------	-----

INTRODUCCIÓN



Motivos históricos, políticos, sociales y económicos han provocado un crecimiento desmedido de la población que habita la Ciudad de México, a medida que esto ocurre, se estimula el avance de la mancha urbana, mismo que tiende a proyectarse en forma vertical con preferencia al horizontal.

La Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), ha ido experimentando fuertes cambios en los últimos treinta años en términos de la participación de las dos entidades que la componen (Distrito federal y Zona Conurbada) en cuanto a población, a la extensión del área urbana y a sus características particulares que han ido transformando la fisonomía del sistema de Transporte, de su entorno urbano y ambiental. Estos cambios y características tienen gran influencia en el proyecto de ciudad y deben tenerse presentes destacando dentro del tema del Transporte:

- **Situación geográfica**, la cual no favorece una adecuada ventilación así como tampoco una combustión eficiente, situaciones que promueven cautela en el manejo ambiental.
- **Calidad del aire**, la cual se ve afectada por las fuentes móviles que acusan el 85% de las emisiones en la zona, resultado de un uso irracional de combustibles, la magnitud de las distancias recorridas, de las tecnologías y combustibles utilizados, así como la edad y falta de mantenimiento del parque vehicular.
- **Población**, la cual ha cambiado su participación y hoy en día se tiene un balance entre las entidades, pero en donde la extensión urbana presenta un reparto diferente correspondiendo al Estado de México el 56% de la superficie y al Distrito federal el 44%.
- **Asentamientos urbanos y transporte**, relación en la cual el crecimiento de la zona norte y oriente de la mancha urbana ha creado una presión para ofrecer una mayor infraestructura vial y de transporte en los puntos de contacto entre entidades.
- **Accesibilidad**, en donde las áreas de menor recurso (sureste, noreste y noroeste) así como los desarrollos habitacionales y la tendencia a una baja densificación ha forzado a los habitantes del Distrito Federal a realizar grandes desplazamientos.

En 1990 la población de la entidad ascendía a 8'235,744 habitantes distribuidos en 16 delegaciones, el 33.5% de la población se encontraba en las delegaciones de Iztapalapa y Gustavo A. Madero.

Con base en los resultados preliminares del Censo General de Población y Vivienda del 2000, la entidad tiene una población de 8'591,309 habitantes distribuidos en 16 delegaciones; el 34.97% de ellos se encuentra en las delegaciones de Iztapalapa y Gustavo A. Madero.

De acuerdo con las estadísticas del INEGI, la ZMVM es el hogar de alrededor de 18.1 millones de personas, siendo la segunda ciudad más poblada del mundo, después de Tokio con 26.8 millones de personas.

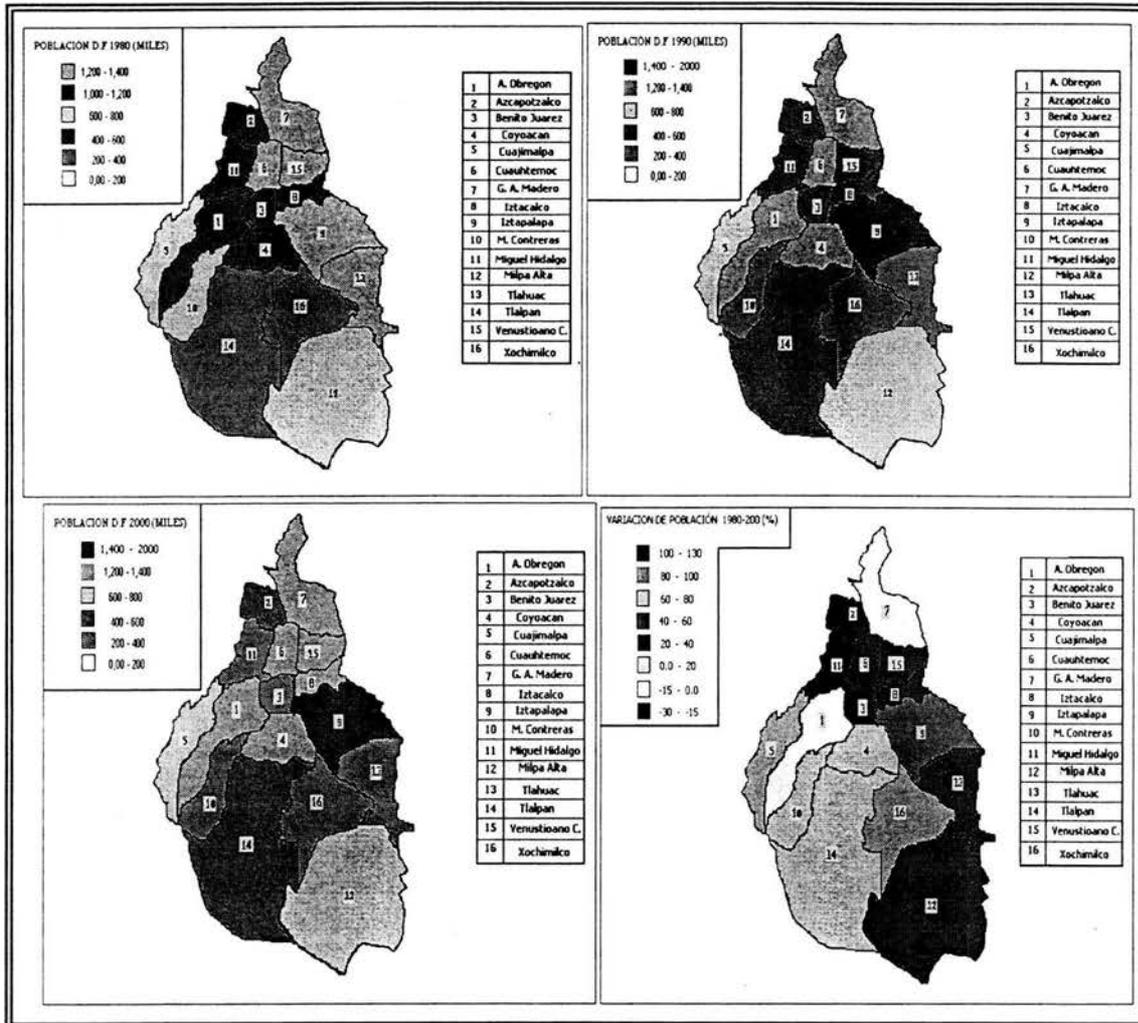
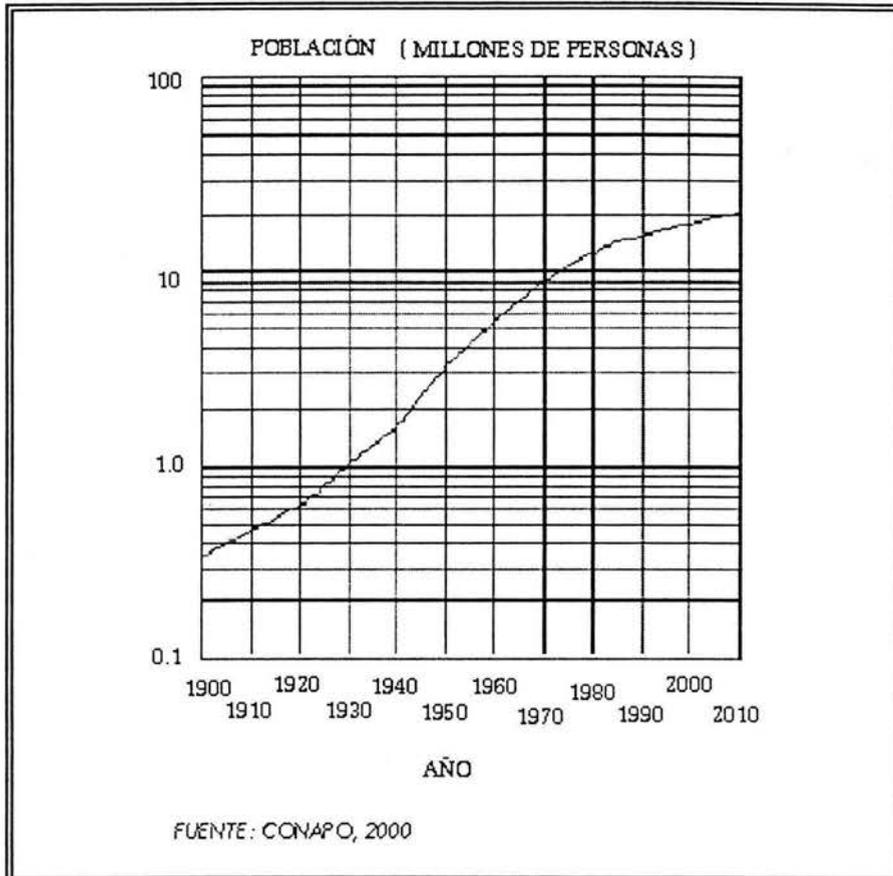


Fig. a EVOLUCIÓN DE LA POBLACIÓN ENTRE LAS DELEGACIONES DEL DISTRITO FEDERAL.

En los últimos veinte años, el ritmo de crecimiento de la población ha disminuido significativamente en la zona metropolitana; sin embargo, de continuar las tendencias actuales, la población de la ZMVM pasará de 18.1 millones de habitantes a aproximadamente 20.5 millones en el año 2010 y unos 22.5 millones en el año 2020. Esta cifra es significativamente inferior a los 25 millones que se proyectaban hace tres lustros, cuando en las previsiones aún no se consideraban los cambios en la migración que se hicieron evidentes a partir de 1980. En la gráfica 1 se muestra la evolución de la población de la ZMVM.



Gráfica 1. EVOLUCIÓN Y PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN DE LA ZMVM, 1900-2010.

El urbanismo surge como consecuencia de satisfacer las necesidades más primordiales de la población que lo exige; esto se ve manifestado en la creación de infraestructura, con el objeto de brindar los servicios requeridos para un desarrollo pleno y ordenado. Dicha infraestructura la constituyen los servicios de agua potable, alcantarillado, energía eléctrica, construcción de edificaciones, transportes (terrestre y aéreo), así como sus respectivas vías de comunicación: carreteras, puentes, aeropistas, vías férreas, pasos a desnivel etc.

El Gobierno del Distrito Federal a través de la Secretaría de Transporte y Vialidad se ha abocado a la tarea de elaborar el Programa Integral de Transporte y Vialidad 2001 –2006 (PITV), buscando con ello establecer las líneas de acción prioritarias en el sector para la administración en turno, siguiendo como base los lineamientos planteados en el proyecto de Ciudad señalados dentro del programa General de Desarrollo del Distrito Federal.

Para ello, se parte de las cuatro vertientes en los que se enmarca este programa general: Una nueva constitución y seguridad; un desarrollo sustentable y un nuevo funcionario para una nueva Ciudad. De la interpretación de estas vertientes se han generado dos subprogramas dirigidos a los aspectos institucionales (Desarrollo institucional y Participación Ciudadana); y tres a los aspectos técnicos del transporte (Transporte y Desarrollo Sustentable, Desarrollo Científico y Tecnológico y transporte, infraestructura y tránsito).



Finalmente, la conjunción de los mismos busca una ciudad habitable, una ciudad que recupere el rumbo hacia la superación, una ciudad fundamentada en su desarrollo social.

La necesidad de contar con un instrumento de planeación que guíe y oriente las acciones es cada vez más palpable por la misma complejidad del sistema de transporte, la incidencia de varias dependencias centrales y la enorme cuantía de recursos que se requiere destinar al sector para resolver las necesidades de transporte. En especial para aquellos ciudadanos que cuentan con menores recursos y que requieren y dependen de un transporte de calidad para realizar sus actividades cotidianas. Así también, los factores externos que infieren en el desplazamiento de personas inciden en la economía, en la salud y el bienestar de toda la ciudadanía y éstas deben ser consideradas.

En tal virtud, el Programa Integral de Transporte y Vialidad 2001 – 2006 recoge los esfuerzos realizados con anterioridad y aporta un nuevo rumbo de acción, basado en la participación ciudadana, en el respeto a nuestro entorno, en la búsqueda de una nueva ciudad y en el mejor uso de los escasos recursos con que hoy se cuenta. Busca, a su vez, definir objetivos congruentes y realistas en el crecimiento de la ciudad, con la expectativa de sus ciudadanos y con la esperanza de contar con una ciudad accesible a todos los habitantes.

En la Figura. b se muestra el entorno en donde el PITV 2001 – 2006 se desenvolverá y en el que el sector de transporte es un elemento importante para conformar el proyecto de ciudad que se busca.

El programa será la pauta de acción de la Secretaría de Transporte y Vialidad durante el quinquenio 2002 – 2006 y su observancia deberá ser obligatoria por los involucrados en el sector transporte. En este programa se establecen los objetivos, las políticas, las estrategias y las acciones que en materia de transporte y vialidad se busca lograr en los años por venir, a fin de dar un paso más para alcanzar una infraestructura urbana con la calidad y en la cantidad necesaria.

Su elaboración es una respuesta de la Secretaría de Transporte y Vialidad a las facultades y obligaciones que le confiere la Ley Orgánica de la Administración Pública del Distrito Federal y lo señalado en el artículo 7º fracción IV de la ley de Transporte de esta misma entidad.

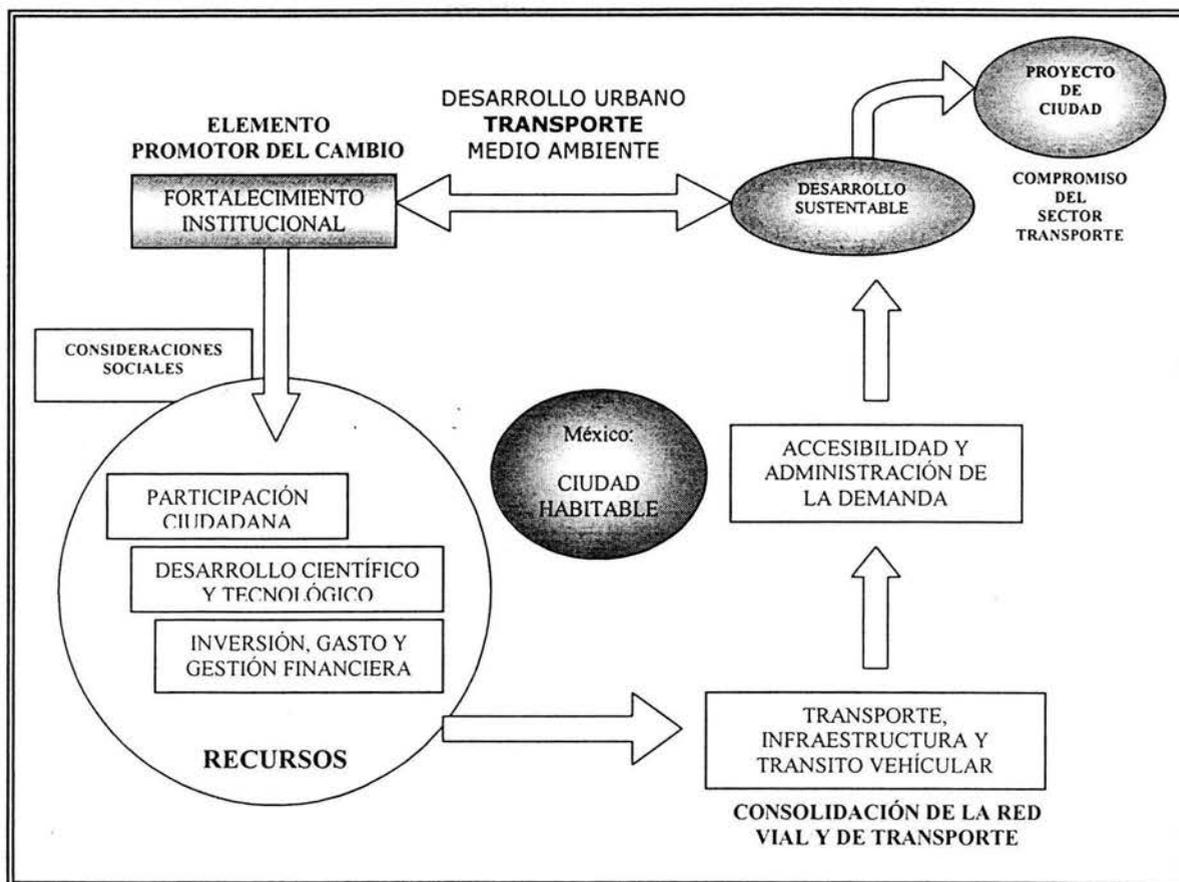


Fig. b ENTORNO PITV 2001 - 2006

TRANSPORTE, DESARROLLO URBANO Y MEDIO AMBIENTE.

Se consideran cinco las causas fundamentales que han proporcionado el patrón expansivo de desarrollo urbano así como su crisis ambiental:

- El despoblamiento del área central del Distrito Federal acompañado de un incremento demográfico en las delegaciones que cuentan con suelo de conservación.
- La tendencia al manejo de uso de suelos únicos que han evitado el fomento de los usos mixtos de suelo, promoviendo con ello la movilidad en lugar de la accesibilidad.
- Las condiciones geográficas de la ciudad que no permiten una adecuada ventilación y factores fisiográficos que afectan la calidad del aire.
- La obsolescencia tecnológica y la carencia de regulaciones en el transporte.
- La tasa de crecimiento poblacional que está por arriba de la tasa de expansión espacial.



Estos aspectos urbanos y ambientales han repercutido en el sistema de transporte, dando lugar a:

- 1) Viajes de mayor longitud que implican una mayor cantidad de kilómetros recorridos y con ello un mayor consumo de energéticos y emisiones.
- 2) Menor uso de la amplia infraestructura existente del área central y que afecta la rentabilidad de los sistemas masivos de transporte.
- 3) Estrangulamiento de los puntos de conexión vial entre ambas entidades federativas y la saturación de la capacidad de los centros de transferencia modal.
- 4) Concentración de viajes en ciertos nodos y corredores comerciales y de actividades sin consideración alguna de medidas preventivas para mitigar los impactos.
- 5) Corredores de metro con bajas densidades que no han permitido inducir la generación de su propia demanda.

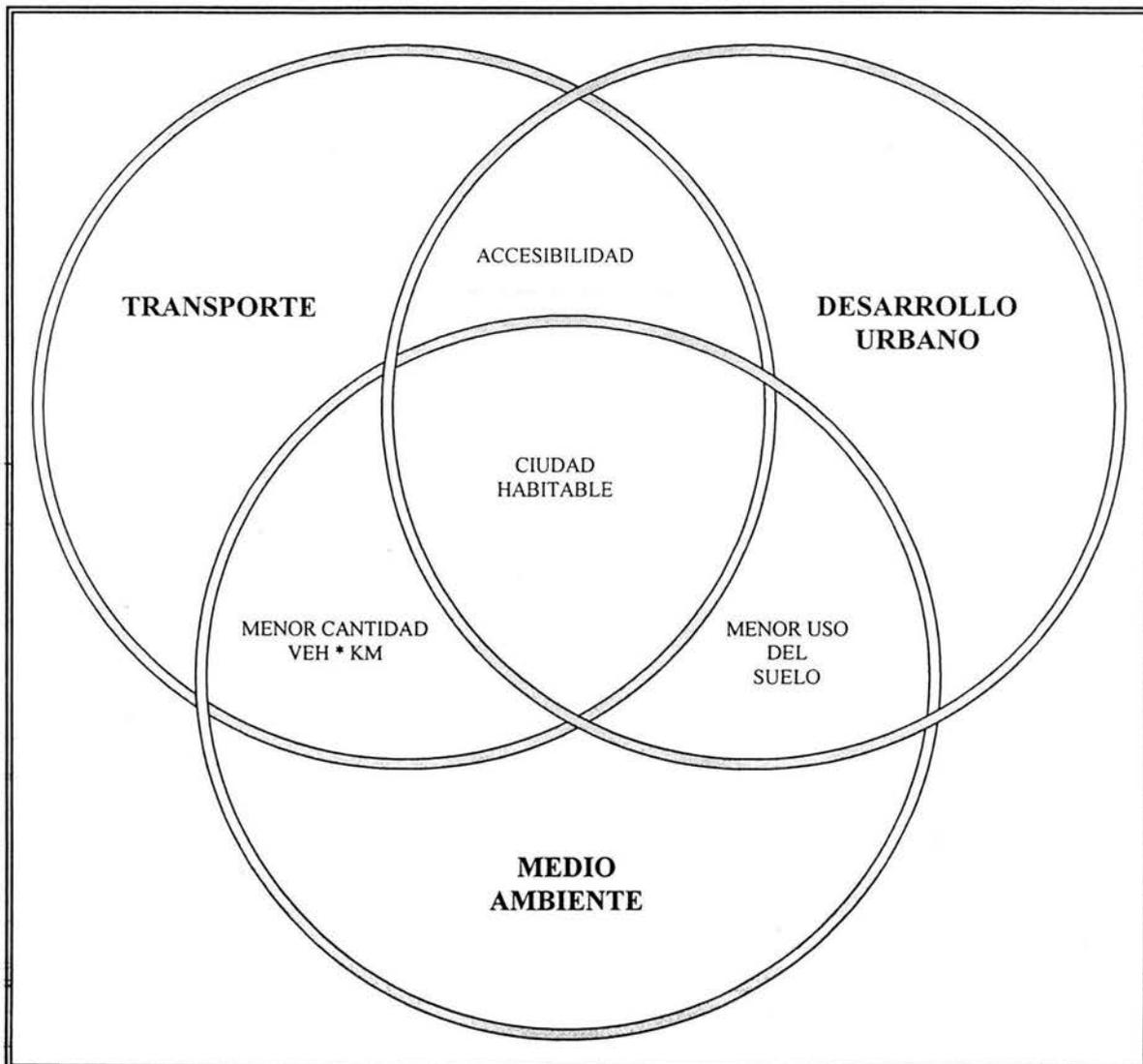


Fig. c. RELACIÓN ENTRE TRANSPORTE, DESARROLLO URBANO Y MEDIO AMBIENTE



SITUACIÓN ACTUAL DEL TRANSPORTE.

Las principales características que presenta el transporte urbano en el Distrito Federal se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Un reparto modal resultado de una falta de atención de las directrices de desarrollo planteadas e influenciadas por grupos de interés que hicieron que los medios de baja capacidad incrementaran fuertemente su participación modal en detrimento del transporte masivo.
- Una crisis recurrente que ha afectado el poder adquisitivo de la población, orillando por el lado positivo al mantenimiento de un alto reparto modal hacia el transporte público pero por otro lado la obsolescencia del parque vehicular.
- La pérdida de penetración de los transportes masivos en el mercado, debido principalmente al cambio de concepción de una red tronco – alimentadora a una red desarticulada luchando por captar por la misma demanda.
- La poca importancia que se le ha dado al peatón como una forma de transporte.
- Una oferta de transporte suficiente pero que requiere de mejoras urgentes en la calidad de los servicios viales y de transporte a través de cubrir los rezagos de infraestructura, mejora en las tareas operativas y la promoción de una ciudad habitable.
- Una serie de corredores urbanos que requieren pronta atención en materia de mejoras viales y de formalización del transporte que opera en ellos a través de sistemas de mediana y alta capacidad.
- La poca importancia que se le ha dado al desarrollo tecnológico y la promoción de tecnologías poco adecuadas para una ciudad de la magnitud e importancia como lo es la Ciudad de México.
- Una escasa atención al diseño, calidad y estética de las obras de infraestructura de transporte que propician accidentes, que no son utilizados o que trasladan o amplifican el problema en otros puntos.
- La corta vida institucional de la Secretaría de Transporte y Vialidad mantiene hoy en día las inercias.

GENERALIDADES



1.1 VÍAS RÁPIDAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

1.1.1 Primera etapa

El lugar donde se realizó este estudio es por sentido de circulación: para el sentido sur-norte en el anillo periférico en el tramo de Molinos a San Antonio, continua por san Antonio en el sentido poniente-oriente en el tramo de Anillo Periférico a viaducto Río Becerra, utilizando Tintoreto, continua por Viaducto Río Becerra para sentido sur-norte en el tramo de Tintoreto a Viaducto Miguel Alemán. En el sentido contrario y con los mismos recorridos también se realizó el estudio Origen Destino por método de placas.

El estudio se realizó mediante el conteo de vehículos, anotando los tres primeros dígitos de las placas que pueden ser números para las placas del Distrito Federal, letras para las placas de los estados y alfanuméricos para taxis o transporte, en cada una de las incorporaciones o desincorporaciones de las vialidades antes mencionadas.

Para el anillo Periférico en el sentido sur-norte, se realizó en la lateral iniciando en la calle de Luis Alconedo y terminando en la gaza de desincorporación de avenida de San Antonio y Tintoreto en sentido poniente-oriente, iniciando con el tránsito vehicular procedente de avenida San Antonio hasta la incorporación a Viaducto Río Becerra se tienen 3 incorporaciones y 5 desincorporaciones. En el sentido contrario en avenida San Antonio en el sentido oriente-poniente, iniciando en la incorporación de Viaducto Río Becerra y avenida San Antonio se tienen 5 incorporaciones y 3 desincorporaciones; continuando por el Anillo Periférico en sus carriles laterales de la incorporación de avenida San Antonio hasta avenida Barranca del Muerto se tienen 3 incorporaciones y 6 desincorporaciones.

El período en que se realizó el estudio fue de las 8:00 a 17:00 horas, en dos días por tramo, de acuerdo a las condiciones antes mencionadas y prevalecientes.

Se procedió a la captura de la información de campo por entrada y salida, para posteriormente realizar una matriz de origen destino, tomando como origen las entradas y como destino las salidas, con dicha matriz se obtienen los resultados más significativos de este estudio para proceder a realizar una asignación preliminar de volúmenes de tránsito en el segundo nivel y en superficie de las vialidades involucradas, los resultados más significativos fueron:

- ❖ Salidas más importantes por volúmenes que se captaron en estas: la de Revolución, Tintoreto, para los sentidos sur-norte y poniente-oriente. Para los sentidos contrarios Viaducto río Becerra, San Antonio al Poniente y Barranca del Muerto.
- ❖ Entradas más importantes por volúmenes que se captaron en estas: la de Benvenuto Cellini, San Antonio y Revolución.

UBICACIÓN

Esta ubicación comprende esencialmente la Avenida San Antonio, en su tramo de el Anillo Periférico poniente, hasta la Av. Patriotismo y Río Becerra, en el sentido Oriente-Poniente. En el sentido Norte-sur desde San Antonio hasta la calle de Benvenuto Cellini y el ramal poniente, con sus correspondientes ramificaciones de distribución vehicular.



COSTO ESTIMADO

Se establece un costo estimado de \$ 700, 000,000.00 (Setecientos millones de pesos), para el proceso de construcción.

1.2 INFLUENCIA DEL CORREDOR VIAL.

Se encuentra en proceso la incorporación a la red vial de la Ciudad, un sistema de vías rápidas elevadas que se incorporaran para hacer más eficiente la movilidad en el área urbana, en los sitios que presentan mayor complejidad por los continuos congestionamientos que se presentan durante distintos periodos del día, los cuales se van alargando en el transcurso del mismo.

Para ello se ha propuesto construir una primera etapa a desarrollar en tres fases, del sistema que se traza prioritariamente por el cause de las vías de acceso controlado que ya están altamente congestionadas y poder construir encima de ellas, una vía de acceso controlado aprovechando el espacio disponible para alojar una vialidad de sección transversal que responda a las necesidades de la demanda en la operación normal de la Ciudad.

El comportamiento operacional del sistema vial de la Ciudad corresponde principalmente a las condiciones prevalecientes de los usos del suelo que definen los polos de atracción de viajes, y las zonas habitacionales que es el lugar desde el cual se originan en primer término dichos movimientos. El Gobierno Del Distrito Federal esta promoviendo transformaciones en el centro histórico que reforzará la atracción de viajes ala zona.

A lo largo del tiempo la Ciudad se ha ido desarrollando con nuevas zonas urbanas con distintas características, pero se ha mantenido en forma más o menos constante la demanda de la movilidad dentro del entorno del circuito interior por la fuerza de atracción de los polos donde se concentran actividades de servicio, económicas y sociales. Por lo anteriormente expresado es de esperarse que el patrón de la demanda a esta parte de la Ciudad se mantenga en el futuro y para satisfacerla, se deberán alentar acciones de mejoramiento en los sistemas de transporte y vialidad que le dan acceso.

El lugar de origen de los movimientos en una gran cantidad se da en las zonas periféricas de la ciudad, donde se han desarrollado con gran éxito lugares de habitación y se necesitan conectar con los lugares donde se terminan los viajes. estas zonas no solamente se han desarrollado en la ciudad sino que se tiene por ejemplo en la zona norte de la ciudad y requieren realizar los viajes por el Anillo Periférico el cual actualmente ya es insuficiente para soportar dicha carga de vehículos, lo mismo sucede desde la zona poniente de la ciudad donde a parte de desarrollos habitacionales se tienen grandes desarrollos de comercio y de oficinas y que forzosamente necesitan utilizar la misma vía rápida, ya que no existen vialidades paralelas al Anillo Periférico y todas desfogan a este, así mismo en la zona sur de la Ciudad se tienen desarrollos de habitación.

El sistema de vías rápidas planteado, es por tanto uno que es complementario al de acceso controlado ya que no puede resolverse de otra manera su falta de capacidad para absorber la creciente demanda de movilidad vehicular urbana y a la que se le asigna además la integración de las autopistas interurbanas con el sistema de vías de acceso controlado de la Ciudad.



Con el objeto de lograr la integración de ambos sistemas, se ha destinado a este nuevo Sistema a resolver la demanda de los viajes de largo itinerario, por lo tanto sus conexiones se plantean en tramos largos que se ubican de acuerdo al patrón de movilidad.

Para que ambos sistemas se complementen se hace necesario elaborar diversos procesos de planeación, estudios de impacto y proyectos geométricos ejecutivos que definan todos los componentes a integrar, previos a la ejecución de las obras.

Se requiere que el contacto con la vialidad primaria de superficie ofrezca soluciones que permitan resolver los distintos movimientos direccionales de las múltiples demandas que inciden en dicho sitio y el proyecto geométrico del sistema que se desarrolle dentro de los derechos de vía disponibles en la red vial de superficie y que se eviten afectaciones a las propiedades privadas. Los mayores volúmenes que se presentan en el sistema vial de la ciudad en la vías de acceso controlado, por ser el sistema que se utiliza actualmente para viajes Inter.-regionales, por lo cual las vías primarias y secundarias descargan a este, haciendo posible la movilidad regional a través de la mancha urbana. Para la medición de los volúmenes de tránsito se realizaron aforos de estaciones maestras, en las vías de acceso controlado en zonas importantes para el proyecto.

Destacan por tener los mayores volúmenes de demanda vehicular los tramos del Anillo Periférico poniente, entre San Jerónimo y el Toreo; y los del Viaducto Miguel Alemán desde el anillo Periférico hasta Río Churubusco (Circuito interior), los cuales han rebasado su capacidad durante las horas de máxima demanda, que en la actualidad representan largos periodos durante el día, que las mantiene operando con un bajo nivel de servicio, en detrimento de la economía urbana y de los sistemas.

El tramo poniente del Anillo Periférico drena una amplia zona del poniente, del sur y de la parte central de la ciudad, que depende para su movilidad en gran medida de esta arteria que ofrece continuidad desde el sur hasta el norte del área urbana. Por otra parte el Viaducto Miguel Alemán – Viaducto Río de La Piedad y su ramal Río Becerra, son invaluable opciones para la integración del poniente con el oriente de la ciudad, que drena y conduce a los principales polos de atracción de viajes que están ubicados dentro del circuito interior, así como los desarrollos de uso del suelo en la zona de Santa Fe y el aeropuerto de la Ciudad de México.

Estas arterias han sido seleccionadas como las que se construyan en las tres fases de la primera etapa, ya que no se encuentran alternativas físico espacial para integrar otras vías de acceso controlado que pudieran absorber parte de la demanda, por la ausencia de derechos de vía libres que pudieran tener la misma función integradora de las dos vías de acceso controlado mencionadas.

Por las mismas circunstancias de ser las vías que presentan la mayor demanda de vehículos, es importante que durante el proceso de construcción se presente el menor número posible de conflictos con el sistema vial existente para no dislocar su funcionamiento.

Para la realización de estudios de tránsito para estas vialidades, su área de influencia se delimita al norte por el eje vial 3 sur, al sur por el eje vial 4 sur, para el Viaducto Miguel Alemán, al poniente el Eje vial 5 poniente y al oriente Revolución – Patriotismo, para el Anillo Periférico. Dichas vialidades son paralelas y ayudan en la movilidad vehicular de las vías de acceso controlado en estudio.



Fig. 1.1 DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA.



1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO

La superestructura con que se forma el sistema de vías rápidas de la ciudad de México tiene los siguientes elementos integrantes:

Pista de rodamiento formada por un firme estructural de espesor variable (mínimo de 8 cm.). Este firme esta colocado sobre un grupo de traveses de sección cajón prefabricadas y pretensadas, colocadas sucesivamente, tanto en sentido transversal para lograr el ancho requerido por la sección vial (Lo que se logra con dos o cuatro traveses dependiendo de la sección requerida), como en el longitudinal para cubrir la longitud total requerida por el puente.

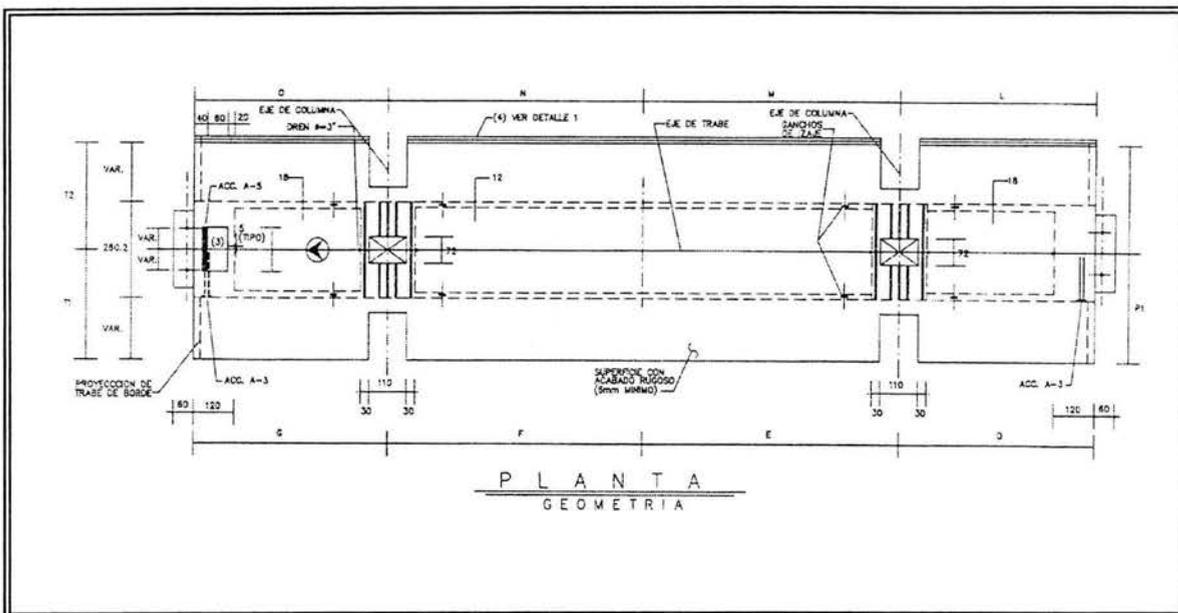


Fig. 1.2 PISTA DE RODAMIENTO

Las dimensiones individuales de las traveses en peralte, el ancho y la longitud son variables. En la tabla 1.1, se muestran los estándares según el tipo de trabe de la que se trate:

TIPO DE TRABE	LONGITUD	ANCHO	PERALTE
T-A	28.00	4.0-9.0	1.60
T-C	30.00	4.0-9.0	1.60
TCA	30.00	4.0-9.0	1.60

Tabla 1.1. ESTÁNDARES DE ACUERDO AL TIPO DE TRABE

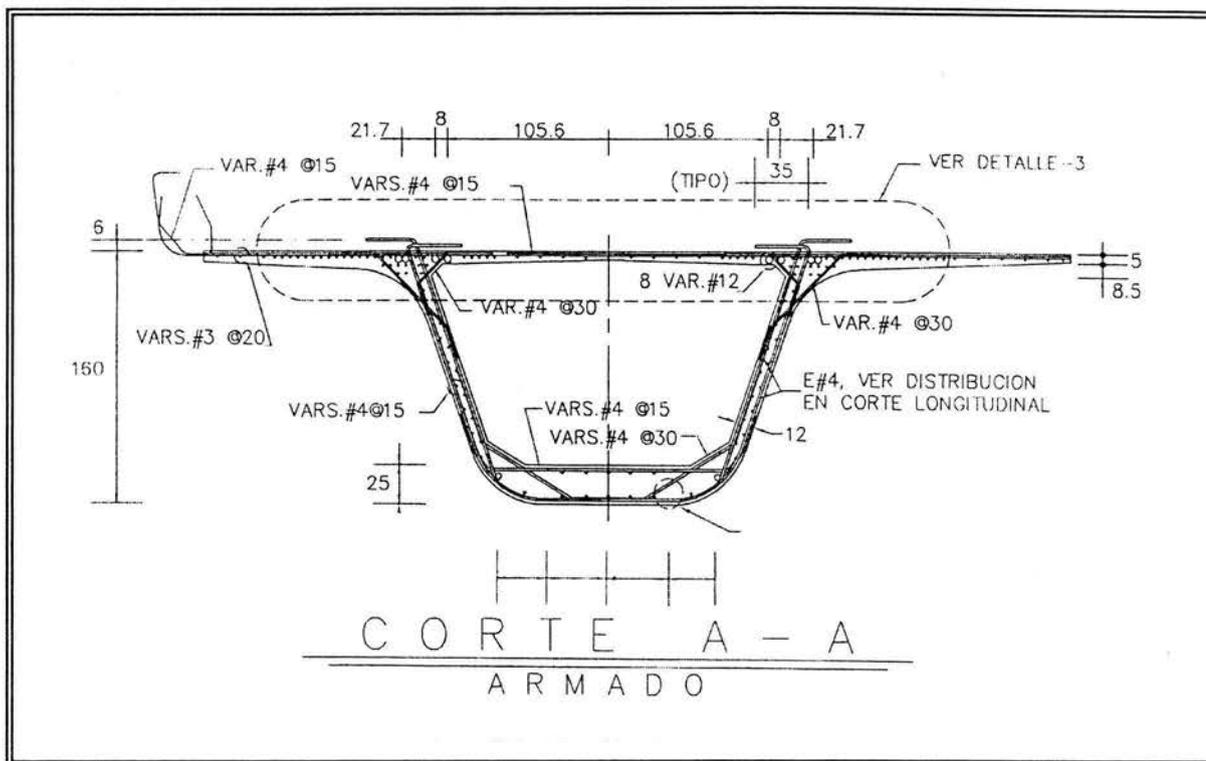


Fig. 1.3 ARMADO ESTRUCTURAL DE PISTA DE RODAMIENTO.

Las traveses T-A se apoyan directamente sobre la columna o en cabezales transversales, también de dimensiones variables. En la tabla 1.2 se muestran las cuatro dimensiones típicas:

TIPO DE CABEZAL	LONGITUD	ANCHO	PERALTE
Versión 1	24.54	8.00	1.4
Versión 2	11.00	8.00	1.4
Versión 3	16.50	8.00	Variable
Versión 4	12.50	8.00	variable

Tabla 1.2. ESTÁNDARES DE ACUERDO AL TIPO DE TRAVE

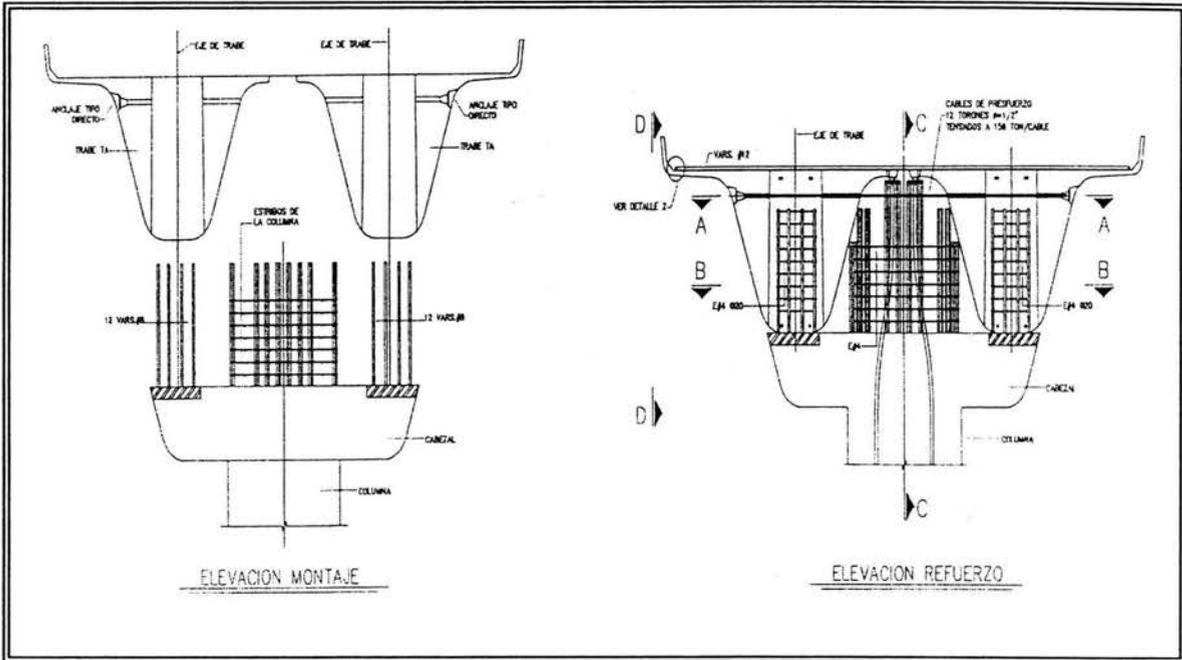


Fig. 1.4 CONEXIÓN DE TRABE CON CABEZAL.

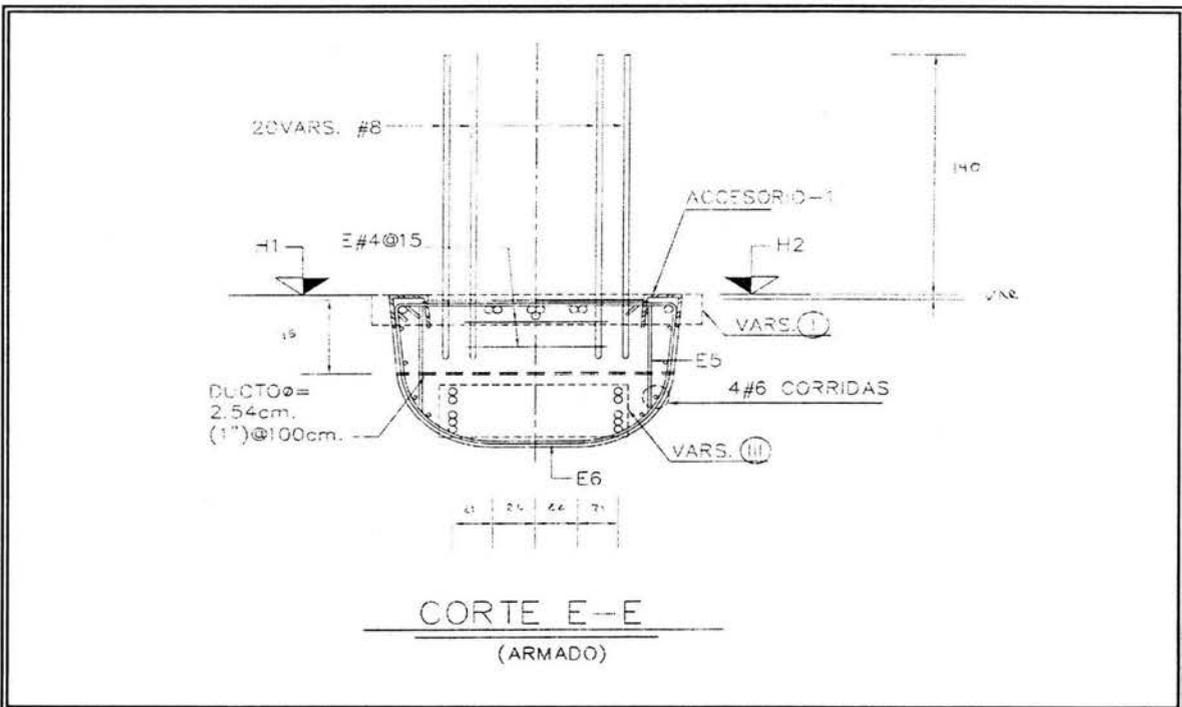


Fig. 1.5 CABEZAL TIPO.

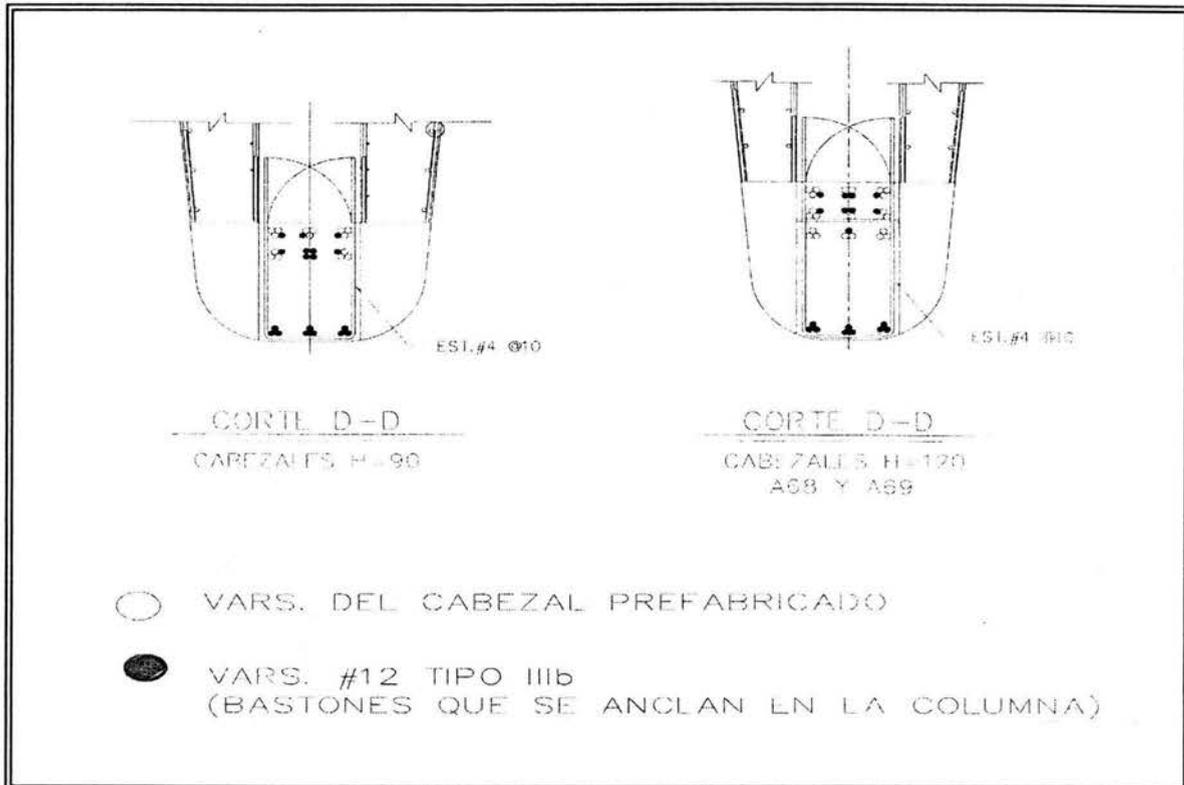


Fig. 1.6 VARIANTES DE CABEZAL.

1.3.1 Subestructura y Apoyos Típicos de la Estructura

La subestructura está formada por un par de columnas que soportan el cabezal descrito anteriormente, las cuales se apoyan en un sistema de cimentación formada por una contra-trabe y una zapata. A su vez, apoyadas en pilas que llegan a la capa dura del suelo a una profundidad de 30 m. aproximadamente.

Cada uno de los apoyos, entendiéndose por típico el hecho de que se repiten con más frecuencia a lo largo del recorrido. Están formados por un par de columnas, separadas a una distancia de 12 m o 15 m y apoyadas en una zapata individual, la cual a su vez se apoya en un juego de 4 o 6 pilas según sea el caso. Sobre las columnas se apoyan las traveses T-A de 28 m de longitud de manera que a ambos lados de las columnas, las traveses quedan volando una distancia de 6.5 m. De esta forma las traveses y las columnas forman un marco continuo en el sentido longitudinal, y soportan el sismo en este mismo sentido. Con la ayuda del cabezal en el sentido transversal también se forma un marco continuo y soporta el sismo en este otro sentido.

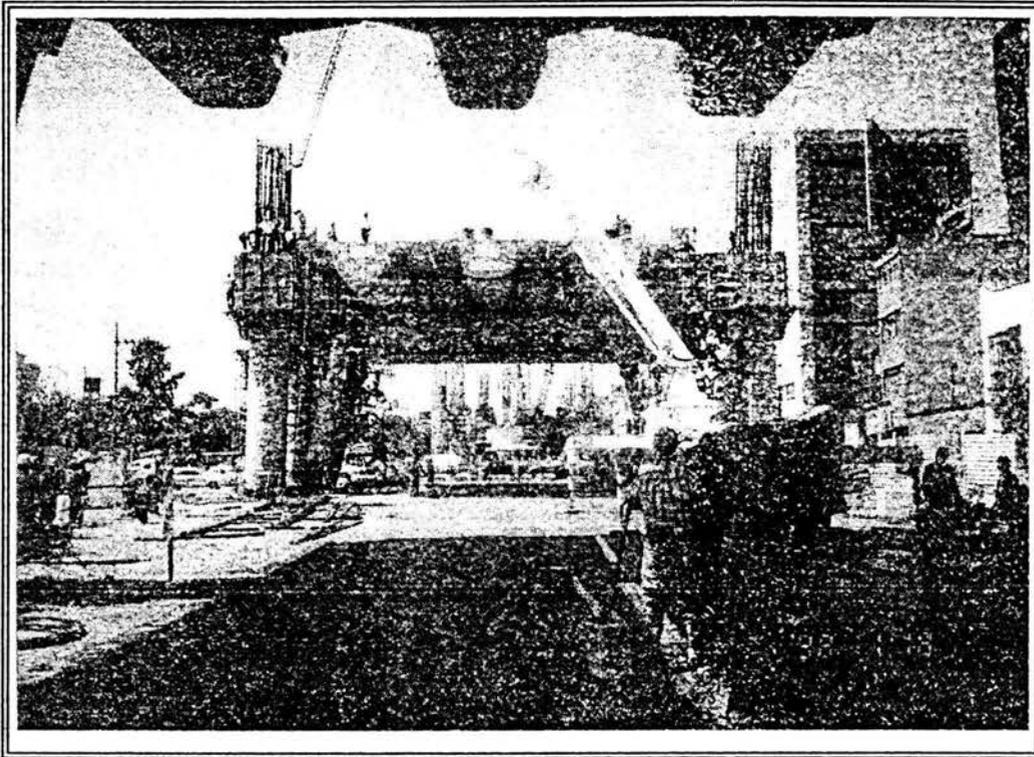


Fig. 1.7 MARCO CONTINUO EN SENTIDO TRANSVERSAL.

Al repetirse este sistema en los apoyos contiguos se presenta un hueco que es cubierto por una trabe denominada T-C. Dicha trabe cuenta con las mismas dimensiones (en cuanto a su sección) que la trabe T-A, solo que con una longitud de 30 m. Eventualmente es mayor en algunos casos específicos, si embargo, se puede apoyar en los extremos de los volados de cada una de las trabes T-A formando un sistema isostático en el que uno de los apoyos queda fijo y el otro móvil permitiendo que haya un desplazamiento controlado Fig. (1.8).

Sobre la superficie de la plataforma que se va formando se coloca un armado de acero que se amarra a los conectores que previamente se encuentran alojados en la estructura de las trabes y posteriormente se deposita el concreto que forma el firme estructural que a su vez constituye la pista de rodamiento una vez que se coloca la capa de asfalto.

Posteriormente se colocan los elementos que requiere el puente para operar vialmente, como son los parapetos que lo confinan, la postería de alumbrado y señalamiento vial así como franjas separadoras de carriles y vialetas.

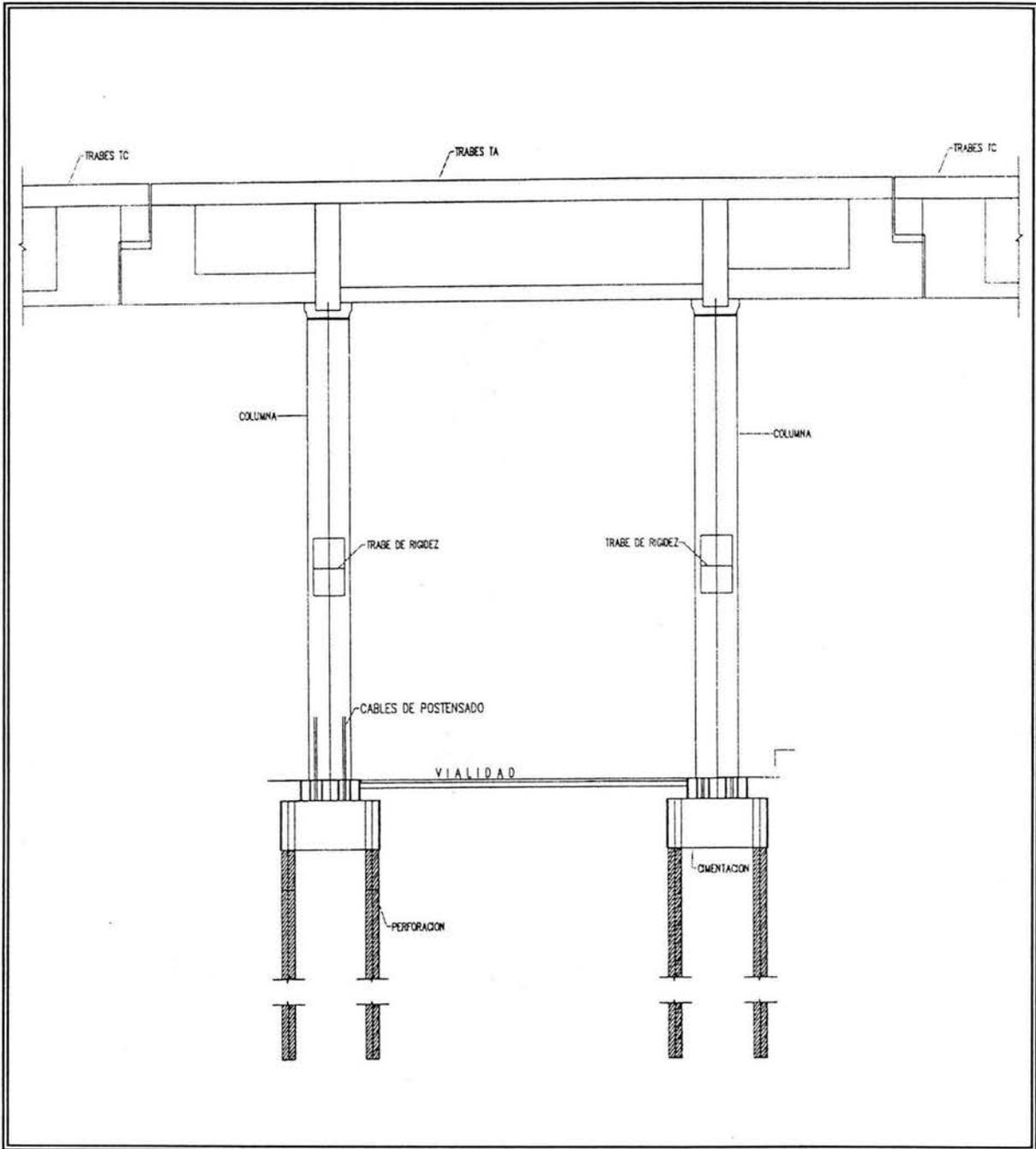


Fig.1.8 ESTRUCTURACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO

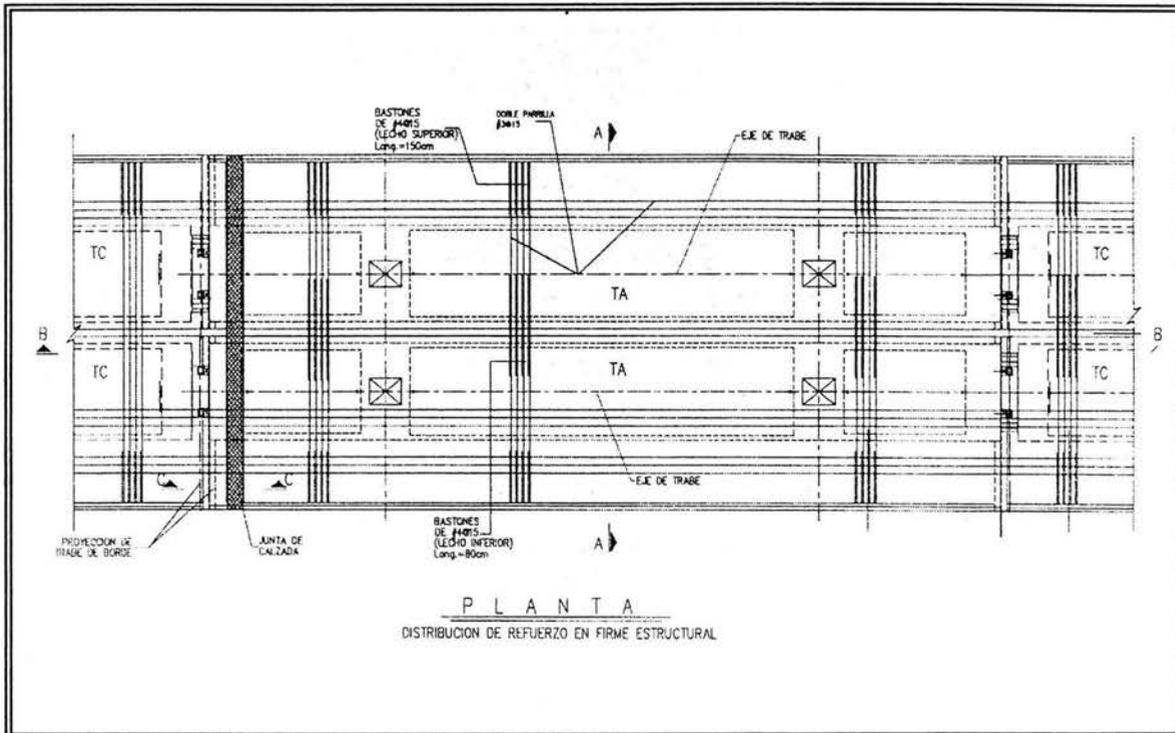


Fig. 1.9 DISTRIBUCIÓN DE ARMADO DE ACERO

1.3.2 Variables En Los Sistemas De Apoyo.

Existen variantes a la tipificación de los apoyos antes descritos por diferentes causas como son la reducida disponibilidad de espacio para ubicar las columnas, ya sea por que se hayan visto interferidas por algún elemento alojado en el subsuelo, tuberías de instalaciones o cimentaciones de otras estructuras, por la necesidad de respetar el trazo y la capacidad vial existente. También se presenta una variante por causa de contemplar, desde la primera etapa de construcción, la posibilidad de ampliar la capacidad vial en una etapa posterior sin interrumpir la operación vehicular dada en su momento.

Para cualesquiera que sen las causas, los ajustes normalmente se dan en la separación que hay entre las columnas que forman cada par o en la longitud del cabezal que recibe las traves T-A, en cuyo caso se presentan dos soluciones, y en última instancia con la utilización de solo dos columnas que no forman el par.

Primer caso: Separación deferente entre las columnas de cada par.

En este caso normalmente se requiere una mayor distancia entre las columnas que forman cada uno de los pares de manera que en medio de ellas se aloje algún elemento, normalmente, vialidad en operación actual, de considerables dimensiones. El caso más crítico es para una distancia de 25 m.



En esta solución se conserva la separación de 15 m entre los dos pares de columnas. Cada par de columnas quedan unidas, en la parte superior, con un cabezal de manera que se forman dos marcos en paralelo. Sobre este par de marcos se apoyan las traveses T-A que conservan sus dimensiones y características, salvo alguna adecuación que permite la conexión cabezal-travesa. El resto del sistema permanece intacto.

Segundo caso: Dimensionamiento atípico del cabezal.

En la primera versión de este caso las columnas que integran cada par conservan su separación típica evitando invadir la sección vial actual, pero al ser una distancia insuficiente para dar la sección vial en la sección superior, el cabezal que une a ambas columnas rebasa el límite de ellas y queda volando en uno de los extremos. En estas condiciones recibe las traveses T-A en cantidad y posición que permitan dar la sección vial requerida. El resto del sistema permanece intacto.

En la segunda versión de este caso, las columnas integrantes de cada par también conservan su separación evitando invadir la sección vial actual pero, a efecto de tener la capacidad de ampliación a futuro, pudiendo tenerla al doble de la primera etapa, se concibió el mismo par de columnas con las mismas distancias entre sí, solo que rematando a un cabezal con volados en ambos extremos diseñado de tal manera que en el futuro acepte, mediante la ayuda de alguna estructura auxiliar, una generosa ampliación de la sección vial requerida.

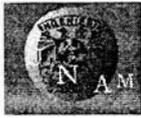
Tercer caso:

Finalmente se tiene el tercer caso del apoyo individual, donde ya no se forman dos pares de columnas sino que son dos columnas unitarias separadas 15 m sobre las que se apoya una sola travesa T-A, siendo el resto del sistema idéntico a los anteriores. Normalmente esta solución aplica en salidas o entradas al nivel superior.

1.4 ANÁLISIS DEL DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO

La avenida San Antonio tiene problemas de nivel de servicio en su tramo de anillo Periférico a Viaducto Río Becerra, en las intersecciones a nivel semaforizadas con calle los Pinos, avenida revolución y avenida Patriotismo en ambos sentidos de circulación; dichas intersecciones funcionan con un nivel de servicio "F" (Flujo forzado), por lo que es recomendable la modificación geométrica de dichas intersecciones justificando así, la construcción de las intersecciones antes mencionadas a desnivel.

Para dicho análisis, se realizaron aforos de movimientos direccionales en cada una de las cuatro intersecciones, en la hora de máxima demanda vehicular, itinerario físico de las mismas incluyendo los ciclos y fases de los semáforos como funcionan actualmente, sentidos de circulación, secciones transversales, señalamientos horizontales y verticales, aforo de peatones que pueden provocar interferencias en el flujo vehicular. Con dicha información se procedió al cálculo de niveles de servicio y capacidad de cada una de las intersecciones mediante el método del cálculo de niveles de servicio y capacidad de "Highway Capacity Manual" Special report, publicado por el transportation Research Board en 1994.



Para la delimitación de los volúmenes que circulan por el distribuidor tanto en el elevado como en el de superficie se realizó una distribución y pre-asignación de volúmenes de tránsito basados en un estudio de Origen – Destino por el método de placas, para las líneas de deseo de movimiento en la zona de estudio, considerando que se utilizará la parte elevada para los viajes con destino más largos, con lo que se ubicaron los principales movimientos en las entradas y salidas de las vialidades que conforman el proyecto en estudio, determinando cuales son viajes de largo o corto alcance.

Con los datos de volúmenes se procedió a realizar una asignación preliminar de volúmenes tanto en el segundo nivel como en superficie, con los resultados que se presentan en las figuras 1.10, 1.11.

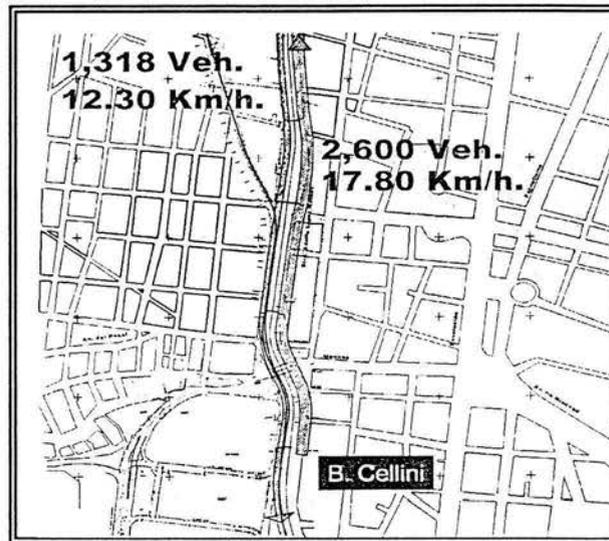


Fig. 1.10 CANTIDAD DE VEHÍCULOS QUE CIRCULAN POR EL PERIFÉRICO Y VELOCIDAD PROMEDIO A LAS HORAS DE MÁXIMA DEMANDA

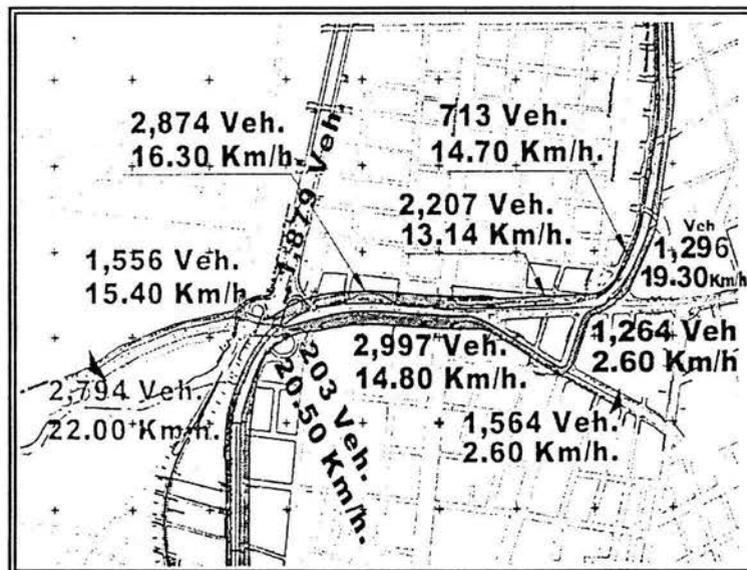


Fig.1.11 CANTIDAD DE VEHÍCULOS QUE CIRCULAN POR EL PERIFÉRICO, SAN ANTONIO Y RÍO BECERRA, CON VELOCIDAD PROMEDIO A LAS HORAS DE MÁXIMA DEMANDA.



Por lo tanto se decidió que las entradas Sur-Norte y Oriente - Poniente, en Benvenuto Cellini y San Antonio Poniente, para los sentidos Oriente-Poniente y Norte-Sur fueran sobre viaducto Río Becerra a la altura de la calle 25 y de san Antonio oriente. Las salidas serán para el primer sentido en Tintoreto y Viaducto Río Becerra; para el sentido contrario en san Antonio al poniente después de Anillo Periférico y a la altura de la calle de P. Miranda sobre Anillo Periférico.

En la figura 1.12 se muestran las líneas de deseo de movimientos con porcentajes y número de vehículos que se utilizan desde cada origen hacia cada destino, para ambos sentidos de circulación. En la figura 1.13 se muestran los volúmenes vehiculares tanto en elevado como en superficie, al horizonte del año 2008 con una tasa de crecimiento de 5% a 5 años, que es la solicitada por la Secretaría de Transportes y Vialidad para todos los proyectos viales que se desarrollan en la Ciudad de México. Asimismo, se muestran las velocidades de los tramos y de las entradas y salidas, tanto en superficie como en elevado.

Notándose que se tiene una gran mejoría en cuanto a velocidad y volúmenes, con lo cual se alcanzan mejores niveles de servicio en la operación de las intersecciones analizadas ya que con el proyecto al disminuirse los volúmenes y cambios en las fases de luz verde, los niveles de servicio a 5 años, cambian de "F" (Flujo forzado) a "C" (Flujo estable).

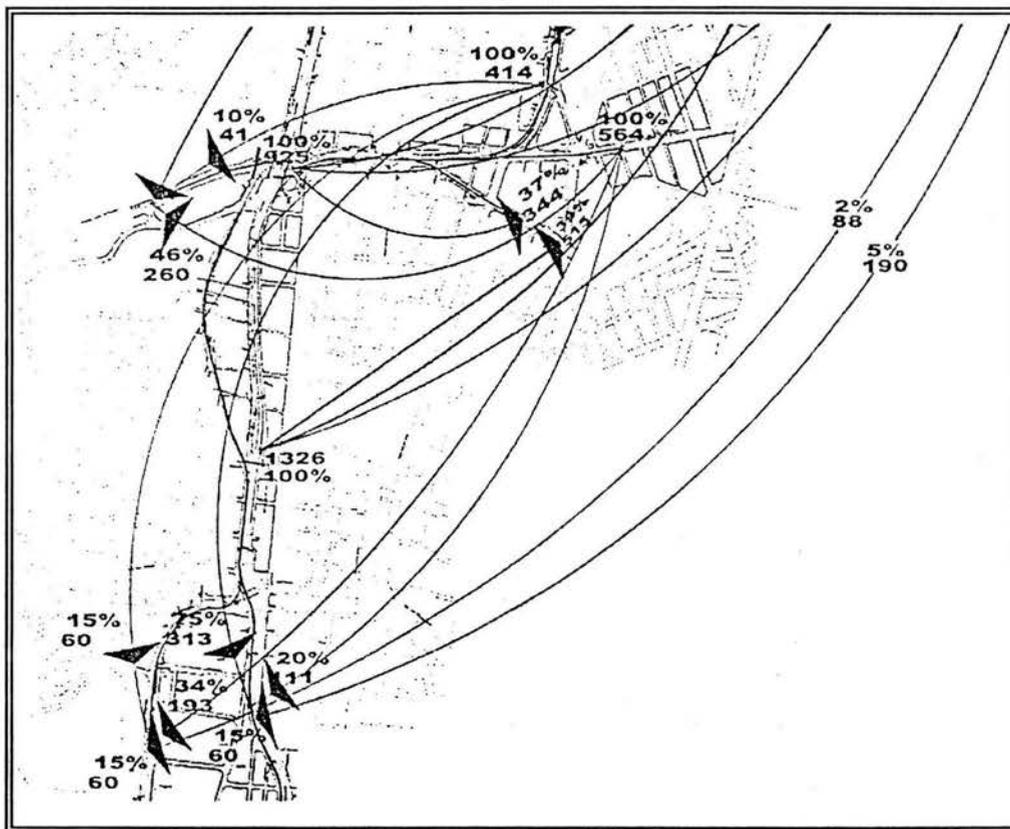


Fig.1.12 ORIGEN Y DESTINO DE LOS USUARIOS DE SAN ANTONIO Y PERIFÉRICO.

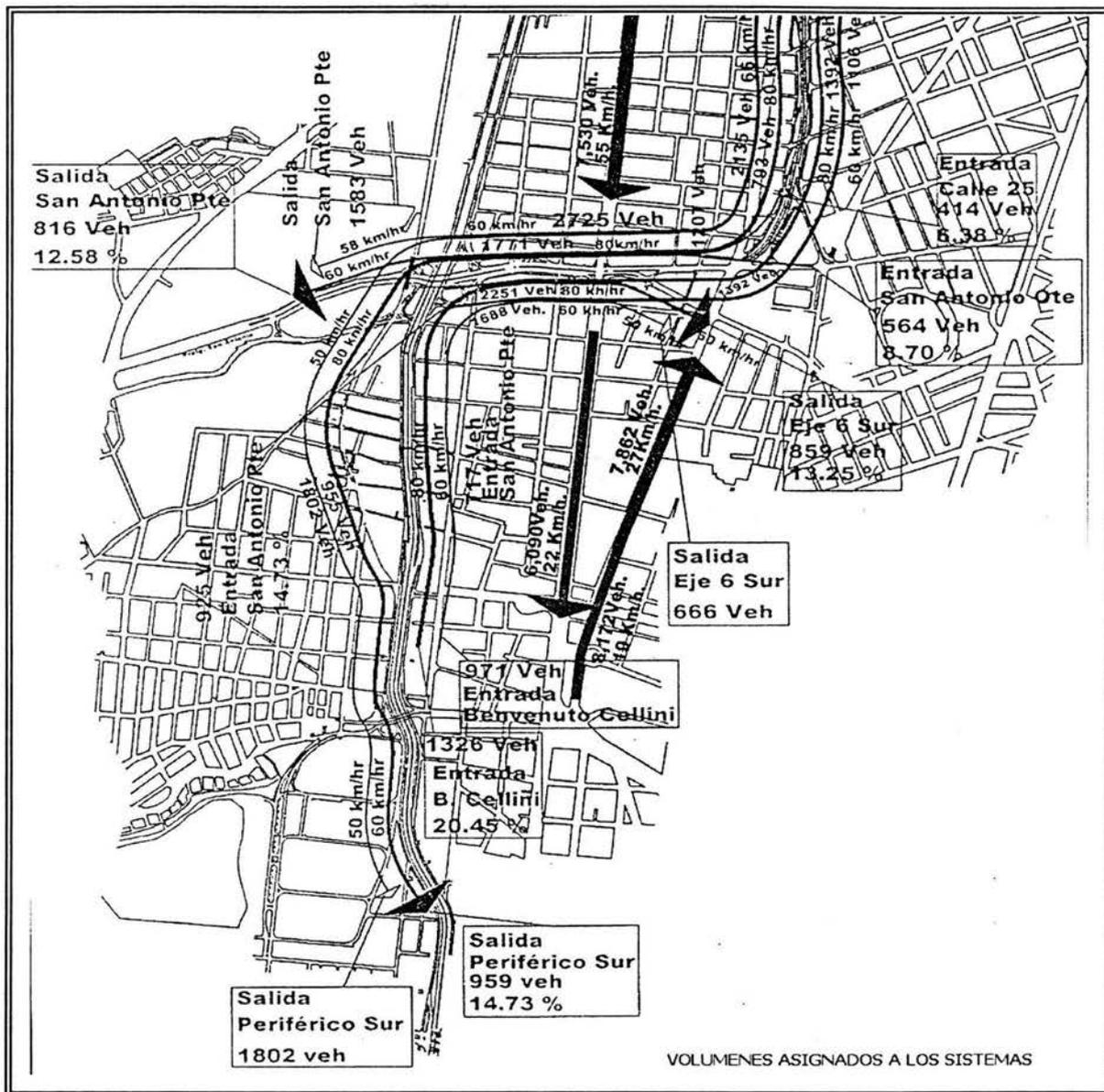


Fig. I.13 ASIGNACIÓN DE VEHÍCULOS EN SUPERFICIE Y EN NIVEL ELEVADO.

Los usuarios saldrán beneficiados con la construcción del distribuidor en análisis serán los que actualmente utilizan las vialidades para su movimiento diario, como son los habitantes de la zona poniente, oriente y sur de la ciudad, ya que tendrán un ahorro de tiempo en sus desplazamientos desde o hacia dichas zonas, así como también los usuarios de las avenidas Revolución y Patriotismo que mejoran su funcionamiento vial y de velocidad. No se prevé que usuarios o residentes que resulten perjudicados, ya que no se tendrán afecciones a predios o construcciones por donde se pretende pasar dicho distribuidor.



1.5 DESCRIPCIÓN DEL RECORRIDO DEL DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO.

Con la utilización de los elementos estructurales antes descritos se conforma el puente vehicular que permitirá recorrer la Ciudad de México de Oriente-Poniente-Sur o viceversa dentro de una vialidad controlada donde el origen y el destino están separados por una distancia considerable. Este puente se localizará en un nivel superior sobre la vialidad que actualmente es conocida como Av. San Antonio. Todos los apoyos estructurales (columnas) se localizan en camellones o banquetas que delimitan o separan los flujos vehiculares de diferentes sentidos.

El sistema en su sección sur inicia sobre el camellón oriente del boulevard Adolfo López Mateos, comúnmente conocido como anillo periférico, a la altura de la calle Benvenuto Cellini desplazándose hacia el norte, posteriormente inicia un quiebre hacia el oriente al comenzar a tener contacto con el gran nodo vial que se forma con el cruce de Av. San Antonio. Por donde circula hasta cruzar el circuito interior, es decir Av. Revolución y Patriotismo hasta encontrar al Viaducto Río Becerra, en donde se conecta en los carriles centrales actuales de esta vialidad finalizando la trayectoria del sistema.

La trayectoria descrita hasta este punto queda en un nivel superior de lo normal (nivel + 1) salvando estructuras elevadas actuales.

Este sistema de vialidad rápida, se complementa con el cuerpo que se inicia desde la zona norte cuyo recorrido a continuación se describe:

Tiene como punto de origen los carriles centrales actuales de Av. Río Becerra, dando vuelta hacia el poniente incorporándose al sistema del distribuidor en Av. San Antonio, cruzando Av. Patriotismo y Revolución hasta llegar al gran nodo vial que se forma con el cruce del boulevard del ferrocarril de Cuernavaca hasta encontrar el camellón poniente del Periférico, por donde se desplaza siguiendo la ruta natural de esta vialidad hasta llegar a la altura de la calle de Francisco P. Miranda.

La trayectoria descrita queda en un nivel superior del normal (nivel + 1), y en el tramo comprendido entre Av. Patriotismo y boulevard Adolfo López Mateos aún más arriba (nivel +2) para librar el cuerpo sur – norte del distribuidor.

1.6 ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DEL DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO

1.6.1 ENTRADAS Y SALIDAS

Entradas

A lo largo del recorrido del sistema se tendrán puntos exclusivos para entrar al sistema, a continuación se definen sus ubicaciones:

- **Entrada A – Calle 25.** para el sentido oriente – poniente – sur. Sobre Viaducto Río Becerra cerca del cruce con calle 25, para incorporarse al cuerpo nivel + 2.



- **Entrada B – San Antonio Norte.** Para sentido oriente – poniente – sur. Sobre Av. San Antonio eje 5 sur, para incorporarse al cuerpo nivel +2.
- **Entrada C – Leonardo da Vinci.** Sentido poniente – oriente, sobre Av. San Antonio eje 5 sur después del cruce con periférico, para incorporarse al cuerpo nivel +1.
- **Entrada D – Benvenuto Cellini.** Sentido sur – norte – oriente. Sobre boulevard Adolfo López Mateos a la altura de la calle B. Cellini para incorporarse al cuerpo nivel +1.

Salidas

A lo largo del recorrido del sistema se tendrán puntos exclusivos para salidas del sistema. A continuación se identifican sus ubicaciones:

- **Salida 1 – prolongación San Antonio.** Sentido oriente – poniente. Sobre Av. Prolongación San Antonio para desincorporarse del cuerpo nivel +2.
- **Salida 2- Francisco P. Miranda.** Sentido norte – sur. Sobre la lateral poniente del boulevard Adolfo López Mateos antes de cruzar Av. Barranca del muerto para desincorporarse del cuerpo nivel +2
- **Salida 3-Tintoreto.** Sentido oriente – poniente. Sobre eje 6 sur para desincorporarse del cuerpo nivel +1.
- **Salida 4 Av. Río Becerra.** Sentido poniente – oriente. Sobre el camellón de la Av. Río Becerra para desincorporarse del cuerpo nivel +1.

Las salidas del sistema tanto del cuerpo norte como las del cuerpo sur, Av. Río Tacubaya y prolongación Av. San Antonio, respectivamente se conectarán con el eje 5 Poniente (Av. De las Torres) en un plazo de tiempo breve.

1.6.2 Programa De Actividades

Las actividades de construcción se espera que inicien en agosto de 2002 y concluyan en abril de 2003, conforme al calendario contenido en la tabla (1.3).

TRAMO	ACTIVIDAD	INICIO	FIN
I	Preliminares	01-agosto-02	05-sep-02
	Cimentación profunda y obras inducidas	08-agosto-02	10-oct-02
	Prefabricados	22-agosto-02	12-dic-02
	Colados en sitio	19-sep-02	23-ene-03
	Pavimentos y barandales	24-sep-02	04-mar-03
	Instalaciones	03-dic-02	25-mar-03
	Obras complementarias	11-feb-03	25-mar-03



II	Preliminares	01-agosto-02	05-sep-02
	Cimentación profunda y obras inducidas	08-agosto-02	10-oct-02
	Prefabricados	22-agosto-02	12-dic-02
	Colados en sitio	19-sep-02	23-ene-03
	Pavimentos y barandales	24-sep-02	04-mar-03
	Instalaciones	03-dic-02	25-mar-03
	Obras complementarias	11-feb-03	25-mar-03

III	Preliminares	03-agosto-02	07-sep-02
	Cimentación profunda y obras inducidas	10-agosto-02	12-oct-02
	Prefabricados	24-agosto-02	14-dic-02
	Colados en sitio	21-sep-02	25-ene-03
	Pavimentos y barandales	26-sep-02	06-mar-03
	Instalaciones	05-dic-02	27-mar-03
	Obras complementarias	13-feb-03	27-mar-03

IV	Preliminares	03-agosto-02	07-sep-02
	Cimentación profunda y obras inducidas	10-agosto-02	12-oct-02
	Prefabricados	24-agosto-02	23-sep-02
	Colados en sitio	21-sep-02	01-feb-03
	Pavimentos y barandales	26-sep-02	13-mar-03
	Instalaciones	05-dic-02	03-abr-03
	Obras complementarias	13-feb-03	01-abr-03

V	Preliminares	05-agosto-02	09-sep-02
	Cimentación profunda y obras inducidas	12-agosto-02	14-oct-02
	Prefabricados	26-agosto-02	30-dic-02
	Colados en sitio	23-sep-02	03-feb-03
	Pavimentos y barandales	28-sep-02	15-mar-03
	Instalaciones	07-dic-02	05-abr-03
	Obras complementarias	15-feb-03	03-abr-03

VI	Preliminares	05-agosto-02	09-sep-02
	Cimentación profunda y obras inducidas	12-agosto-02	14-oct-02
	Prefabricados	26-agosto-02	13-ene-02
	Colados en sitio	23-sep-02	10-feb-03
	Pavimentos y barandales	28-sep-02	22-mar-03
	Instalaciones	07-dic-02	23-dic-03
	Obras complementarias	15-feb-03	12-abr-03

Tabla 1.3. CALENDARIO DE ACTIVIDADES DEL "DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO"



1.6.3 Materiales De Los Elementos Componentes De La Estructura.

- En pilotes de concreto reforzado: concreto estructural $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- En zapatas de cimentación de concreto reforzado: concreto estructural $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$, de acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- En columnas de concreto reforzado: concreto estructural $f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- En cabezales de concreto reforzado: concreto estructural $f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$, acero estructural $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- En traveses de cajón ya sea T-A o T-C de concreto pre - forzado: concreto estructural $f'c=300\text{kg/cm}^2$, acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, acero de pre-esfuerzo (torones) de $f_{rup}=19000\text{kg/cm}^2$.
- Firme estructural de concreto reforzado: $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Todas las zapatas y columnas que se requerirán para la construcción serán coladas en sitio, mientras que el resto de los elementos estructurales que se mencionan serán prefabricados.

1.6.4 Datos Adicionales Del Sistema

El Distribuidor San Antonio, tiene una longitud conjunta, es decir tomando en cuenta los cuerpos principales y sus ramas auxiliares de entradas y salidas, de aproximadamente 6,445.75 m. Dicho distribuidor se localizará en el Anillo Periférico desde la calle de Francisco Pedro Miranda y correrá hacia el sur hasta Av. San Antonio, incorporándose a esta hasta la intersección con Viaducto Río Becerra. Para su construcción se dividió en 6 segmentos con una longitud total de 6,445.759 m. como se muestra en la tabla 1.4 y en la figura 1.14.

TRAMO	LONGITUD (m)
I	1047.529
II	1190.115
III	1273.134
IV	435.245
V	318.803
VI	2180.933
TOTAL	6445.759

Tabla 1.4. LONGITUD DE LOS DIFERENTES TRAMOS DEL DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO.

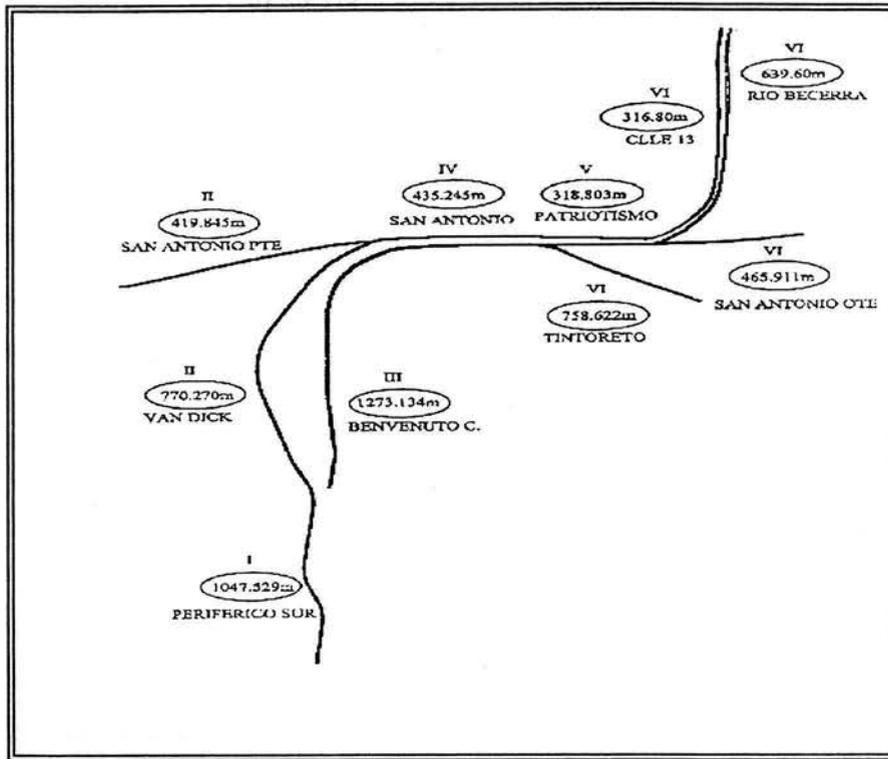


Fig.1.14 LONGITUDES DEL SISTEMA ELEVADO Y RAMPAS.

1.7 ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO EJECUTIVO.

El plan de Transporte y Vialidad del Distrito Federal establece que:

“El rezago vial es un aspecto que la ciudadanía viene señalando y los parámetros viales indican la necesidad de atender el área, tanto en los proyectos de gran envergadura como aquellos proyectos locales que afectan directamente a la población. Durante 1976-1979 las autoridades elaboraron un plan de circulación, mismo que no ha sido completado y desde entonces no ha sido revisado y es por ello que en el 2002 la Secretaría de Transportes y Vialidad (SETRAVI), deberá actualizar y consolidar un plan de esta naturaleza, que deberá integrar los accesos carreteros, los ejes viales, los planes de circulación Delegacionales y del Distrito Federal, los nodos viales, el sistema de control centralizado del tránsito, los estacionamientos y terminales y; las acciones de bajo costo y gran efectividad que necesita la Ciudad.

Por otra parte, de acuerdo con normas internacionales para redes de vialidad urbana, el Distrito Federal tiene un déficit de más de 400 km de vialidades primarias y de 120 kilómetros de vías de acceso controlado, por lo que la vialidad al interior del DF, así como la vialidad metropolitana integrada por los corredores de acceso a la Ciudad, que constituyen una problemática fundamental en materia de infraestructura. La red vial de la zona poniente se estructura con una sola vialidad troncal con continuidad que opera en sentido Norte – Sur, llamada Anillo Periférico, al que están alimentando vialidades transversales en el sentido Poniente – Oriente.



Las cuencas de captación de flujos de la zona poniente drenan por las vialidades radiales, acusan a una población de cientos de miles de habitantes que reside en las laderas de las lomas y que por la insuficiencia de las alternativas de comunicación tienen que desplazarse siempre en el sentido poniente – oriente, siguiendo la configuración topográfica, por las vías existentes que drenan a las distintas radiales que aportan los flujos en forma importante al Anillo Periférico.

Se encuentra en proceso la incorporación a la red vial de la Ciudad un sistema de vías rápidas elevadas que se incorporan para hacer más eficiente la movilidad en el área urbana, en los sitios que presentan la mayor complejidad por los continuos congestionamientos que se presentan durante distintos periodos del día. Se han venido analizando distintas posibilidades, pero finalmente se ha elaborado un Plan Maestro de Vías Rápidas, que se inscribe en el Plan Maestro de Transporte y Vialidad del Distrito Federal y el que a su vez forma parte del Programa de Desarrollo urbano.

Para ello se ha propuesto construir un sistema que se traza prioritariamente por el cause de las vías de acceso controlado, que ya están altamente congestionadas y poder construir encima de ellas, una vía de acceso aprovechando el espacio disponible para alojar una sección transversal que responda a las necesidades de la demanda en la operación normal de la Ciudad, sin tener que afectar propiedades privadas, lo que significaría un alto costo social y económico.

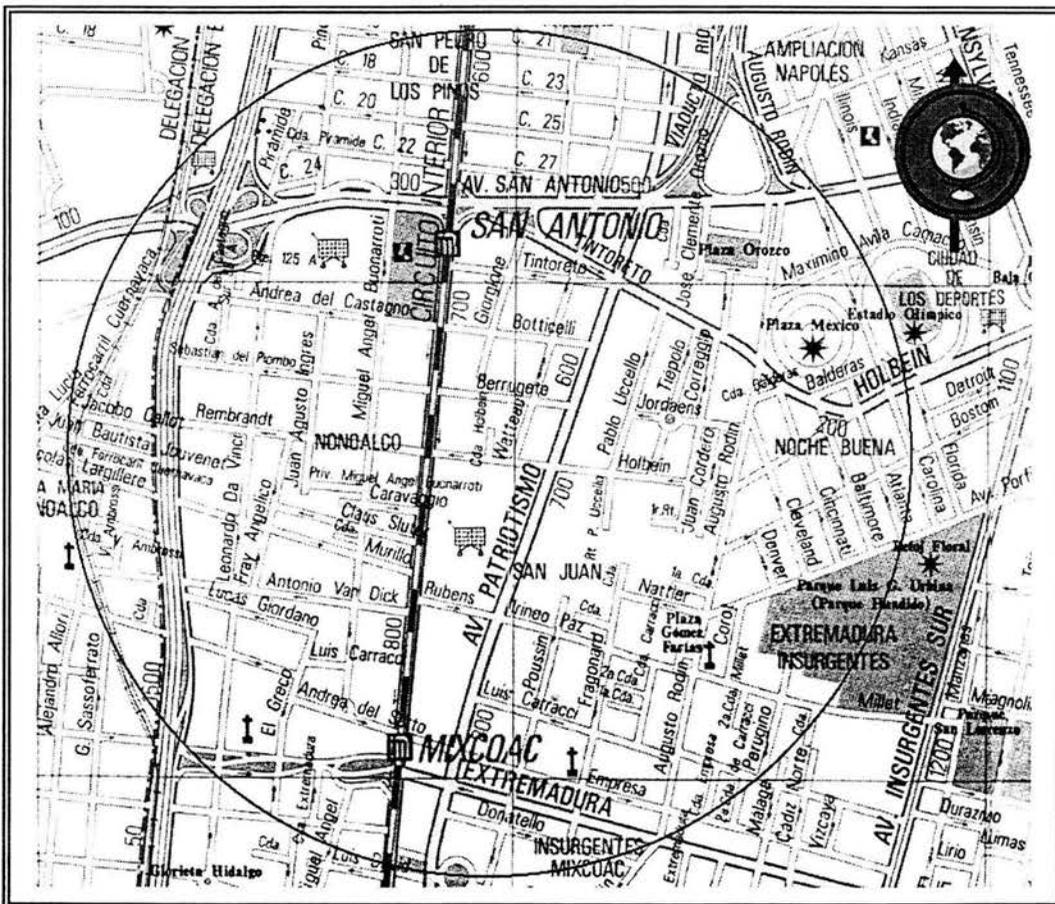


Fig. 1.15 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

**CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS
DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO**



2.1 GEOLOGÍA DE LA CUENCA DE MÉXICO

2.1.1 Definición

La geología es la ciencia que estudia la tierra. La estudia tanto en lo que respecta a su constitución, estructura y arquitectura, como lo relativo a todos aquellos fenómenos que en orden cronológico han venido a modificarla; modificación debida a los esfuerzos originados dentro de ella (Geodinámica interna) y al trabajo incesante de los diversos agentes de intemperismo, erosión y sedimentación, dicho de otra manera y considerando desde luego la estratigrafía, la geología se esfuerza en establecer la historia de la tierra.

En aquella parte de la corteza terrestre en donde con mayor acción ejercen su influencia los diversos agentes tectónicos, de intemperismo, erosión y depósito y en donde el hombre edifica sus edificios y monumentos, es donde la geología desde el punto de la Ingeniería Civil, tiene su máxima aplicación.

Se puede pensar que es exagerado al decir que inclusive una casa habitación, unifamiliar, de un piso, requiere de un estudio geológico. No existe tal exageración. ¿Cuántos fraccionamientos se conocen en el poniente del área urbana metropolitana que requieren de un estudio? Tarango, Santa Fe, Tecamachalco, La Herradura etc. Son lugares donde hay presencia de cavernas e inestabilidad de laderas, que necesitan del conocimiento geológico.

Hace más de medio siglo el profesor Lugeón al terminar una serie de conferencias sobre la geología de presas dijo: “ una presa no es un objeto muerto, es un organismo viviente que tuvo su nacimiento y como tal tendrá su muerte, muerte por vejez y por enfermedades o muerte por accidente si se debilito, estuvo mal concebida o mal alimentada. Es un organismo que pide necesariamente cuidados, tanto más por ser algo que vino a perturbar las leyes naturales y las fuerzas de la naturaleza y aquellas reaccionan particularmente con aquello que para ellas es un obstáculo”. Lo esencial desde el punto de vista humano es que puedan resistir al tiempo ya que consideradas dentro de un tiempo geológico no son sino cosas pasajeras.

Por analogía podemos decir que toda obra civil es un algo que tuvo su nacimiento y que pudiera tener también su muerte. Y que se ha visto el final trágico y triste, digamos, por accidente, como lo han tenido tantas obras a lo largo de nuestra historia en la Ciudad de México.

2.2 GEOLOGÍA E INGENIERÍA

Durante los años de evolución de la ciencia, desde sus comienzos hasta alcanzar su estado actual, uno de los aspectos de este progreso ha sido la agrupación de los conocimientos en ramas separadas.



Las relaciones que podía tener la Geología, dedicada al estudio de la naturaleza y comportamiento de la tierra, con las demás ciencias, sólo eran tenidas en cuenta en la medida en que interferían con estas en ciertos aspectos especiales y, con algunas excepciones, la mayoría de los geólogos tenían poco en común con sus colegas Químicos, Ingenieros, Agrónomos etc. Actualmente, esta fase del progreso parece estar llegando a su fin pues la aplicación universal de los conocimientos especializados ha exigido la organización de equipos científicos.

A la par de los procesos de Ingeniería de la construcción y del atrevimiento mostrado en algunos de los proyectos llevados a cabo, se ha desarrollado un nuevo aspecto de la ciencia, llamado *GEOLOGÍA INGENIERIL* que, en su sentido más amplio, representa el conocimiento especializado de los procesos y materiales terrestres que crean las condiciones físicas que gobiernan el proyecto, ejecución y funcionamiento de las obras de ingeniería. En la actualidad todas las obras de construcción suponen excavar el suelo o las rocas, el transporte a un nuevo emplazamiento y la perforación del suelo o de la roca subyacente. En ciertos trabajos especiales, como en la minería o en la construcción de túneles, es importantísimo el conocimiento de los materiales del suelo para poder tener éxito en la práctica. De modo análogo es de la mayor importancia estar familiarizado con los procesos Geológicos en las obras de Ingeniería, especialmente en aquellas regiones expuestas a erupciones volcánicas, terremotos, tormentas, oleaje marino y a otros aspectos menos espectaculares, pero no menos importantes, como ejemplo el corrimiento de las playas. Análogamente a medida que el conocimiento de los suelos va aumentando, los edafólogos y los agrónomos se encuentran en la necesidad de conocer con mayor exactitud los procesos Geológicos que gobiernan las propiedades fundamentales de los suelos.

Como su nombre lo indica la Ingeniería Geológica es una parte de la ciencia de suelo de particular interés para el Ingeniero y en este caso hay aspectos que adquieren mayor importancia que otros. Por lo tanto a medida que se va disponiendo de más información geológica, debe estar incorporada a la Ingeniería Geológica, pues el éxito en la práctica exige no sólo el conocimiento de las características geológicas, sino también capacidad para interpretar esos conocimientos para deducir el mecanismo que los produjo, y, por esta razón, el edafólogo y el ingeniero tienen que construir la armazón de los conocimientos geológicos, que no ha de consistir solamente en una larga lista de términos o de observaciones aisladas, sino en una íntima liga de principio, muchos de los cuales sólo pueden ser expresados, hasta ahora en términos cualitativos.

2.3 LA CUENCA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

La cuenca de México comprende una de las porciones centrales del Cinturón Volcánico Trans-Mexicano (CVT). Varios factores geológicos se conjuntan para hacer de la cuenca una provincia de alto riesgo sísmico. Por un lado la actividad ígnea y sus sistemas complejos de fallas y fracturas conjugadas, actualmente activas, y que forman sistemas de fosas y pilares. Las fosas se encuentran azolvadas con espesores potentes de sedimentos lacustres intercalados con lavas y piroclastos, lo que indica que el hundimiento del basamento, debido a la emersión regional del CVT, está acompañado por la actividad magmática de la placa oceánica de Cocos. Dentro de la Cuenca de México se manifiestan altos estructurales y depresiones locales a diferentes niveles estratigráficos, los cuales se originan por la influencia regional de fallas y fracturas conjugadas SW – NE y SE – NW, que afectan a toda la República Mexicana, desde el Pacífico hasta el Golfo de México.



Por el estudio estratigráfico – estructural desarrollado en la Cuenca de México, existen tres sectores de mayor riesgo sísmico, que de norte a sur son los siguientes:

1. Sector comprendido entre las fallas distensivas, aquí denominadas 12 y 13, conforman un graben, que incide en la Sierra de las Cruces hacia el suroeste, y continua hacia el nor-este hacia el Valle de Tizayuca y el poblado de Pachuquilla, Hgo. Este graben al cruzar la zona distensiva orientada NW – SE, forma la laguna de Zumpango.
2. Sector entre las fallas 8 y 9 que también conforman un graben en la Cuenca de México, en los que se sitúan los poblados de San Mateo Tlaltenango y San Bartolo Ameyalco, así como Contreras; hacia el noreste incide en las colonias: Nápoles, Del Valle, Narvarte, Roma, Doctores, Juárez, Cuauhtemoc y otras adyacentes afectadas severamente por los sismos del 57 y 85, el graben continúa hacia el nor-este hasta el poblado de Singuilucan, Hgo. Esta estructura geológica cruza la zona distensiva NW-SE, formando la depresión en el que se encuentra el Lago de Texcoco.
3. Sector entre las fallas 5 y 7, conocido como depresión Chalco, en donde existe un espesor considerable de sedimentos lacustres de aproximadamente 500 m.

La identificación de los tres sectores sugiere que se planifiquen como corredores ecológicos, centros recreativos y culturales; y que las construcciones que en ellos se lleven a cabo, sean las adecuadas para disminuir el índice de desastres humanos y materiales en caso de movimientos telúricos similares, o aún mayores a los de 1985.

La Cuenca de México durante muchas décadas ha sido tema de investigación permanente debido a que en su porción sur occidental se asienta la Ciudad de México, con sus problemas que son múltiples y complejos, causados por la explosión demográfica que la caracteriza. Por otro lado, la cuenca en sí, es parte de la provincia geológica de gran riesgo sísmico CVT, el cual biseca a la República Mexicana en su porción meridional desde el Océano Pacífico hasta el Golfo de México.

El origen de este complejo volcánico es controvertido por sus características geomorfológicas y por que esta íntimamente relacionado con los movimientos mayores de la placa tectónica continental de Norteamérica hacia el occidente, las oceánicas del Caribe hacia el oriente, y la de Cocos hacia el noreste.

En particular la cuenca de México es el resultado de las interacciones naturales de procesos tectónicos, volcánicos, sedimentarios y climáticos, que aunados a la actividad antropogénica, han creado la necesidad imperante de desarrollar trabajos multidisciplinarios que deben actualizarse continuamente.

La cuenca de México esta situada entre las latitudes norte $19^{\circ} 03' 53''$ y $20^{\circ} 11' 09''$ y las longitudes $98^{\circ} 11' 53''$ y $99^{\circ} 30' 24''$ al oeste de Greenwich. Comprende una superficie aproximada 9600 km^2 y la limitan al norte las sierras de Tezotlalpan y Pachuca; al sur la sierra de Chichinautzin – Ajuzco; al oriente, las sierras: Nevada, Río frío, y Calpulapan; y al poniente la Sierra de las Cruces.



De acuerdo a la información de Sánchez – Díaz (1989) y de otros trabajos inéditos de diversas fuentes federativas, la cuenca de México la delimitan al norte las cuencas del río Tula y de la laguna del Metztlán; al sur la del río Amacuzac; al oriente las cuencas de los ríos Tecolutla, Atoyac y Mixteco, y al poniente la cuenca alta del río Lerma.

De sus 9600 km² de superficie, la cuenca de México comprende aproximadamente 4800 km², de la porción oriental del estado de México; 2540 km² del sur de Hidalgo, 840 y 100 km² de los sectores orientales de los estados de Tlaxcala y Puebla, respectivamente, y por el Distrito Federal con 1320 km². Es decir, que el 50% de la superficie total de la cuenca corresponde al Estado de México, consecutivamente le siguen el de Hidalgo con 26.46%, el Distrito Federal con 13.75%, Tlaxcala con 8.75% y Puebla con 1.04%.

Para entender el origen y la evolución geológica de la Cuenca de México, es fundamental conocer el contexto Tectónico – Estratigráfico regional del que forma parte, que en este caso es la gran provincia volcánica denominada como: “Cinturón Volcánico Trans – Mexicano” o “Eje Neovolcánico”; Con una extensión aproximada de unos 920 km, desde Bahía de Banderas en el estado de Jalisco hasta Punta Delgada en el estado de Veracruz.

La zona de influencia Norte-Sur del CVT es variable en la porción central, desde la ciudad de San Luis Potosí, al norte, hasta el poblado de Chaucingo en el estado de Morelos, al sur, son alrededor de 400 Km; siendo de aproximadamente 4100 km hacia el Golfo de México, entre el poblado de Teziutlan Puebla, al norte y la Ciudad de Orizaba, al sur, en el estado de Veracruz.

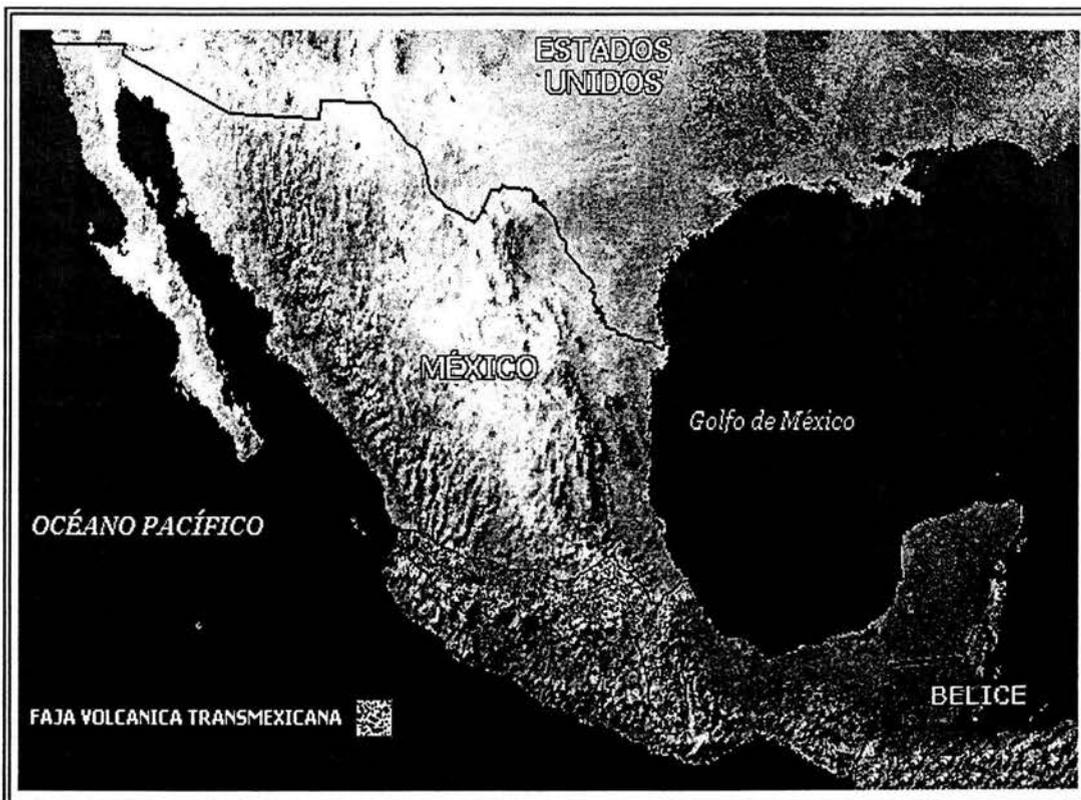


Fig. 2.1. MÁXIMA EXTENSIÓN DE LA FAJA VOLCÁNICA.



La provincia tectónica del CVT está en proceso de emersión, afectada esta por esfuerzos distensivos, que generan sistemas estructurales complejos de fosas y pilares, y cuya expresión geomorfológica es el desarrollo de numerosos valles escalonados hacia el centro del CVT.

Estos valles son elevados; en los estados de Nayarit y Colima al occidente de México, tiene una altitud de 400 m (p.ej. Graben de Colima), hasta unos 2600 m en las cuencas de Toluca y Tlaxcala. Demant (1976) identificó 4 regiones geomorfológicas mayores en las que se localizan grandes fosas tectónicas:

- 1) Tepic-Chapala.
- 2) Colima.
- 3) Michoacán.
- 4) Cuencas de Toluca, de México, de Puebla-Tlaxcala y la oriental.

Estas regiones están caracterizadas por tener expresiones fisiográficas de grandes planicies azolvadas con sedimento lacustre, aluviales, fluviales y volcano-sedimentarias (tobas, piroclastos arenosos y breccias), la secuencia sedimentaria este ínterstratificado e ínterdigitado con derrames volcánicos de diferente composición mineralógica y química.

La mayor actividad volcánica en el CVT se manifestó en el Plio-Cuaternario, por lo que Demant (1978) lo consideró de esta edad; las rocas volcánicas oligo-miocénicas que le subyacen, las sitúa como correspondientes a la prolongación de la Sierra Madre Occidental (McDowell y Clabaugh, 1972, Demant en 1978). Sin embargo existen evidencias locales en los Estados de Michoacán y Jalisco que el volcanismo pre-plio-cuaternario y el plio-cuaternario forman parte del CVT, ya que las secuencias volcánicas estudiadas por Venegas y coautores (1985), son petrográficamente similares. Según los autores, entre los dos períodos de vulcanismo, el mioplicénico y el plio-cuaternario superior están separados por otra etapa de inactividad volcánica.

El intervalo de estabilidad comprende desde el cese de actividad, hace 3.5 millones de años, hasta su reactivación hace 1 millón de años, en la región de los húmeros Michoacán, estas desactivaciones volcánicas no son concurrentes geocronológicamente, puesto que varían de lugar a lugar; por ejemplo, en los azufres, el "Hiatus" abarca de hace 6 millones de años hasta 1.5 millones de años (la columna litológica subyacente está constituida por andesitas y los depósitos sobreyacentes son de riolitas).

En síntesis de acuerdo al conocimiento que se tiene sobre el origen del CVT, este manifiesta diferentes condiciones tectónicas y estructurales a lo largo y ancho de todo su sector de emplazamiento; por lo que, las interpretaciones simplistas y generalistas son inadecuadas cuando se requiere resolver problemas práctico-económicos, referentes a la localización de recursos minerales, energéticos, geotectónicos y geohidrológicos, o bien, de asentamientos humanos, buscando los lugares de menor riesgo sísmico. Para ello es necesario estudiar con el detalle adecuado el sitio de interés y enmarcarlo dentro del patrón regional.

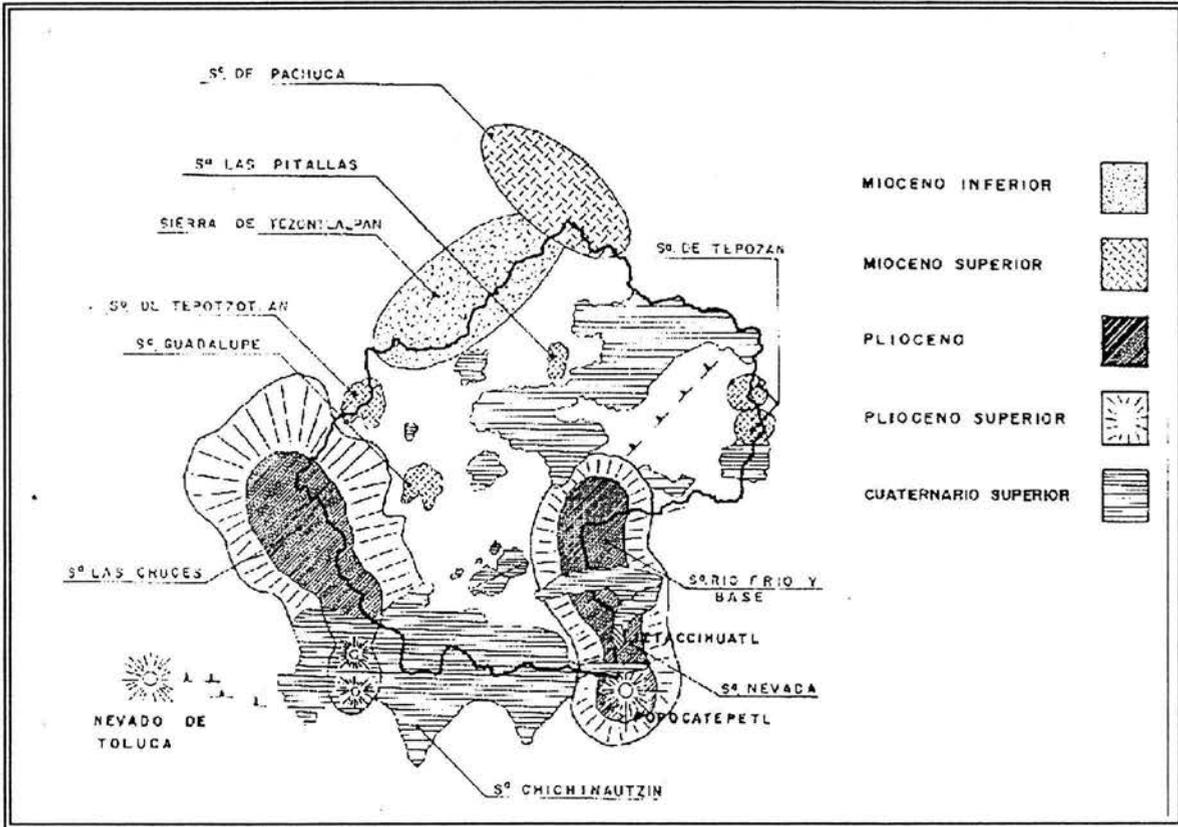


Fig.2.2 DESARROLLO VOLCÁNICO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO.

2.4 ESTRATIGRAFÍA GENERALIZADA Y TECTÓNICA

La secuencia estratigráfica de la Cuenca de México consiste de rocas volcánicas, depósitos aluviales, fluviales y lacustres.

La distribución de las unidades volcánicas y de las sedimentarias es errática, tanto vertical como horizontalmente; por lo que, la definición crono estratigráfica de la columna geológica no es sencilla además de que no existen parámetros paleontológicos en abundancia y distribución que ayuden a establecerla. Por otro lado, los métodos de radiometría se han utilizado localmente, con estos datos de edades radio métricas y con los criterios básicos de superposición estratigráfica, se han logrado situar los eventos magmáticos y sedimentarios a los que ha estado sujeta la provincia de la Cuenca de México durante su evolución (Bryan y otros 1948; Arellano, 1953; Mooser, 1956 y 1962).

Posteriormente Schlaepfer (1968) y Mooser (1975), lograron establecer la secuencia estratigráfica con información y criterios más actualizados, en diferentes sectores de la Cuenca.



Los datos estratigráficos recabados de trece pozos profundos han ayudado a empezar a vislumbrar el tipo y distribución de los horizontes lito estratigráficos en el subsuelo, de los trece pozos profundos que se mencionan cinco los perforó Petróleos Mexicanos (Texcoco-1 a 2065m; copilco-1 a 2258m; Tulyehualco-1 a 3000m; Mixuca-1 a 2452m y Roma-1 a 3200m). Los otros nueve pozos estuvieron a cargo del Distrito Federal (Avenida cien metros-1 a 2233m; San Juan de Aragón-2 a 2232m, Tláhuac-3 a 2241m; Río San Joaquín-4 a 2267m; La Castañeda-5 a 2317m; Avenida Centenario-6 a 2350m; Coapa-7 a 2237m y Coapa-8 a 2234m). Por los resultados de estos pozos se pudo determinar la complejidad estratigráfica y estructural de la Cuenca, ya que los sedimentos fueron transportados de muy diversas fuentes, por lo que su textura, composición y ubicación son diversos. Esto aunado a la presencia de derrames volcánicos y de piroclastos intercalados e interdijitados con los horizontes sedimentarios, hace aún más compleja a la columna estratigráfica.

El desarrollo de fracturas y fallas está asociado con la actividad volcánica de diversa composición, desde andesitas y riocácitas hasta andesitas básicas y dacitas. Al complejo volcánico, Mooser (1962; en Sánchez- Díaz, 1989) la denominó formación Xochitepec, que aflora en la sierra Xochitepec al noreste del poblado de Xochimilco. Aparentemente la formación está muy extendida en el interior de la cuenca; Mooser (1968) propone que aflora en la base de la sierra de Guadalupe y en los cerros de Chapultepec, el Peñón de los Baños, Tlapacoya, Santa Isabel, el Tigre, Zacatepec, en la base del Iztlacihuatl y el Ajusco.

Schlaepfer (1968) coincide con Mooser, con la salvedad de que únicamente sitúa a la secuencia volcánica de la deformación Xochitepec en la sierra del mismo nombre, y al resto de la secuencia volcánica fuera de esta localidad la denomina "Rocas Volcánicas del Terciario Medio".

Durante el Mioceno Tardío la secuencia anteriormente descrita, estuvo sujeta a procesos fluviales, derivándose los conglomerados de la formación Tepoztlán (Schlaepfer, 1968); su localidad tipo se encuentra en el poblado del mismo nombre en el estado de Morelos.

En este tiempo también hubo actividad volcánica, lo que se manifiesta en las sierras de Guadalupe, Tepoztlán y Tepozán. La secuencia volcánica está compuesta por andesitas, dacitas y latitas, y las denominó Mooser (1975) como: "Grupo de las Sierras Menores".

En el Plioceno nuevamente existió una fuerte reactivación tectónica, con la formación de sistemas de fallas y fracturamientos conjugados SE-NW y SW-NE, formando fosas y pilares. El primer fracturamiento incide en la Sierra de Salazar, mientras que el segundo afecta a la Sierra de las Palmas en el poniente de la cuenca, lo cual es visible en la barranca de Contreras. La actividad volcánica se manifestó en toda la cuenca con la emisión de andesitas y dacitas porfídicas en la Sierra Nevada y Río Frío, al oriente en las sierras de Las Cruces y Zempoala, al poniente de la misma, denominadas por Mooser(1975) como: "Grupo de las Sierras Mayores". Los derrames volcánicos andesíticos y dacíticos asociados con expulsiones de ignimbritas y de piroclastos de tobas traquíticas, andesíticas, breccias, arenas volcánicas, bombas y lapillí.

Al pie de las sierras que circundan a la Cuenca de México se depositaron abanicos aluviales y lahares, intercalados con capas de pómez, cenizas, suelo, grava y arenas de origen fluvial; a todo este complejo volcano-sedimentario, se le conoce como la formación Tarango (Bryan, 1984; en: Sánchez-Díaz. 1989) cuya localidad tipo está al sur-poniente en la Ciudad de México. Posteriormente, otros autores la definieron y la subdividieron en varios miembros de acuerdo a la naturaleza de su composición.



Hacia el suroeste de la Ciudad de México la formación Tarango se encuentra cubierta por lavas del Grupo Chichinautzin, pertenecientes a los derrames del Xitle en la zona de pedregal de San Ángel. En la porción occidental de esta cuenca, la formación Tarango está al pie de la Sierra de las Cruces, desde la región norte de Cuajimalpa hasta la parte occidental de San Pedro Atlapulco, al sur de la Marquesa.

Debido a que las capas inferiores de la formación Tarango sobreyacen y en parte, se interdigitan con los derrames de la secuencia volcánica de la Sierra de las Cruces, se le asigna al Plioceno tardío. Por otra parte, las cenizas superiores están en contacto con las primeras emisiones volcánicas de la Sierra de Chichinautzin, por lo que la secuencia superior de la Tarango puede corresponder al Plio-pleistoceno. La parte inferior de la formación está constituida por tobas, aglomerados, depósitos fluvio-aluviales y horizontes de pómez y fragmentos andesíticos; todo el material volcano-sedimentario está mezclado, dado la apariencia de depósitos de nubes ardientes.

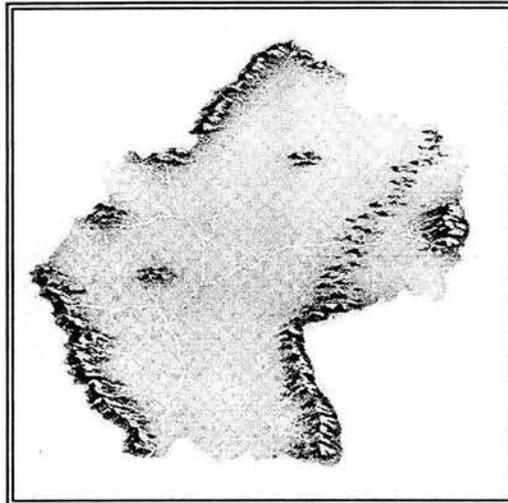


Fig. 2.3 VALLE DE MÉXICO (INICIOS DEL PLIOCENO, HACE DIEZ MILLONES DE AÑOS)

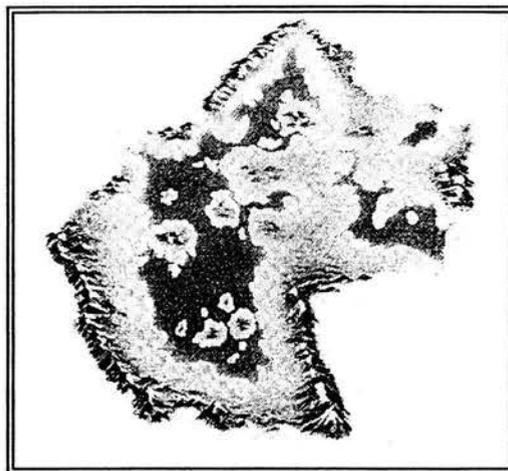


Fig.2.4 CUENCA DE MÉXICO (CUATERNARIO, HACE 700 MIL AÑOS)



Hacia el centro de la Cuenca de México y hacia el norte, son comunes los suelos tobaceos y pumíticos; en la región de Tequisquiac, Nochistongo y Tula, además de los suelos tobaceos y pumíticos existen tobas lacustres bentoníticas, denominada como serie Nochistongo y Requena. (Mooser 1975)

Durante el Plioceno Tardío y el Cuaternario Temprano continuo la actividad volcánica en las zonas de las grandes sierras, formando comúnmente domos andesíticos, riódacitos y dasítas.

La Cuenca presentó una nueva reactivación tectónica, en la que los sistemas oeste-este fueron dominantes en la zona de la Malinche, al norte de Puebla, y en el Nevado de Toluca. Los nuevos sistemas estructurales tuvieron flexiones con dirección oeste-suroeste y este-noroeste, uno de estos sistemas está representado por la Sierra del Ajusco, así como por los pequeños conos alineados que conforman la Sierra Madre de Santa Catarina y la Sierra madre del Chichinautzin que contiene abundantes materiales volcánicos de tezontle. La actividad tectónica dio origen a efusiones de andesitas y sucesivamente, andesitas basálticas; en el Cuaternario Tardío los basaltos fueron abundantes, dando lugar a la acumulación de más de 1000 km² de rocas volcánicas que constituyen la Sierra del Chichinautzin, con más de 120 conos cineríticos. Este edificio de roca volcánica se desarrolló en los últimos 700,000 años y sirvió de umbral, creándose la Cuenca de México. Del Cuaternario Tardío al reciente, los valles se cerraron entre el Popocatepetl al este y la Sierra Zempoala al sur, así como las cabeceras del sistema hidrográfico al norte.

Por esta causa la Cuenca se fue azolvando rápidamente por un aporte considerable de acarreo fluviales en forma de abanicos de deyección, formados por los ríos: Hondo, Mixcoac, Contreras y por otros ríos sepultados por las lavas del Ajusco.

Hacia el norte de la Cuenca, el río de las avenidas de Pachuca, el de Cuzutitlán, el de Teotihuacan y el de la Compañía, también formaron conos de deyección. Hacia el centro de la Cuenca los sedimentos limo-arenosos se estratificaron con cenizas volcánicas y pómez provenientes de las erupciones volcánicas de la Sierra Ajusco-Chichinautzin.

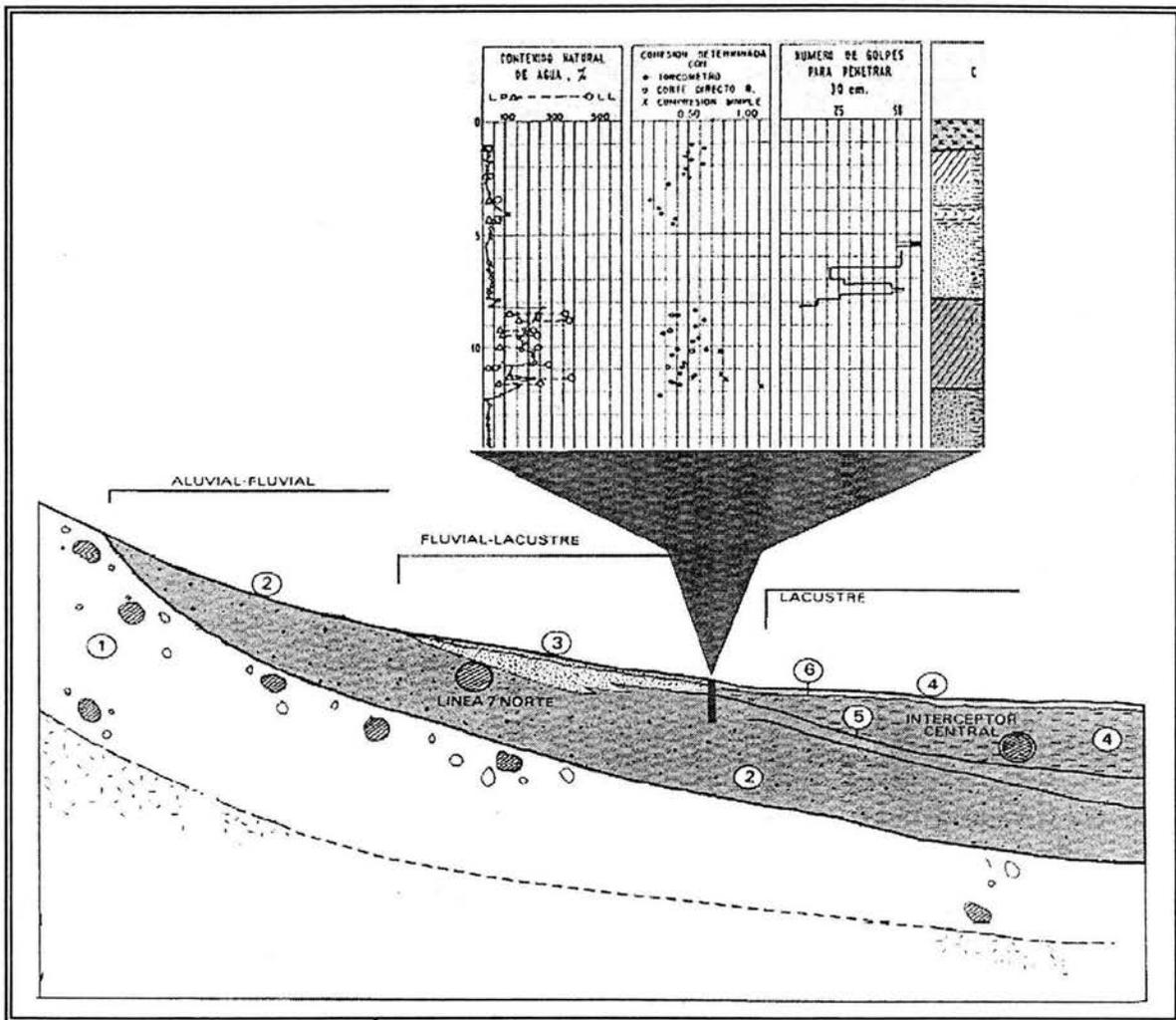


Fig. 2.5 SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DE LA ZONA PONIENTE DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

La Cuenca de México además de la actividad volcánica y el drenaje fluvial y aluvial, también estuvo afectada por períodos glaciales e interglaciares en el último 1, 000,000 de años, además de la precipitación fluvial; estos fenómenos meteorológicos formaron grandes lagos que frecuentemente se comunicaban entre sí.

Mooser (1972) divide a los lagos formados en el Pleistoceno y del reciente de la siguiente forma:

- Lagos formados en las partes bajas y que constituyen vasos de evaporación (p.ejem. Texcoco, Xaltocan).
- Lagos de Piamonte de la Sierra de Chichinautzin alimentados de manantiales de agua dulce (p.ejem. Xochimilco y Chalco).

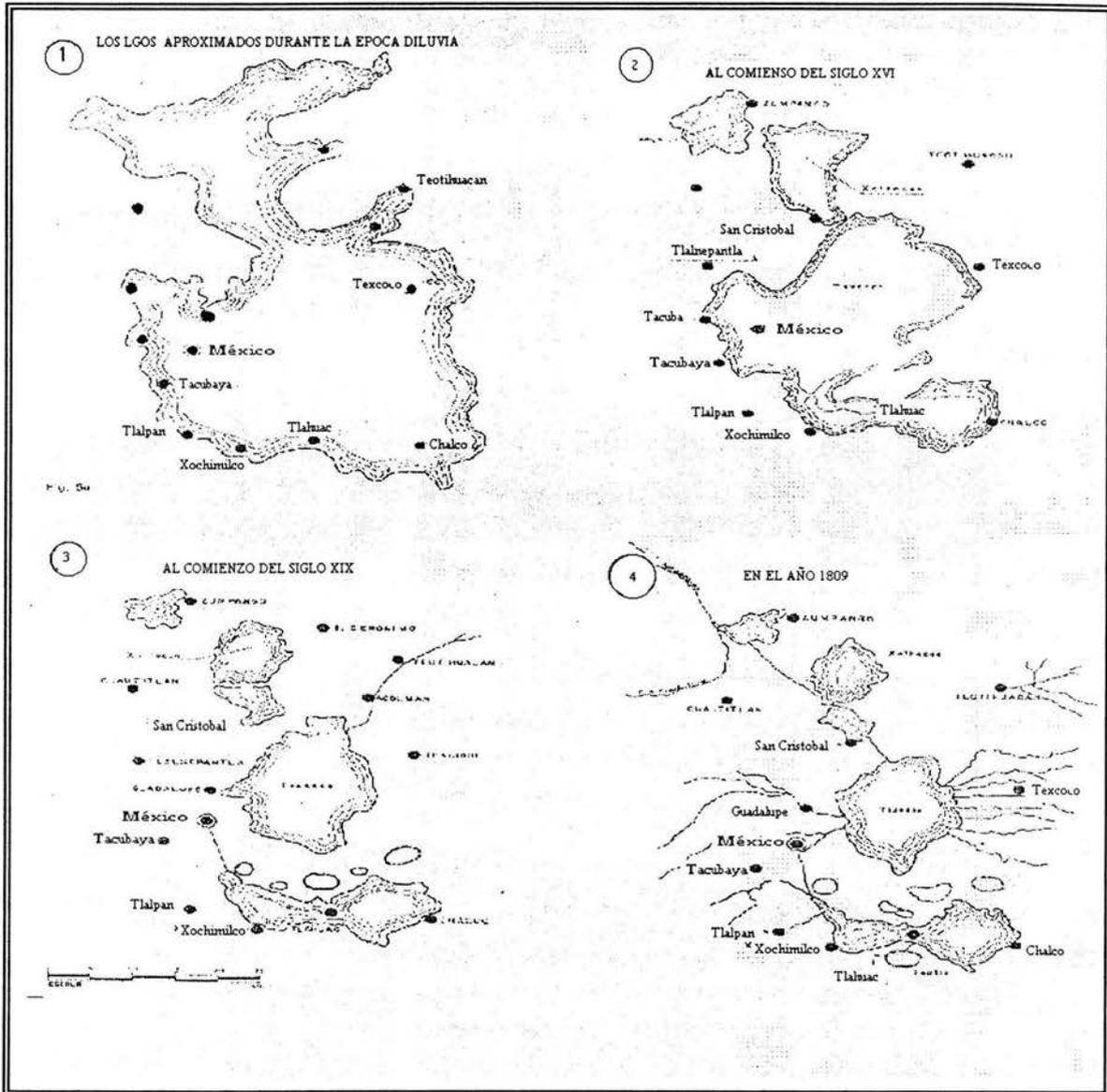


Fig. 2.6 SECUENCIA DEL DESARROLLO DE LOS LAGOS.

El antiguo Lago de Tenochtitlán, es un caso intermedio entre los otros dos descritos, en ciertas épocas del año de agua dulce debido al suministro de los manantiales de Chapultepec y Tlalpan, así como de las redes de arroyos provenientes de las lomas. En épocas de estiaje, en la porción oriental del lago de Tenochtitlán se incrementa la salinidad por evaporación.

Es posible que la salinidad del lago de Texcoco no deba su origen exclusivamente a procesos de evaporación, puesto que está situada en una zona distensiva NW-SE, la cual incide en los manantiales termales de Pathé, Tecozautla y otros en el estado de Hidalgo; por lo que, parte de su salinidad puede ser de origen hidrotermal.



Durante las fluctuaciones glaciales e interglaciares (épocas de deshielo) el nivel de agua del lago fluctuaba, lo que es evidencia de San Juan de Aragón en donde el espesor de arcilla lacustre es de 90 m, y se acuña hacia el poniente, de las Lomas de Chapultpec, así como en los altos topográficos formados por conos volcánicos que aparecen en las parte interiores de la cuenca el espesor de la arcilla lacustre varía desde unos cuantos centímetros en el perímetro de la Cuenca, hasta 100 a 200 m. en el lago de Xochimilco-Chalco y en el de Texcoco, respectivamente.

La distribución de los sedimentos en la Cuenca de México es un factor importante en el comportamiento mecánico del subsuelo durante el desarrollo urbano, ya que intervienen propiedades tales como: variaciones texturales, de composición mineralógica y química, forma geométrica de los estratos y espesores de los mismos, como controladores de sus propiedades petrofísicas.

2.5 ESTRATIGRAFÍA Y ZONIFICACIÓN DEL ÁREA URBANA

Mediante exploraciones recientes, efectuadas en su mayoría con objeto de estudiar cimentaciones de estructuras dentro de la Ciudad de México, se ha logrado una información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo en el área urbana. Con estos datos, se le ha zonificado atendiendo principalmente a las propiedades de los materiales que se encontraron en sondeos perforados a una profundidad de 50 m o menor; en varios puntos la exploración llegó hasta una profundidad de 100 m.

Como se ha mencionado parte de la ciudad esta asentada en faldas de la serranía de las Cruces, formadas por terrenos compactos, areno-limosos con alto contenido de grava unas veces, y otras, por tobas pumíticas bien cementadas; al sur, la urbe invade el derrame basáltico de el Pedregal. Esta zona por su altitud relativa se denominará las *lomas*, presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios están cruzados por galerías, a diferentes profundidades, las cuales suelen tener un desarrollo muy caprichoso. La localización de dichas galerías puede resultar difícil, por que muchas de ellas, a causa de derrumbes, están rellenas con material arenoso suelto.

Como en el estudio preliminar se empleó una máquina de percusión para perforar los sondeos, la herramienta fue comprimiendo localmente la arena, dando la impresión de que la compacidad de suelo mejoraba apreciablemente con la profundidad. Problemas como éste pueden presentarse con bastante frecuencia en las lomas y deben ser motivo de observaciones cuidadosas.

Las fronteras interiores de la zona de *transición*, se han fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construida sobre el fondo del lago de Texcoco, que para distinguirla de las anteriores, se le llamará zona de *lago*. Un sondeo en ella, exhibe los siguientes estratos principales, descritos a partir de la superficie del terreno:

1. Depósitos areno-arcillosos o limosos, con abundancia de restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales que en algunos puntos de la ciudad llegan hasta 10m de profundidad.



2. Arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles, de varios colores y consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas o lentes de arena; su potencia total oscila entre 15 a 32m.
3. La primera capa dura, de unos 3m de espesor, constituida por suelo arcilloso o limo arenoso, compacto y rígido, se encuentran a 33m bajo la superficie aproximadamente.
4. Arcillas volcánicas de características similares a las de la formación superior, aunque más comprimidas y resistentes; este manto tiene una potencia comprendida entre 4 y 14m.
5. Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares se ha encontrado una tercera formación compresible integrada por arcillas volcánicas, a 65m de profundidad.

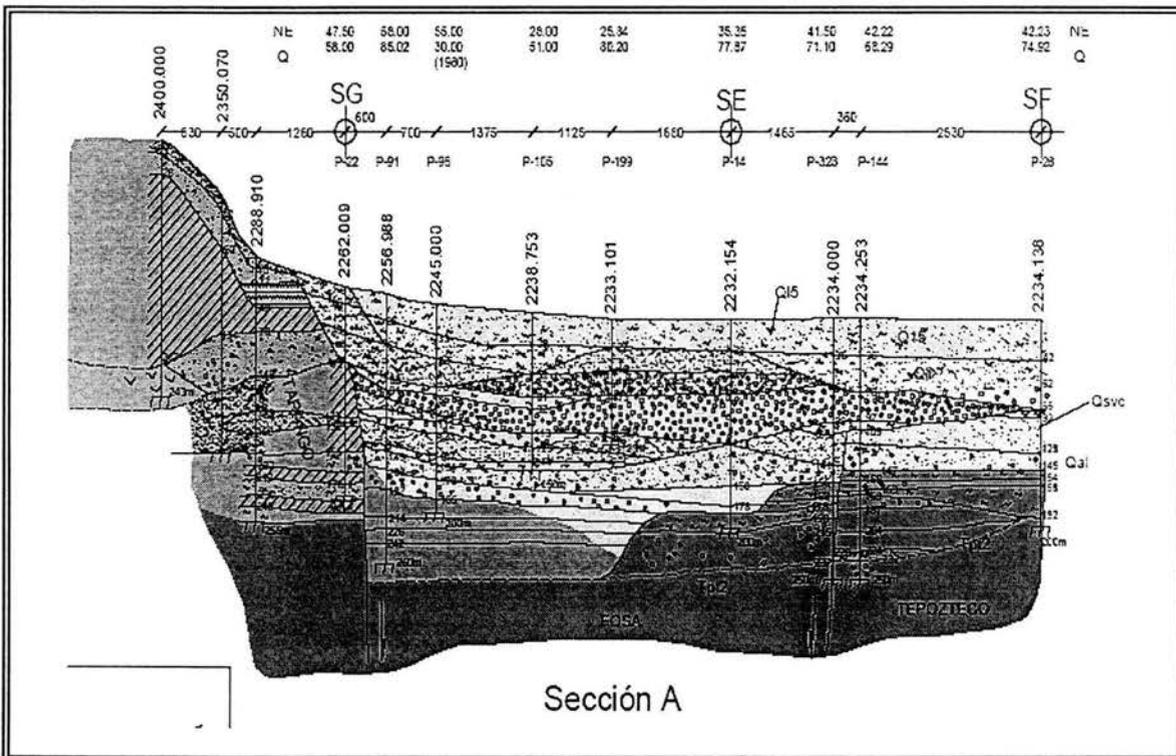


Fig. 2.7. SECCIÓN GEOLÓGICA (MOOSER, ZÚÑIGA, 2003)

El corte estratigráfico de la figura 2.7 es característico del área urbanizada, pero puede sufrir variaciones importantes. Entre las causas principales de estas diferencias debe citarse a la historia de las cargas aplicadas en la superficie del terreno, particularmente, en la zona ocupada por los monumentos Aztecas y de la Colonia; un caso excepcional es el que muestra el sondeo P_c 128-1, realizado en el Palacio Nacional, donde la formación arcillosa superior se ha comprimido de tal manera que su espesor actual es de sólo 20m. Las exploraciones P_c -106 y P_c -143 son representativas de las regiones poco cargadas de la ciudad, mientras que el P_c -28 corresponde a la parte céntrica de la misma.



Atendiendo a estas razones, se ha subdividido tentativamente la zona del *lago* en dos regiones; la primera abarca la antigua traza de la ciudad, y en ella, las propiedades medidas de los estratos arcillosos pueden variar apreciablemente, aun dentro de los límites de un predio. En cambio la segunda pertenece a la parte del área urbana que no ha experimentado cambios sensibles debido a que las cargas actuantes en la superficie han sido moderadas o nulas.

Los cortes estratigráficos bajo el área urbanizada, según dos ejes normales NS y WE, se cruzan en el monumento a Colón, y dan una idea aproximada de la disposición de los estratos principales ya descritos.

Al oeste, afloran los depósitos clásticos aluviales de la formación de Tarango, los que con una pronunciada pendiente penetran profundamente hacia el centro de la ciudad y quedan fuera del alcance de los sondeos realizados en el fondo del lago de Texcoco. Estos restos de los abanicos aluviales están cubiertos por las gravas y arenas del Pleistoceno Superior y los estratos compresibles constituidos por las cenizas volcánicas sedimentadas en agua tranquila cuyo espesor aumenta apreciablemente hacia el oriente del Valle.

Tanto al norte como al sur del área urbana, los mantos de arcilla blanda y extraordinariamente plástica se reducen de espesor, descubriéndose en la zona de Pedregal los depósitos arenosos del Pleistoceno Superior y los derrames de lava basáltica que arrojó e Xitle 500 años antes de la era cristiana, aproximadamente.

La base de datos del Sistema de Información Geográfico-Sondeos Geotécnicos (“SIG-SG”) del Instituto de Ingeniería, UNAM ha permitido afinar los límites de las zonas geotécnicas marcadas por el reglamento de construcción: Zona de lomas (Zona I), zona de Transición (zona II) y zona lacustre (Zona III). La última zonificación propuesta se presenta en la lámina “Zona metropolitana de la Ciudad de México”. Esta zonificación corresponde a las definiciones establecidas en las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones del reglamento de Construcción para el Distrito Federal (GDF, 1995):

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenoso intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.



Estas definiciones están basadas en consideraciones ingenieriles y principalmente en el tipo de cimentaciones aplicables en cada zona. Los límites entre las diferentes zonas no tienen por tanto porque coincidir con las fronteras entre las zonas definidas con base en consideraciones geológicas y geomorfológicas.

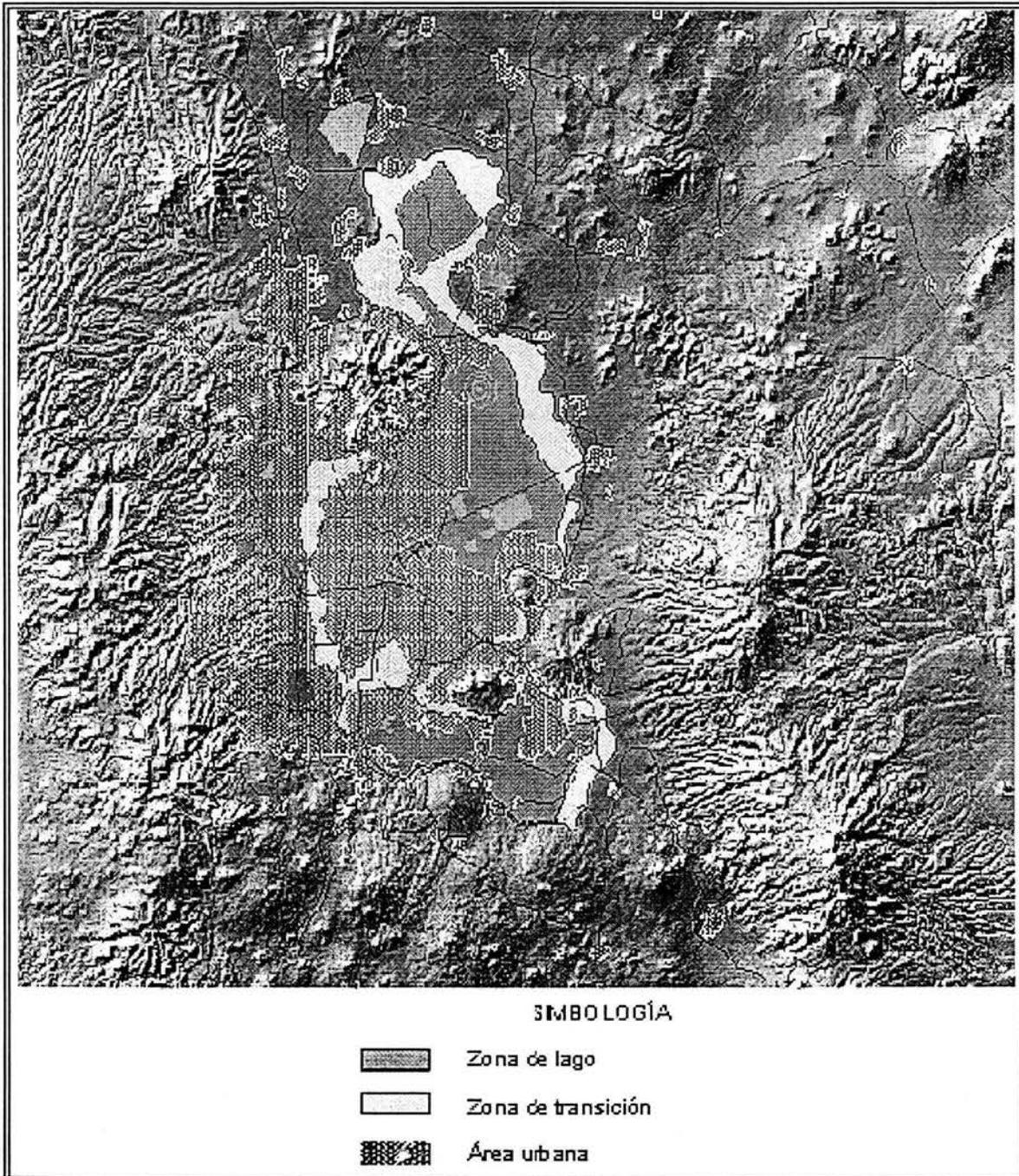


Fig. 2.8. ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO Y ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA ACTUALIZADA (2002).

CIMENTACIONES



3.1 DEFINICIÓN

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

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

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

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

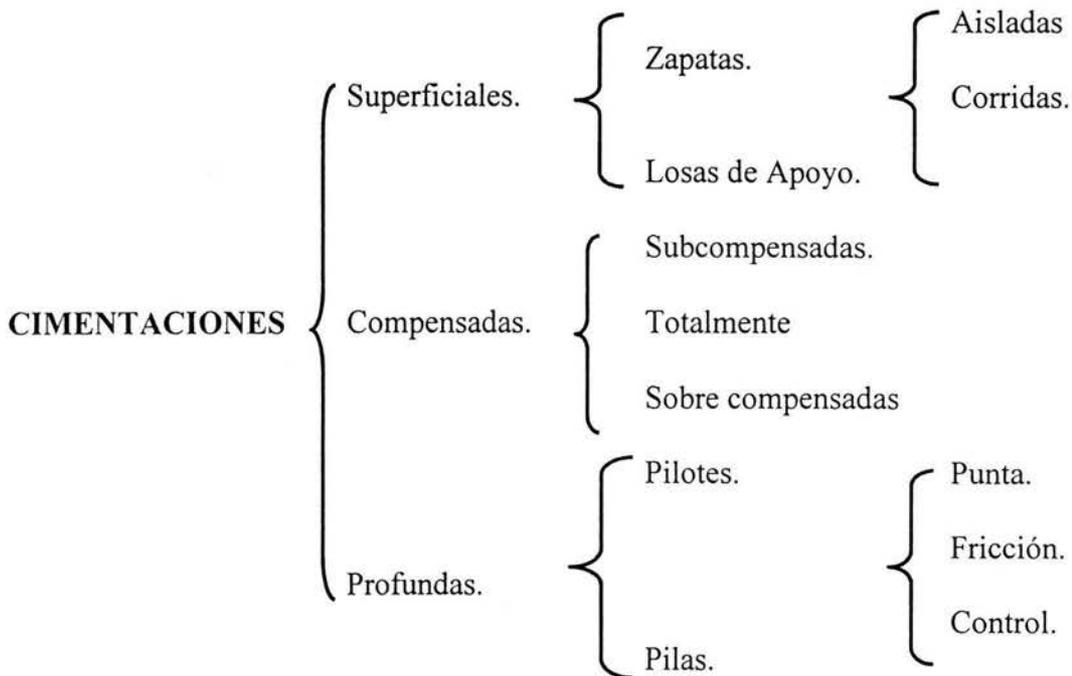
El estudio del suelo en el que se apoyará una estructura es prioritario, ya que su resistencia y comportamiento ante cargas externas definirán el tipo de cimentación adecuado, que garantizará la estabilidad del sistema.

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

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

3.2 CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES.

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



3.2.1 Cimentaciones Superficiales.

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

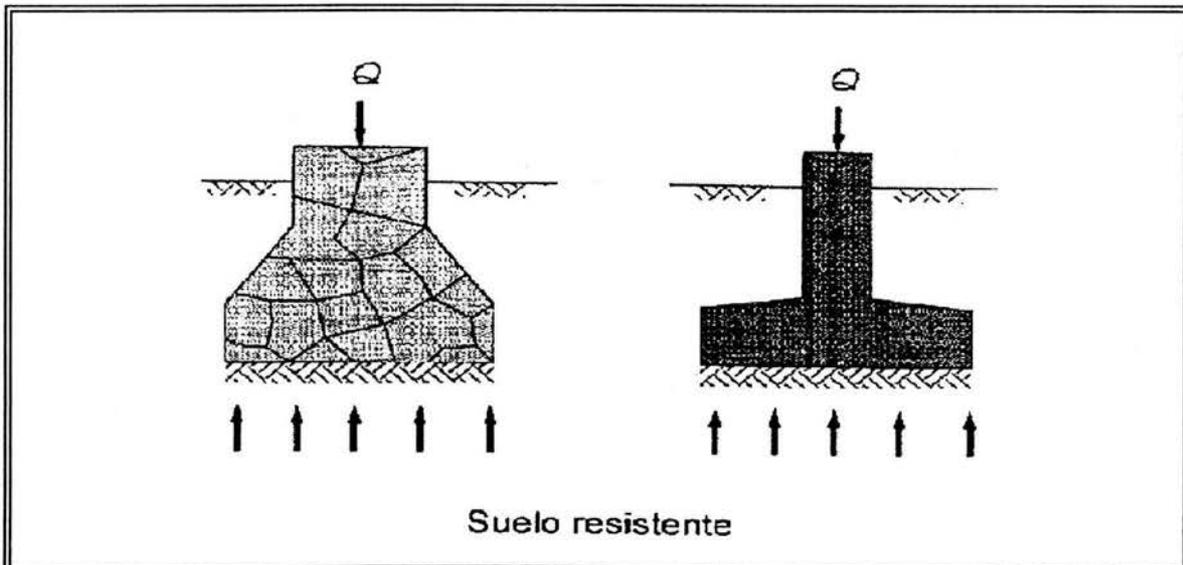


Fig. 3.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES



3.2.2 Cimentaciones Compensadas.

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante una excavación en donde se aloja un cajón de cimentación. (Figura. 3.2)

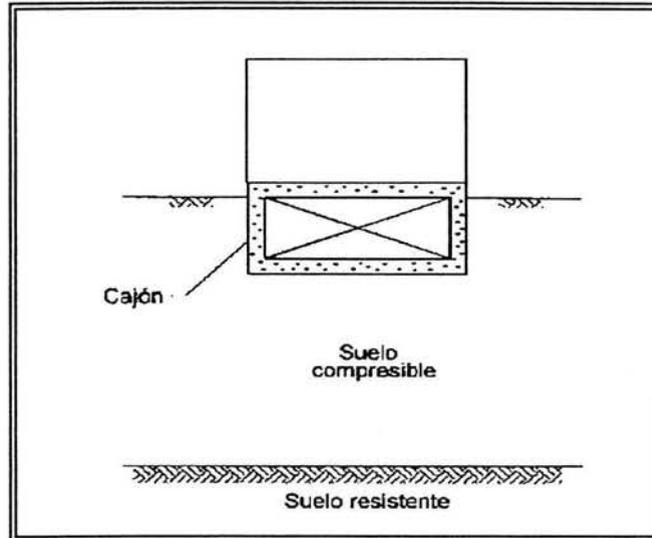


Fig. 3.2 CIMENTACIÓN COMPENSADA

Si la transmisión de carga neta al subsuelo en el desplante del cajón resulta positiva, nula o negativa, la cimentación se denomina subcompensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Con el propósito de evitar que la estructura experimente asentamientos excesivos, es común que las cimentaciones parcialmente compensadas se combinen con pilotes de fricción. (Figura. 3.3).

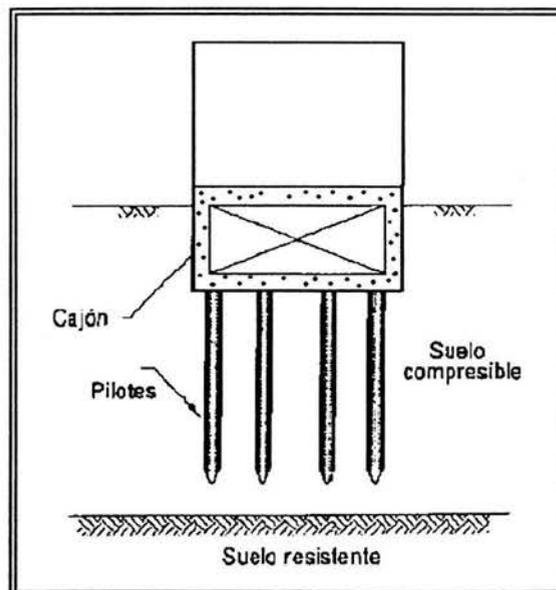


Fig. 3.3 CIMENTACIÓN PARCIALMENTE COMPENSADA



3.2.3 Cimentaciones Profundas.

Son aquéllas que alcanzan estratos profundos que tengan la capacidad de soportar las cargas adicionales que se aplican al subsuelo, utilizándose generalmente procedimientos constructivos y equipos especiales (Figura. 3.4).

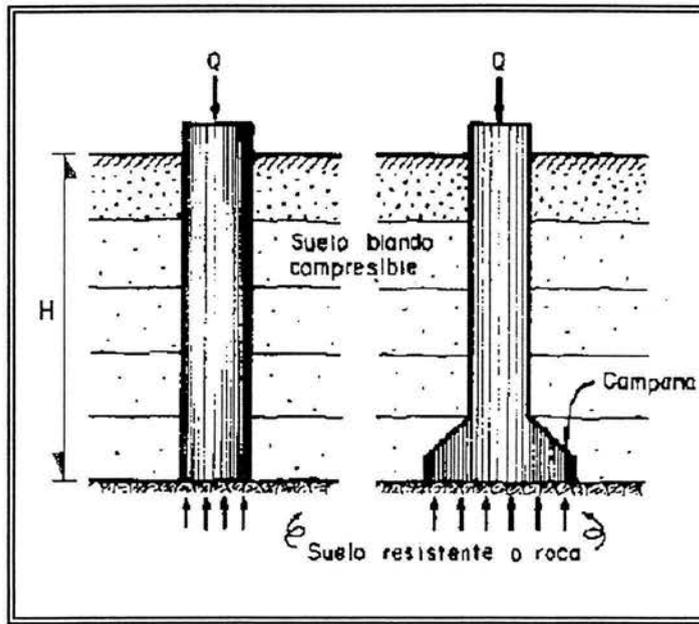


Fig. 3.4 TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

3.2.3.1 Clasificación De Cimentaciones Profundas.

Con el propósito de identificar los diferentes elementos de cimentación profundas, se propone clasificarlos considerando sus características y condiciones de trabajo, lo que consultores y constructores deberán tomar en cuenta, aplicando los criterios propios de cada actividad, de acuerdo con lo siguiente:

Material de fabricación.

Los materiales más utilizados son los siguientes:

⇒ Concreto

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

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

⇒ Acero.

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



⇒ Mixtos.

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

⇒ Madera.

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

3.2.3.2 Procedimiento Constructivo.

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

1. Con desplazamiento.

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

2. Con poco desplazamiento.

- Hincados con una perforación previa.
En el caso de que las características del subsuelo por su resistencia no permitan la instalación de los elementos de cimentación, se especifica una perforación previa a su hincado.
- Hincado con chiflón.
El chiflón de agua es utilizado para hincar elementos precolados o de acero en suelos compuestos por arena suelta, la cual es transportada por el flujo al exterior.
- Sección transversal pequeña.
El instalar tubos y perfiles metálicos sin perforación previa, debido a su reducida área transversal, provoca un desplazamiento del subsuelo en ocasiones imperceptible.

3.2.3.3 Transmisión De Carga Al Subsuelo.

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

a) Carga Vertical.

❖ Punta.

La carga vertical es transmitida al estrato localizado en la punta de los elementos de cimentación profunda (Figura. 3.5).

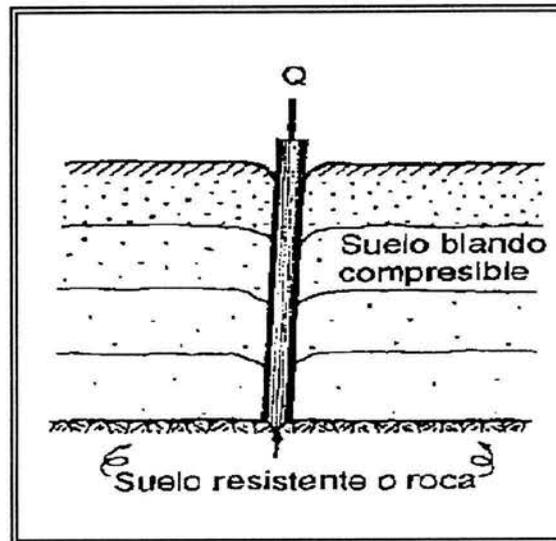


Fig. 3.5 TRANSMISIÓN DE CARGA AL ESTRATO RESISTENTE.

❖ Fricción.

La transmisión de las cargas al subsuelo se desarrolla a través del contacto de los diferentes estratos con el fuste de los pilotes o las pilas; dependiendo del sentido de los esfuerzos, la cimentación puede ser de apoyo, o de anclaje (Figura. 3.6)

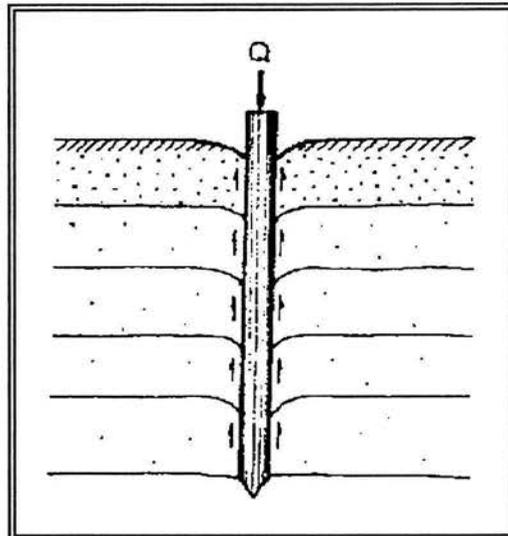


Fig. 3.6 TRANSMISIÓN DE CARGA POR FUERZA FRICCIONANTE.

❖ Mixta.

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



b) Carga vertical y horizontal.

En estructuras que generan cargas horizontales hacia la cimentación, además de las verticales, puede ser recomendable el uso de pilotes inclinados, con el propósito de que la fuerza resultante sea transmitida adecuadamente al subsuelo por la cimentación profunda elegida. En el caso de la ocurrencia de acciones sísmicas, los pilotes inclinados provocan concentraciones de esfuerzos considerables en la losa que se apoya en ellos, lo cual debe ser analizado en su diseño. Sí la carga horizontal es moderada, es preferible usar pilotes instalados verticalmente y aprovechar la reacción pasiva del suelo superficial (Figura. 3.7).

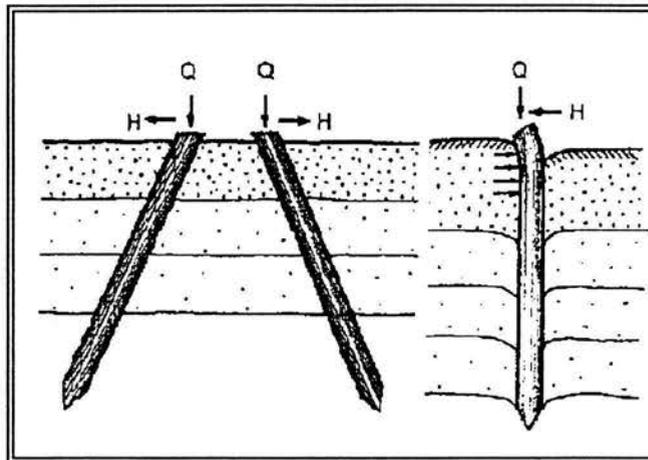


Fig. 3.7 CIMENTACIONES CON CARGAS HORIZONTALES.

3.3 DESCRIPCIÓN DE PILOTES Y PILAS.

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

3.3.1 Pilotes.

Los pilotes son elementos esbeltos de cimentación profunda que transmiten al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma. Los pilotes pueden ser de madera, o bien de acero y/o concreto. El uso de pilotes de madera ha dejado de ser frecuente, y solamente se aplican en obras provisionales donde no se requiere su preservación a largo plazo; es conveniente aclarar que los pilotes de madera no sufren deterioro cuando están sumergidos permanentemente en agua que no contenga elementos corrosivos y/o contaminantes.

Los pilotes de acero por lo general son tabulares o de sección "H". Su utilización depende del tipo de subsuelo donde serán instalados, así como el procedimiento constructivo elegido. Debido a que la sección "H" no desplaza un volumen importante de suelo durante su instalación, su hincado en suelos blandos se facilita; se sugiere su utilización cuando deban apoyarse en roca. En ocasiones los pilotes tubulares pueden taparse en la punta para posteriormente ser llenados de concreto; la dificultad de su hincado es prácticamente igual cuando están tapados que cuando están abiertos, ya que el material del subsuelo que penetra en la punta llega a formar un tapón resistente.



Los pilotes de acero deben ser sometidos a tratamientos especiales cuando se detecta que durante su vida útil pueden ser afectados por la oxidación y/o corrosión.

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

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

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

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

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

3.3.2 Pilas.

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

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



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

La sección utilizada con mayor frecuencia es la circular, cuya sección no debe ser menor de 60cm, con el propósito de garantizar la calidad de la pila, pudiendo llegar a especificarse un diámetro de 300cm, si es que el comportamiento del subsuelo durante la fabricación de pila lo permite. Cuando se requiere que el área de contacto con el estrato resistente sea mayor al de el fuste de la pila, se utilizan ampliaciones en la base cuyo diámetro no será mayor de tres veces al fuste; así mismo el ángulo que se forma con respecto a la horizontal en la transición del cambio de área no deberá ser menor de 60° .

También se puede recurrir a las pilas construidas por el método Franki (Figura 3.8). La ampliación de la base de las pilas no debe permitirse bajo el nivel de agua freática, ya que no es posible detectar si su geometría real esta dentro de las especificaciones requeridas.

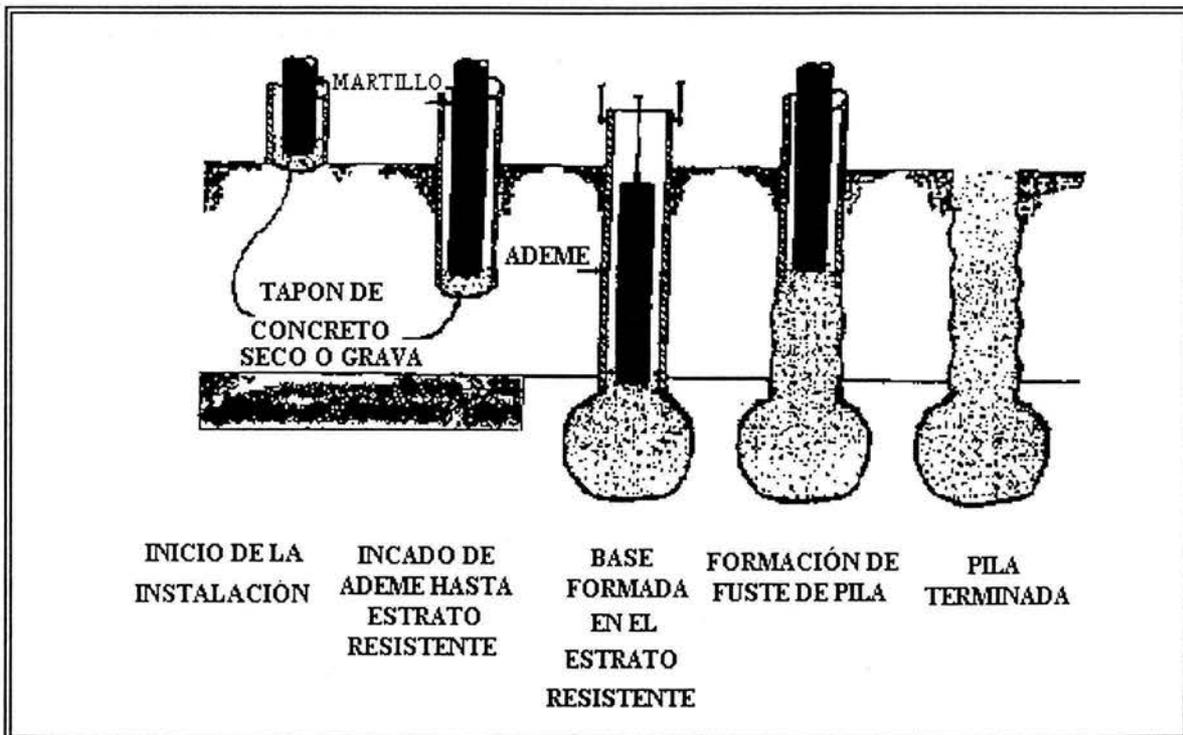


Fig. 3.8 PILAS CONSTRUIDAS POR EL MÉTODO FRANKI



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

3.3.3 Ventajas Y Desventajas.

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

Ventajas.

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

Desventajas.

- a) Las pilas requieren siempre de perforación previa, mientras que los pilotes en ocasiones pueden ser instalados desplazando el subsuelo.
- b) Cuando existen estratos de subsuelo sin consistencia, no es posible realizar la construcción de pilas con calidad, ya que su sección puede llegar a deformarse, lo cual no sucede con un elemento prefabricado; se puede resolver este problema con tubería metálica perdida, lo cual genera un sobre costo.



- c) En la fabricación de pilas es necesario siempre garantizar que en el desplante de las excavaciones no exista material suelto.
- d) Los cambios de presión del agua subterránea pueden cercenar el fuste de las pilas durante su fabricación, cuando se utilizan ademes metálicos recuperables y no son retirados adecuadamente.
- e) El procedimiento constructivo de pilas sobre agua se complica, al tener que evitar el vaivén de la plataforma flotante donde se apoya el quipo de construcción, así como tener que aislar el cuerpo de la pila en la zona donde no existe suelo que lo confine.
- f) El sistema de ademado de las perforaciones requiere mayor control que en el caso de los pilotes, ya que de este depende en forma importante la calidad de las pilas.

3.4 APLICACIONES ADICIONALES DE PILAS Y PILOTES.

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

Tensión.

Algunas estructuras deben ser ancladas en el subsuelo, ya que los esfuerzos predominantes a los que estarán sometidos serán de tensión, por lo que los pilotes y/o las pilas en este caso transmiten esfuerzos de fricción negativa al subsuelo (Figura. 3.9)

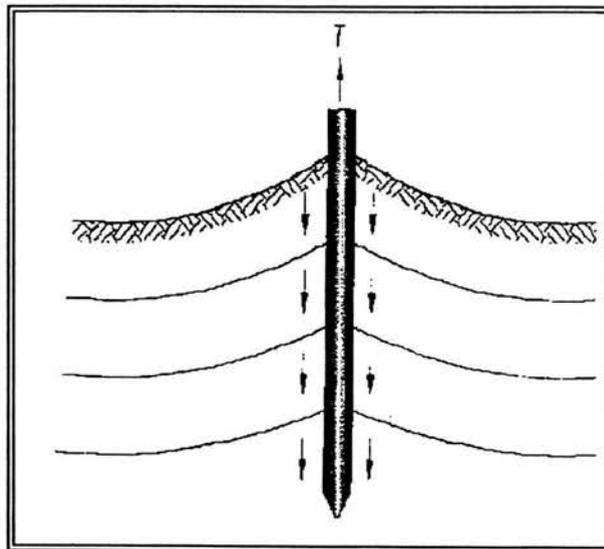


Fig. 3.9 TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS NEGATIVOS AL SUBSUELO



Suelos Expansivos.

Cuando las características de algunos estratos del subsuelo en donde se instalará una estructura indican un comportamiento expansivo, es necesario reducir esta deformación o evitar que la estructura sea afectada por ella, solución que se logra con pilotes empotrados parcialmente en un estrato resistente, en donde la fricción generada en el fuste del pilote cambia de sentido en la frontera de los estratos de suelo resistente y expansivo (Figura. 3.10).

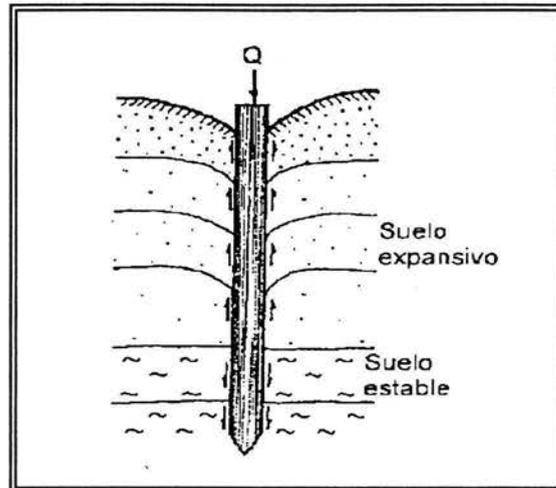


Fig. 3.10 PILOTE EMPOTRADO PARCIALMENTE EN ESTRATO RESISTENTE

Erosión.

Algunas estructuras no requieren cimentaciones profundas si se consideran las cargas que serán transmitidas al subsuelo, sin embargo, en los casos donde se prevé la posibilidad de que el suelo de apoyo pueda experimentar erosión por la presencia de flujo de agua, es necesario apoyar la estructura en pilotes o pilas cuyo desplante debe rebasar el nivel máximo esperado de dicha erosión. (Figura. 3.11).

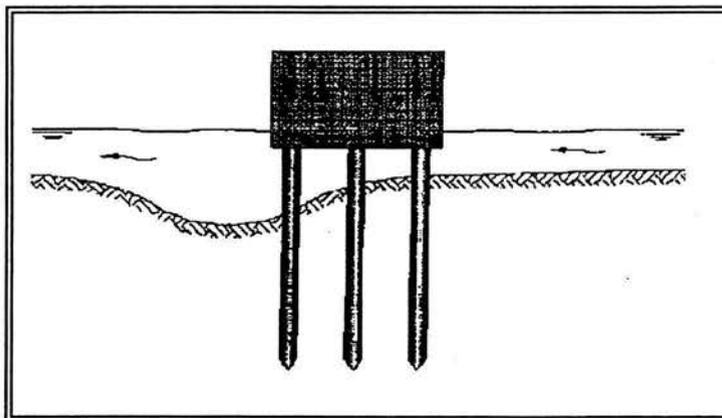


Fig. 3.11 DESPLANTE DE CIMENTACIÓN POR DEBAJO DEL NIVEL DE EROSIÓN.



Estructuras Vecinas.

El conocer el entorno de un proyecto permite tomar decisiones adecuadas, siendo recomendable verificar si las construcciones vecinas, existentes o futuras, modificarán el comportamiento de la estructura en estudio; en el caso de la presencia de excavaciones adyacentes a elementos que pueden ser soportados por los estratos superficiales, es necesario que estas estructuras se apoyen en cimentaciones profundas, con el propósito de que las cargas se transmitan a estratos localizados por debajo del fondo de la excavación vecina, para evitar que los esfuerzos de sobrecarga superficial provoquen condiciones de inestabilidad. (Figura. 3.12).

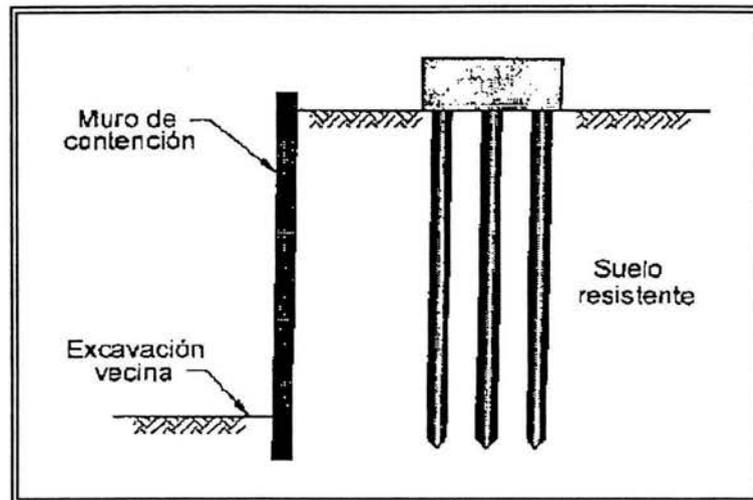


Fig. 3.12 CIMENTACIÓN CON EXCAVACIÓN EN SU VECINDAD.

Pilas Cortas.

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

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



3.5 PROCESO CONVENCIONAL PARA EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

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

Estudios Geotécnicos.

La exploración del subsuelo en el que se pretende construir una estructura, debe realizarse antes de continuar con el desarrollo del proyecto, ya que de los resultados obtenidos y la interpretación de las características y comportamiento del subsuelo, dependerán las decisiones que se tomen para la realización del diseño geotécnico y estructural, así como para la determinación del proceso constructivo. Un estudio geotécnico deficiente provocará que las actividades siguientes no se desarrollen adecuadamente, generando modificaciones durante la construcción, las cuales estarán en función de la inexactitud de la información obtenida.

Diseño Geotécnico y Estructural.

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

Construcción.

El procedimiento constructivo se define en función de las especificaciones determinadas por los diseñadores geotécnicos y estructurales, así como del estudio del subsuelo; cuando no existe comunicación de los constructores con los consultores, existe la posibilidad de que durante la construcción se tenga la necesidad de modificar el proyecto, lo cual es aceptable cuando la decisión beneficia la calidad de la obra sin afectar sensiblemente el aspecto económico; esta contingencia también se puede presentar aunque la comunicación mencionada se haya realizado oportunamente, debido a que el subsuelo en ocasiones presenta características que no fueron detectadas durante su exploración.

Un estudio geotécnico que no considere las características del proyecto por realizar, es posible que no proporcione la información que se requiere para determinar un procedimiento constructivo adecuado, resultando desorientador, provocando modificaciones que se alejan en forma importante de la solución constructiva elegida, generando retrasos en los programas de obra y costos adicionales por la necesidad de abandonar los preparativos de los trabajos indicados en el procedimiento constructivo seleccionado, así como por la necesidad de sustituir recursos, principalmente de maquinaria.



Control.

Siendo uno de los objetivos más importantes el de preservar la calidad de un proyecto, es necesario mantener un estricto control de cada una de las actividades que intervienen en su desarrollo. El control de calidad de los materiales, así como su manejo, es el que con mayor frecuencia se aplica, sin embargo, este control también debe realizarse durante la exploración del subsuelo, el diseño geotécnico y estructural, la construcción así como en las modificaciones que se tengan que llevar a cabo en cualquiera de las actividades mencionadas, por lo que es indispensable que la intervención de los consultores no termine al entregar las especificaciones, sino continúe hasta finalizar el desarrollo de la obra, con el propósito de que las decisiones sean dinámicas y oportunas, y que los ajustes de campo sean los adecuados.

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

**ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y
SERVICIO**



4.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS TRAMOS IV Y V DEL DISTRIBUIDOR VIAL SAN ANTONIO.

4.1.1 Antecedentes

Con la finalidad de dar solución a los conflictos viales del poniente de la ciudad, el gobierno de el Distrito Federal encomendó a Riobóo, S.A de C.V. el proyecto integral de una solución consistente en una vialidad elevada que se ha denominado “**Distribuidor Vial San Antonio**” que tiene como objetivo ofrecer una opción en las arterias con mayor carga vehicular como lo son el viaducto y el periférico al oriente y poniente de la Ciudad, respectivamente. Como parte del proyecto se llevaron a cabo los estudios del subsuelo que sirven de base para establecer los criterios de diseño geotécnico y de cimentación que regirán en el proyecto ejecutivo. Para su estudio el trazo se ha dividido en los siguientes 6 tramos:

Tramo I:	Molinos- Van Dick
Tramo II:	Van Dick-San Antonio- Prolongación
Tramo III:	Cellini – San Antonio
Tramo IV:	Periférico Arco Poniente-Revolución
Tramo V:	Revolución- Patriotismo
Tramo VI:	Tintoreto-San Antonio-Río Becerra

El presente tema se refiere únicamente a los estudios efectuados en los tramos IV y V

4.1.2 Ubicación De Los Tramos En Estudio

El tramo IV inicia aproximadamente a la altura del cruce del Boulevard Adolfo López Mateos con la Av. San Antonio y se desarrolla sobre Av. San Antonio hasta llegar al cruce con la Avenida Revolución.

El trazo del tramo V se proyecta sobre Av. San Antonio, iniciando a la altura de Av. Revolución hasta interceptarse con la Av. Patriotismo.

Dentro de este tema, se describen los trabajos de exploración geotécnica, laboratorio y la determinación de los parámetros geotécnicos de diseño; se presentan además los criterios de análisis para la solución adoptada.

4.2 TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

4.2.1 Exploración Geotécnica

Con el objeto de determinar las condiciones geotécnicas en las que se desarrolla el proyecto, se recopiló la mayor información posible de la zona y posteriormente esta información fue verificada mediante recorridos de inspección superficial. A partir del reconocimiento se planteó el programa de exploración de campo, el cual fue dividido en dos etapas.



La primera etapa consistió en la ejecución de sondeos exploratorios en los sitios, que por sus características son representativos del escenario geotécnico de cada tramo, tal fue el caso de los tramos IV y V; mientras que en el tramo VI en una segunda etapa, se realizaron sondeos en los sitios en los que la estratigrafía definida en la primera etapa mostró una erraticidad mayor y/o se complementó con la instalación de piezómetros.

La ubicación de los sondeos se muestra también en la figura. 4.1, y en las tablas 4.1 y 4.2, se presenta un resumen de los mismos, describiendo su ubicación y profundidad de exploración.

ETAPA	SONDEO	UBICACIÓN: TRAMO MOLINOS VAN DICK	PROFUNDIDAD (m)
PRIMERA	SE-1 (SPT)-1)	SAN ANTONIO Y PERIFÉRICO	39.85
	SE-5 (SPT)-5	GEORGINA Y SAN ANTONIO	45.95

TABLA 4.1 (sondeos en tramo IV)

ETAPA	SONDEO	UBICACIÓN : TRAMO VAN DICK-SAN ANTONIO	PROFUNDIDAD (m)
PRIMERA	SE-2 (SPT)-2)	PATRIOTISMO Y RIO BECERRA	36.05
	SE-5 (SPT)-5	GEORGINA Y SAN ANTONIO	45.95

TABLA 4.2 (sondeos en tramo V)

Los sondeos fueron ejecutados combinando el muestreo alterado con el inalterado, efectuándose el primero con el equipo y procedimiento de la prueba de penetración estándar (SPT) que en términos generales consiste en hincar un muestreador de dimensiones específicas, mediante la energía dinámica proporcionada por un martinete de 64Kg de peso, dejado caer libremente de una altura constante de 75 cm; este método, además de permitir la obtención de muestras, proporciona un índice cualitativo de la compacidad o consistencia de los suelos, en función de su resistencia a la penetración, definida ésta como el número de golpes necesario para avanzar 30 cm.

El muestreo inalterado se obtuvo a partir de sondeos selectivos (SS) de los cuales se obtuvieron muestras inalteradas de suelo mediante el hincado a presión de un tubo de pared delgada tipo Shelby dentado y barril Denison.

Todas las muestras de suelo fueron clasificadas manual y visualmente en el campo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y posteriormente fueron protegidas contra la humedad y etiquetadas convenientemente para su traslado al laboratorio.

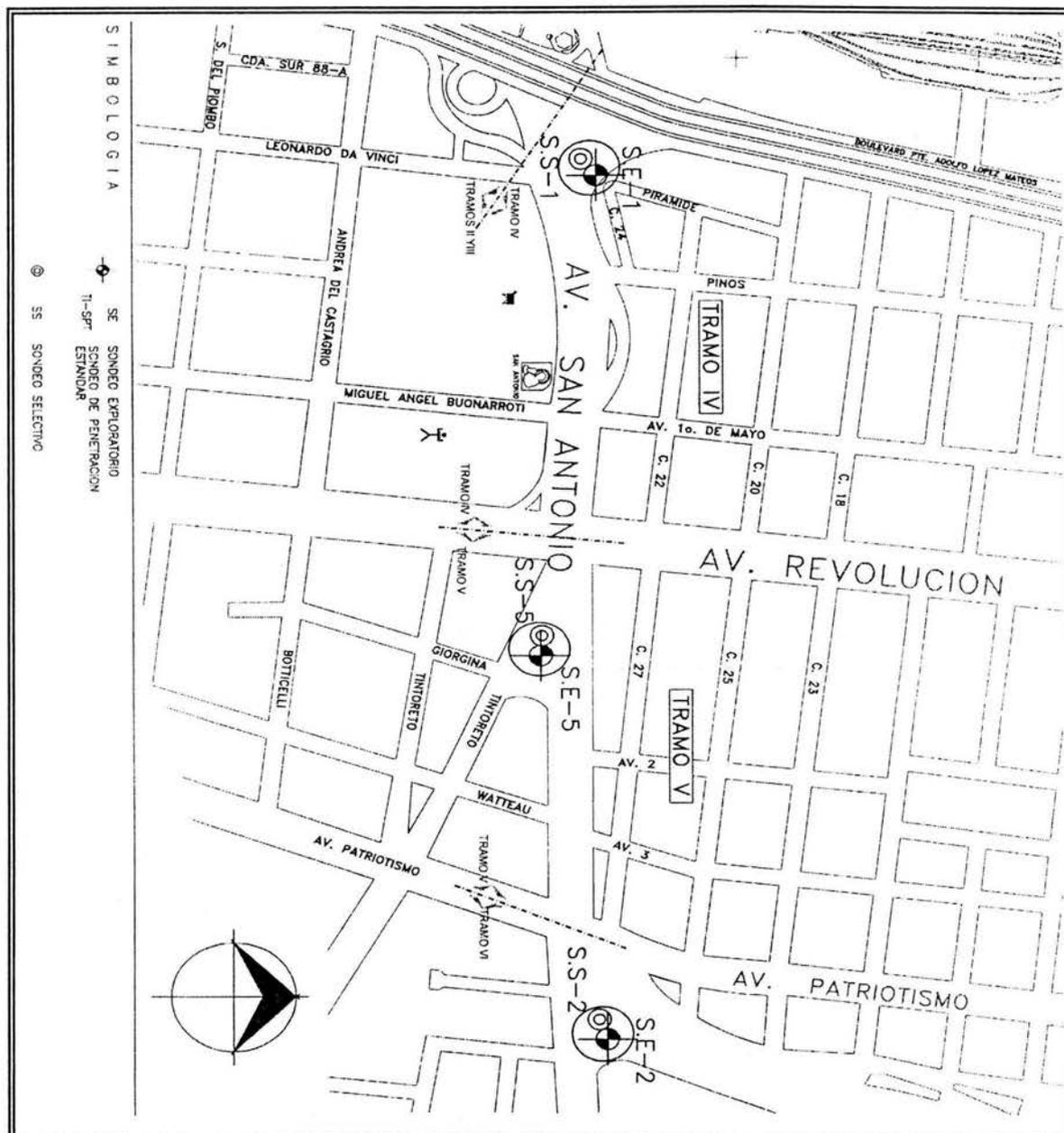


FIG. 4.1 LOCALIZACIÓN DE SONDEOS SE-1, SE-5 Y SE-2.

4.2.2 Ensayes De Laboratorio

En las muestras obtenidas durante la exploración, se efectuaron los ensayos de laboratorio necesarios tanto para definir la clasificación de los materiales, como para determinar los parámetros mecánicos que interesa conocer para los análisis geotécnicos requeridos. A continuación se hace una breve descripción de los ensayos efectuados.



Ensayes Para Determinar Propiedades Índices del Suelo

Las propiedades índice se determinaron a partir de los siguientes ensayos:

- ✓ Clasificación visual y al tacto (SUCS)
- ✓ Contenido natural de agua
- ✓ Límites de plasticidad (líquido y plástico)
- ✓ Densidad de Sólidos
- ✓ Granulometría
- ✓ Porcentaje de finos

De las muestras alteradas e inalteradas, se extrajo una porción del material para efectuar la clasificación visual y al tacto, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), así como para la determinación de su contenido natural de agua.

Para precisar la clasificación del material, en muestras selectivas, se realizaron granulometrías, porcentaje de finos y se determinaron los límites de plasticidad.

Los datos así obtenidos sirvieron para elaborar los perfiles estratigráficos de los sondeos, los cuales se presentan en las figuras 4.2, 4.3 y 4.4, e incluyen la ubicación, el contenido natural de agua, límites de plasticidad, número de golpes de la prueba de penetración estándar, porcentaje de grava, arena, finos y clasificación.

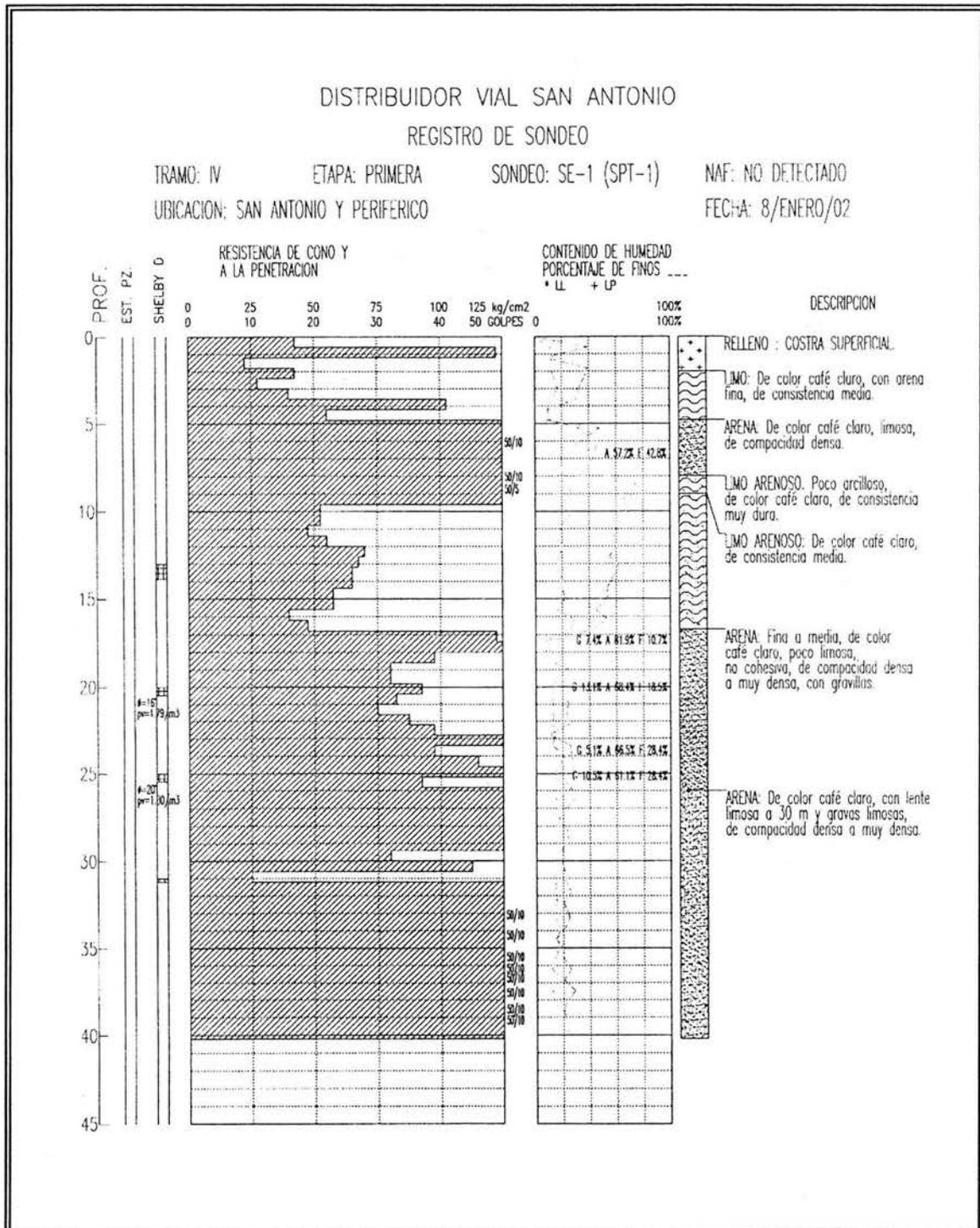


Fig. 4.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SE-1 (SPT-1)

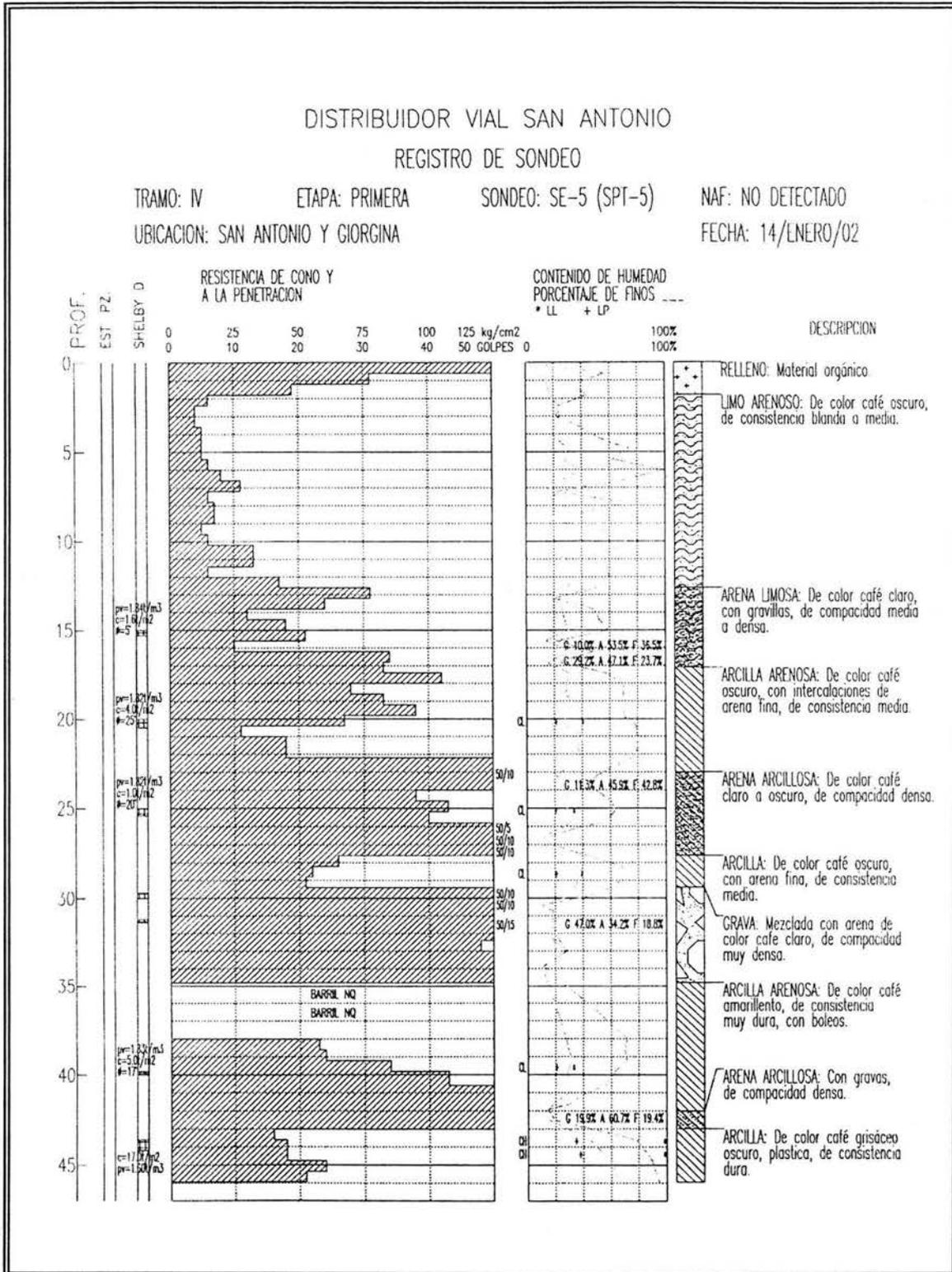


Fig. 4.3 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SE-5 (SPT-5).

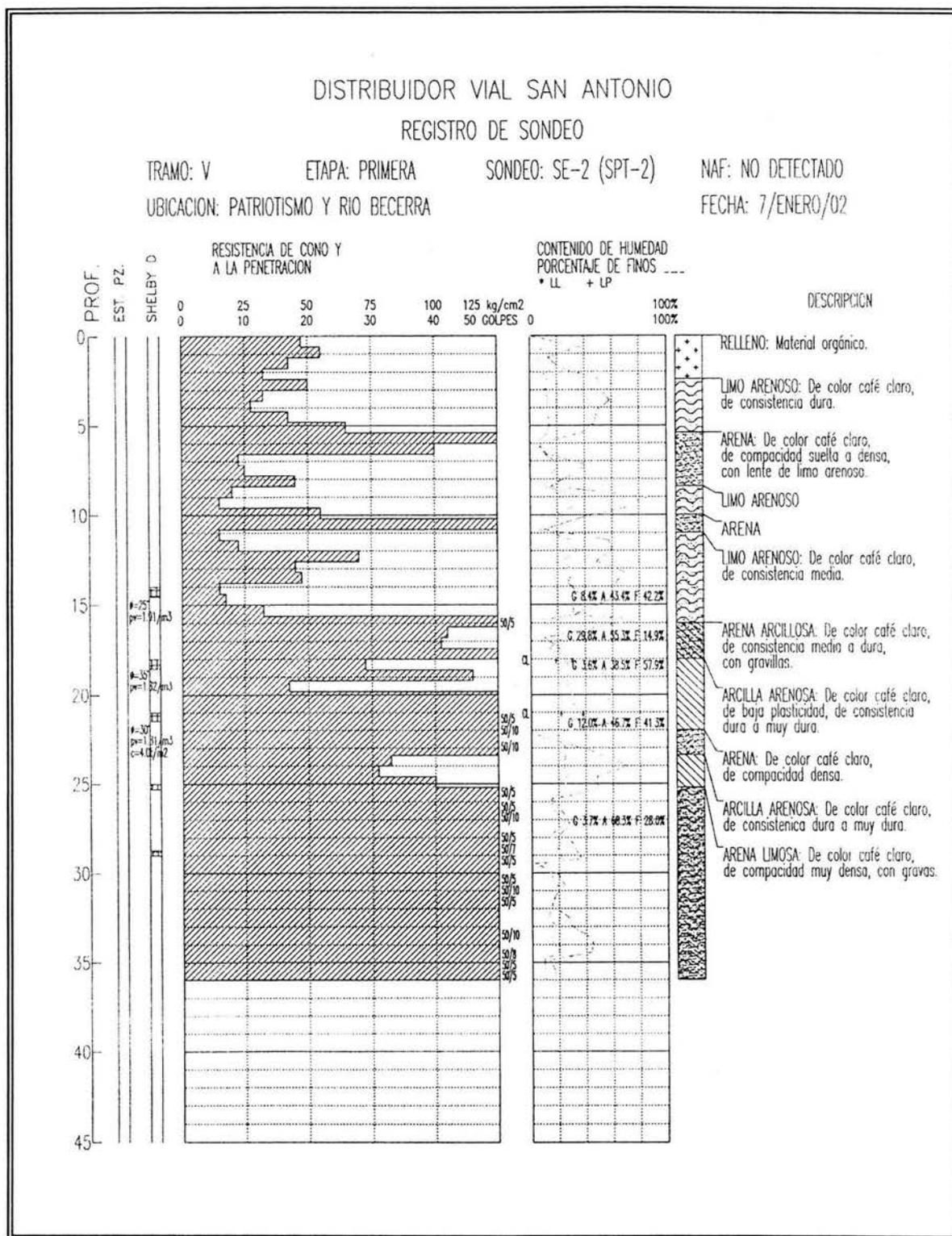


Fig. 4.4 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO SE-2 (SPT-2)



4.2.3 Ensayes Para Determinar Parámetros Mecánicos

Sobre las muestras inalteradas se efectuaron ensayos para la determinación de los parámetros de resistencia y deformación.

Las pruebas mecánicas realizadas a las muestras fueron las siguientes:

Ensaye de compresión simple cíclica q_u

Ensaye de resistencia al esfuerzo cortante tipo Triaxial UU (no consolidada no drenada)

Ensaye de resistencia al esfuerzo cortante tipo Triaxial CU (consolidada no drenada)

La resistencia a la compresión simple y compresión triaxial se determinó en probetas cilíndricas de 3.5 cm de diámetro y 8.5 cm de altura, aplicando una velocidad de deformación controlada de 1 mm/min, obteniéndose las curvas esfuerzo deformación y resistencia última.

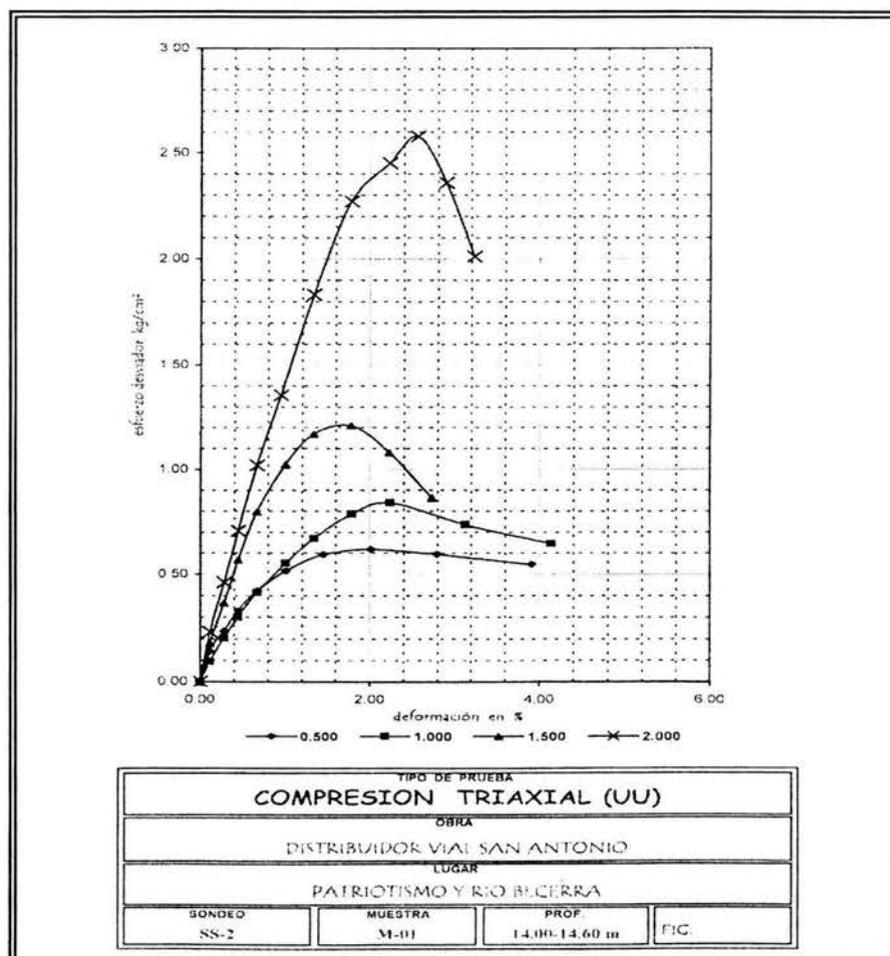


Fig. 4.5 ENSAYE DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE TIPO TRIAXIAL UU.



4.3 MODELO GEOTÉCNICO

4.3.1 Geología De La Zona

De acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para el diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) los tramos especificados en el presente tema se encuentran ubicados en la Zona de transición, formada hace mucho tiempo al pie de las barrancas donde se acumularon los acarros fluviales que descendieron de las lomas a la planicie y que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago de Texcoco; por lo anterior, esta zona se caracteriza por la alternancia de estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial cuyos espesores dependen de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

De acuerdo con el mapa de isopropfundidades a los depósitos profundos que aparecen en las NTC para diseño por sismo (figura 4.6), se tiene que, para estos tramos, esta profundidad se ubica entre los 5 y 10 m.

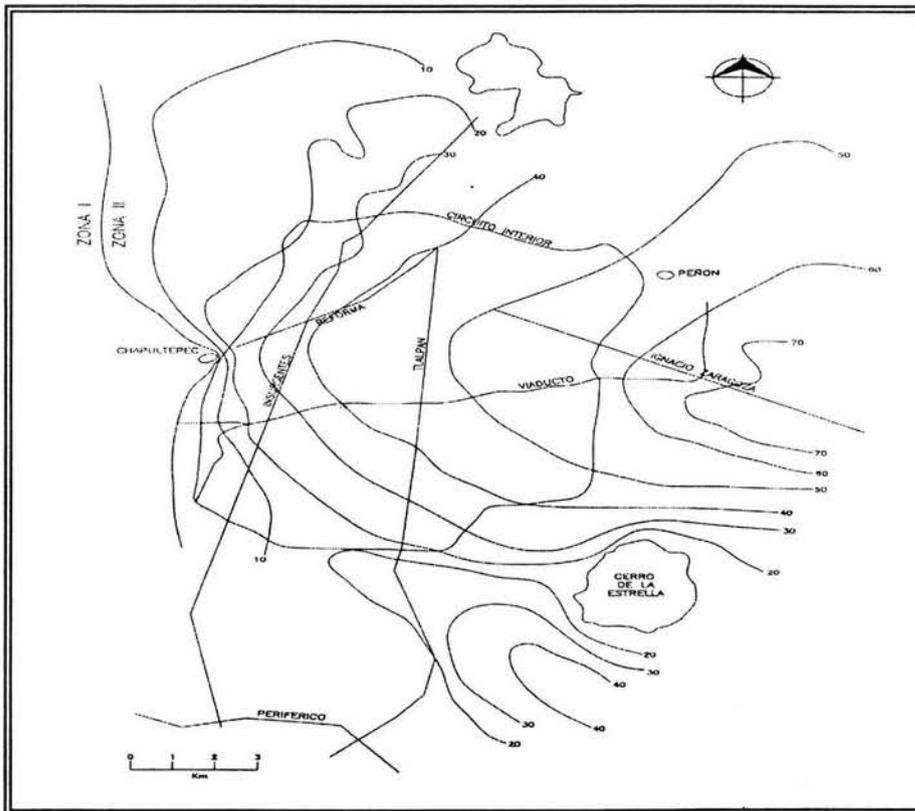


Fig. 4.6 MAPA DE ISOPROFUNDIDADES DE LOS DEPÓSITOS PROFUNDOS.



Los niveles piezométricos en los tramos IV y V muestran un abatimiento total, condición que fue verificada con los sondeos realizados; mientras que en el tramo VI se instalaron 2 piezómetros a 40 m de profundidad.

Del análisis de estos resultados se puede decir que muy cerca de este tramo en la calle de Texas en donde se realizó el sondeo SE-6, existe un manto colgado entre 12.5 y 19 m de profundidad y a partir de 19 m se empieza a registrar nivel freático, teniendo a los 40 m una presión neutra de 9 t/m²; mientras que en la calle de Tintoreto donde se realizó el sondeo T-VI-SPT-1, se empieza a detectar presión neutra entre los 17 y 26 m de profundidad teniendo, a los 40 m de profundidad, una presión de agua de 10.6 t/m².

4.3.2 Hundimiento Regional

Con objeto de establecer la velocidad de hundimiento regional que se presenta en la zona, se recopiló la mayor información posible relacionada para este efecto.

A partir de las nivelaciones que la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) realiza periódicamente en los bancos de nivel a su cargo que se encuentran distribuidos en todo el Distrito Federal, se localizaron los más cercanos al sitio de interés. Para ello, se definieron las coordenadas del tramo en Unidades Técnicas de Mercator (UTM) utilizando un Sistema de Posicionamiento Global (GPS).

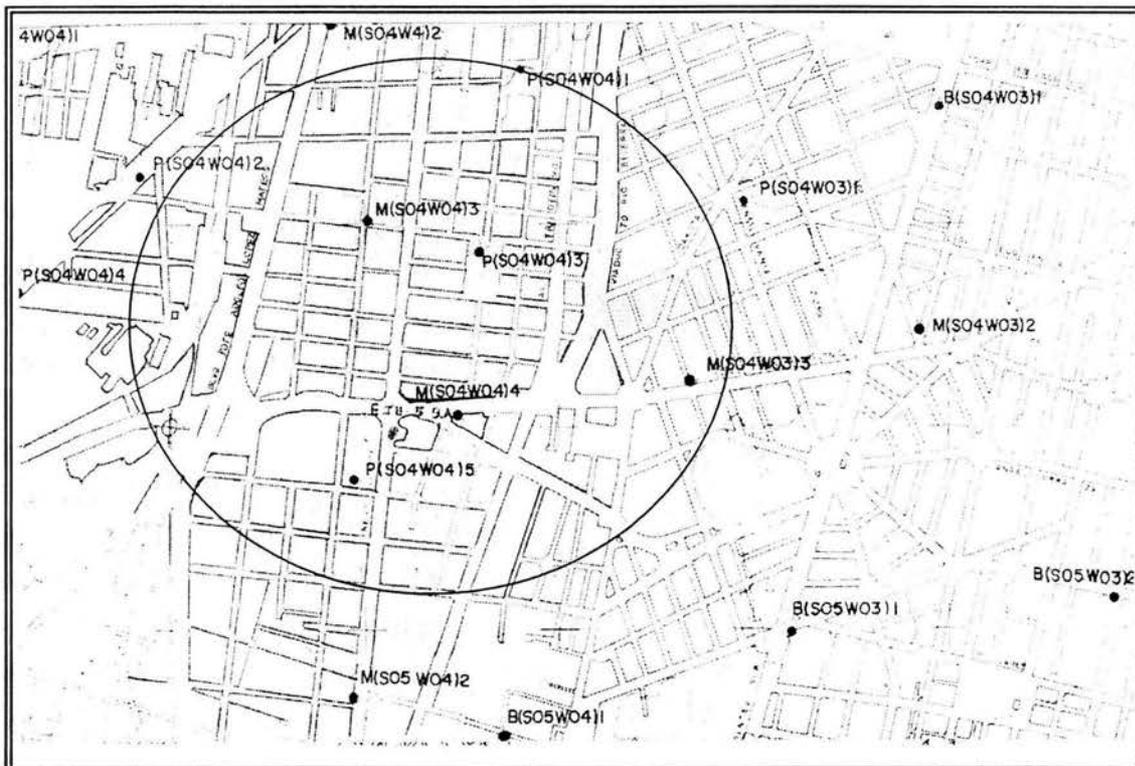


Fig. 4.7 MAPA DE LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE NIVEL.



De acuerdo con la información proporcionada, los bancos ubicados cerca de estos tramos han sido medidos, por intervalos de uno a dos años, de 1980 hasta 2002, siendo la última nivelación realizada por la DGCOH en el año 2002 (Tabla 4.3).

A partir de la última nivelación disponible, se tiene que los bancos más próximos a los tramos IV y V, manifiestan velocidades de hundimiento de 1.0 a 3.0 cm/año, respectivamente, que para fines prácticos este efecto, para el Distribuidor Vial san Antonio durante la vida útil de la estructura, será imperceptible.

Año Elevación		1980	1981	1983	1984	1985	1987	
Delegación	Benito Juárez							
Banco	P(S04W04)5	2263.847		2263.805		2263.768	2263.764	
Coordenadas	99°11'13"-19°22'58"							
Banco	P(S04W04)4		2301.302	2300.609		2300.71	2300.73	
Coordenadas	99°11'42"-19°23'13"							
Banco	M(S04W04)2				2263.87	2263.84	2263.856	
Coordenadas	99°11'13"-19°23'36"							
Banco	P(S04W04)3		2256.113	2257.001		2256.978	2256.988	
Coordenadas	99°11'01"-19°23'15"							
Año Elevación		1989	1992	1994	1996	1998	2000	2002
Delegación	Benito Juárez							
Banco	P(S04W04)5			*	*			
Coordenadas	99°11'13"-19°22'58"			2263.575	2263.214	2263.2	2263.163	2263.15
Banco	P(S04W04)4		2300.576	2300.546	2300.56	2300.548	2301.503	2300.49
Coordenadas	99°11'42"-19°23'13"							
Banco	M(S04W04)2	2263.81	2263.857	2263.829	2263.84	2263.829	2263.795	2263.82
Coordenadas	99°11'13"-19°23'36"							
Banco	P(S04W04)3	2257.54		2257.585	2257.59	2257.593	2257.553	2257.54
Coordenadas	99°11'01"-19°23'15"							

TABLA 4.3 NIVELACIONES POR INTERVALOS (DGCOH).



4.3.3 Información Sísmica

Dado que los tramos estudiados pertenecen a la zona de Transición, se deduce en base a las curvas de igual periodo dominante en esta, de acuerdo al Manual de Diseño Sísmico del Reglamento de Construcciones que el periodo dominante del suelo oscila entre 0.5 y 1.0 s, sin embargo, de datos proporcionados por el Dr. Roberto Melli Piralla el período del suelo en estos tramos oscila entre 0.5 y 0.55 s, como se ilustra en la figura. 4.8.

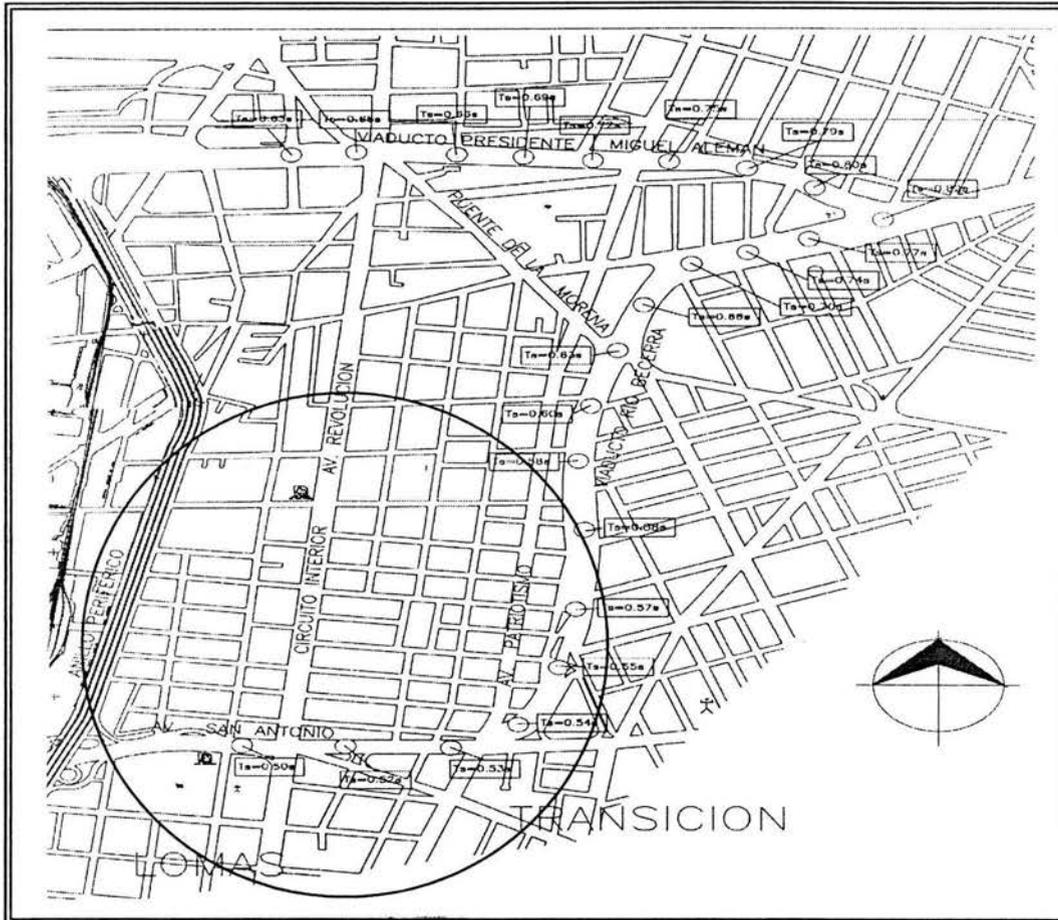


FIG. 4.8 PERIODOS LOCALES EN ZONA DE ESTUDIO

4.4 Estratigrafía y Propiedades

Observando el perfil estratigráfico y las pruebas de laboratorio realizadas en estos tramos, se pueden reconocer los siguientes estratos:

- Rellenos a partir del nivel del terreno natural actual y hasta 2 m de profundidad y están formados por arenas finas y gruesas con arcilla, con fragmentos de concreto y de tabique rojo.



- Arenas finas limosas.- Al principio del tramo IV cerca del Periférico donde se realizó el sondeo SE-1, se tienen los depósitos típicos de la zona de Lomas, es decir, estratos de arenas finas limosas con espesor de 26 m, con compacidad densa a muy densa y con granos finos de color café claro y con contenidos de agua entre 5 y 20%. El peso volumétrico de este estrato varió entre 1.79 y 1.808 t/m³, relaciones de vacíos entre 0.693 y 0.746, grado de saturación de 70% y con ángulos de fricción interna ϕ entre 16° y 20° para las triaxiales tipo UU. Intercalado dentro de este estrato a una profundidad entre 8 y 16 m en el sondeo SE-1, se tiene un limo arenoso de consistencia media, con contenidos de agua de 20%. Después de este estrato, se tienen arenas finas de color café claro de compacidad densa a muy densa.

Más adelante a la altura de Av. Revolución en el sondeo SE-5 donde termina este tramo IV y empieza el tramo V, se presenta una estratigrafía diferente a la del sondeo SE-1, ya que empieza la alternancia de suelos típicos de transición como se describe a continuación:

- Limo arenoso.- de consistencia blanda y media entre 2 y 13 m de profundidad.
- Arenas limosas.- Entre 13 y 17 m, se encuentran arenas limosas con gravillas de compacidad media la cual presenta un peso volumétrico de 1.85 t/m³, contenido de agua de 26%, relación de vacíos de 0.762, con un valor de cohesión (c) de 1.6 t/m² y $\phi = 5^\circ$ para la triaxial tipo UU.
- Arcilla arenosa.- A una profundidad entre 17 y 22 m, se tiene una arcilla arenosa de consistencia media y dura con contenidos de agua de 31%, relación de vacíos de 0.81, grados de saturación de 97%, con cohesión de 4 t/m² y $\phi = 25^\circ$.
- Arena arcillosa.- Entre 22 y 27 m un depósito de arena arcillosa de compacidad densa a muy densa y presenta las siguientes propiedades: peso volumétrico igual a 1.824 t/m³, contenido de agua del 30%, relación de vacíos de 0.781 y grado de saturación del 97%.
- Arcilla arenosa.- Le subyace al estrato anterior una arcilla arenosa entre 28 y 30 m de profundidad.
- Arenas finas limosas.- Se detectaron entre 30 y 35 m arenas finas limosas de color café claro con gravas de compacidad muy densa.
- Arcillas arenosas con boleos.- Entre 35 y 42 m aparecen arcillas arenosas con boleos, de consistencia muy dura, con contenido de agua del 25%, relación de vacíos de 0.678 y con grado de saturación de 90%.
- Arcillas de alta plasticidad.- En este sondeo SE-5, subyacen arcillas de alta plasticidad de consistencia dura entre 43 y 46 m de profundidad, con cohesión de 17 t/m², peso volumétrico húmedo de 1.6 t/m³, con contenido de agua de 64 %, relación de vacíos de 1.5 y grado de saturación del 100%.



Al final del tramo V a la altura de Av. Patriotismo en donde se realizó el sondeo SE-2 se detectaron los siguientes estratos:

- Rellenos.- Se presentan en espesores de 2 m máximo y esta conformado por gravas con arena gruesa y fina y con fragmentos de tabique.
- Limo arenosos.- Le subyace a los rellenos, este depósito de color café claro, de consistencia media y dura en un espesor promedio de 14 m y tiene las siguientes propiedades: contenidos de agua de 23%, relación de vacíos de 0.654, con grados de saturación de 91% y peso volumétrico de 1.92 t/m^3 y ángulo de fricción interna de 25° .
- Arenas arcillosas.- Aparecen entre 16 y 17 m de profundidad y son de color café oscuro, de compacidad densa a muy densa.
- Arcillas arenosas.- Aparecen entre 18 y 26 m de profundidad, son de color café claro y de consistencia muy dura y presenta contenidos de agua de 27%, relación de vacíos de 0.8, grados de saturación de 87% y peso volumétrico de 1.79 t/m^3 y tiene cohesión de 4 t/m^2 y ángulo de fricción interna de 30° .
- Arenas limosas.- Entre 26 y 33 m de profundidad aparecen con compacidad muy densa con boleos y gravas.

4.4.1 Respuesta Sísmica Del Sitio

El coeficiente sísmico aplicable al análisis sísmico de las estructuras, se definirá en función de los espectros de respuesta calculados y las características de las estructuras; sin embargo, para estructuras con periodo fundamental en el rango de 0.2 a 0.6 s el coeficiente sísmico será de 0.32 g que deberá incrementarse en 50% para estructuras del grupo "A"; como lo son las estructuras en nivel elevado.

4.5 DISEÑO GEOTÉCNICO

Cimentación

De acuerdo con los resultados de la exploración junto con las características estructurales del proyecto, se considera adecuado el empleo de una cimentación mixta compuesta a base de zapatas trabajando en conjunto con pilas desplantadas en el estrato de arena limosa muy compacta, que en esta zona se encuentra entre 30 y 36 m de profundidad.

Se destaca que las estructuras de la zona con estos sistemas de cimentación han presentado un comportamiento adecuado sin manifestar daños. Adicionalmente, las condiciones de servicio para estructuras apoyadas mediante pilas se ven favorecidas cuando se tiene un bajo hundimiento regional, como el que se registra en las zonas de estudio.

A continuación, se cita el criterio utilizado para el análisis de cimentaciones profundas.



4.5.1 Revisión del Estado Limite de Falla En Tramos IV y V.

Para realizar el cálculo del grupo de zapatas, ubicadas en los ejes (B9 – D49, B10 – D50) y (B21 – E9, B22 – E10), son tomados como referencia los sondeos S,E-1 y S.E-5 respectivamente; considerando que la aportación de fricción (de acuerdo con Rioboo S.A de C.V, encargada del diseño geotécnico), esta únicamente proporcionada por las capas de arena.

Dentro del perfil estratigráfico S.E – 1 y S.E – 5 (figuras.4.2 y 4.3), que contiene el número de golpes, contenido de humedad y porcentaje de finos. Se localizaron los estratos de arena que pueden ser tomados en cuenta para el cálculo de la fuerza friccionante en el fuste de las pilas.

Parámetros de análisis

TRAMO IV	
Localización:	ANILLO PERIFÉRICO – AV. REVOLUCIÓN
Ejes de localización:	B9 – D49 B10 – D50
Tipos de apoyos (zapata):	Z - 3
Dimensión de apoyo (zapata):	5.9 X 5.95 (m)
Profundidad de desplante de apoyo:	-2.5 (m)
Zapatas por eje:	2
No. de pilas por zapata:	4
Profundidad de desplante de pila:	-30 (m)
Dimensión de la pila:	0.8 (m)
Perfil utilizado para el cálculo (basado en sondeos SPT):	S.E – 1 (SPT – 1)

Cargas a Nivel de Unión (Zapata - Pila.)

Zapata	Nudo	F1 ton	F2 ton	F3 ton
159	145	-13.3570	-21.0572	210.7817
	147	-12.9657	-21.0653	303.8791
	148	-13.3454	-19.9807	160.37
	150	-12.9769	-19.9789	258.6184

Zapata	Nudo	F1 ton	F2 ton	F3 ton
160	61	-25.5753	21.0987	391.1364
	63	-19.0833	21.1134	402.6784
	64	-25.5472	19.9817	369.4476
	66	-19.0466	19.9824	243.9103



Zapata	Nudo	F1 ton	F2 ton	F3 ton
161	324	12.8092	-20.9355	168.1439
	326	12.6105	-20.9239	302.3824
	327	12.7989	-24.0438	240.4475
	329	12.6165	-24.0233	290.0161

Zapata	Nudo	F1 ton	F2 ton	F3 ton
162	380	24.8137	20.7039	419.7104
	382	18.5430	20.6902	287.3845
	383	24.7754	23.9799	449.2902
	385	18.5221	23.9688	443.7995

Nota:

Debe considerarse que para las cargas a nivel de unión (zapata – pila), el porcentaje de acero de refuerzo y la longitud del tramo que debe reforzarse se determina en base a los esfuerzos de compresión y flexión que se obtienen en el análisis. En algunos casos puede omitirse el refuerzo de acero, mientras que en otros será menester colocarlo en toda longitud del pozo.

En particular en el caso que nos ocupa, y de acuerdo al análisis estructural, el acero de refuerzo en la pila se encuentra diseñado para soportar las solicitaciones a las que se encuentren sujetas por carga lateral, siendo estas de magnitud mucho menor que las generadas por carga axial. La ausencia de momentos en las cabezas de pila de cada zapata, son debidas a que el momento generado por el desarrollo normal de la superestructura y en caso extremó por sismo, es absorbido por las traveses de liga que para este efecto fueron diseñadas en la estructuración de la zapata.

Dentro del sondeo S.E-1 se localizan solo tres estratos de arena, que serán tomados en cuenta para el cálculo de la capacidad de carga fricción (A, B, C), cuya estratigrafía se describe a continuación:

- de Z=5 a Z= 8 (m); se tiene una arena de color café claro, limosa de compacidad densa.
- De Z= 17 a Z=26 (m); se localiza una arena fina a media de color café claro, poco limosa, no cohesiva, de compacidad densa a muy densa, con bajo contenido de gravillas.
- De Z=26 a Z= 40 (m); se tiene una arena de color café claro, con lente limoso a Z=30 (m) y gravas limosas, de compacidad densa a muy densa.



4.5.1.1 Cimientos Profundos

De acuerdo con el criterio propuesto por el Manual de Cimentaciones Profundas de La Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., la capacidad de carga última (Q_u) en una pila se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu}$$

donde Q_{pu} representa la capacidad de carga última por punta y, Q_{fu} la capacidad de carga última debido a la fricción generada entre el fuste de la pila y el suelo circundante.

Calculo De La Capacidad De Carga En Pila Tipo *Tramo IV.*

Estrato	Profundidad Z	γ Ton/m ³	No. de golpes N	σ' Ton/m ²	σ' Ton/ft ³	Cn (1/ σ') ^{0.5}	N corregido N _{cor} =Cn*N
a	6.00	1.79	50.00	10.74	1.00	1.00	50.06
	7.00	1.79	50.00	12.53	1.16	0.93	46.34
	8.00	1.79	50.00	14.32	1.33	0.87	43.35
b	18.00	1.79	50.00	32.22	2.99	0.58	28.90
	18.50	1.79	38.00	33.12	3.08	0.57	21.66
	19.00	1.79	33.00	34.01	3.16	0.56	18.57
	19.50	1.79	33.00	34.91	3.24	0.56	18.33
	20.00	1.79	37.00	35.80	3.33	0.55	20.29
	20.50	1.79	37.00	36.70	3.41	0.54	20.04
	21.00	1.79	34.00	37.59	3.49	0.54	18.19
	21.50	1.79	30.00	38.49	3.58	0.53	15.87
	22.00	1.79	35.00	39.38	3.66	0.52	18.30
	22.50	1.79	38.00	40.28	3.74	0.52	19.64
	23.00	1.79	50.00	41.17	3.82	0.51	25.57
	23.50	1.79	50.00	42.07	3.91	0.51	25.29
	24.00	1.79	38.00	42.96	3.99	0.50	19.02
	24.50	1.79	46.00	43.86	4.07	0.50	22.79
	25.00	1.79	50.00	44.75	4.16	0.49	24.52
	25.50	1.80	50.00	45.65	4.24	0.49	24.28
26.00	1.80	37.00	46.55	4.32	0.48	17.79	



c	27.00	1.80	50.00	48.35	4.49	0.47	23.59
	27.50	1.80	50.00	49.50	4.60	0.47	23.32
	28.00	1.80	50.00	50.15	4.66	0.46	23.16
	28.50	1.80	50.00	51.30	4.77	0.46	22.90
	29.00	1.80	50.00	51.95	4.83	0.46	22.76
	29.50	1.80	50.00	53.10	4.93	0.45	22.51
	30.00	1.80	33.00	53.75	4.99	0.45	14.77
	30.50	1.80	45.00	54.90	5.10	0.44	19.93
	31.00	1.80	10.00	55.55	5.16	0.44	4.40
	31.50	1.80	50.00	56.70	5.27	0.44	21.79
	32.00	1.80	50.00	57.35	5.33	0.43	21.66
	32.50	1.80	50.00	58.50	5.43	0.43	21.45
	33.00	1.80	50.00	59.15	5.50	0.43	21.33
	33.50	1.80	50.00	60.30	5.60	0.42	21.12
	34.00	1.80	50.00	60.95	5.66	0.42	21.01

* considerando la obtención de Φ para arenas finas y limosas (terzaghi y Peck 1968)

Figura 2.19 Manual de Cimentaciones Profundas Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C

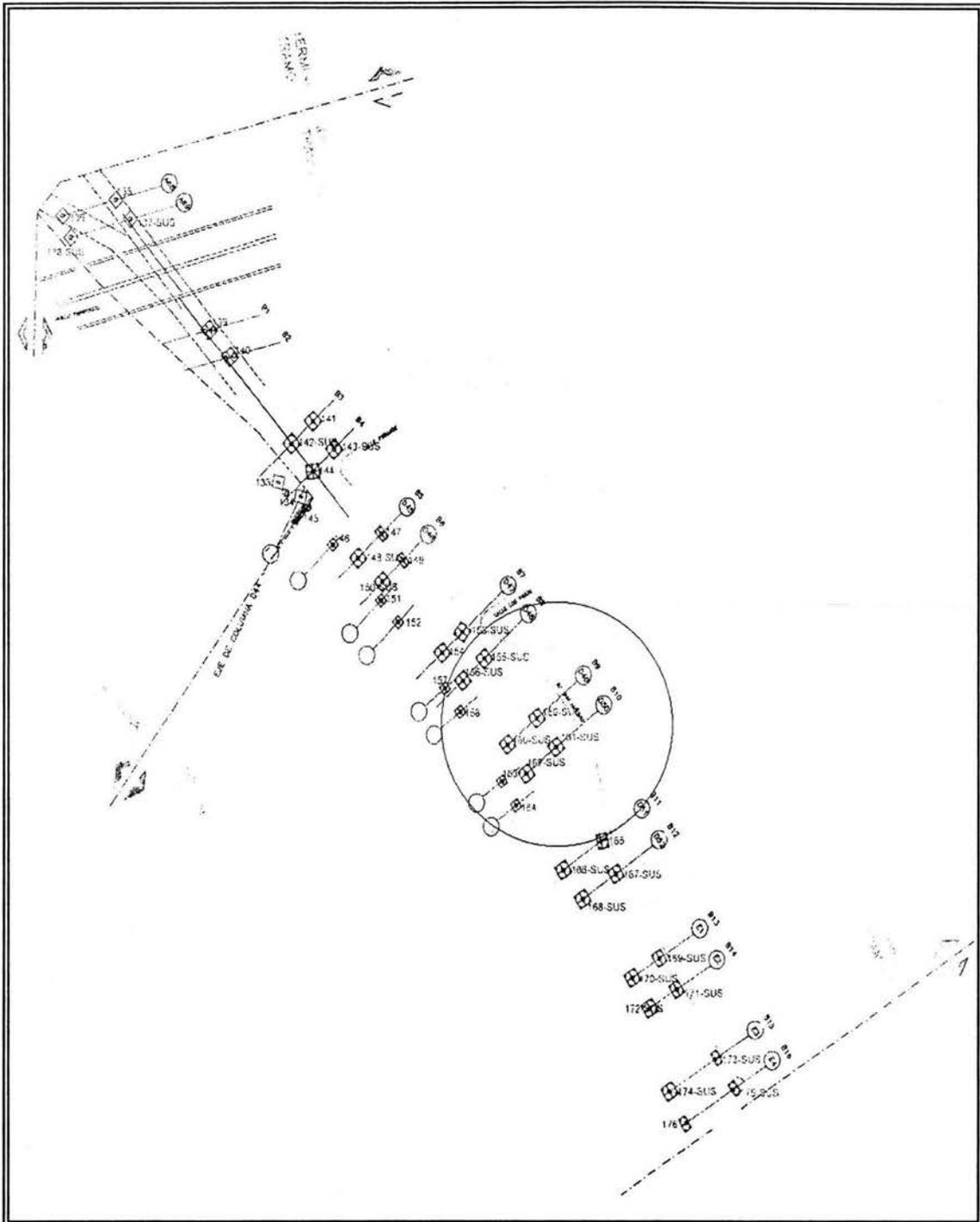


FIG. 4.9 LOCALIZACIÓN DE ZAPATAS UTILIZADAS EN EL CÁLCULO DEL TRAMO IV.

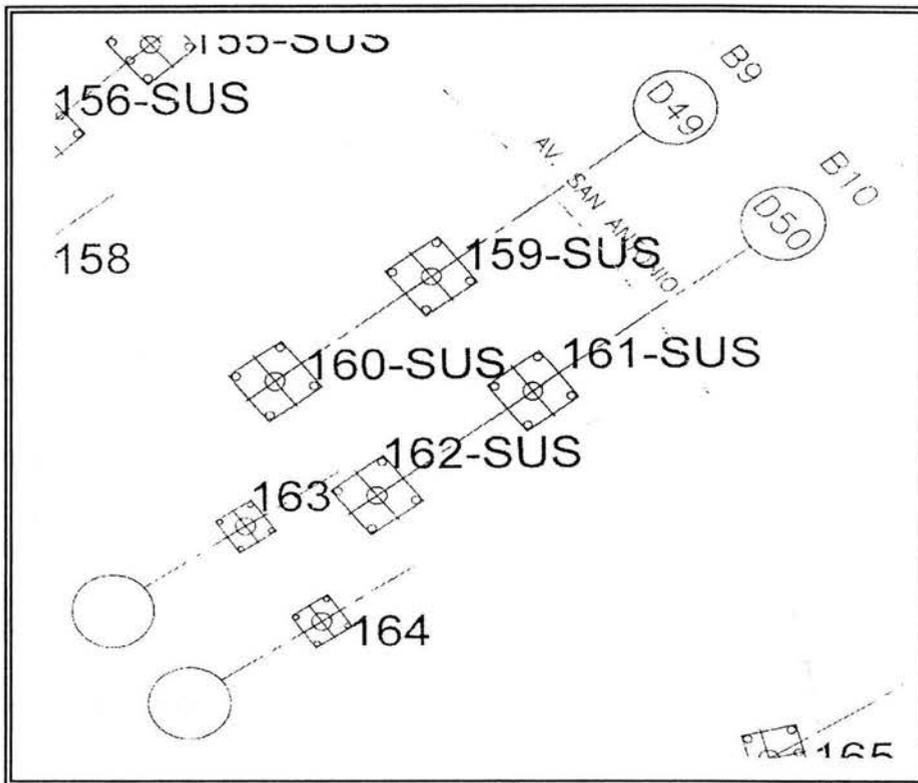


FIG. 4.10 PROYECCIÓN DE ZAPATA ANALIZADA EN TRAMO IV.

La capacidad de carga por fricción (Q_{fi}) en un suelo estratificado, como el que nos ocupa, se consideró como la suma de las capacidades friccionantes desarrolladas por cada estrato sobre el fuste de la pila, lo cual se calculó con la siguiente expresión:

$$Q_{fu} = \sum Q_{fi}$$

donde $\sum Q_{fi}$ representa la suma de la fuerza friccionantes que puede desarrollarse en cada capa de suelo.

Para el análisis del presente proyecto, se considera que la aportación de la fricción en el fuste de la pila esta dada únicamente por las capas de arena como ya se ha mencionado. Por lo tanto la capacidad de carga última por fricción puede determinarse con la ecuación:

$$Q_{fi} = Ks \cdot \sigma' \cdot \tan \delta$$

donde:

Ks = relación entre los esfuerzos horizontales y verticales del suelo, efectivos en el fuste de la pila.

σ' = presión vertical efectiva a la profundidad z .

$\tan \delta = \tan (\Phi - 3)$ coeficiente de fricción lateral pila - suelo.

Φ = ángulo de fricción interna efectivo del suelo.

As = área de la superficie lateral de la pila.



qc Kg/cm ²	Φ	Ks L>12m	δ Φ - 3°	δ rad	tan δ	L (m)	As L*(pi*r) (m ²)	Qs Ks*σ*tanδ*As (ton)
175.19	36.50	0.50	33.50	0.58	0.66	1.00	2.51	8.93
162.20	36.00	0.50	33.00	0.58	0.65	1.00	2.51	10.23
151.72	35.00	0.50	32.00	0.56	0.62	1.00	2.51	11.24
101.15	34.00	0.50	31.00	0.54	0.60	1.00	2.51	24.33
75.83	32.00	0.50	29.00	0.51	0.55	0.50	1.26	11.53
64.98	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	11.36
64.14	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	11.66
71.01	32.00	0.50	29.00	0.51	0.55	0.50	1.26	12.47
70.14	32.00	0.50	29.00	0.51	0.55	0.50	1.26	12.78
63.68	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	12.56
55.53	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	12.86
64.04	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	13.16
68.76	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	13.46
89.48	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	14.93
88.52	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	15.26
66.57	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	14.35
79.76	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	15.91
85.83	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	16.23
84.98	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	16.56
62.27	30.00	0.50	27.00	0.47	0.51	0.50	1.26	14.90
117.96	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	17.54
116.58	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	17.96
115.82	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	18.19
114.52	32.50	0.50	29.50	0.51	0.57	0.50	1.26	18.24
113.80	32.50	0.50	29.50	0.51	0.57	0.50	1.26	18.47
112.56	32.50	0.50	29.50	0.51	0.57	0.50	1.26	18.88
73.84	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	17.96
99.63	31.50	0.50	28.50	0.50	0.54	0.50	1.26	18.73
22.01	28.00	0.50	25.00	0.44	0.47	0.50	1.26	16.28
108.93	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	18.94
108.31	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	19.16
107.24	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	19.54
106.65	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	19.76
105.62	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	20.15
105.06	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	20.36
Σ Qi=								554.86

Entonces la suma de la capacidad de carga por fricción en toneladas de acuerdo al cálculo anterior resulta de 554.86.



La capacidad de carga última por punta para este tipo de cimentación se define mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{pu} = A_b \cdot \sigma'_z \cdot N_q$$

Siendo A_b el área transversal de la pila a nivel de desplante, N_q factor de capacidad de carga que depende del ángulo de fricción interna del depósito de apoyo, σ'_z es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de desplante de pila. Por otra parte, utilizando la expresión propuesta por L. Zeevaert para cimientos profundos se tiene que la capacidad de carga última por punta se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{pu} = A_b [1.2 (\sigma_{od} \cdot N_q)] \cdot (D_r + 0.1)$$

Siendo A_b el área de la sección del pilote o pila a nivel de desplante, N_q factor de capacidad de carga que depende del ángulo de fricción interna del depósito de apoyo (ϕ), σ_{od} es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de desplante de pila y D_r la compacidad relativa.

Dr	Ab	ϕ	Nq	Qp $A_b(1.2(\sigma' \cdot N_q))(D_r+0.1)$
	(m ²)			(ton)
0.6	0.50	31	34	874.98

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu}$$

Qu=	1429.85ton.
-----	-------------

* Para el calculo de la compacidad relativa "Dr" (Braja M. Das Tabla 2.1)

* Nq (Manual De Cimentaciones Profundas; Figura 3.1, Terzaghi)

* Qp (L. Zeevaert Para Cimientos Profundos)



TRAMO V	
Localización:	AV. REVOLUCIÓN – AV. PATRIOTISMO
Ejes de localización:	B21 – E9 B22 – E10
Tipos de apoyos (zapata):	Z - 1
Dimensión de apoyo (zapata):	5.9 X 5.95 (m)
Profundidad de desplante de apoyo:	-2.5 (m)
Zapatas por eje:	2
No. de pilas por zapata:	4
Profundidad de desplante de pila:	-30 (m)
Dimensión de la pila:	0.8 (m)
Perfil utilizado para el cálculo (basado en sondeos SPT):	S.E – 5 (SPT – 5)

Cargas a Nivel de Unión (Zapata - Pila.) *.

Zapata	Nudo	F1 ton	F2 ton	F3 ton
185	586	-14.6327	-24.1866	333.7442
	589	-14.6380	-21.6527	307.1671
	591	-16.8797	-24.1908	274.5749
	593	-16.8747	-21.6540	187.4030

Zapata	Nudo	F1 ton	F2 ton	F3 ton
186	388	-22.8869	24.5427	405.3290
	391	-22.8743	22.3728	236.2526
	393	-26.5075	24.5278	408.83
	396	-26.52	22.3797	370.2554

Zapata	Nudo	F1 ton	F2 ton	F3 ton
187	485	17.1404	-29.7678	306.3958
	541	14.1488	-29.8394	365.6895
	543	20.0822	-29.7773	217.0672
	545	20.0748	-29.8354	297.1721

Zapata	Nudo	F1 ton	F2 ton	F3 ton
188	437	23.0759	21.0757	233.8314
	4440	23.0871	21.3127	345.3383
	4442	26.9637	21.0794	355.3716
	444	26.9583	21.2993	412.2381

*misma nota que para el tramo IV

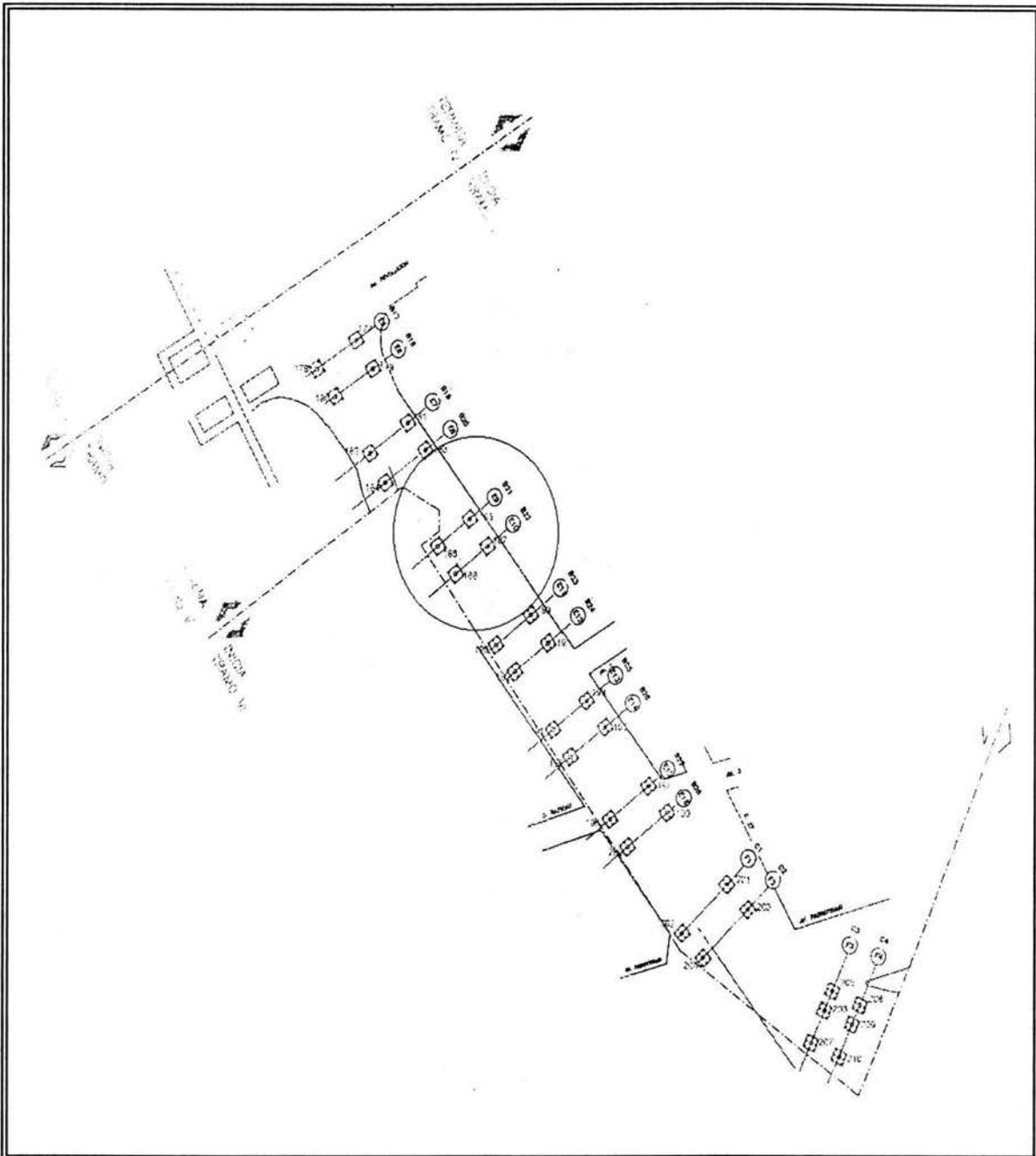


FIG. 4.11 LOCALIZACIÓN DE ZAPATAS UTILIZADAS EN EL CÁLCULO PARA EL TRAMO V.

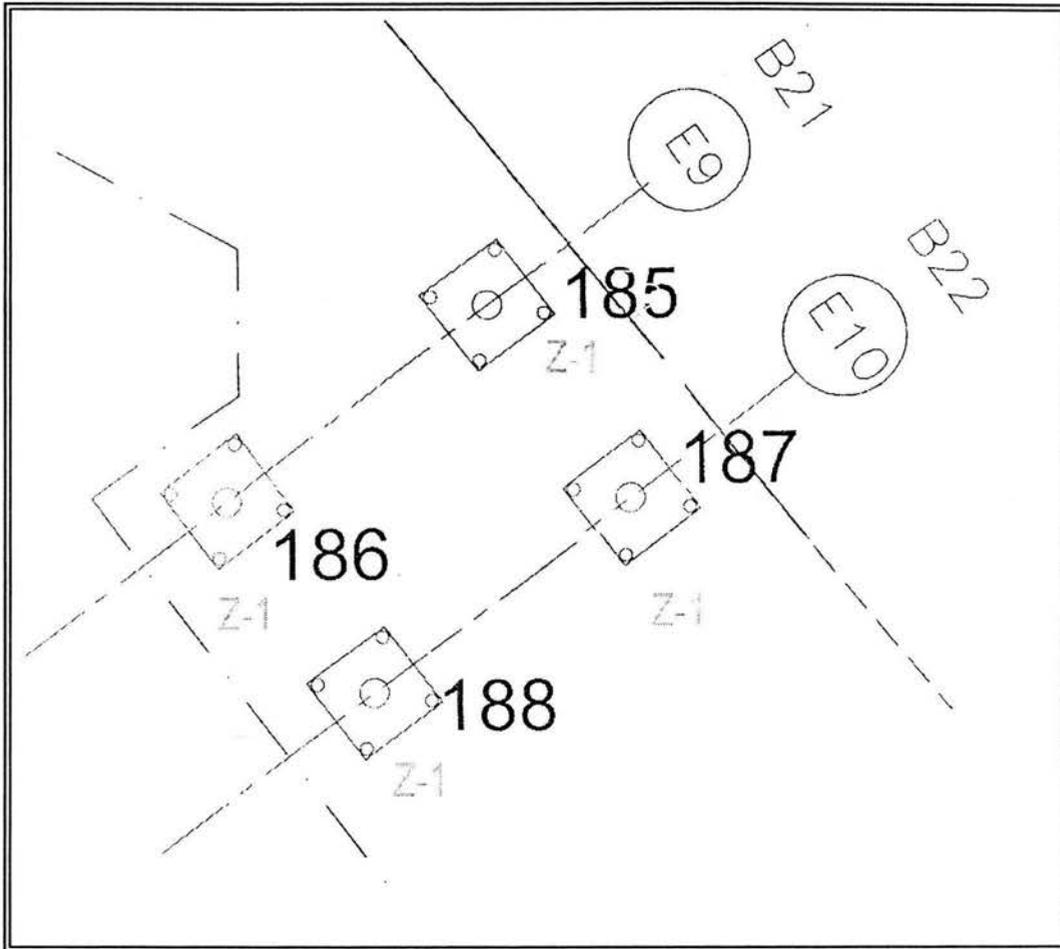


FIG. 4.12 PROYECCIÓN DE ZAPATA ANALIZADA EN TRAMO V.

Dentro del sondeo S.E-5 se localizan solo tres estratos de arena, que serán tomados en cuenta para el cálculo de la capacidad de carga por fricción (D, E, F), cuya estratigrafía se describe a continuación:

- de $Z=12$ a $Z=17$ (m); se tiene una arena limosa de color café claro, con gravillas, de compacidad media a densa.
- De $Z=23$ a $Z=28$ (m); se localiza una arena arcillosa de color café claro a oscuro, de compacidad densa.
- De $Z=29.5$ a $Z=35$ (m); se tiene una grava mezclada con arenas de color café claro, de compacidad densa a muy densa.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA



Calculo De La Capacidad De Carga En Pila Tipo Tramo V.

Estrato	Profundidad Z	γ Ton/m3	No. de golpes N	σ' Ton/m2	σ' Ton/ft3	Cn (1/ σ') ^{0.5}	N corregido Ncor=Cn*N
D	12.00	1.84	17.00	22.08	2.05	0.70	11.87
	12.50	1.84	32.00	23.00	2.14	0.68	21.89
	13.00	1.84	32.00	23.92	2.22	0.67	21.47
	13.50	1.84	24.00	24.84	2.31	0.66	15.80
	14.00	1.84	24.00	25.76	2.39	0.65	15.51
	14.50	1.84	18.00	26.68	2.48	0.64	11.43
	15.00	1.84	18.00	27.60	2.56	0.62	11.24
	15.50	1.84	22.00	28.52	2.65	0.61	13.52
	16.00	1.84	10.00	29.44	2.74	0.60	6.05
	16.50	1.84	34.00	30.36	2.82	0.60	20.24
	17.00	1.84	33.00	31.28	2.91	0.59	19.36
E	23.00	1.82	50.00	42.22	3.92	0.50	25.25
	23.50	1.82	50.00	43.13	4.01	0.50	24.98
	24.00	1.82	50.00	44.04	4.09	0.49	24.72
	24.50	1.82	38.00	44.95	4.18	0.49	18.60
	25.00	1.82	44.00	45.86	4.26	0.48	21.32
	25.50	1.82	40.00	46.77	4.35	0.48	19.19
	26.00	1.82	50.00	47.68	4.43	0.48	23.76
	26.50	1.82	50.00	48.59	4.51	0.47	23.53
	27.00	1.82	50.00	49.50	4.60	0.47	23.32
	27.50	1.82	50.00	50.41	4.68	0.46	23.10
F	29.50	1.82	50.00	54.05	5.02	0.45	22.31
	30.00	1.82	50.00	54.96	5.11	0.44	22.13
	30.50	1.82	50.00	55.87	5.19	0.44	21.95
	31.00	1.82	50.00	56.78	5.28	0.44	21.77
	31.50	1.82	50.00	57.69	5.36	0.43	21.60
	32.00	1.82	50.00	58.60	5.44	0.43	21.43
	32.50	1.82	48.00	59.51	5.53	0.43	20.41
	33.00	1.82	50.00	60.42	5.61	0.42	21.10
	33.50	1.82	50.00	61.33	5.70	0.42	20.95
	34.00	1.82	50.00	62.24	5.78	0.42	20.79
	34.50	1.82	50.00	63.15	5.87	0.41	20.64
	35.00	1.82	50.00	64.06	5.95	0.41	20.50

* considerando la obtención de Φ para arenas finas y limosas (Terzaghi y Peck 1968)

Figura 2.19 Manual de Cimentaciones Profundas Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C



qc Kg/cm ²	Φ	Ks L>12m	δ Φ - 3°	δ rad	tan δ	L (m)	As L*(π*r) (m ²)	Qs Ks*σ'*tanδ*As (Ton)
41.54	29.00	0.50	26.00	0.45	0.49	0.50	1.26	6.77
76.62	32.50	0.50	29.50	0.51	0.57	0.50	1.26	8.18
75.13	32.00	0.50	29.00	0.51	0.55	0.50	1.26	8.33
55.30	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	8.30
54.30	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	8.61
40.02	30.00	0.50	27.00	0.47	0.51	0.50	1.26	8.54
39.34	30.00	0.50	27.00	0.47	0.51	0.50	1.26	8.84
47.30	31.00	0.50	28.00	0.49	0.53	0.50	1.26	9.53
21.16	28.00	0.50	25.00	0.44	0.47	0.50	1.26	8.63
70.86	32.00	0.50	29.00	0.51	0.55	0.50	1.26	10.57
67.75	31.50	0.50	28.50	0.50	0.54	0.50	1.26	10.67
88.36	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	15.32
87.42	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	15.65
86.52	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	15.98
65.08	31.80	0.50	28.80	0.50	0.55	0.50	1.26	15.53
74.61	32.00	0.50	29.00	0.51	0.55	0.50	1.26	15.97
67.16	32.00	0.50	29.00	0.51	0.55	0.50	1.26	16.29
83.15	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	17.30
82.37	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	17.63
81.61	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	17.96
80.87	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	18.29
178.50	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	19.61
177.02	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	19.94
175.57	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	20.27
174.16	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	20.60
172.78	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	20.93
171.43	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	21.26
163.31	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	21.59
168.83	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	21.92
167.57	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	22.25
166.35	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	22.58
165.14	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	22.91
163.97	33.00	0.50	30.00	0.52	0.58	0.50	1.26	23.24
Σ Qfi=								519.92



Dr	Ab (m ²)	Φ	Nq	Qp Ab(1.2(σ*Nq))*(Dr+0.1) (Ton)
0.7	0.50	33	43	1329.22

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu}$$

Qu=	1849.14
-----	---------

* Para el cálculo de la compacidad relativa "Dr" (Braja M. Das Tabla 2.1)

* Nq (Manual De Cimentaciones Profundas; Figura 3.1, Terzaghi)

* Qp (L. Zeevaert, para cimientos profundos)

Aplicando las expresiones anteriores para el cálculo de la capacidad de carga última (punta y fricción) y considerando los parámetros geotécnicos de los dos tramos estudiados, se alcanzan para el tramo IV con desplante de pilas a 30 m y con diámetros de 0.80 m, valores de capacidad de carga última de **1429.85 ton a 1843 ton** y para desplante de 35 m, **1605 ton a 2862 ton**.

La capacidad de carga calculada de pilas de 0.8 m de diámetro, para el tramo V fue de **1849 ton** para desplante a 30 m de profundidad y de **1953 ton** para desplante de 35 m.

Considerando las acciones máximas accidentales que la estructura induce en las pilas, pudo observarse que la capacidad de carga tiene un factor de seguridad mayor de 2, esto sin considerar el efecto cohesivo de los estratos ni la irregularidad de las pilas.

En la práctica, las cimentaciones formadas por pilas o pilotes están constituidas, generalmente, por conjuntos o grupos de estos tipos de cimientos profundos. Excepcionalmente se emplean pilotes aislados; en cambio, el uso de pilas individuales es más frecuente, dada la facilidad con que se puede adaptar su diámetro a los requerimientos de alta capacidad para soportar cargas concentradas de gran magnitud. Sin embargo en ocasiones se requiere asociar varias pilas en grupos de números pequeños (2 a 9 pilas). Por eso se hace necesario el comprender la interacción de pilotes o pilas cuando forman parte de un grupo.

La interacción es el resultado de la superposición de los campos de esfuerzos individuales inducidos en la masa de suelo por cada uno de los pilotes o pilas. Esta superposición da lugar a diferencias en la capacidad de carga y en el asentamiento del grupo, con respecto a un elemento individual aislado.



Puede notarse que el mecanismo de falla de la pila individual de la figura 4.13-a esta formado por la superficie del fuste, a lo largo del cual se desliza la pila respecto al suelo circundante, y por el mecanismo de la punta, el cual afecta solamente a un pequeño volumen de suelo bajo la punta y al rededor del extremo inferior del fuste.

En tanto el mecanismo de falla del grupo que muestra la figura 4.13-b involucra al prisma de suelo que envuelve al conjunto de pilas, además del volumen de suelo que se encuentra bajo la base del prisma, hasta una profundidad de $0.7B$; siendo B el ancho de la base del prisma. Este mecanismo puede visualizarse como una gran pila formada por el prisma de suelo rigidizado por las pilas que contiene. Para que se desarrolle este mecanismo de falla se requiere que la carga transferida por las pilas al suelo sea igual o mayor que la capacidad de carga límite de la pila de suelo rigidizado. Esta condición implica que debe haber un número mínimo de pilas en el grupo capaces de producir la falla. Si el número es menor, no se desarrollará el mecanismo de falla en el suelo subyacente en la base del prisma envolvente del grupo, y la punta de cada pilote penetrará independientemente, desarrollando solamente su mecanismo individual de falla de la punta.

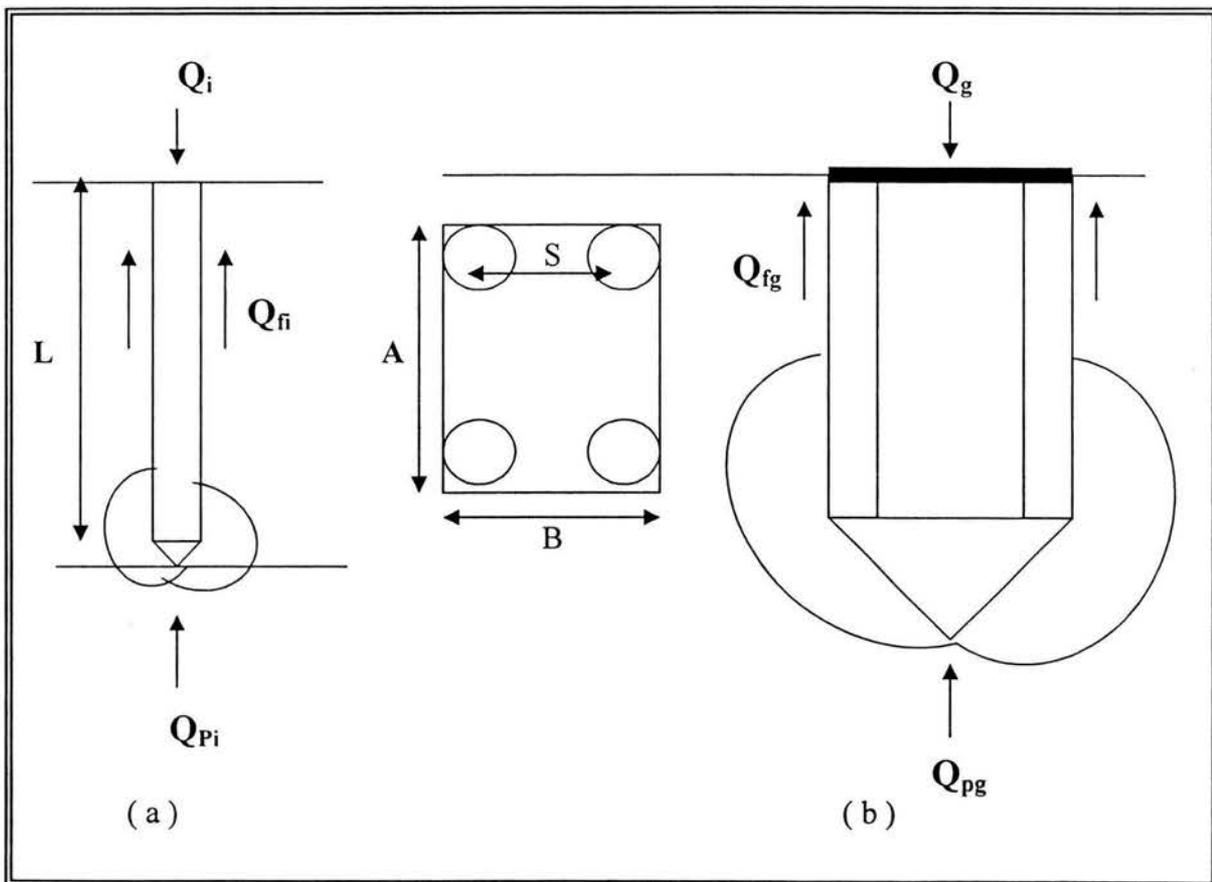


Fig. 4.13 Mecanismos De Falla Por Esfuerzos Cortantes.



La capacidad de carga en grupos de pilas o pilotes en suelos predominantemente friccionantes solo puede definirse de manera aproximada con alguno de los siguientes tres criterios:

- ❖ La capacidad del grupo es la suma de las cargas permisibles de los elementos individuales.
- ❖ La falla ocurre en un bloque definido por el perímetro externo del conjunto de pilotes o pilas, por lo que la capacidad de carga se calcula como una zapata grande, adicionándole la resistencia por fricción de los lados del bloque (Terzaghi y Peck , 1967).
- ❖ Si el grupo de pilotes o pilas esta apoyado en un estrato firme de espesor limitado, que descansa sobre un depósito de suelo blando, la capacidad de carga última del grupo esta dada por el menor de los valores siguientes: 1) la suma de las capacidades de los pilotes individuales ó 2) la resistencia a la falla como cuerpo rígido de una pila equivalente formada por el grupo de elementos individuales y la masa del suelo afectada; este último tipo de falla se produce por punzonamiento a través del estrato firme hasta alcanzar el suelo blando subyacente.

Capacidad de carga por grupo de pilas.

SUMA DE LAS CARGAS PERMISIBLES DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES TRAMO IV

$$Q_{fi} = 554.8608721$$

$$Q_{pi} = 874.987338$$

$$\text{Numero de pilas} = 4$$

$$Q_{fg} = 2219.443488$$

$$Q_{pg} = 3499.949352$$

Por lo tanto:

$Q_{ug} = 5719.39$ TON



SUMA DE LAS CARGAS PERMISIBLES DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES TRAMO V

$Q_{fi} =$	519.9207
$Q_{pi} =$	1329.219
Numero de pilas =	4
$Q_{fg} =$	2079.683
$Q_{pg} =$	5316.875

Por lo tanto:

$Q_{ug} =$	7396.5579	Ton
------------	-----------	-----

4.5.2 Revisión del Estado Límite de Servicio

Asentamiento de pilas coladas *in situ*.

El asentamiento de pilas aisladas se debe a dos causas principales: la compresión de azolves depositados en el fondo de la perforación antes del colado y la deformación de la pila y del suelo bajo su base. La primera es difícil de evaluar y por ello debe evitarse usando un procedimiento constructivo adecuado; la segunda ocurre en forma inmediata y depende de la deformabilidad de los suelos de apoyo.

El asentamiento se calcula de acuerdo con el método semi empírico de Vesic (Manual de Cimentaciones Profundas) mediante las ecuaciones:

$$S_t = S_p + S_{ps} + S_e \quad (a)$$

En la que:

$$S_p = C_p Q_{ap} / B q_p \quad (b)$$

$$S_{ps} = C_s Q_{as} / L_s q_p \quad (c)$$

$$S_e = (Q_{ap} + \alpha_s Q_{as}) L / A_p E_p \quad (d)$$



donde:

- S_t Asentamiento total en la cabeza de una pila.
- S_p Asentamiento de la punta de la pila, causado por la carga transmitida a ésta.
- S_{ps} Asentamiento provocado por la carga transmitida a lo largo del fuste de la pila.
- S_e Deformación elástica de la pila.
- C_p Coeficiente empírico de punta (tabla 3.13 Manual de Cimentaciones Profundas).
- Q_{ap} Carga neta admisible o de trabajo en la punta de la pila.
- B Diámetro de la pila.
- q_p Capacidad de carga última unitaria, de punta.
- C_s Coeficiente empírico por fricción lateral dado por la ecuación:
 $C_s = 0.93 + 0.16 * (L_s/B)^{1/2} * C_p$
- Q_s Coeficiente que depende de la distribución de la fricción lateral a lo largo de la pila
- L_s Longitud de la pila donde actúa la fricción lateral.
- A_p Área de la sección transversal del fuste de la pila.
- L Longitud total de la pila.
- E_p Modulo de elasticidad de la pila.

Se recomienda que α_s sea de 0.5 para una distribución uniforme o parabólica de la fracción lateral a lo largo del pilote y de 0.67 para una distribución triangular (cero en la cabeza del pilote y máxima en la base). Para propósitos prácticos, se ha visto que cualquier valor de α_s proporciona estimaciones razonables de asentamientos ya que una distribución uniforme o triangular no afecta sensiblemente a esos valores (Sharma y Joshi, 1988; Prakash, 1990). La distribución de la fracción lateral sólo puede obtenerse por mediciones de ésta en el fuste del pilote durante pruebas de carga.

Cálculo de los asentamientos para pila tipo.

TRAMO IV

C_p	* Q_{ap} ton	B m	q_p t/m ²	m
0.09	291.662446	0.8	1740.732	0.018849556

C_s	* Q_{as} ton	L_s m	q_p t/m ²	S_{ps} m
0.994398758	184.953624	16	1740.732	0.00660346



* Qap ton	alfa s	* Qas ton	L m	Ap m ²	Ep kg/cm ²	Ep ton/m ²	Se m
291.662	0.5	184.95	30	0.502	221359.43	2213594.36	0.010

Por lo tanto

$$St = 0.036 \text{ m}$$

* Cálculo de la capacidad de carga admisible afectada con un factor de seguridad = 3
(Referencia: Ingeniería de Cimentaciones, Enrique Tamez González)

TRAMO V

Cp	* Qap ton	B m	qp t/m ²	Sp m
0.09	387.6888194	0.8	2313.8472	0.018849556

Cs	* Qas ton	Ls m	qp t/m ²	Sps
0.983396629	173.306889	11	2313.8472	0.006696027

* Qap ton	alfa s	* Qas ton	L m	Ap m ²	Ep kg/cm ²	Ep ton/m ²	Se m
387.6888194	0.5	173.306889	30	0.502654825	221359.4362	2213594.36	0.01278925

Por lo tanto

$$St = 0.038 \text{ m}$$

* Cálculo de la capacidad de carga admisible afectada con un factor de seguridad = 3
(Referencia: Ingeniería de Cimentaciones, Enrique Tamez González)



Asentamiento De Grupo De Pilas

El asentamiento de un grupo de pilotes o pilas siempre es mayor que el de elementos aislados debido a la mayor profundidad de influencia del grupo. En la magnitud del asentamiento influye el procedimiento constructivo, la geometría y dimensiones del grupo y la compacidad relativa de los suelos predominantemente friccionantes.

Debe tenerse en cuenta que cuando los pilotes o pilas apoyados de punta están sometidos a fricción negativa proveniente de un estrato superior de suelos consolidables, la fuerza de arrastre por unidad de área del grupo de pilotes se incluye como parte de la presión neta de contacto al calcular el asentamiento.

Para nuestro caso se aplicará el método de Vesic (1977), que propone calcular el asentamiento de un grupo de pilotes con la ecuación:

$$S_g = (B'/B)^{1/2} * S_t$$

donde:

S_g El asentamiento del grupo de pilas.

S_t Asentamiento total de una pila aislada, calculado empíricamente o de pruebas de carga.

B' Ancho del grupo de pilotes (la dimensión menor).

B Diámetro o ancho de un pilote aislado

Tramo IV

B' m	B m	S_t m	S_g m
5.95	0.8	0.0358102	0.09766081

Tramo V

B' m	B m	S_t m	S_g m
5.95	0.8	0.038334836	0.1045459

La reglamentación vigente para construcciones en el Distrito Federal (DDF, 1993; DDF, 1995) señala que el diseño de cimientos profundos debe considerar los estados límite de falla y de servicio. Por su parte el estado límite de servicio comprende los movimientos verticales de la cimentación (asentamientos o emersiones), inclinaciones de la estructura y deformaciones estructurales de la misma y sus vecinos.



En la revisión de la cimentación ante el estado límite de servicio, se toman en cuenta las deformaciones verticales totales y diferenciales y la inclinación de la estructura, de forma que no causen daños intolerables a la propia estructura y a colindancias incluyendo servicios públicos.

De acuerdo a lo antes mencionado, a las restricciones de los límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación de acuerdo con el Reglamento y verificando con los datos arrojados por el análisis hecho en el presente trabajo podemos resumir lo siguiente:

De las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones se sabe que el asentamiento máximo permisible para construcciones aisladas es igual a 30cm; así mismo para construcciones con colindancia este valor es reducido a 15cm.

Por otra parte, si la estructura en estudio (Distribuidor Vial San Antonio) se considera una estructura con edificaciones colindantes se tendría un límite máximo de 15cm para los asentamientos. Haciendo la comparación con los resultados arrojados por nuestro análisis el asentamiento de este es de 10cm como máximo lo que nos lleva a que esta se encuentra dentro de norma y por abajo del límite establecido.

Por otro lado el estado límite de falla consiste de acuerdo con los artículos 193, 223, y 224 del Reglamento, en comparar para cada elemento de la cimentación y para ésta en su conjunto, 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.

En este caso solo resumiremos el caso en que la cimentación es considerada como un elemento unido y que las pilas trabajan en conjunto para poder definir si estas se encuentran dentro de los límites admisibles.

De acuerdo a esto:

Si se maneja la cimentación en conjunto, se tiene que para el tramo IV existe una fuerza resistente de 5719.39 ton y la fuerza actuante es de 1267.59 ton; Para el tramo V la fuerza resistente es de 7396.55 ton y es solicitada por una fuerza actuante de 1095 ton.

De lo anterior es claramente visible que se tiene un amplio margen de seguridad mayor a 3 en el factor de seguridad de la cimentación, trabajando está como conjunto.

**BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROCESO
CONSTRUCTIVO**



5.1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA

Dado que a lo largo del desarrollo del sistema de vías rápidas se tendrán diversos procedimientos constructivos, obedeciendo a las particulares condiciones físicas, de espacio alrededor y de instalaciones en la vecindad de cada apoyo, se describe a continuación el caso más típico del procedimiento a utilizar.

En las zonas en las que los apoyos se ubiquen francamente en camellones con espacio suficientemente grande para dar albergue a las máquinas, se harán los trabajos de forma diurna o hasta las 24 horas del día. Sin embargo para evitar interferir en la medida de lo posible con la operación vial normal de la ciudad en la zona de trabajo, en los sitios que se determinaron como de mayor conflicto se trabajará únicamente durante las noches con horario de 23:00 a 5:00 h.

Una vez trazada la ubicación de los apoyos y delimitada su zona de trabajo, ésta se cercará con boyas que permitan definir un espacio debidamente protegido, se posicionará la maquina que inicia los trabajos de perforación o barrenación del terreno para que posteriormente en cada perforación concluida se construyan las pilas.



Fig. 5.1 BARRENACIÓN DE TERRENO PARA COLADO DE PILAS.

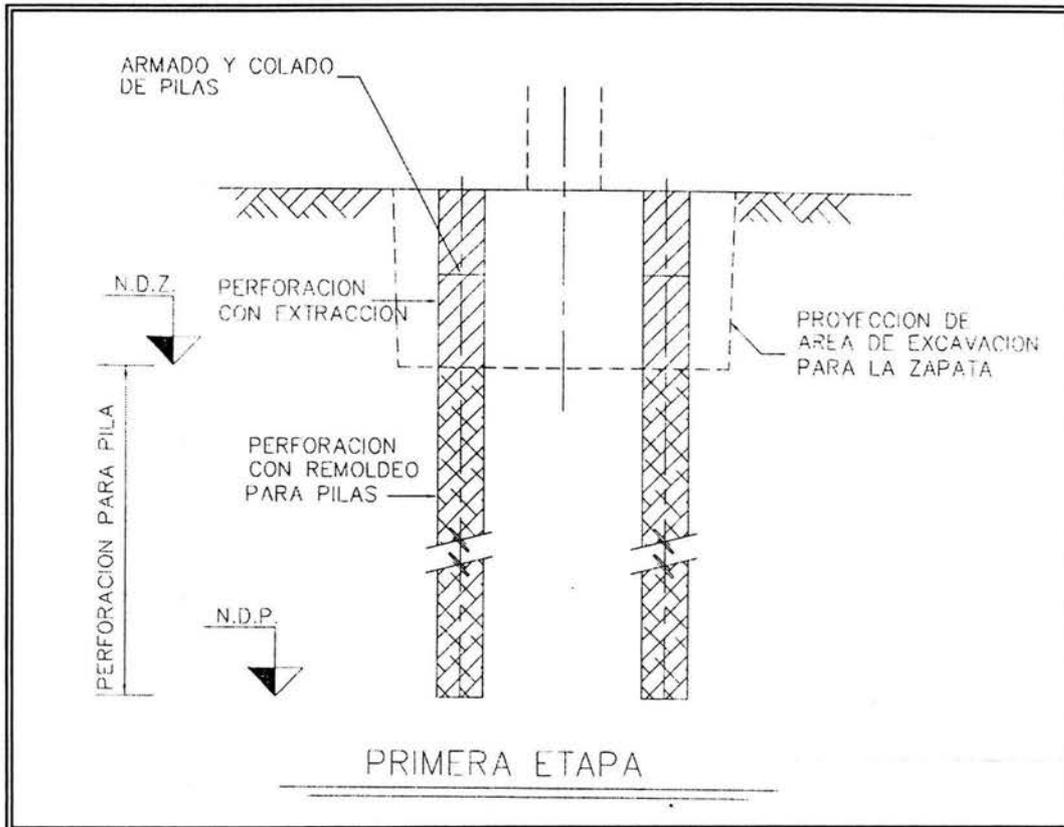


Fig. 5.2 PERFORACIÓN PARA PILA, INTRODUCCIÓN DE REFUERZO DE PILA Y COLADO DE LA MISMA

Estas pilas habrán de llegar a la capa dura del subsuelo, de 20 a 36 metros de profundidad aproximadamente y según el caso de que se trate. Serán tantas perforaciones como pilas se hayan de construir según indique el proyecto correspondiente de acuerdo al estudio de mecánica de suelos respectivo.

Una vez concluida la etapa de construcción de pilas se procederá a excavar el terreno hasta descubrir las cabezas de las pilas. Dentro de la excavación descrita se enlazarán estas cabezas descubiertas con las zapatas así como también con las columnas que formarán los marcos, para posteriormente complementar los diversos elementos que integran la estructura como son la trabe de rigidez y la conexión de los cabezales.

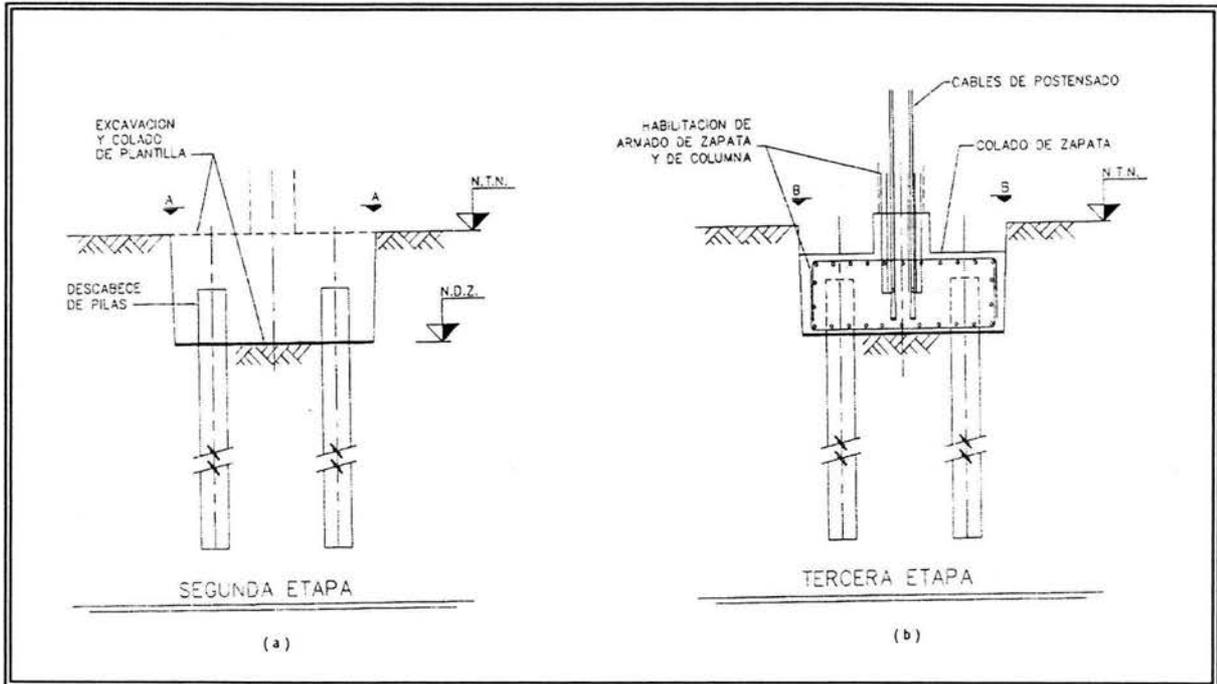


FIG. 5.3 (A-B) EXCAVACIÓN, COLADO DE PLANTILLA DE NIVELACIÓN Y DESCABECE DE PILAS (A); HABILITADO DE REFUERZO DE ZAPATA DEJANDO ANCLADO EL REFUERZO DE COLUMNA (INCLUYENDO ACCESORIOS DE CABLES DE POSTENSADO) Y COLADO DE ZAPATA (B).

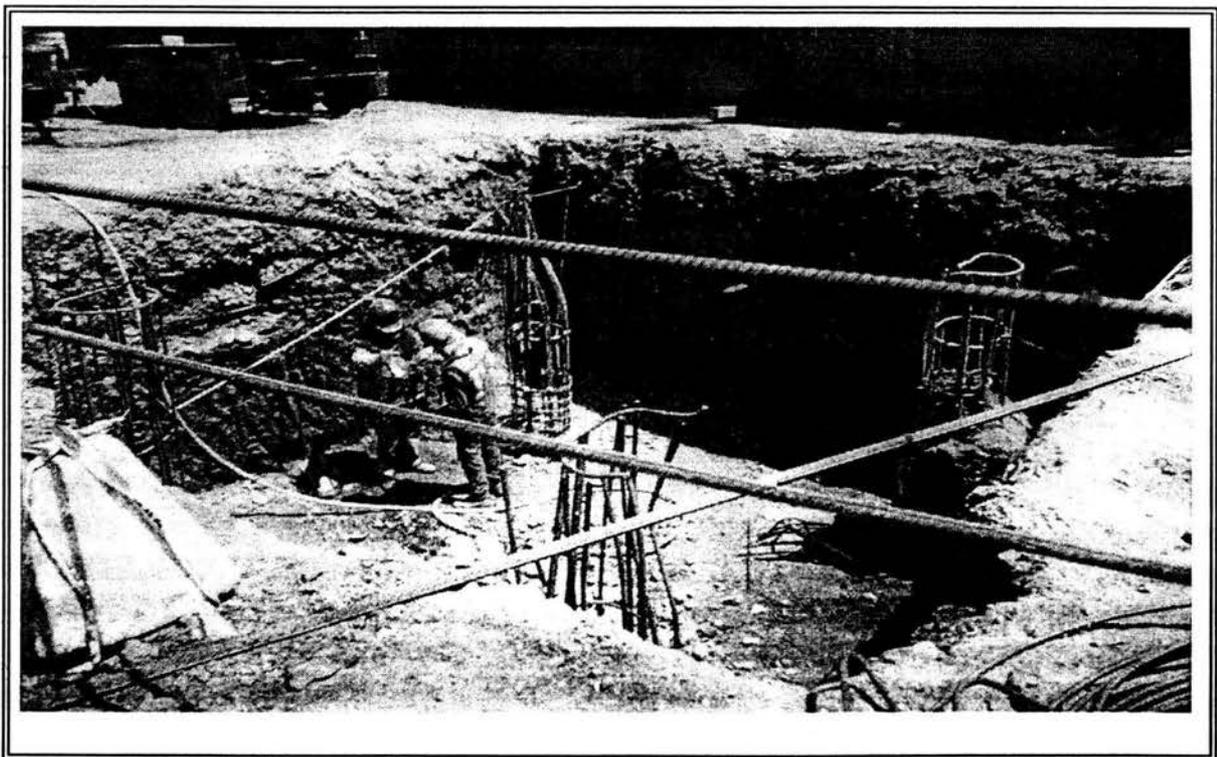


Fig. 5.4 DESCABECE DE PILAS.

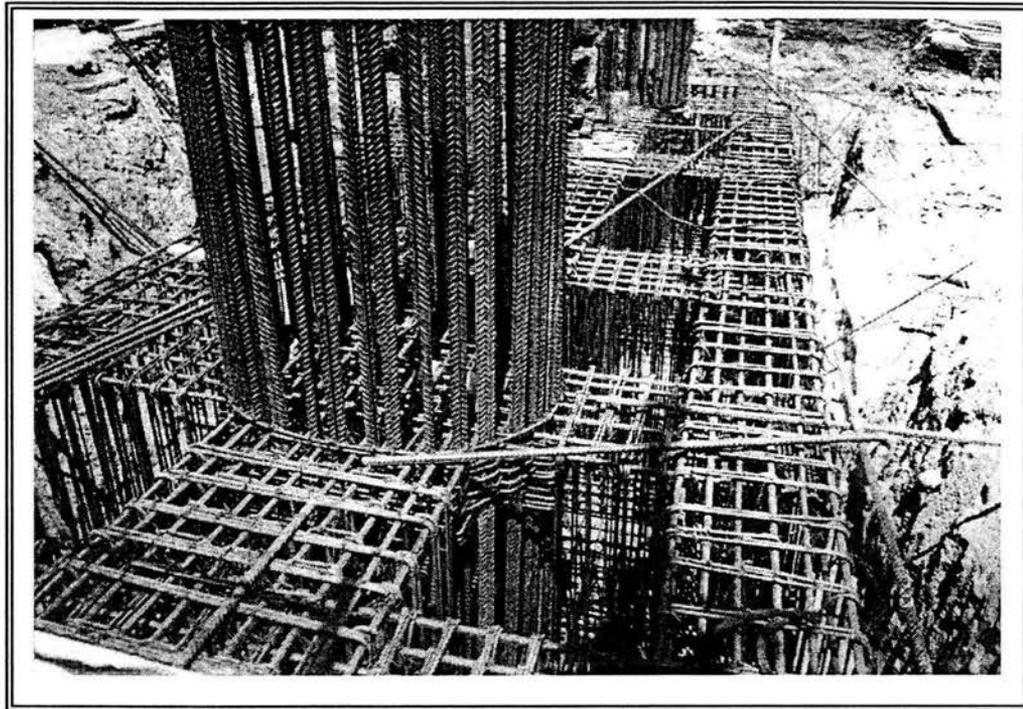


Fig. 5.5 ARMADO DE CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

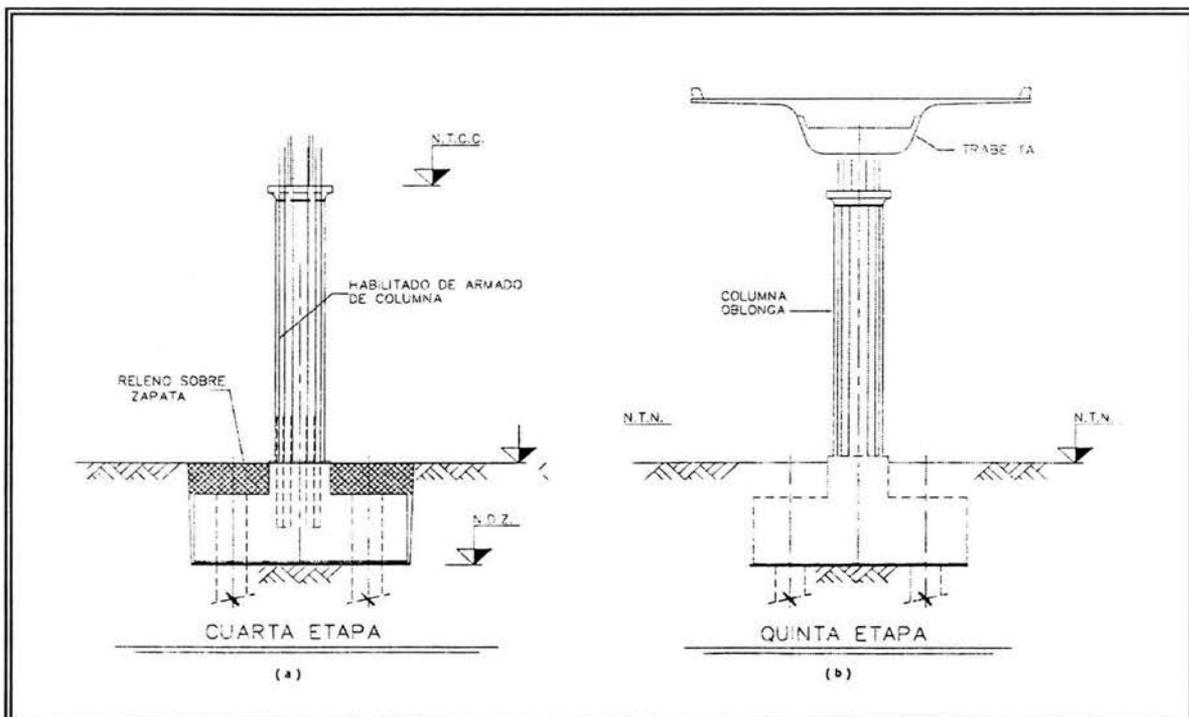


Fig. 5.6 (A-B). RELLENO SOBRE ZAPATA HABILITADO DE ARMADO DE COLUMNA Y COLADO (a); MONTAJE DE TRABE T-A Y HABILITADO DE CONEXIÓN DE T-A CON COLUMNA (b).



Ya contando con los elementos complementarios, y que estos tengan la edad suficiente y por lo tanto la resistencia marcada en el proyecto, se llevará a cabo el posicionamiento de las máquinas, grúas con extensiones telescópicas, que tomarán de una plataforma móvil, las traveses T - A o T - C, construidas previamente en plantas de prefabricados, la izará y la ira colocando sobre los cabezales que tendrán forma geométrica acorde a la pieza que recibirá. Las traveses T -C se apoyarán en los extremos de la trabe T - A, para lo cual será indispensable el desplazamiento de las grúas hasta encontrar el punto favorable que les permita dicho movimiento.

La construcción de elementos prefabricados se llevará a cabo en forma paralela a los trabajos que van haciendo en el sitio físico de los apoyos en el terreno de la construcción.



Fig. 5.7 MONTAJE DE TRABES T-A y T-C

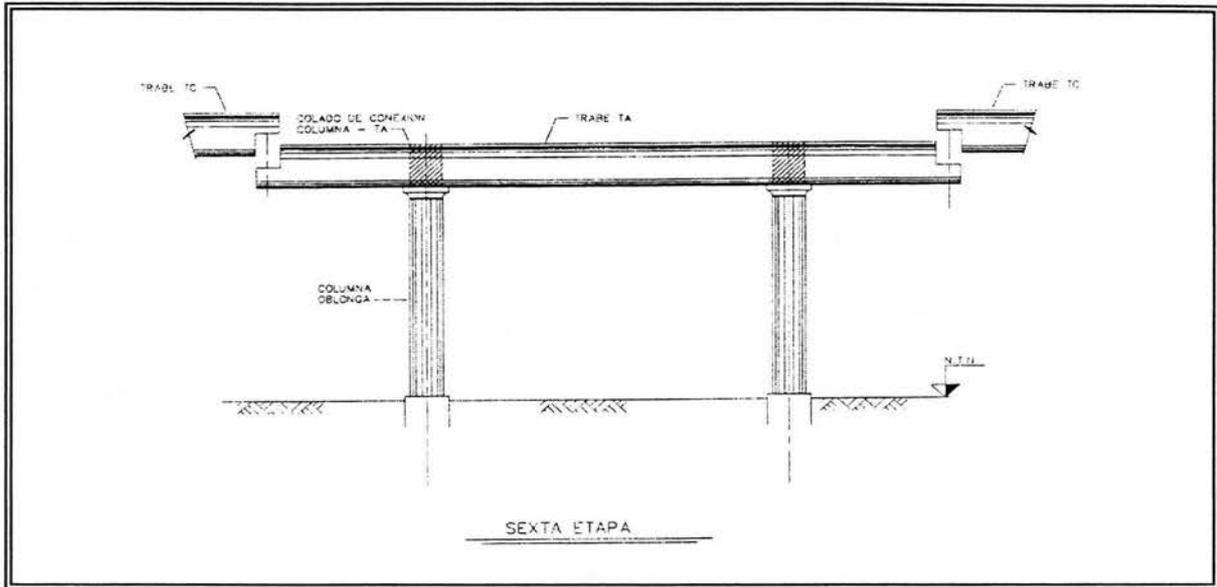


Fig. 5.8 COLOCADO Y CONEXIÓN DE COLUMNA CON TRABE T-A, POSTENSADO DE COLUMNA Y MONTAJE DE TRABE T-C SOBRE TRABE T-A

Llegado a este punto de los trabajos se tendrá una plataforma donde se podrá desplazar un equipo de trabajo que continué con las etapas subsecuentes, colocando el firme estructural, las banquetas de protección, los elementos metálicos de protección, los señalamientos y las instalaciones respectivas de drenaje y alumbrado.

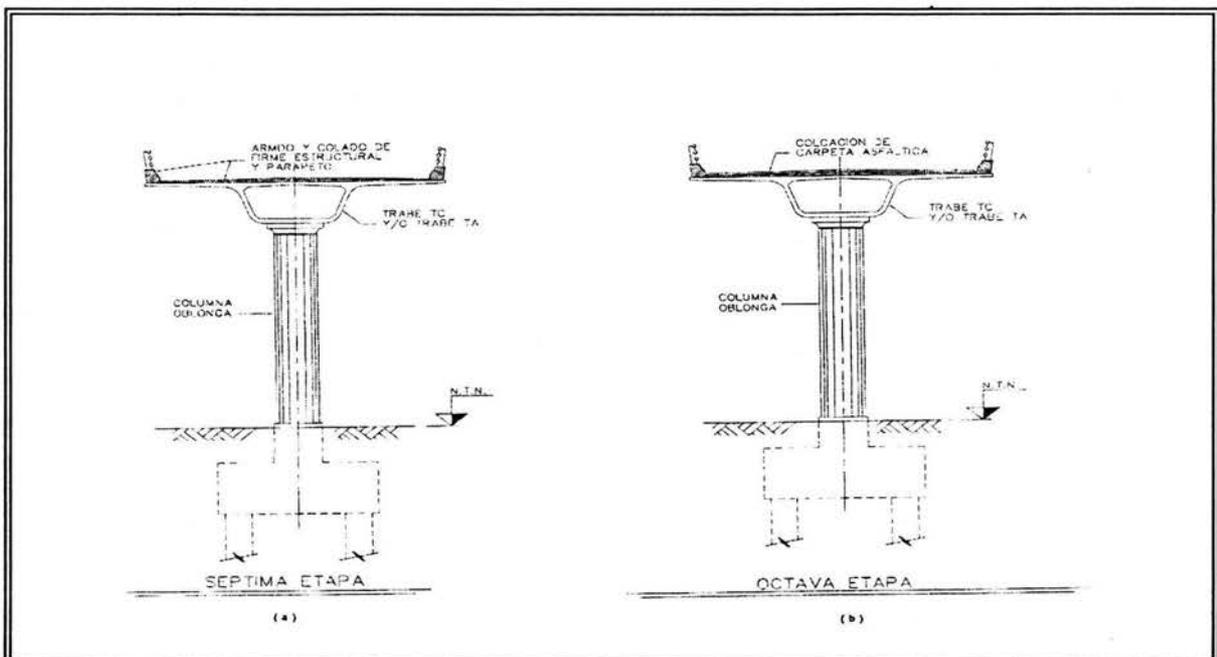


Fig. 5.9 (A-B) ARMADO DE FIRME ESTRUCTURAL Y PARAPETO Y COLADO DE AMBOS (a); COLOCACIÓN DE CARPETA ASFÁLTICA (b).

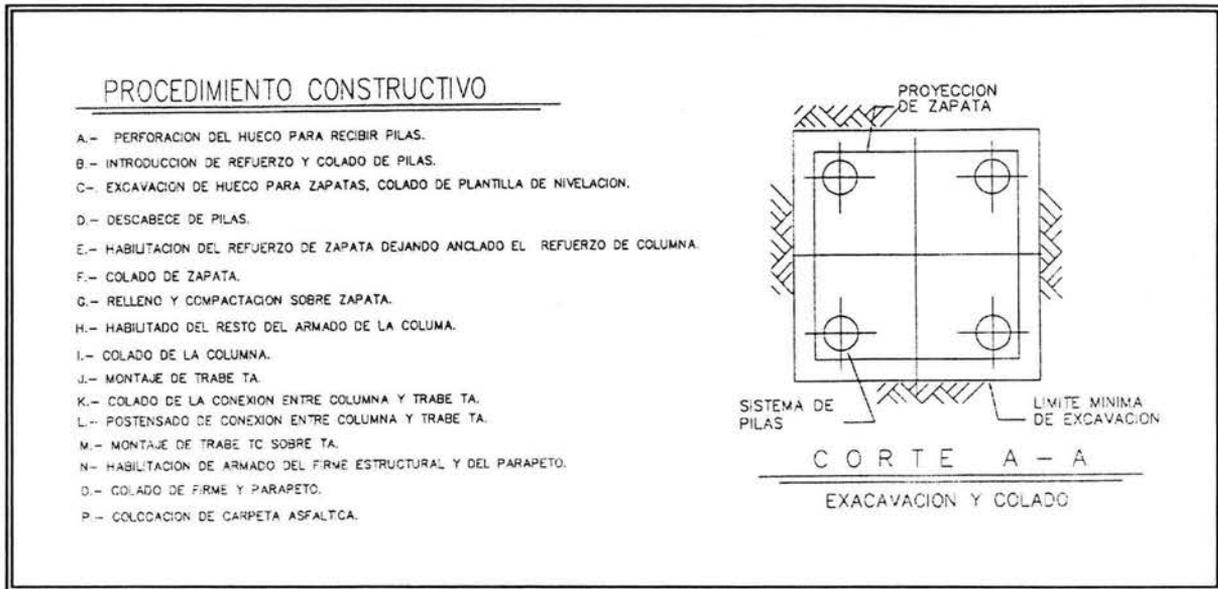


Fig. 5.10 RESUMEN DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROYECCIÓN DE ZAPATA.

5.2 ESPECIFICACIÓN GENERAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE CIMENTACIÓN.

La presente especificación rige el procedimiento constructivo de las pilas de cimentación que se construirán para el proyecto del Distribuidor Vial San Antonio en solución elevada en la Ciudad de México DF. Así como también incluye los trabajos de perforación, construcción y control de calidad.

5.2.1 Preliminares

Con objeto de facilitar la construcción de la cimentación de cada uno de los tramos se procederá a trazar en campo la planta de cimentación (zapatas y pilas), con la finalidad de verificar que ninguna instalación municipal (agua, luz, Pemex, drenaje, fibra óptica, etc.) interfiera con la excavación y construcción de cada uno de los elementos de la cimentación, en caso contrario será necesario reubicarlas según proyecto y especificaciones de cada dependencia previa aprobación de la supervisión.

Se efectuará el retiro de banquetas, guarniciones, carpeta asfáltica y terracerías en las áreas que ocuparán las zapatas y pilas de cimentación, así como la demolición y retiro de construcciones preexistentes en su caso.



5.2.2 Perforación y Construcción De Las Pilas.

Con objeto de facilitar la construcción de las pilas se deberán seguir los siguientes puntos:

- a) Deberá marcarse con exactitud la ubicación de los puntos centrales donde se construirán las pilas con precisión de ± 1 cm.
- b) Deberá utilizarse un equipo de perforación con la herramienta adecuada para garantizar la verticalidad del barreno, minimizar la alteración del suelo adyacente a la excavación, obtener una perforación limpia y conservar las dimensiones de proyecto en toda la profundidad, evitando la sobre excavación lateral y vertical del terreno.
- c) Antes de iniciar la perforación, deberá verificarse la posición de las pilas y las contratrabes, dicha posición no variará en más de 1cm. con respecto a la de proyecto.
- d) Durante la realización de los trabajos se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y espesores de los estratos y las características de los materiales de apoyo.
- e) El equipo deberá tener la capacidad suficiente para realizar la perforación de un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo cuyo diámetro sea de 0.60 m, hasta la profundidad de desplante indicada en el proyecto estructural y topográfico (entre -15 y 26 m aproximadamente).
- f) Previo a la perforación de las pilas, se harán perforaciones de verificación de cavernas al centro de cada columna, con diámetro de 4" y una longitud de 10 m adicional a la profundidad de desplante de la pila, en todo el tramo.
- g) Para la construcción de pilas se deberán realizar perforaciones en seco.

La perforación en seco se realizará en todos los tramos en donde hasta la máxima profundidad de desplante de pilas no se presente el nivel de aguas freáticas.

5.2.2.1 Perforación y Colado De Pilas En Seco

En al menos los primeros 3m o hasta interceptar totalmente el espesor de relleno artificial, el diámetro de la perforación será mayor con objeto de colocar un ademe metálico (brocal) que garantice la estabilidad en la parte superficial, la calidad de la pila por construir, así como la barrenación en el diámetro indicado.

En los estratos estables que permitan perforar en seco, se colocará solamente el brocal antes citado. Cuando existan suelos granulares no cohesivos (inestables) que produzcan caídos o zonas con mantos acuíferos colgados existentes en este tramo, cuya posición se detecte o verifique durante la perforación, se procederá a profundizar el ademe hasta cubrir totalmente dichos estratos inestables o mantos colgados para continuar con la perforación en seco.

El ademe será retirado hasta que el concreto haya sido colocado en el barreno, la verificación de las condiciones de desplante se realizará a través de una plomada de concreto; así como también se deberá verificar la profundidad de perforación y limpieza del fondo (libre de azolves).

Terminada la perforación, y efectuada la limpieza del fondo de la misma, se procederá a la colocación del armado y el colado de la pila.



5.2.2.2 Armado De La Pila

Se dispondrá de un área especial para habilitar y armar la jaula de acero de refuerzo de acuerdo con las especificaciones estructurales del proyecto.

El recubrimiento del armado se garantizará mediante la colocación de separadores de concreto con forma de rolos (donas) cuyos ejes deberán ser los estribos o zunchos de armado.

5.2.2.3 Colado Del Concreto Para Pilas

El tamaño máximo del agregado será de $\frac{3}{4}$ " y el revenimiento de 18 a 20 cm debiendo mantenerse fluido durante todo el proceso de colocado, lo que puede implicar el uso de un retardante de fraguado.

El colado de la pila se efectuará mediante el uso de una tubería tremie, o trompa de elefante la cual deberá tener un diámetro 8 veces mayor al del agregado grueso máximo, con espesores de pared entre 6 y 8 mm, en tramos no mayores de 3.00 m; y la tubería deberá ser perfectamente lisa por dentro y por fuera acoplada en toda su longitud, a fin de facilitar el flujo continuo y uniforme del colado y así evitar que dicha tubería atore en el armado previamente instalado.

Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de iniciar el colado, se colocará en el fondo de una tolva instalada exprofeso en el extremo superior de la tubería, un tapón deslizante o diablo (pelota de hule inflada o una esfera de polipropileno), cuya función será evitar la segregación del concreto al iniciarse el colado.

Al empezar el colado, el extremo inferior de la tubería deberá quedar arriba del fondo de la perforación una distancia no mayor del diámetro de la tubería para que no permita la salida del tapón y del primer volumen del concreto. Durante el colado, el extremo inferior de la tubería se mantendrá embebida dentro del concreto fresco como mínimo 1.0 m; además, la operación del colado deberá realizarse en forma continua para evitar taponamiento y juntas frías.

El colado de la pila se efectuará hasta 50 cm por arriba del nivel del proyecto, con el fin de demoler, con herramienta neumática, posteriormente esta altura adicional del concreto contaminado, así como para descubrir el acero de refuerzo y ligarlo con trabes y zapatas, tal como lo indican los planos estructurales correspondientes.

La operación del colado deberá ser realizada en forma continua, manteniendo en todo momento embebida la tubería Tremie como mínimo 1.5 m dentro del concreto, llevándose para ello un registro continuo de los niveles reales de concreto alcanzados, especialmente en el momento de acortar la tubería.

El colado se suspenderá en el momento en que se garantice que la superficie, de concreto sano, sin contaminación del lodo bentonítico, se encuentre 50 cm. por arriba del nivel superior de proyecto de la pila. Deberán evitarse recesos mayores de 15 minutos en el transcurso del colado con el fin de eliminar las juntas frías.

El concreto a utilizar, deberá tener un revenimiento máximo de 20 cm. y como mínimo 18 cm., y en su elaboración deberán usarse aditivos para retardar el fraguado durante el colado, así como para manejar las características del flujo.



En tanto no se ejecuten maniobras en el interior de la perforación, ésta deberá estar cubierta mediante una tapa metálica, la cual se retirará 24 h. después del colado final de la pila, para posteriormente ser rellenada la parte superior de la perforación con material limo-arenoso (tepetate) en capas de 30 cm. de espesor (podrá utilizarse material producto de la excavación previa revisión de la supervisión), con equipo ligero que garantice una compactación del 90% de la prueba Proctor Estándar.

5.2.3 Inspección y Verificación

La finalidad de la inspección y verificación será garantizar que los trabajos se construyan conforme a las presentes especificaciones, para esto será necesario contratar personal con amplia experiencia e interpretación para este tipo de trabajos, dentro del personal se deberá contar con la presencia de un Ingeniero Geotecnista que supervisará los trabajos de manera continua y evaluar de manera continua las condiciones reales del subsuelo.

La inspección y verificación de pilas deberá incluir los siguientes aspectos:

- La corroboración de la localización
- La inspección directa de la perforación
- La protección del agujero y de las construcciones vecinas y públicas
- La verificación de la verticalidad del barreno y de las dimensiones del fuste
- La confirmación de la profundidad de desplante
- La verificación de la calidad de los materiales usados para el concreto y el acero de refuerzo
- La verificación de que los procedimientos de colocación del concreto sean adecuados.

La supervisora deberá entregar un informe diario firmado a la dependencia y al proyectista conteniendo la siguiente información:

- Localización precisa y dimensiones de los barrenos perforados
- Elevaciones precisas del brocal y del fondo
- Registro de mediciones de la vertical
- Método para la perforación
- Descripción de los materiales del subsuelo
- Descripción del ademe temporal o permanente colocado

- Métodos utilizados para la limpieza de la perforación
- Control de calidad del acero de refuerzo a emplear
- Método de colocación del concreto, registro de carga de altura del concreto durante la extracción del ademe.
- Condición del concreto entregado en obra incluyendo el control del revenimiento, peso volumétrico, aire incluido, ensayos en cilindros en compresión y otras pruebas
- Registro de desviación de las especificaciones y decisiones tomadas al respecto.



NOTAS

1. Los detalles del armado, de la unión de elementos estructurales y de características de resistencia del concreto, se indican en los planos estructurales correspondientes.
2. La perforación no deberá quedar abierta por más de 12 horas por lo que cuando se trate de un fin de semana o día festivo, se podrá iniciar dicha perforación, siempre y cuando se tenga previsto el personal y el material necesario para efectuar el colado de la pila.
3. Antes de terminar la perforación se deberá tener listo, para colocarse, el armado de la pila.
4. Al inicio, reinicio y durante la ejecución de cada perforación deberá verificarse que el barretón o Kelly este perfectamente vertical, revisándolo en dos direcciones ortogonales entre sí, con especial atención al momento de haber pasado algún obstáculo que pudiera desviar la perforación.

5.3 ESPECIFICACIÓN GENERAL PARA EL PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE ZAPATAS DE CIMENTACIÓN

Las presentes especificaciones rigen el procedimiento constructivo para la excavación de las zapatas de cimentación del Distribuidor San Antonio perteneciente a la delegación Álvaro Obregón en México, D. F.

A continuación se detalla el procedimiento a seguir para realizar las actividades de excavación para alojar las zapatas y la colocación de rellenos.

5.3.1 Excavación Para Zapatas.

5.3.1.1 Trabajos Preliminares

- a) Como primera actividad deberá ubicarse y referenciarse perfectamente el área que ocupará la zapata, así como las zonas donde se localizan las interferencias tales como los ductos de telmex, tuberías municipales, vías del ferrocarril y las que se detecten en la zona, además deberán acotarse por medio de pintura o marcas con un sobre ancho de 0.5 m a cada lado de los paños detectados.
- b) Las instalaciones municipales se deberán descubrir, proteger o reubicar de acuerdo al boletín emitido para tal efecto, así mismo y si es necesario, se procederá a retirar las vías ferroviarias, bajo la supervisión de la dependencia responsable.
- c) Deberá confinarse la zona de obra con señalamientos claros y luminosos, evitando el paso de personal ajeno a la misma, así como mantener el tránsito local alejado de la zonas de maniobras.

5.3.1.2 Etapas De Excavación y Contención.

1. La excavación se realizará en una sola etapa hasta la profundidad de desplante y con la geometría de proyecto.
2. Deberá verificarse al termino de la excavación haber encontrado el estrato de desplante (Arenas o limos arenoso, de compacidad densa) en caso contrario, deberá profundizarse la excavación hasta 1m máximo hasta encontrar el estrato de apoyo, de no detectarse, se deberá reportar a la supervisión y proyecto para tomar la solución pertinente.



- La excavación deberá observar taludes cuya relación vertical-horizontal sea 1:0.3 y ocupará un área cuyos lados serán de 50 cm mayores a los de la geometría de la zapata a nivel de desplante (Figura.5.11). La excavación deberá permanecer abierta el mínimo tiempo posible (5 días). En caso de presentarse grietas longitudinales paralelas a la excavación, el talud deberá tenderse hasta una relación vertical-horizontal 1:1. Donde no sea posible tender el talud debido a condiciones de vialidad o colindancias será necesario implementar un sistema de contención temporal (tablestacado) como se indica en el anexo 1 de esta especificación.

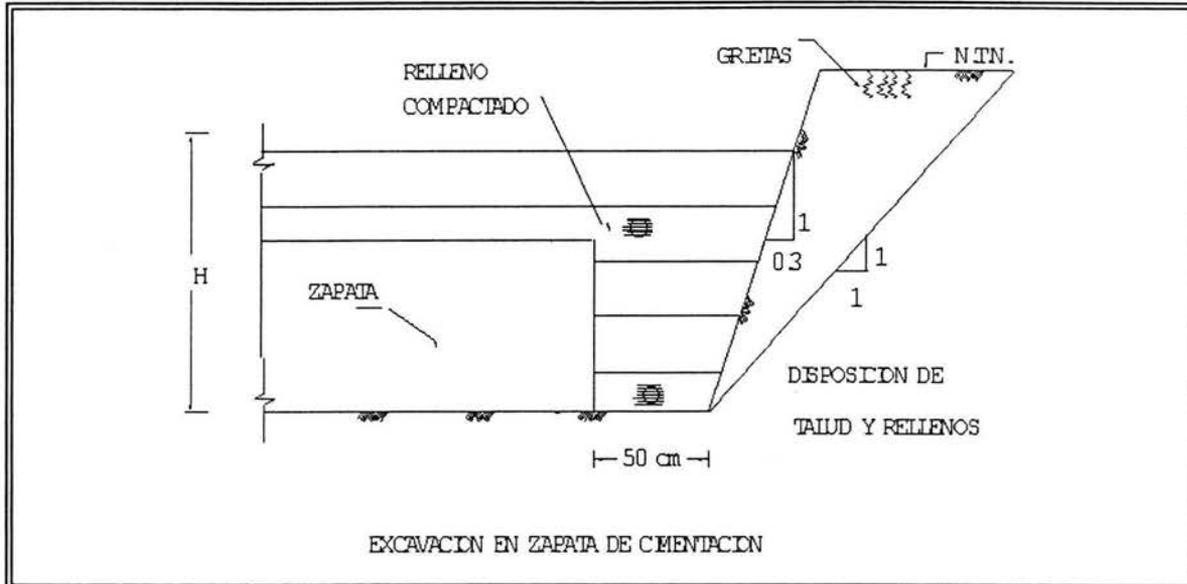


Fig. 5.11 EXCAVACIÓN EN ZAPATA DE CIMENTACIÓN.

- Una vez que se tenga el área de la zapata 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 5 cm. de espesor que cubra únicamente el área de la zapata.
- Durante toda la etapa de excavación deberá contarse con un sistema de bombeo de achique que sea capaz de resolver cualquier eventualidad posible.

Para garantizar el colado homogéneo de las zapatas, se establece la siguiente metodología:

- ❖ Los elementos constituyentes del 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 la zapata (ver planos estructurales).
- ❖ El concreto deberá ser colocado y vibrado, incluso contener un aditivo fluidificante, de tal forma que se garantice la no existencia de conductos generados por aire, o cualquier discontinuidad por efecto de la segregación o cualquier otro.



- ❖ El colado de las zapatas se realizará 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.
- ❖ El área de contacto entre concretos de diferentes edades (junta fría) deberá presentar un acabado rugoso, se humedecerá por un plazo de 24 hr previas al colado y se aplicará un aditivo para unir concretos de diferentes edades.
- ❖ 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.

5.3.2 Rellenos Locales

- Colada y descimbrada la zapata se rellenará la parte exterior de ésta 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 aquellas zapatas que parcialmente invaden la vialidad se deberá restituir el pavimento retirado para la excavación existente. La conexión entre los pavimentos de la vialidad existente con los nuevos, perimetrales al área de la zapata, se realizará de forma escalonada, en una franja de 2 m, conservando cada escalón un ancho mínimo de 30 cm. (Figura. 5.12).

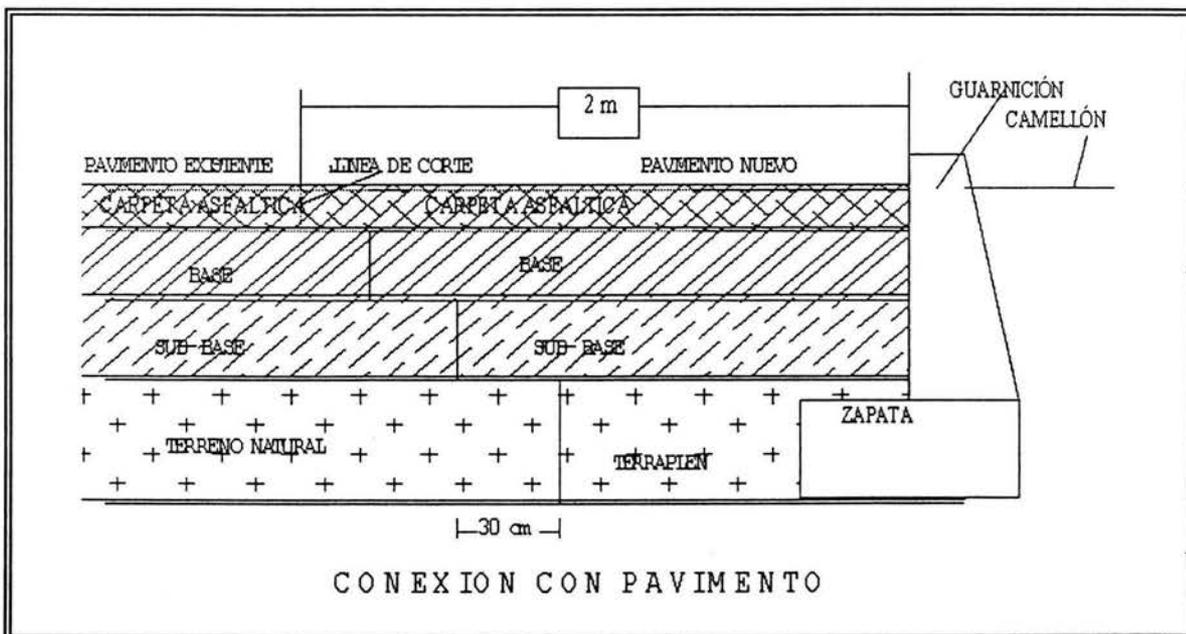


Fig. 5.12 CONEXIÓN DE PAVIMENTO CON ZAPATA DE CIMENTACIÓN.



- d) La junta entre las carpetas (nueva, existente) deberá realizarse previo retiro de partículas sueltas y flojas que muestren éstas, así como un riego de liga en la pared vertical entre ambas. Las características de calidad que deberán cumplir de cada una de las capas del pavimento, se dan en la Especificación General para la Construcción del Terraplén de Acceso y Pavimentos en las Vías Rápidas de la Ciudad de México correspondientes a este tramo.
- e) 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 90% respecto a la prueba citada siempre atendiendo a los criterios fijados por DGCOH.
- f) Durante los trabajos de excavación y construcción de las zapatas, deberá preverse un sistema de bombeo de achique con las características necesarias par afrontar cualquier eventualidad probable.

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

5.3.3 Contención Temporal Con Muro Berlín (Tablestaca).

1. Se trazará la posición del tablestacado paralelo a los lados longitudinales de la excavación.
2. Una vez ubicada la posición del ademe, se realizará una perforación previa para el hincado de viguetas de acero tipo IPR-8"x 31.3 kg/m (ligera) a cada 2 m máximo. Para facilitar el hincado de las viguetas, se realizará una perforación guía sin extracción del material, al 80% del área envolvente de la vigueta y hasta la profundidad de hincado (2.0 m por abajo del nivel máximo de excavación). Las viguetas sobresaldrán 0.5 m del nivel del terreno.
3. La excavación se realizará en dos etapas y con equipo ligero. La primera etapa de excavación será a 1.5 m, y la última hasta el fondo de la excavación. El frente de las excavaciones observará taludes 0.3:1 (horizontal a vertical).
4. Concluida la etapa de excavación, inmediatamente se afinarán las paredes y se colocarán entre las vigas IPR, tablonces de 1 1/2" de espesor en contacto con el suelo y polines horizontales de 6" x 6" a cada 0.80 m de separación con sus cuñas de retaque en los extremos.
5. En la 1ª etapa de excavación a 1.5 m a partir del nivel del terreno se colocará horizontalmente un perfil IPR (viga madrina) 10" x 44.7 kg/m, que se fijarán a las viguetas verticales mediante ménsulas y soldadura formando un anillo en todo el perímetro de la excavación.

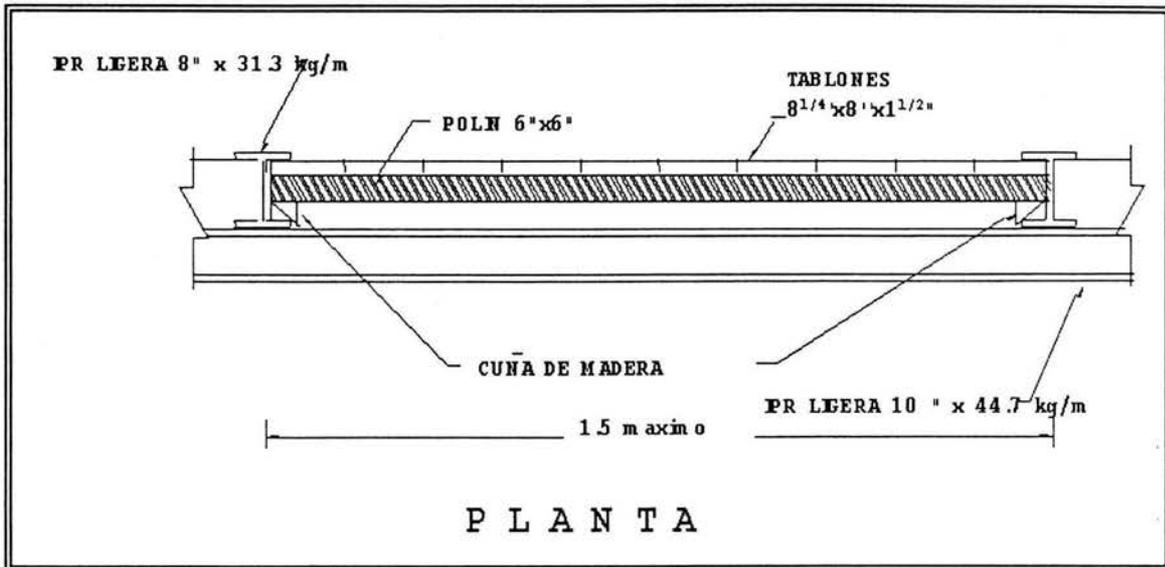


Fig. 5.13 VISTA PLANTA DE TABLAESTACADO.

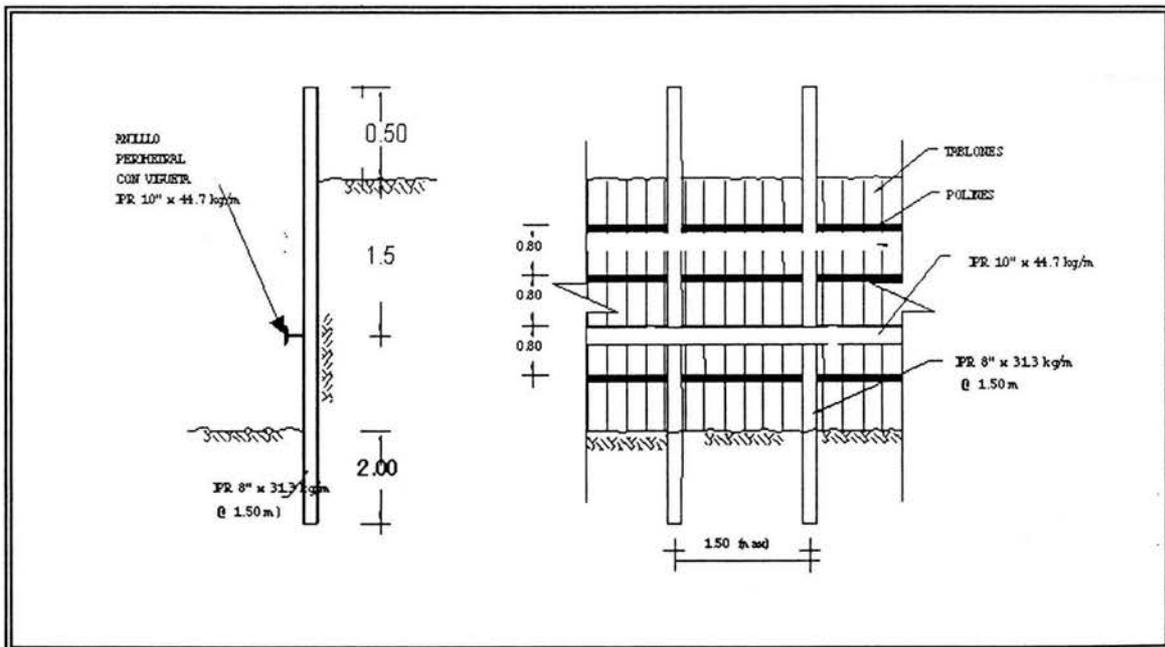


Fig. 5.14 SISTEMA DE TABLAESTACADO.



CONCLUSIONES

Con base en el análisis e interpretación de la información recopilada a lo largo del desarrollo del presente trabajo y junto con los resultados del análisis se presentan las siguientes conclusiones:

- El crecimiento poblacional en las grandes urbes de nuestro país, como lo es el Distrito Federal, hace necesario e inevitable la generación y el mantenimiento de una infraestructura que satisfaga las necesidades de sus habitantes, y será menester de los profesionales en el campo de la ingeniería el mantener el equilibrio entre el desarrollo de las mismas y su entorno, para garantizar que en un futuro esta sean útiles y cumplan con el objetivo para el que fueron creadas.
- De acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para el diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y del análisis de resultados de campo y laboratorio, los dos tramos se encuentran ubicados en la zona de transición.
- Con base en la exploración realizada se observa en los perfiles estratigráficos que el cambio de la zona de Lomas a la zona de Transición no ocurre en forma abrupta, sino que este es gradual a lo largo de los dos tramos, por lo que se cuenta con un perfil estratigráfico muy similar en toda el área.
- El subsuelo a lo largo de los dos tramos esta formado en su mayor parte por: una capa de relleno, al cual le subyacen en forma intercalada y en espesores variables (como se describió a detalle en capítulos anteriores), limos arenosos de consistencia blanda a media y arenas limosas de compacidad densa a muy densa, arenas arcillosas de compacidad densa a muy densa. Finalmente y bajo ellos, se presenta un depósito de arena fina y limosa, y en algunos casos con gravas y boleos, de compacidad muy densa y de espesor indefinido. Como singularidad sólo en el tramo IV aparece bajo este estrato, arcilla de alta plasticidad de consistencia dura.
- Se tiene que para el tramo IV a un desplante de pilas de 30 m y diámetro de 0.80 m, los valores de capacidad de carga última son de 1429.85 ton y para desplante de 35 m, 1605 ton; mientras que la capacidad de carga calculada de pilas de 0.8 m de diámetro, para el tramo V fue de 1849.14 ton para desplante a 30 m de profundidad y de 1953 t para desplante de 35 m. Cabe mencionar que en ambos casos se tiene un factor de seguridad mayor de 2 cuando se manejen las pilas como elementos aislados, si se analizan como elementos que trabajan como conjunto (que de hecho así es), el factor de seguridad se incrementa hasta un valor mayor a 3.
- Del análisis realizado a las zapatas como elementos aislados y a la cimentación en su conjunto para la revisión de los estados límite de servicio, se tiene que para el tramo IV y V los valores de asentamientos calculados en pilas aisladas son de 3.6cm y 3.8cm respectivamente. Mientras que los asentamientos calculados para las pilas en conjunto son de 9.7cm y 10cm. Lo que nos da la certeza de estar dentro de los parámetros establecidos por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.



- Los niveles piezométricos en los tramos IV y V muestran un abatimiento total; mientras que en el tramo VI se registra una altura de columna de agua de 5.7 m a 26 m de profundidad y a 40 m de profundidad, se tiene 10.6 m. Del análisis de estos resultados se puede decir que muy cerca de este tramo en la calle de Texas en donde se realizó el sondeo SE-6, existe un manto colgado entre 12.5 y 19 m de profundidad y partir de 19 m se empieza a registrar nivel freático, teniendo a los 40 m una presión neutra de 9 t/m^2 ; mientras que en la calle de Tintoreto donde se realizó el sondeo T-VI-SPT-1, se empieza a detectar presión neutra entre los 17 y 26 m de profundidad teniendo, a los 40 m de profundidad, una presión de agua de 10.6 t/m^2 .
- Si bien se puede considerar que el efecto del hundimiento regional en los dos tramos es imperceptible, ya que manifiestan velocidades de hundimiento de 0.3, 1.0 y 3.0 cm/año, y que para fines prácticos este efecto, en la vía rápida en nivel elevado durante la vida útil de la estructura será imperceptible; es obligación del ingeniero proyectista tener en cuenta las variables que puedan inducir errores al proyecto ejecutivo. Tal es el caso de las mediciones tomadas de los bancos de nivel, dado que las lecturas nos arrojan valores muy alejados de un periodo a otro, y llegando en ocasiones a tener emersiones de mas de 30cm/año en lugar de tener un hundimiento en la zona.
- Dado que los tramos estudiados pertenecen a la zona de Transición, se estima que el periodo dominante del suelo, según datos proporcionados por el Dr. Roberto Melli Piralla, oscila entre 0.5 y 0.55 seg.
- Si bien es adecuado decir que la Ingeniería Civil es una profesión en la que leer no es suficiente (de aquí la importancia de la práctica de ésta), se debe también ser muy cauteloso en el desarrollo de la practica por las diferentes variables con las que el egresado de esta carrera se encuentra a lo largo de su vida profesional; de aquí que toma relevancia que el ingeniero adquiera la experiencia necesaria, para poder emitir un juicio lo más acertado posible a la realidad de todos los fenómenos que intervienen en una obra como la analizada en la presente tesis. De lo anterior o aunado a esto, se desprende la necesidad de que el mismo ingeniero mantenga una actualización en cuanto a conocimientos y tecnologías, para lograr que su trabajo sea competitivo en un entorno de globalización, pero además hacer su trabajo con una calidad de excelencia.



REFERENCIAS

1. Juárez Badillo E. y. Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos, Tomos I, II y III.
2. Tamez González Enrique, Ingeniería de Cimentaciones, TGC Geotecnia, 2001.3
3. Hundimiento Medio Anual. Período 1980 - 2002. Estudio para la integración de los resultados de las nivelaciones de los bancos de nivel implantados por la D.G.C.O.H y elaboración de sus configuraciones.
4. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. Manual De Cimentaciones Profundas. 2001.
5. Raúl J. Marsal, Notas Sobre El Diseño y Construcción De Cimentaciones En El Distrito Federal CFE. 1986.
6. Plan de acciones hidráulicas 2201 – 2005 delegaciones Benito Suárez y Álvaro Obregón.
7. Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Thomson – Learning
8. Normas Técnicas Complementarias Para Construcción, 1989, Diseño y Construcción De Cimentaciones.
9. Kart Terzaghi and Ralph B. Peck, Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica <<EL ATENEO>> S.A Segunda Edición.
10. Leonardo Zeevaert, Foundation Engineering For Difficult Subsoil Condition, Second Edition, Van Nostrand Rein Hold Company 1983.