

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**“PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
PARA LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO TIPO “B”
(PILOTES COLADOS IN SITU) EN EL CONJUNTO
HABITACIONAL “ARCOS DE ARAGÓN”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

RICARDO ENRIQUE GÓMEZ SEPÚLVEDA

DIRECTOR DE TESIS:

ING. LUIS ZARATE ROCHA



MEXICO, D.F.

2005



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL,
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO
TIPO "B" (PILOTES COLADOS IN SITU) EN EL CONJUNTO HABITACIONAL "ARCOS DE
ARAGÓN".

TESIS
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA
RICARDO ENRIQUE GÓMEZ SEPÚLVEDA

ASESOR
ING. LUIS ZÁRATE ROCHA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/101/04

Señor
RICARDO ENRIQUE GÓMEZ SEPÚLVEDA
Presente

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

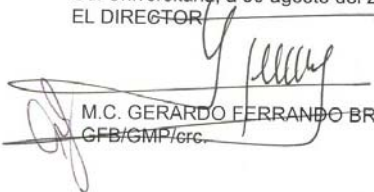
"PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO TIPO "B" (PILOTES COLADOS IN SITU) EN EL CONJUNTO HABITACIONAL BOSQUES DE ARAGÓN"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS Y RECOMENDACIONES
- III. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN
- IV. ELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN
- V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- VI. PROGRAMA DE OBRA
- CONCLUSIONES
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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 30 agosto del 2004.
EL DIRECTOR


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

Agradecimientos

A mis padres: Roberto Gómez y Elsa Sepúlveda

Por todo su apoyo incondicional y por haberme enseñado lo más importante en ésta vida: el valorarse a uno mismo y el luchar por los sueños que se quieren alcanzar, por enseñarme todo lo que les fue posible para ser de mí una persona íntegra en todos los aspectos, por todos los sacrificios que tuvieron que hacer alguna vez para darnos todo a mí y a mis hermanos, además de ser siempre mi ejemplo a seguir y mi guía ante las situaciones de la vida, por ser siempre una base firme en donde apoyarme y por toda la confianza que depositaron en mí. Gracias infinitamente.

A mis abuelos: Carlos Sepúlveda y Carmen Herrera

Por ser siempre un ejemplo de unión y armonía en el núcleo familiar y por compartir momentos inolvidables junto a mí, además de ser unos segundos padres en todo momento y de estar a mi lado en cualquier ocasión, mostrando su cariño y buenos sentimientos y compartiendo su vasta experiencia. Gracias.

A mis hermanos

Por poder compartir grandes momentos durante la infancia y recordarlos mediante un apretado abrazo y por saber que cuento con ustedes para cualquier situación, por su apoyo incondicional, su comprensión y tolerancia y por hacerme ver que una de las cosas más importantes en la vida es el contar con un hermano. Gracias.

A mi familia

Por ser parte de mí en todos los momentos de mi vida y por estar junto a mí en esos momentos tan especiales. Forman parte de mí y están presentes en todo momento. Gracias.

A mis amigos

Por estar siempre a mi lado y animarme a seguir adelante, por hacerme ver que cuento con ellos para cualquier ocasión, por todos sus consejos y buenos y malos momentos que pasamos, por todas las experiencias vividas al lado de ellos y por hacerme ver que estarán ahí por siempre. Gracias, los llevo en mi corazón.

A todas aquéllas personas que han dejado en mí un ejemplo de superación constante. Por su amor y respeto.

Al Ingeniero Luis Zarate Rocha

Agradezco profundamente a mi asesor de tesis el Ingeniero Luis Zárate Rocha por su apoyo, tiempo, orientación y dedicación para la realización de éste trabajo, sin los cuales este trabajo no hubiera sido posible. Gracias

A la Universidad Nacional Autónoma de México y mi Alma Mater su Facultad de Ingeniería

Por haberme permitido crecer como persona y por todos los conocimientos que vaciaron en mi, además de brindarme la oportunidad de estudiar una carrera universitaria y por saber que estudié en la mejor escuela de ingeniería del país. Gracias.

A la gente del Grupo ICA por todo su tiempo y dedicación, agradezco infinitamente su ayuda para la realización de éste trabajo.

Un agradecimiento muy especial al Ingeniero Héctor Carlos Bolívar Villagomez, por brindarme una oportunidad de la que siempre estaré agradecido, por creer en mí y por todas las atenciones que ha tenido conmigo desde la infancia hasta la actualidad. Gracias

A Yuliana Valverde

Por todo tu cariño, paciencia y comprensión y por haberme impulsado a dar el paso importante en los momentos de incertidumbre, por todos los momentos que compartimos. Gracias

ÍNDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	1
I. ANTECEDENTES.	3
I.1 Vivienda de Interés Social en el Valle de México.	27
I.2 Localización del Proyecto.	
I.3 Descripción del proyecto.	28
II. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS Y RECOMENDACIONES.	33
II.1 Zonificación Geotécnica en la Ciudad de México.	33
II.2 Sondeos.	40
II.3 Pruebas de laboratorio.	42
III. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.	49
III.1 Pilotes.	49
-de Punta.	
- de Fricción.	
III.2 Pilas.	56
III.3 Pilotes Colados in situ.	59
III.4 Cimentación Semicompensada.	65
IV. ELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN	70
IV.1 Características de las Inclusiones.	70
IV.2 Características de la Cimentación Seleccionada.	83
IV.3 Ventajas y Desventajas.	100
IV.4 Aplicación y Costos.	101
V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	104
V.1 Maquinaria a utilizar.	104
V.2 Procedimiento Constructivo.	
V.3 Comparación entre Cimentación a base de Inclusiones y Pilotes de Cimentación.	108
V.4 Procedimiento de Ejecución.	125
VI. PROGRAMA DE OBRA.	131
VI.1 Presupuesto.	131
VI.2 Programa.	133
CONCLUSIONES.	135
BIBLIOGRAFÍA.	138

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla I.1. Principales tipos de Vivienda y Características Principales.

Tabla I.2. Características Generales Proyecto “Arcos de Aragón”.

Tabla IV.1. Dimensiones y Presiones de Inyección típicas en la Construcción de Micropilotes.

Tabla IV.2 Resumen de Resultados del Análisis Preliminar (Número Óptimo de Inclusiones).

Tabla IV.3. Combinaciones de Carga proporcionadas edificio “tipo Cruz”.

Tabla IV.3a. Combinaciones de Carga proporcionadas edificio “tipo Pórtico”.

Tabla IV.4. Propiedades consideradas para el análisis paramétrico: Edificio Pórtico y Zona I.

Tabla IV.4a. Propiedades consideradas para el análisis paramétrico: Zona II y Zona III.

Tabla IV.4b. Propiedades consideradas para el análisis paramétrico: Zona IV.

Tabla IV.5. Número y separación entre Inclusiones.

Tabla V.1. Principales Características de los Equipos STARSOL.

Tabla V.2. Comparación entre Cimentación a base de Inclusiones y Cimentación a base de Pilotes.

Tabla V.3. Plan de Monitoreo.

Tabla VI.1. Presupuesto Cimentación a base de Inclusiones “Arcos de Aragón”

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1. Localización del Proyecto.

Figura I.2. Croquis de Distribución Proyecto “Arcos de Aragón”.

Figura I.3. Planta Tipo Edificios “Arcos de Aragón”.

Figura II.1. Evolución de los Lagos del Valle de México.

Figura II.2. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (1957).

Figura II.3. Estratigrafía Típica de la Zona Lacustre del subsuelo de la Ciudad de México.

Figura II.4. Zonificación Geotécnica del Valle de México.

Figura II.5. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (2000).

Figura II.6. Esquema de un Cono Eléctrico.

Figura II.7. Localización de Sondeos.

Figura II.8. Perfil de Contenido de Agua para los distintos sondeos.

Figura II.9. Hundimiento que ha sufrido la zona en estudio.

Figura III.1. a) Pilotes de Punta b) Pilotes de Fricción.

Figura III.2. Pilotes de Anclaje.

Figura III.3. Pilote hincado vertical y pilote hincado inclinado.

Figura III.4. Pilote hincado a presión.

Figura III.5. Pilote hincado por vibración.

Figura III.6. Pilote hincado por chiflón.

Figura III.7. Construcción de Cimentaciones Profundas con Pilas por el Método Chicago.

Figura III.8. Pilote Raymond Normal.

Figura III.9. Pilote Raymond escalonado e hincado con mandril.

Figura III.10. Pilote Unión Monotube.

Figura III.11. Construcción de un pilote de bulbo sin tubo de entibación.

Figura III.12. Pilotes especiales sin tubo de entibación permanente.

Figura III.13. Pilote barrenado e inyectado a presión.

Figura III.14. Cajón de Cimentación.

Figura IV.1. Pilotes de Fricción Negativa.

Figura IV.2. Pilotes Entrelazados.

Figura IV.3. Inclusiones de Acero en el suelo de cimentación de una zapata.

Figura IV.4. Principio de ejecución de columnas balastadas.

Figura IV.5. Columnas de Cal-cemento mezcladas in situ.

Figura IV.6. Pasos básicos para la construcción de micropilotes inyectados.

Figura IV.7. Inclusiones de mortero envueltas en geotextil.

Figura IV.8. Inclusiones de mortero envueltas en geotextil usadas para el control de asentamientos.

Figura IV.9. Etapas básicas para el Jet Grouting.

Figura IV.10. Esfuerzos desarrollados en el suelo alrededor de una inclusión.

Figura IV.11. Cargas transmitidas por una inclusión.

Figura IV.12. Localización de Sondeos.

Figura IV.13. Esfuerzos Axiales Máximos a lo largo de la Inclusión.

Figura IV.14. Zapata típica y cimentación a base de inclusiones del Puente Rion-Anthion.

Figura IV.15. Planta y sección de la cimentación.

Figura V.1. Detalle del taladro rotatorio equipo Starsol.

Figura V.2. Vista General Equipo Starsol.

Figura V.3. Componentes equipo Starsol.

Figura V.4. equipo Starsol.

Figura V.5. Posicionamiento del equipo de perforación.

Figura V.6. Vista General de la maquinaria utilizada en el vaciado de la olla a la bomba de concreto.

Figura V.7. Inicio de la colocación de inclusiones, se aprecia el taladro rotatorio extrayendo material.

Figura V.8. Extracción de material y colado de la excavación con concreto (actividades simultáneas).

Figura V.9. Inclusión recién terminada.

Figura V.10. Equipo utilizado para la colocación del material graduado.

Figura V.11. Colocación del cono para el vaciado de la grava sobre la cabeza de las inclusiones.

Figura V.13. Tipo de material a utilizar para el relleno de las inclusiones.

Figura V.14. Vista general del aplanado a nivel de piso terminado.

Figura V.15. Posicionamiento del equipo y perforación.

Figura V.16. Perforación en su totalidad ya completada.

Figura V.17. Levantamiento de herramienta de corte y colocación de tubería en posición.

Figura V.18. Retiro de la barrena.

Figura V.19. Bombeo de lechada, mortero, concreto (actividades simultaneas).

Figura V.20. Bombeo de concreto terminado.

Figura V.21. Colocación de Acero de Refuerzo (opcional).

Figura V.22. Registro generado por elemento.

Figura V.23. Elementos principales de la barrena continua.

Figura V.24. Componentes equipo Starsol.

Figura V.25. Resumen de Ejecución.

Figura V.26. Ejemplos de aplicación Equipo Starsol.

Figura V.27. Aplicación del procedimiento Starsol.

Figura V.28. Planta de Cimentación en edificio tipo.

Figura V.29. Corte de Cimentación en edificio tipo.

Figura V.30. Detalle de losa de Cimentación.

Figura V.31. Características generales y pasos básicos para la instalación de inclusiones instrumentadas.

Figura V.32. Esquema de inclusión.

Figura V.33. Ubicación Manzana I.

Figura V.34. Ubicación Manzana II y III.

Figura V.35. Ubicación Manzana IV, V y VI.

Introducción

La falta de vivienda es la principal causa que ha generado la expansión física de la Zona Metropolitana del Valle de México hacia las zonas o áreas próximas que, en la actualidad, se encuentran conformadas por los municipios conurbados asentados en el Estado de México

La falta de vivienda es un problema que se ha tratado de solucionar por medio de la ocupación "irregular" del suelo en la periferia urbana. En ese sentido, es "irregular" porque las transacciones realizadas en la compraventa de terrenos o predios están al margen de la legislación urbana; los costos de esa urbanización recaen sobre los colonos. Sin embargo, también para las autoridades es un costo porque los asentamientos "irregulares" han surgido en suelos no aptos para la vivienda, por ejemplo: barrancas, cañadas, lomeríos, suelo fangoso, etcétera.

El llamado problema habitacional involucra las condiciones precarias de habitación de la población: hacinamiento, ausencia de servicios urbanos básicos, viviendas deterioradas y construidas con materiales poco duraderos.

Sin embargo, un proceso interno que viene apareciendo en la Ciudad de México es el repoblamiento y desarrollo de las delegaciones centrales (Cuauhtémoc, Venustiano Carranza, Miguel Hidalgo y Benito Juárez); además de introducir el concepto de vivienda vertical sobre la vivienda de tipo horizontal con la creación de conjuntos habitacionales del tipo condominio.

El proyecto que se desarrolla planea construir un conjunto habitacional con edificios de 5 niveles, por lo que es de suma importancia realizar una adecuada exploración y estudio de las propiedades del subsuelo.

El control de los hundimientos que se presentan en suelos blandos por efecto del peso de las construcciones y de los abatimientos piezométricos reviste una gran importancia. Entre las técnicas que se han propuesto para éste fin, se encuentra la inserción de inclusiones de diferentes tipos en los estratos que más contribuyen a los asentamientos, con objeto de reducir su compresibilidad. Una función secundaria y a veces primaria, de las inclusiones, puede ser también mejorar la capacidad de carga del suelo.

El presente trabajo pretende dar a conocer en forma detallada el proceso de colocación y en particular lo referente al proceso constructivo de inclusiones en suelos blandos, además de mostrar ventajas y desventajas respecto a otros sistemas de cimentación y formar una idea general de las mismas como un sistema de cimentación viable en cuanto a dos factores determinantes en el área de la construcción: el tiempo y el costo.

Ha sido dividido en seis capítulos en los que se ha tratado de plasmar de la mejor manera posible una idea detallada de dicha técnica con el fin de generar un conocimiento general de la misma y evaluarlo como opción de cimentación.

En primera instancia, se da una visión general del panorama de la vivienda en México, mostrando las principales instituciones que ofrecen créditos en este rubro, las expectativas de crecimiento y desarrollo en esta industria y los principales programas de crédito para vivienda, la idea de incluir un capítulo referente a éste tema fue debido a que el proyecto que se desarrollará será precisamente de vivienda de interés social, por lo que resultó interesante incluir un capítulo en el que se plasmara los principales parámetros de referencia de ésta industria, además se presenta la localización del proyecto y una breve descripción del mismo.

Continuando con el tema, se presenta un análisis general del estudio de mecánica de suelos llevado a cabo para la realización de la obra, tomando en cuenta que es una obra de considerable magnitud, y por lo tanto el estudio de mecánica de suelos resulta básico para lograr una interpretación estratigráfica adecuada y elegir la mejor alternativa de cimentación para las estructuras del proyecto.

Posteriormente, se trata de hacer un análisis de todas las alternativas de cimentación una vez que se conocen las características estratigráficas del subsuelo, se presentan las características de cada sistema de cimentación, tales como pilotes, pilas y cajones de cimentación, y ventajas y desventajas de cada sistema esto con el fin de analizar todas las posibles alternativas de cimentación considerando aspectos como el costo y el tiempo de ejecución.

En los capítulos siguientes, se presentan las principales características del sistema de inclusiones, se analizan los principales tipos que se utilizan, las particularidades de cada sistema, así como las ventajas y desventajas que presenta el utilizar estos tipos de cimentación, así como su campo de aplicación y el costo de las mismas. En conclusión en este capítulo se da a conocer los principales sistemas de cimentación en cuanto a inclusiones se refiere ya que éste tipo de sistema es el que se utilizará en el proyecto o en una parte de él, al menos.

Por último a manera de conclusión del trabajo que aquí se muestra están relacionados específicamente con la cimentación del proyecto de vivienda, ya que se trata específicamente lo relacionado a las inclusiones de concreto y los principales aspectos en cuanto al procedimiento constructivo : soporte de la excavación, liga de los pilotes con la estructura , colado de los pilotes, y la otra parte importante en toda obra de ingeniería: el presupuesto y el programa de obra, mostrando una idea estimada del costo que tendrá y el tiempo que transcurrirá hasta su ejecución o en su caso operación y puesta en marcha.

Propuesta de Procedimiento Constructivo para la Cimentación del Edificio tipo “B” (pilotes colados in situ) en el Conjunto Habitacional “Bosques de Aragón”

Capítulo I Antecedentes

I.1 Vivienda de Interés Social en el Valle de México

La vivienda, es el lugar donde la familia consolida su patrimonio, establece mejores condiciones para su inserción en la sociedad, genera las bases para una emancipación individual y colectiva e inicia el desarrollo social sano de sus miembros. Es por ello que la vivienda es un indicador básico del bienestar de la población, constituye el cimiento del patrimonio familiar y es condición primordial para alcanzar niveles adicionales de desarrollo.

La vivienda constituye un factor de desarrollo social que tiene un impacto directo e inmediato en el crecimiento económico. Por ser una importante fuente generadora de empleo, por consumir casi en su totalidad insumos nacionales y por ejercer un efecto multiplicador en 37 ramas de actividad económica, la industria de la vivienda es un motor de desarrollo económico.

La industria mexicana de la vivienda es uno de los sectores más dinámicos del país hoy en día, y, como clave multiplicadora de crecimiento, ha contribuido significativamente a la recuperación del PIB.

La evolución de la acción habitacional y del sector se ha desarrollado en el tiempo a través de cuatro distintas etapas:

Primera Etapa

A partir de 1925, el Estado Mexicano inicia la asistencia gubernamental directa al problema habitacional, con la creación de organismos públicos como la Dirección de Pensiones Civiles; posteriormente en 1933, establece el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas. En 1934, el Estado lo faculta para construir vivienda, y en 1943 se funda el Banco de Fomento a la Vivienda, pero la cobertura se limitaba a las fuerzas armadas, empleados federales, trabajadores del IMSS y del DDF.

Segunda Etapa

En 1954, el estado crea instituciones públicas como el Instituto Nacional de la Vivienda, cuyas funciones incluyeron la planificación y coordinación de los diferentes órdenes de gobierno. En estos años, como reflejo de las nuevas tendencias arquitectónicas, pero, sobretudo en respuesta a las crecientes necesidades de habitación urbana, comienza el desarrollo vertical de las construcciones en las ciudades, mediante la aparición de conjuntos habitacionales que inauguran “el departamento” como nuevo tipo de vivienda.

En 1963 la Secretaria de Hacienda y Crédito Público (SHCP) desarrolla el Programa Financiero de Vivienda a través del ahorro interno, y se crean tanto el Fondo de la Vivienda (FOVI) como el Fondo de Garantía y Apoyo a los Créditos para la Vivienda (FOGA), cuyas funciones básicas consistían en fijar los criterios crediticios a los bancos que financiaban vivienda.

Tercera Etapa

De los años setenta a principios de los noventa, se transita a una tercera etapa orientada fundamentalmente hacia la transformación estructural, caracterizada por la aparición de instituciones especializadas en la atención del sector. El acelerado crecimiento de la población; la movilidad del campo a la ciudad con el consecuente desarrollo urbano desordenado, y las crecientes carencias económicas de amplios grupos sociales caracterizaron esta tercera etapa.

Se crea el Instituto del Fomento Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT) y el Fondo de la Vivienda del Instituto de Seguridad y Servicios Sociales de los trabajadores del Estado (FOVISSSTE) en 1972 como reflejo del derecho de la población asalariada de disponer de una vivienda. Para 1981 se crea el Fideicomiso del Fondo Nacional de Habitaciones Populares (FONHAPO), como una alternativa de financiamiento para atender las necesidades de vivienda de las familias de menores recursos económicos; también se estableció el Fondo de la Vivienda Militar y el Instituto de Seguridad Social de las Fuerzas Armadas Mexicanas (FOVIMI-ISSFAM), cuyo objetivo es atender a los miembros de las fuerzas armadas.

Cuarta Etapa

En la cuarta etapa, el Estado ajusta nuevamente su papel con respecto a la vivienda y deja de construir y concentrar sus esfuerzos en la promoción habitacional y en su financiamiento. Se plantea el cambio estructural de los organismos de vivienda y una forma diferente para financiar el acceso habitacional. El Infonavit y el FOVISSSTE se reestructuran para regresar a su origen eminentemente financiero, sin perder la vocación social y para promover que el mercado habitacional se integre. En 1995, con la crisis económica y financiera, el sistema bancario se retiró del financiamiento hipotecario. En ese año el Fondo de la Vivienda (FOVI) inicia el desarrollo de nuevas entidades financieras que distribuyen crédito hipotecario desarrollándose así las Sociedades Financieras de Objeto Limitado (SOFOLLES).

Después de la devaluación de 1994, este es uno de los sectores que se ha recuperado y mantenido un crecimiento sostenido. Los generadores claves de vivienda en la industria, son las tasas de formación de hogares, tasas de creación de empleos y la inversión disponible para préstamos hipotecarios. México como país de gente joven, demandará vivienda debido a la rápida expansión de las ciudades a tasas crecientes durante los próximos veinte años¹.

¹ Como esta el Sector Vivienda. Evolucion del Sector. Oportunidades y Amenazas para el Sector Vivienda.

Las necesidades habitacionales del país han cobrado un dinamismo equiparable al ritmo de crecimiento del proceso de urbanización, íntimamente ligado al de industrialización. Esta dinámica poblacional se refleja en mayores necesidades habitacionales, servicios básicos- agua potable, drenaje y energía eléctrica- y espacios adecuados donde las familias puedan establecer su hogar y su residencia. Por otro lado, el control permanente de la inflación es indispensable para el desarrollo del sector vivienda, ya que mantener una inflación baja representa la clave para mejorar el poder adquisitivo de los salarios de la población y su capacidad de ahorro, pudiendo lograr con esto una mayor accesibilidad a la vivienda a un mayor número de mexicanos en condiciones financieras de acuerdo a su capacidad de pago.

En cuanto a la demanda de vivienda, si bien se observa una mejoría en las condiciones de vida de la población mexicana, no ha sido lo que se esperaba. Se requiere una mayor oferta de vivienda. En dos décadas, el rezago total de vivienda muestra una tendencia favorable que presenta una disminución en su proporción con el inventario habitacional. En la década de los ochenta fue poco más de 4 millones 678 mil unidades, 39 por ciento del inventario habitacional; diez años después, en los noventa disminuyó ligeramente a poco más de 4 millones 667 mil acciones, el 29% del parque habitacional; y para el año 2000 se calculó en casi 4 millones 291 mil acciones, el 20 % del inventario total.

Un importante reto del sector consiste, en atender la necesidad de la población, que obtiene ingresos no mayores a los cinco salarios mínimos, pues este grupo difícilmente puede contratar un crédito hipotecario sin apoyo gubernamental². Con base en la distribución de ingreso por población ocupada , la demanda anual de vivienda requiere un 72.5% de viviendas tipo básica para quienes ganan hasta tres salarios mínimos y un 14.9% de viviendas de tipo social para la población con ingresos entre 3 y menos de 5 salarios mínimos. De la misma forma, la producción del tipo de vivienda económica, para la población ocupada con ingresos de 5 a 10 salarios mínimos, requiere orientar el 8.5% de la oferta habitacional; y la población ocupada con ingresos mayores a 10

² SOFTEC. Mexican Housing Overview 2002. Ed. PRISA S.A. de C.V. México 2001

salarios mínimos demanda el 4.1% hacia aquellas viviendas de tipo medio, residencial y residencial plus.

El mercado de vivienda en México puede ser dividido en dos: autoconstrucción y desarrolladores de vivienda. La autoconstrucción incluye unidades típicamente construidas gradualmente en el tiempo, en tierras que pueden estar o no escrituradas y tituladas al ocupante, y son conocidas como vivienda de tipo rural o semi-urbana y las cuales no siempre cuentan con los servicios municipales tales como electricidad, drenaje y agua. Las viviendas fabricadas por desarrolladores, son construidas por empresas y desarrolladores, y usualmente vendidas por medio de financiamiento hipotecario. Estas casas cuentan con permisos oficiales, tienen acceso a todos los servicios municipales y el terreno está registrado y escriturado a nombre del comprador. Para poder construir estas casas, los desarrolladores deben tener un uso de suelo aprobado, infraestructura, financiamiento comprometido y clara posesión del predio³.

El mercado de vivienda de desarrolladores, se puede dividir en los siguientes grupos: vivienda económica, vivienda de interés social, vivienda tipo media y vivienda del segmento medio residencial.

El mercado de vivienda de interés social se refiere a las casas que son construidas por desarrolladores y financiadas por algunos de los fondos que invierten en hipotecas de vivienda de interés social. Estas hipotecas normalmente son a tasas preferenciales o por debajo de las tasas de mercado. Las viviendas de interés social están en el rango de los \$80,576 – \$332,160.

Fuentes de Crédito:

Los créditos para adquirir vivienda de interés social, son fondeados a través de dos fuentes principalmente: FOVI, que canaliza dinero federal y de intermediarios financieros (Sofoles y Bancos) al sector de vivienda y fondos de pensión obligatorios (INFONAVIT y FOVISSSTE), que por ley deben invertir su dinero en créditos para vivienda.

³ SOFTEC. Mexican Housing Overview 2002. Ed. PRISA S.A. de C.V. México 2001

En los últimos diez años, la construcción de vivienda de interés social ha mostrado un crecimiento sostenido: en el 2000 se construyeron, escrituraron y vendieron más de 325,000 viviendas. Después de la crisis económica de 1995-1997, el mercado de vivienda de interés sociales consolidó y creció debido a un fondeo hipotecario estable; este mercado creció de 240,000 unidades en 1994 a más de 325,000 unidades construidas y financiadas en el 2000.

Se tiene planteado incrementar la producción de vivienda nueva de 325,000 unidades construidas por desarrolladores en el 2000 a 750,000 para el 2006. Para alcanzar esta meta, la industria y el país enfrentan retos de fondeo, desarrollo urbano de la tierra, construcción y materiales. Una de las medidas ya implementadas es la creación de la Sociedad Federal Hipotecaria (SHF) cuyo objetivo es asegurar que haya financiamiento hipotecario disponible para los compradores de vivienda.

Las reservas territoriales, la oferta de productos de buena calidad que prefieran los consumidores, el diseño de ambientes, agradables y asequibles, la simplificación del papel del vendedor y ser un productor de bajo costo serán las guías para los desarrolladores en un futuro.

El 59.3% del total de la población tiene entre 15 y 65 años de edad, siendo la edad media de 22; el grupo más grande de crecimiento demográfico para los próximos 20 años será de 25-50 años de edad y por tanto los compradores de vivienda se encuentran en este grupo.

Con base en el censo del 2000, por sus niveles de sobre ocupación y condiciones sanitarias, se estima que hay entre 2.5 y 3.5 millones de hogares que podrían considerarse inadecuados.

La mayor demanda de vivienda continuará presentándose en los mercados de las principales zonas metropolitanas, y a lo largo del corredor de exportaciones que incluye

el norte del país así como ciudades tales como Veracruz, Aguascalientes, León, Guadalajara, Querétaro, Ciudad de México, Mazatlán y toda la línea fronteriza con Estados Unidos.

La inversión privada y el consumo crecieron en el 2000; un aumento en la confianza hicieron del 2000 un año récord para la vivienda en términos de unidades. El INFONAVIT asignó más de 250,000 créditos. FOVI colocó 46,000 créditos, la mayoría a través de las Sofoles, FOVISSSTE y otros programas colocaron por lo menos 25,000 unidades para un total estimado de 325,000 unidades. El mercado residencial en la Ciudad de México, que es un indicador de la fortaleza de la economía alcanzó 90% de los niveles récord de 1994.

El Gobierno Federal ha fijado una meta de financiar 750,000 viviendas por año para el final de su administración. Para alcanzar esta meta, se aprobó la conformación de una Sociedad Hipotecaria Federal (SHF) cuyas principales responsabilidades será el obtener fondos para todas las familias mexicanas, titularizar carteras y expedir garantías hipotecarias⁴.

Para lograr una meta anual de 750,000 viviendas es necesario incrementar las ventas anuales de casas en 150%, es decir, de USD\$8 mil millones actualmente a USD\$20 mil millones para finales de la administración, y los créditos hipotecarios de USD\$5 mil millones a USD\$15 mil millones en los próximos cinco años.

Instituciones relacionadas con el sector vivienda:

FOVI es considerado un fondo de vivienda en México y una parte central de la recientemente propuesta Sociedad Federal Hipotecaria, FOVISSSTE es un fondo que provee vivienda para empleados del Gobierno Federal y Estatal, Fondo Nacional de Población (FONHAPO) es un fondo diseñado para ayudar a las familias con ingresos inferiores a dos salarios mínimos (USD\$ 3,000 por año), Consejo Nacional de Vivienda es un organismo diseñado para coordinar los esfuerzos de la política de vivienda del

⁴ SOFTEC. Mexican Housing Overview 2002. Ed. PRISA S.A. de C.V. México 2001

Gobierno con la industria. Incluye todas las asociaciones de la industria y todas las ramas de gobierno relacionadas con la vivienda; Sociedad Federal Hipotecaria es una organización cuyo objetivo radica en asegurar el bajo costo y disponibilidad de financiamiento hipotecario para los consumidores.

El mercado de vivienda en México se encuentra segmentado por precios; está segmentado en esa forma debido a que en éste momento junto con la capacidad de compra y la disponibilidad específica de hipotecas es lo que define el tipo de comprador para un tipo específico de producto de vivienda.

Las casas varían significativamente en las diferentes zonas del país como consecuencia del clima, preferencias, disponibilidad de materiales de construcción, la densidad permitida y el precio de la tierra. En términos generales, la vivienda en el país se puede catalogar en:

- Viviendas de tipo Mínimo
- Viviendas de Tipo Económico.
- Viviendas de Tipo Interés Social.
- Viviendas de Tipo Medio.
- Viviendas de Tipo Residencial.
- Viviendas de Tipo Residencial. Plus.

Tipo	Rango de Precios	Área	Características
Mínima	\$90,000-\$100,000	30 m ²	1-2 habitaciones. Generalmente no escriturada, electricidad, tal vez agua y drenaje, autoconstrucción.
Económica	\$90,000-\$200,000	45 m ²	Cocina, Estancia, comedor, 1-2 Recs, 1 baño, 1 cajón, escriturada, todos los servicios.
Social	\$200,000-\$360,000	50 m ²	Cocina, estancia, comedor, 2-3 recs, 1 baño, 1 cajón, escriturada todos los servicios.
Media	\$360,000-\$900,000	100 m ²	Cocina, sala, comedor, 2-3 recs, 2-3 baños, 1-2 cajones, cuarto de servicio, escrituras, todos los servicios.
Residencial	\$900,000-\$2,000,000	200 m ²	Cocina, sala, comedor, 3-4 recs, cuarto familiar 3-5 baños, 2-4 cajones, cuarto de servicio, escrituras, todos los servicios.
Residencial Plus	>\$2,000,000	350 m ²	Cocina, sala, comedor, 3-4 recs, cuarto familiar 3-5 baños, 3-6 cajones, 1-2 cuartos de servicio, escrituras, todos los servicios.

Tabla 1.1 Principales tipos de vivienda y características principales

Los desarrolladores producen aproximadamente del 30 al 50% del mercado anual de vivienda nueva. Las viviendas de interés social generalmente son vendidas con financiamiento hipotecario. La vivienda en los mercados de los segmentos medio, residencial y residencial plus, se vende por medio de desarrolladores con apoyo de créditos hipotecarios bancarios.

En cuanto al segmento de autoconstrucción abarca aproximadamente entre el 50 y el 65% de toda la vivienda nueva construida en México , este mercado es llamado comúnmente “informal”.

Los principales compradores de vivienda generalmente se encuentran entre los 25 y 50 años de edad. Estos son los años de máxima producción y corresponden con la formación de hogares; el rentar una casa resulta difícil debido a que solamente el 13% del inventario total de vivienda está disponible.

Fortalezas y Debilidades del Sector Vivienda

Constituye una fortaleza del sector vivienda la tendencia observada en el incremento del tamaño de las viviendas, medido a través del número de cuartos construidos sin incluir la cocina. Otro factor igualmente favorable para el desarrollo del sector vivienda es la disminución en la densidad domiciliaria, la cual pasó de 5.5 ocupantes por vivienda en 1980 a 4.4 en el 2000, así como la disminución en el índice de hacinamiento de 2.3 personas por cuarto a 1.6 respectivamente.

En lo que se refiere a los materiales de construcción utilizados en la edificación de viviendas, el sector se ha visto fortalecido por la tendencia de utilizar un mayor volumen de materiales duraderos y sólidos en reemplazo de los provisionales, pues estos últimos con frecuencia conllevan mayores problemas de durabilidad, higiene y mantenimiento. Así, mientras que en 1980, el 77% de las viviendas de todo el país tenían muros de tabique, ladrillo, block o piedra; en el 2000, el 89% de ellas presentan esas características.

Uno de los puntos débiles de la edificación de vivienda radica en el excesivo conjunto de tramites solicitados por las autoridades de los tres órdenes de gobierno con el propósito de obtener los permisos, licencias y autorizaciones necesarios para la construcción habitacional, en virtud de que inhibe la inversión en éste campo, dificulta que los recursos económicos fluyan correctamente, incrementa los costos financieros por los retrasos y ocasiona que los proyectos, en ocasiones, no logren concretarse. La insuficiente atención a los grupos más necesitados de la población es una debilidad del

sector que se debe atacar; la producción de vivienda para los grupos de menores ingresos ha permitido atender una necesidad fundamental de los estratos de población más necesitados, por lo que se deben establecer facilidades para apoyar el proceso de producción de vivienda.

Otras debilidades importantes del sector son que los recursos disponibles son insuficientes para atender los rezagos en la materia; la oferta habitacional continua siendo escasa en la mayoría de las regiones del país; la cartera vencida de los organismos es alta; hace falta un fomento al ahorro más instrumentado que utilice las cajas de ahorro popular.

Crecimiento y población en las ciudades principales

Las ochenta ciudades más grandes dan hogar alrededor del 56% de la población. Estas ciudades están creciendo a una tasa media de 3.3% anual. Hay 25 ciudades cuya población excede el medio millón, con esto se observa que en las ciudades más grandes del país es donde se concentra la mayor parte de la población y por otro lado hay ciudades que muestran un crecimiento razonable lo que permitiría enfocar la construcción de vivienda hacia esos nichos de mercado que pueden representar un importante foco de crecimiento y desarrollo⁵.

En México, las familias tratan de comprar o construir sus casas con un valor de dos a tres veces sus ingresos anuales, gastan gran parte de su ingreso en comida, dejando una pequeña parte de su presupuesto para el resto. Las familias que se encuentran en los primeros cuatro estratos de la pirámide de ingresos, necesitan serios ajustes a sus estilos de vida para poder ahorrar, pagan una hipoteca o cualquier tipo de préstamo, por esta razón muchas familias optan por autoconstruir. Como una nueva alternativa, surgen las Sociedades Financieras de Objeto Limitado (SOFOL), cuya función radica en distribuir crédito hipotecario y brindar ayuda a los compradores de casas sobre como ahorrar y pagar deudas a consecuencia de productos innovadores de pago y ahorro.

⁵ SOFTEC. Mexican Housing Overview 2002. Ed. PRISA S.A. de C.V. México 2001

Industria Financiera de Vivienda

La industria financiera de casas en México está enfocada en ofrecer a los consumidores hipotecas de largos plazos para comprar una casa. La madurez típica para éstas hipotecas es de 20 a 30 años. El tipo y el precio de los productos que son financiados depende en mayor parte de los recursos de los fondos que están disponibles al momento. Dado que México ha vivido un ambiente incierto en los últimos 20 años, los otorgantes de préstamos han tenido que diseñar productos innovadores que se adecuen a las fluctuaciones económicas y la volatilidad de los intereses.

Las hipotecas de interés social se ajustan a los ingresos del deudor. Por esta razón son más resistentes a golpes económicos. El sistema financiero de vivienda mexicano ha sido diseñado para comprar viviendas nueva; conseguir financiamiento para propiedades existentes ha sido complicado y costoso.

Conforme emerge un nuevo mercado para títulos hipotecarios, será indispensable ofrecer hipotecas para casas usadas con el fin de garantizar que las casas se podrán vender de nuevo con préstamos hipotecarios. La competitividad en ciertos sectores del mercado harán que los desarrolladores puedan tomar casas usadas como parte del pago para casas nuevas, así como la prestación de transferencia de hipotecas..

Participantes del mercado hipotecario

Son necesarios tres participantes para tener un mercado hipotecario funcional:

- Proveedor de Fondos.
- Intermediario Financiero.
- Deudor.

Proveedor de Fondos: Los proveedores de fondos requieren certeza de que sus fondos serán regresados con un cierto beneficio. En México hoy, los principales proveedores de fondos para vivienda son el Gobierno (a través de FOVI) y los trabajadores (a través de los programas del INFONAVIT y FOVISSSTE), además del Fondo Monetario

Internacional y el Banco Mundial quienes proveen de recursos a los países para llevar a cabo gran cantidad de programas de desarrollo.

Intermediarios Financieros: Los intermediarios financieros son administradores de riesgo, ya que su función es cargar una tarifa entre el costo de los fondos y la tasa de los préstamos a los consumidores. Actualmente el más importante Intermediario Financiero de préstamos para compra de vivienda son las Sofoles y el INFONAVIT.

Deudor: Los deudores están interesados en dos cosas: poder realizar los pagos de sus préstamos y conocer las condiciones.

Cada Proveedor de Fondos define en cual mercado se quiere enfocar. INFONAVIT está únicamente enfocado a sus depositantes, gente que está en las nóminas de compañías que ganan entre 2-5 salarios mínimos al mes. FOVI a través de las Sofoles ofrece diferentes productos hipotecarios para todas las familias, autoempleados o asalariados con ingresos mínimos de entre 5-15 salarios mínimos al mes. Los bancos generalmente han atendido a gente que gana arriba de 20 salarios mínimos al mes. Las Sofoles utilizan los fondos que les fueron prestados por inversionistas internacionales o en la venta de títulos hipotecarios para atender el mercado medio y residencial.

Intermediarios Financieros:

Hay tres tipos de intermediarios financieros en México en el mercado hipotecario. El primer grupo aquéllos que colectan los depósitos en un fondo y después lo prestan, principalmente el INFONAVIT y FOVISSSTE. El segundo grupo incluye a los bancos que captan y prestan sus depósitos. El tercer grupo y el más activo son las Sofoles quienes reciben préstamos de terceros, FOVI y prestadores internacionales. De los tres grupos, las Sofoles han avanzado mucho y tienen el mayor compromiso con el mercado.

FOVI

FOVI es un fideicomiso patrocinado por el Gobierno Federal para proporcionar hipotecas disponibles a familias que ganan de 2 a 15 salarios mínimos. FOVI reside y

está gobernado por el Banco de México. FOVI nominalmente tiene tres tipos de productos hipotecarios: Préstamos de construcción para desarrolladores, hipotecas para compradores de casas individuales, hipotecas para compra de unidades rentadas.

El primer producto se ofrece para desarrolladores para la construcción de casas individuales; el segundo producto se ofrece a compradores individuales y el último a los inversionistas. Todos los productos FOVI son vendidos a través de intermediarios financieros; FOVI fondea a las Sofoles o bancos quienes prestan a su vez el dinero a las personas o instituciones que cumplan todos los requisitos.

INFONAVIT

El INFONAVIT es el administrador del Fondo de la Vivienda de los Trabajadores. Fue fundado en 1972 como una articulación entre Gobierno, Industria y Trabajadores, es una combinación de fondo de vivienda y plan de pensiones. Debido a los bajos ingresos en su cartera el INFONAVIT se convirtió más en constructor y tenedor de tierra en la gran inflación de los 70's y los 80's; durante este tiempo perdió su base de capital y su capacidad como plan de pensión⁶. Para ese entonces, las hipotecas las asignaban casi siempre los sindicatos, y los individuos no podían escoger sus casas. Se tenía la idea de que INFONAVIT era como una especie de lotería. INFONAVIT se reestructura para 1992 con lo que se convierte en un verdadero programa de pensión que administra los ahorros y ofrece préstamos hipotecarios. El financiamiento se hace ahora a través de depósitos directos cada dos meses. Ahora las hipotecas se aprueban de acuerdo a un sistema de puntos, los puntos son otorgados de acuerdo al salario, tiempo de trabajo y edad. Cada tres meses el INFONAVIT publica una tabla con los puntos necesarios en cada parte del país; los trabajadores hacen una solicitud y, si tienen los puntos, obtienen la casa. El nivel de ingreso determina el tamaño del préstamo. En la transición de desarrollador a financiera, Infonavit cambió en dos aspectos fundamentales: los acreditados pueden escoger la casa que habitarán y el constructor se convierte en desarrollador de vivienda, que corre el riesgo del mercado al iniciar un proyecto. Los préstamos Infonavit fueron diseñados para proporcionar la casa más grande posible al acreditado, basándose más en objetivos cualitativos que en parámetros financieros.

⁶ SOFTEC. Mexican Housing Overview 2002. Ed. PRISA S.A. de C.V. México 2001

FOVISSSTE

Muy similar a Infonavit, pero destinado al sector de empleados públicos y maestros. Se ha concentrado en cofinanciamiento con otras instituciones y ha tratado de entrar de lleno en el mercado de originación de préstamos. FOVISSSTE ha sido manejado como parte del sistema de seguridad social para empleados gubernamentales; su programa 2001 fue de 15000-45000 unidades ya que tiene un saldo en caja muy alto. Su programa normal debiera estar entre 20000-30000 unidades al año para el 2004.

Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL)

La Secretaría de Desarrollo Social continuará ofreciendo su producto VIVAH. Este programa estatal es una mezcla de subsidios de tierra y materiales de construcción que da casas a familias que califican en sus ahorros y que perciben menos de dos salarios mínimos.

FONHAPO y Otros

Otros recursos de fondos de vivienda incluyen al FONHAPO y a los Institutos Estatales de Vivienda. Estos organismos utilizan ingresos fiscales y presupuestos estatales. El producto que ellos fondean y el tamaño de los préstamos dependen de la disponibilidad de los recursos y de las necesidades de la población.

Banco Nacional de Obras (BANOBRAS)

Nominalmente este es un banco de desarrollo que fondea infraestructura. En ocasiones fondea proyectos de vivienda. Esta línea de créditos no tiene restricciones como las líneas del Infonavit, por lo que probablemente serán utilizadas en mayor medida en los próximos años.

Bancos

Históricamente los bancos se han concentrado en los mercados medio y residencial. A consecuencia de las crisis del 95, pérdida de capital y la falta de alternativas de fondeo, se retiraron del mercado entre 1996 y 2000. Durante el 2001 la mayoría de los bancos abrieron sus puertas a préstamos hipotecarios. Hoy en día muchos grandes bancos se han fusionado con las SOFOLES

Sociedades Financieras de Objeto Limitado (SOFOLES)

Las Sofoles son el sector más dinámico del mercado de vivienda en México. Estas crecieron de cero en 1995 a controlar más del 91% del programa FOVI/SHF en diciembre del 2000 originando, escriturando y sirviendo 133,158 créditos en ese período.

Las Sofoles son entidades financieras que tienen un objeto específico. De las 17 Sofoles activas la mayoría de ellas han sido aprobadas por FOVI para originar y servir sus productos. Las Sofoles como instituciones especializadas son una fuerza creciente en la industria en particular por sus bajas tasas de morosidad. Las Sofoles líderes incluyen a Hipotecaria Su Casita, Hipotecaria Nacional; éstas Sofoles se concentran en préstamos FOVI en el centro, este y norte del país. Las Sofoles ofrecen hipotecas para construcción e individuales, también ofrecen los productos hipotecarios para préstamos medios y residenciales.

Autofinanciamiento

El autofinanciamiento es un sistema de ahorro préstamo de círculos cerrados muy popular para comprar carros en México, para vivienda fueron introducidos en 1991. La manera como funciona este sistema es que divide el precio del bien a adquirir en un número fijo de pagos que generalmente se ajustan mensualmente con un indicador económico. Todos los miembros pagan el total de los pagos y hay una cola, rifa o subasta para ver quién obtendrá el producto ese mes. Se presentan dos tipos de sistemas: abiertos y cerrados; en los grupos abiertos los miembros entran a una cola como llegan, en los grupos cerrados, hay un número fijo de individuos que generalmente es el

número de pagos; uno de los miembros obtiene el dinero para comprar el producto cada mes.

Las sofoles hipotecarias ampliaron su "nicho" de vivienda de interés social y fondeo único en la banca de desarrollo al segmento medio y residencial y hoy se financian también en la banca comercial.

Las sociedades financieras de objeto limitado, una figura de intermediario nacida apenas en 1994, como parte de las negociaciones del Tratado de Libre Comercio de América del Norte (TLCAN), y que busca crear una figura equivalente a la de los non banks banks, que operan en Estados Unidos.

Sin embargo, el retiro de la banca del mercado del crédito coincidió con la lucha inicial por sobrevivir de las sofoles, que en medio de los efectos de aquel desastre financiero, encontraron un cúmulo de oportunidades.

Así, las sofoles asumieron el reto de ser una opción de crédito, en ocasiones la única, para muchos sectores industriales, creciendo poco a poco y ganando un sitio como el canal de crédito especializado en el mercado en el que participaban.

En estos 10 años las sofoles han financiado la adquisición de más de cuatro millones de automóviles, así como la construcción y la compra de cerca de 400 mil viviendas, tomando un papel protagónico tanto en el sector automotriz, como en el inmobiliario, como una fuente de financiamiento especializada.

En esencia, las sofoles son intermediarios financieros especializados en diferentes segmentos de la economía. Hay así unas automotrices, otras de consumo, inmobiliarias, para apoyar a Pymes y para 'nichos' tan específicos como pueden ser la educación o la maquinaria pesada para la construcción.

Así nacieron las sofoles, ¿pero qué fue lo que propició su acelerado crecimiento? En 1995, la caída del sistema financiero y el consecuente retiro de la banca del mercado del crédito parecían condenar al desastre a cada uno de los sectores industriales que conforman la economía del país, y posteriormente su fusión con la banca comercial del país.

Mercado de Financiamiento a la Vivienda

El mercado de financiamiento a la vivienda continúa en proceso de transformación: por un lado los bancos intentan regresar al mercado Medio y Residencial, las Sofoles se han enfocado al mercado de interés social con créditos FOVI/SHF. El mercado mexicano de vivienda se encuentra sub-financiado por lo que las oportunidades de fondear, escriturar y dar servicios hipotecarios continúan. El mercado potencial total es de 600,000 hipotecas para vivienda nueva cada año.

La originación de créditos es un buen indicador del tamaño del mercado de viviendas hechas por desarrolladores. El Infonavit destina hasta el 20% de su presupuesto para casas usadas, construcción o remodelación; FOVISSSTE cofinancia casas con FOVI y bancos.

Programa Hipotecario 2001-2005

El Infonavit contó para el 2001 con un presupuesto autorizado para colocar 205,000 créditos y anunció un presupuesto para el 2002 de 275,000 créditos.

FOVI colocó 50,000 créditos en 2001 y para el 2002 fijó una meta de 70,000 créditos; por su parte FOVISSSTE se ha fijado la meta de otorgar un mayor número de créditos a maestros y trabajadores gubernamentales, su expectativa de colocación para el año 2001 fue de 15,000 créditos, mientras que para el 2002 presentó un crecimiento de 25-30,000 unidades. El programa VIVAH fijó una meta de 40,000 créditos para el 2001 y se mantuvo en el 2002; para el 2003 este programa cambia su nombre por el de HABITAT cuya función es la de atender a la población en situación de pobreza que habita en las ciudades y zonas metropolitanas mediante la aplicación conjunta de programas sociales y de desarrollo urbano.

Hábitat combina acciones de mejoramiento de infraestructura, equipamiento de las zonas urbano marginadas y prevención de desastres, con la entrega de servicios sociales y de desarrollo comunitario.

En 2004 el Programa Hábitat se ha diversificado en tres vertientes: fronteriza, general y centros históricos; y ampliado sus modalidades a siete:

1. Superación de la Pobreza Urbana y
2. Oportunidades para las Mujeres, que despliegan acciones de desarrollo social.
3. Mejoramiento de Barrios y
4. Equipamiento Urbano e Imagen de la Ciudad, que aplican acciones de mejoramiento urbano, y
5. Ordenamiento del Territorio y Mejoramiento Ambiental,
6. Planeación Urbana y Agencias de Desarrollo Hábitat, así como
7. Suelo para la Vivienda Social y el Desarrollo Urbano, que enmarcan sus acciones en el fortalecimiento de los esfuerzos de planeación urbana y ordenamiento territorial.

El inventario de casas en México fue de 21.5 millones de unidades en 2000 y alcanzó los 23 millones de unidades para el 2001. Menos del 15% del total de viviendas han sido hipotecadas y sólo el 10 % cuentan actualmente con una hipoteca. La tasa de propiedad de casas en México se ubica entre las más altas del mundo, en 87%. Lo anterior significa que el 77% de todas las casas (16.5 millones) se encuentran fuera del mercado hipotecario mexicano. Con ese porcentaje de viviendas hipotecadas, se tiene un mercado financiero muy poco penetrado y con un potencial de crecimiento muy grande.

Estructura del mercado de vivienda

Aunque el mercado de vivienda depende en gran medida de las instituciones financieras, la producción de vivienda depende principalmente de los desarrolladores de vivienda.

En los segmentos de vivienda de tipo: social económico y medio los desarrolladores de vivienda se encuentran verticalmente integrados. Compran la tierra, la dotan de infraestructura, así como la vivienda y la hipoteca.

Los desarrolladores de vivienda compran la tierra, tramitan permisos, levantan infraestructura, construyen, venden las casas y de ser necesario negocian hipotecas para

los compradores. La infraestructura se paga por adelantado por los desarrolladores y se transfiere a los compradores de casas.

La tecnología de construcción es variada pero algunas generalidades aplican:

Ladrillo y mampostería: cimientos tradicionales con hileras de ladrillos o bloques de concreto unidos con mortero. Los consumidores en México prefieren estructuras duraderas y permanentes. Este tipo de construcción tiene muy poco mantenimiento y mucha resistencia.

Concreto: el concreto moldeado es más rápido que el ladrillo y el mortero y tiene los mismos beneficios para el consumidor. Ya que los moldes son caros, requiere proyectos más grandes (>200 unidades) para que resulte costeable.

Madera: la madera se emplea como elemento decorativo en casas del segmento alto. Casas construidas de madera son poco comunes y los desarrolladores que han intentado utilizar este proceso se han enfrentado a dificultades con la obtención de crédito.

El parque habitacional de México crece aproximadamente en 620,000 unidades al año. La crisis de la deuda de 1995-1997 ocasionó una reducción temporal en la tasa de construcción de casas, que afectó el crecimiento de años subsecuentes.

El mercado mexicano de vivienda está altamente fragmentado y regionalizado. El tamaño promedio por proyecto es de 100-200 unidades pero los proyectos más grandes pueden exceder de las 15,000 unidades.

Antes de 1988, el financiamiento hipotecario era escaso e inconsistente debido a restricciones en los fondos. Cambios en FOVI/SHF e Infonavit han asegurado un suministro consistente de créditos desde 1988. Esos cambios permitieron a los desarrolladores crear estructuras más duraderas y consolidarse. Los constructores de vivienda están creando ahora negocios viables a largo plazo. Los diez desarrolladores más grandes representan el 25-45% del mercado de vivienda, el resto se divide entre un

número variable que oscila entre 200 y 800. Ya que el proceso para obtener permisos resulta sumamente complejo, los desarrolladores más grandes tratan de concentrar sus esfuerzos en proyectos grandes (5,000-25,000 unidades) en mercados de rápido crecimiento. Los desarrolladores más pequeños se enfocan en proyectos más pequeños (10-500 unidades).

Segmentación Geográfica de los mercados potenciales

Las 80 ciudades más grandes del país, incluyendo las zonas metropolitanas comprenden el 77% del mercado estimado de vivienda. Las zonas metropolitanas tienen una participación mayor de producto medio y residencial, ya que su ingreso per capita es mayor. Estas zonas cuentan con los mercados más grandes y dinámicos en términos de volumen, incluyen a la Ciudad de México, Monterrey, Guadalajara y Puebla.

Las ciudades medias han tenido las tasas de crecimiento más altas pero el poder adquisitivo no les ha dado a los compradores posiciones significativas. Las ciudades fronterizas y las ciudades del centro, que han atraído mucha de la inversión industrial han sido líderes en términos de crecimiento y potencial.

En el resto del país, los mercados están dominados por casas pequeñas y baratas autoconstruidas, la mayoría son mercados muy pequeños como para que un desarrollador inicie un proyecto o para que una Sofol abra una oficina para originar créditos, sin embargo ya existen SOFOLES actualmente que cubren el mercado de los E.U.A enfocado sobre todo a braseros y migrantes.

Proyección

El mercado mexicano de vivienda enfrentará un reto muy importante en los años por venir. En éste gobierno se ha situado a ésta industria como piedra angular en su política de desarrollo interno y, por primera vez, se está tomando en serio a la industria. Hay un reto de construir vender y financiar 750,000 viviendas al año 2006. Para llegar a esta meta, varias cosas tiene que suceder de manera coordinada. Primero conseguir el fondeo. Construir éstas casas requiere incrementar las ventas de la industria de US\$10,000 millones a US\$20,000 millones. Además del fondeo es necesario replantear

como se planean las ciudades en el país, como crecen y como se produce y financia infraestructura.

La tendencia de crecimiento de la vivienda hecha por desarrolladores industriales es del 5%. Si se mantiene este ritmo se llegaría a 400,000 unidades al 2006; con la meta que el Gobierno Federal se ha fijado, la industria tiene que crecer arriba del 10% por año a partir del 2002.

Programa de Vivienda del Distrito Federal

El problema de la vivienda en el Distrito Federal plantea resolver diversos aspectos muy complejos para satisfacer la necesidad de amplios sectores de la población; a pesar del esfuerzo realizado por algunos organismos institucionales encargados de atender este rubro, aún prevalecen el creciente déficit y el deterioro de las condiciones de vivienda.

Ante este panorama el actual Jefe de Gobierno del Distrito Federal, da a conocer su política integral de vivienda donde principalmente se propone lo siguiente:

- Atender la necesidad de vivienda de los sectores más pobres de la población.
- Revertir el crecimiento desordenado de la ciudad.
- Preservar el suelo de conservación del Distrito Federal, impidiendo que la mancha urbana siga creciendo hacia las zonas de recarga de mantos acuíferos.
- Repoblar las cuatro Delegaciones Centrales: Cuauhtémoc, Benito Juárez, Miguel Hidalgo y Venustiano Carranza, donde ha disminuido su población en tanto que en las delegaciones del sur y del Oriente del Distrito Federal, la población ha crecido en forma desproporcionada.
- Definir la factibilidad de dotación de agua, servicios de drenaje y desague pluvial, de vialidad, de impacto urbano, de impacto ambiental y de uso de suelo, debido a la escasa disponibilidad de agua y de redes de tuberías para satisfacer las demandas del desarrollo inmobiliario.

El énfasis y la prioridad del Instituto Nacional de Vivienda del Distrito Federal es el desarrollo de una política de vivienda con una concepción integral de Ciudad.

El Instituto de Vivienda del Distrito Federal (INVI), es un organismo público descentralizado de la administración pública del Distrito Federal se creó en septiembre de 1998. El INVI tiene como propósito diseñar, establecer, proponer, promover, coordinar, ejecutar y evaluar las políticas y los programas de vivienda enfocados principalmente a la atención de la población de escasos recursos económicos en el Distrito Federal.

El Instituto de Vivienda desarrolla tres tipos de programas: Vivienda en Conjunto, Vivienda en Lote Familiar y Reserva Inmobiliaria.

Programa de Vivienda en Conjunto

Este programa desarrolla proyectos de vivienda en conjunto, para optimizar el uso de suelo habitacional en delegaciones que cuentan con servicios y equipamiento urbano disponible; se aplica en predios urbanos con propiedad regularizada con uso anterior no habitacional o baldío. Este programa incluye a familias con ingresos de uno y hasta siete salarios mínimos mensuales.

Programas de Vivienda en Lote Familiar

Este programa se aplica en predios que no presentan situación física de alto riesgo, que se ubican en suelo urbano y que estén regularizados o en proceso de regularización. Tiene como objetivo atender problemas de hacinamiento, desdoblamiento familiar, vivienda precaria o provisional.

Programa de Reserva Inmobiliaria

Consiste en la adquisición de bienes inmuebles por parte del Instituto de Vivienda susceptibles de ser utilizados en acciones de vivienda.

FOVISSSTE

El Fondo de la Vivienda del ISSSTE es un órgano desconcentrado del Instituto de Seguridad y Servicios Sociales de los Trabajadores del Estado (ISSSTE), encargado de administrar las aportaciones realizadas por las dependencias y entidades afiliadas al ISSSTE, constituidas para otorgarles créditos hipotecarios para la adquisición de viviendas.

Desde su creación hasta el año 2002 el Fondo ha financiado 559,737 créditos para vivienda, sin incluir el Programa Extraordinario de Crédito, el cual se opera actualmente a través de la Sociedad Hipotecaria Federal.

Durante su gestión FOVISSSTE ha contado con tres esquemas generales de crédito: Créditos Hipotecarios, Vivienda Financiada, y Cofinanciamiento.

Los créditos otorgados están destinados a los trabajadores del Estado que tienen una relación laboral con el mismo. Dicho crédito se puede utilizar en compra de vivienda nueva o usada, para construir en terreno propio, para reparar, ampliar o mejorar una vivienda o para pagar pasivos contraídos por alguno de los conceptos anteriores.

El proyecto sobre el que se desarrolla el presente trabajo forma parte del Programa de Vivienda del Distrito Federal, particularmente en el Programa de Vivienda en Conjunto al que anteriormente se hace mención y los créditos para obtener una vivienda dentro de éste proyecto correrá por parte de FOVISSSTE el cual también ha sido descrito anteriormente.

I.2 Localización del Proyecto

El sitio donde se construirá el Conjunto Habitacional, se localiza sobre la Calzada San Juan de Aragón No. 439, colonia D.M. Nacional, Delegación Gustavo A. Madero, entre Avenida Eduardo Molina (Eje 3 Ote.) y Av. Gran Canal, adyacente a la clínica del Seguro Social No. 23.



Figura 1.1 Localización del Proyecto

El predio tiene forma rectangular con superficie de 101,554.08 m² con dimensiones de 234.0 por 442.0 m, del cual se ocuparán para el proyecto 63,596.18 m²; el predio colinda al norte con la Calz. San Juan de Aragón, al Sur con calle Río de Guadalupe, al oriente con Naves del Taller Automotriz y Gerencia de Transporte de Luz y Fuerza, y al poniente con la Clínica del Seguro Social No. 23

I.3 Descripción del Proyecto

El proyecto pretende la construcción de viviendas de Interés Social Bajo Régimen de Propiedad en Condominio; y constará de 2220 viviendas, que se distribuyen en 52 edificios de dos tipos: cruz para vivienda de 60.0 m² y edificios Prototipo Pórtico de forma rectangular con vivienda de 60.0 m² igualmente, sobre un área de desplante general de 27,039.27 m².

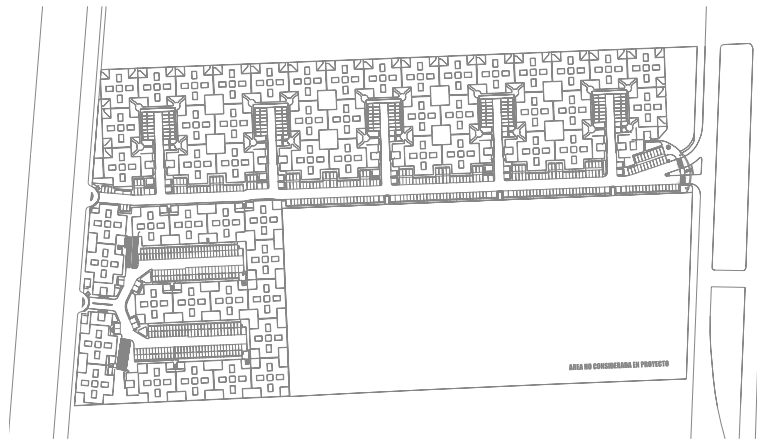


Figura I.2 Croquis de Distribución Proyecto Arcos de Aragón

Los edificios para vivienda de 66.0 m², se agrupan en seis subconjuntos, distribuidos sobre la zona poniente y la esquina sur-oriente del predio, formando una “L”, y los de 52.0 m² forman parte de los subconjuntos; paralelo al subconjunto de la zona poniente se desarrolla una vialidad central de acceso que correrá de norte a sur.

El conjunto de edificios comprenderán una altura máxima de 16.38 metros sobre nivel de banquetta en 5 niveles. Cada edificio tipo cruz constará de Planta Baja más cuatro niveles y azotea, ocupando un área equivalente de 23.75 por 23.75 m (27.14 por 27.14 m), con ocho departamentos por nivel y los edificios tipo Pórtico tendrán los mismos niveles, ocupando un área de 8.52 por 15.66 m, contando con dos departamentos por nivel. Se cuenta con un área libre de construcción de 36,556.91 m², con una superficie total de construcción de 133,135.16 m².

Resumen Estructural

Los edificios estarán estructurados a base de muros de carga de block multiperforado con losas de vigueta y bovedilla en los entrepisos y azotea.

Por otra parte, de acuerdo con el plano de distribución de muros, las cargas que transmitirán a la cimentación las estructuras que integran el proyecto, será una descarga uniforme de 4.13 T/m^2 (CM+CVmax) y de 3.63 T/m^2 (CM+CVred) , para el edificio tipo cruz, y en el edificio tipo Pórtico, se tendrá una descarga uniforme de 3.02 T/m^2 (CM+CVmax) y de 2.59 T/m^2 (CM+CVred), en ambos casos no se incluye el peso de la cimentación.

De acuerdo al contenido del Estudio de Impacto Urbano , y conforme al Programa Delegacional de Desarrollo Urbano vigente en Gustavo A. Madero, el predio de referencia se localiza en zonificación: HM 4/25 (Habitacional Mixto, 4 niveles máximo de construcción, 25% mínimo de área libre).

Respecto al abastecimiento de agua potable, se pudo observar que la infraestructura hidráulica es suficiente ya que se cuenta con líneas primarias de 10, 30 y 50 cm de diámetro, con esto se determinó el gasto de diseño, sitio de alimentación, ubicación de edificios y arreglo de conjunto, se procedió al cálculo de la red, determinándose el diámetro adecuado de las tuberías a fin de contar con la carga mínima necesaria en el punto más retirado de la red; sin embargo es necesario llevar a cabo obras de reforzamiento en cuanto a agua potable se refiere.

Respecto al drenaje, al norte del predio se localiza un pozo de visita, mismo que conecta con el interceptor de 91 cm de diámetro, el cual es suficiente para recibir las aportaciones del Conjunto Arcos de Aragón, por lo que el impacto es mínimo debido a las dimensiones del interceptor; tomando en cuenta los usos de suelo, áreas verdes, edificaciones, vialidades, lluvias de diseño, áreas de aportación y sitio de aportación, se determinó el caudal y se elaboró el trazo y cálculo de la red, determinándose los datos básicos del proyecto, áreas de aportación parciales, longitud y pendientes de las atarjeas

y colectores, localizándose los pozos de visita, bocas de tormenta y coladeras de piso y banquetas; se considera que no se afectará en ninguna medida la red existente ya que la zona está totalmente servida por ésta infraestructura y el predio cuenta con una línea de 10 cm de diámetro, aunque en principio es pequeña, tiene a su favor que su localización respecto al Gran Canal de Aguas Negras es muy próxima por lo que no tendrá que recorrer grandes distancias y los inconvenientes debidos al diámetro de la tubería pueden considerarse despreciables por ser relativamente pequeños

En cuanto a las medidas de prevención y mitigación de impactos, en materia de agua potable y alcantarillado es necesario llevar a cabo obras de reforzamiento se instalará una planta de tratamiento de aguas residuales sistema mixto, bajo la revisión y opinión correspondiente por parte de la Dirección General de Sistema de Aguas de la Ciudad de México, adscrita a la Secretaría del Medio Ambiente.

Se sugiere que el proyecto en mención plantee un sistema alternativo de filtración pluvial, y condicionado a la instalación de una planta de aguas residuales. En cuanto al equipamiento urbano, este debe proporcionarse al menos en un 3% de la superficie del terreno, y deberá ser considerado independiente a los patios ó accesos entre edificios.

El proyecto cuenta con una vialidad interior, se condiciona a no pavimentarla (usar adoquines) y señalar su ancho.

Revisar el impacto en servicios básicos y vivienda en su caso, indicando las obras necesarias (interiores y en servicios públicos), esto para el mejoramiento de la habitabilidad y el entorno.

CONCEPTO	SUPERFICIE (m ²)
Superficie del predio total	101,554.085
Superficie del Predio a ocupar	63,596.18
Desglose de áreas del predio:	
-Superficie de Desplante	27039.27
Superficie Libre de Construcción	36,556.91
-Libre Permeable	18593.35
Áreas Verdes	11,733.08
Área de Adopasto	6,860.27
Libre no permeable	17,963.56
Área de Andadores	143.16
Área de Vialidad	6,460.61
Área Banquetas	4,970.23
Área Cisterna y Estacionamiento	1,770.55
Patios	4,619.01
Superficie Total construída	133,135.16
Superficie de Construcción por el uso a ocupar (habitacional)	132,802.72
Superficie de Servicios	322.44
Desglose de Superficies solicitadas por nivel:	
-Planta Baja	26,892.984
-Planta Tipo Nivel 1	26,560.544
-Planta Tipo Nivel 2	26,560.544
-Planta Tipo Nivel 3	26,560.544
-Planta Tipo Nivel 4	26,560.544
Superficie de Equipamiento Urbano	2137.10 m ²
	NUMERO
Cajones de Estacionamiento Proporcionados	739
Chicos	208
Grandes	501
Discapacitados	30
Altura Máxima	5 Niveles

Tabla I.2 Características Generales Proyecto Arcos de Aragón

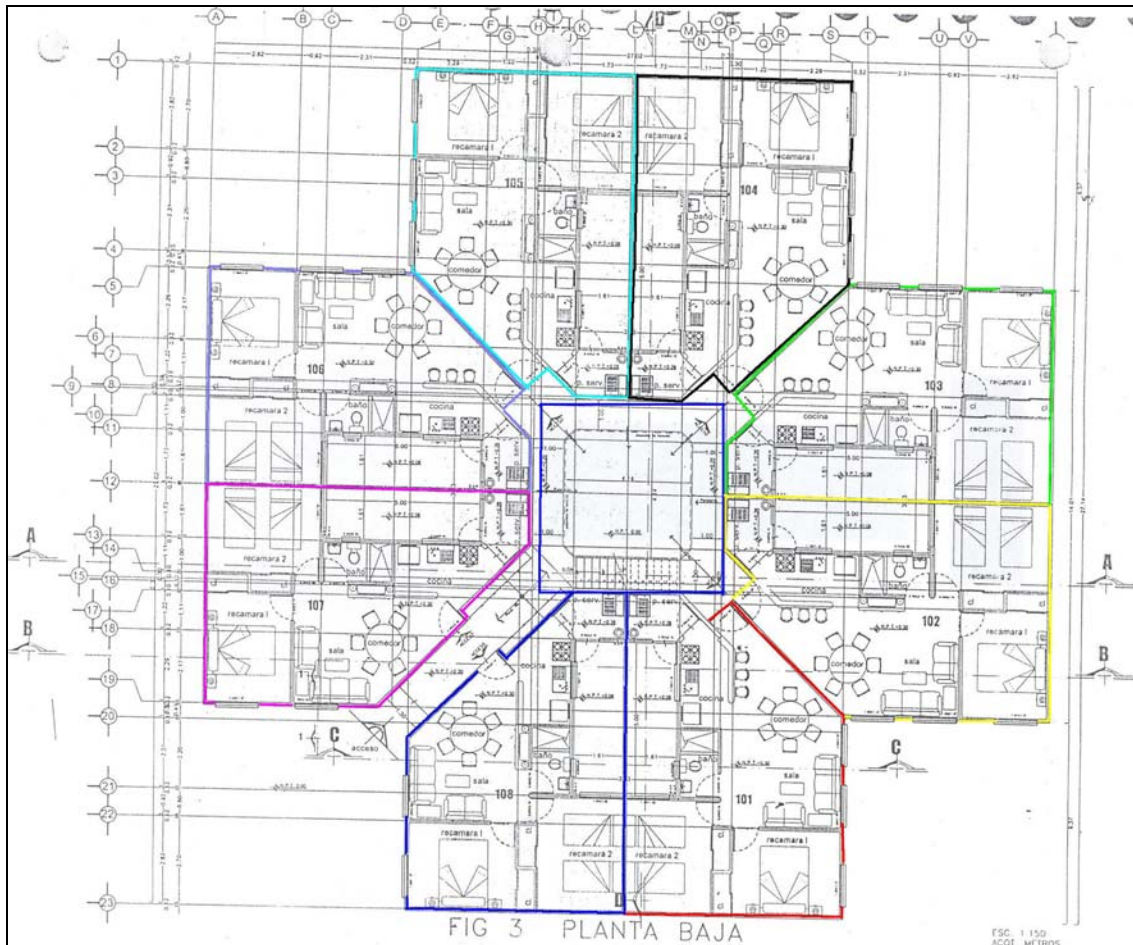


Figura I.3 Planta baja tipo Edificio Arcos de Aragón

La imagen anterior muestra una planta tipo del edificio tipo cruz, se resaltan con líneas de colores las áreas comunes como son las escaleras (color azul rey), así como cada uno de los 8 departamentos que conforman cada nivel, es decir, serán edificios de 5 niveles y 40 departamentos cada uno. Cada departamento constará de dos recámaras, una principal y una secundaria, además de sala-comedor, cocina, baño y patio de servicio, como se muestra en la figura, cada uno de los departamentos tendrá una superficie de 60 m².

Capítulo II. Características Geotécnicas y Recomendaciones

II.1 Zonificación Geotécnica en la Ciudad de México

Desde que en algún momento en el período Terciario se cerró la cuenca del Valle de México por el sur, en su interior se formaron grandes lagos. La evolución de esos lagos desde la edad diluvial hasta finales del siglo XIX se presenta en la figura II.1, la cual muestra la vasta extensión de terreno que estuvo bajo el agua favoreciendo la formación de depósitos blandos profundos.

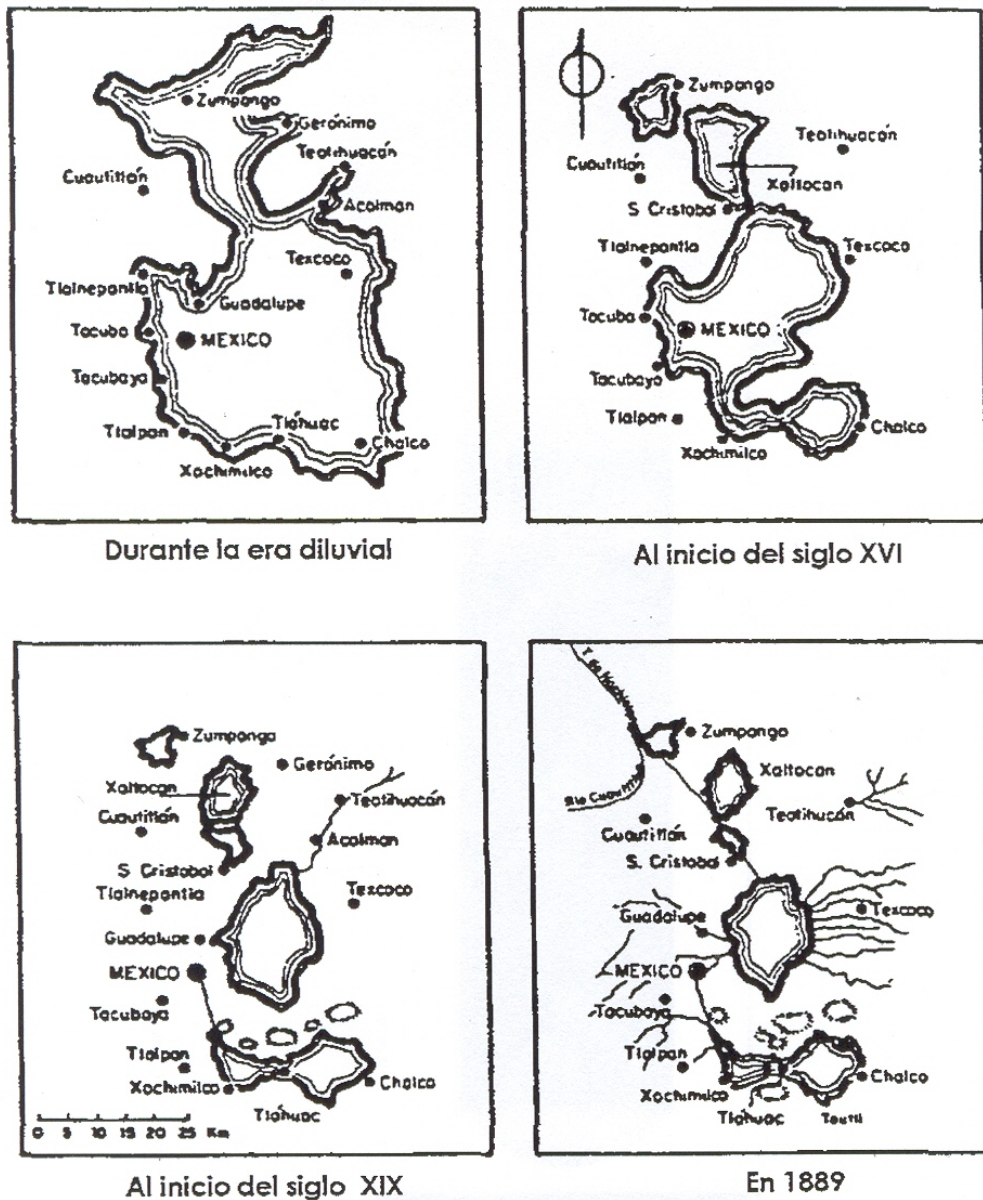


Figura II.1 Evolución de los Lagos del Valle de México

En 1957, Raul J. Marsal y Marcos Mazari, distinguieron tres zonas geotécnicas dentro de la Ciudad de México. La zonificación geotécnica propuesta por estos autores sigue siendo esencialmente la misma excepto por algunas modificaciones introducidas en los últimos años. La figura II.2 presenta un mapa reciente de zonas geotécnicas

De acuerdo a las características geotécnicas, el Valle de México se ha dividido en tres zonas principales: la zona firme o de lomeríos, la de transición y la de terreno blando o de lago:

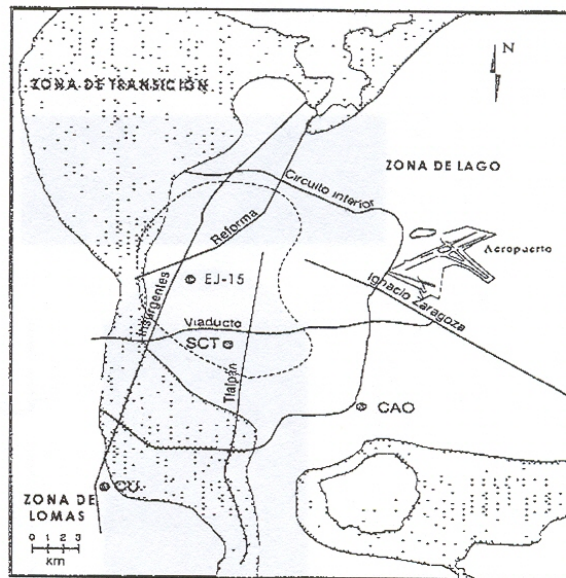


Figura II.2 Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México

- a) **Zona I. Lomas**, La zona I o de Lomas está constituida por suelos duros poco compresibles, formada 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. La constituyen además suelos firmes areno-limosos (tepetate) y tobas compactas de alta capacidad de carga y baja deformabilidad.

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; el poniente de la Ciudad está formado por tobas y arenas de origen piroclástico con diferentes grados de cementación e incluye las zonas donde afloran basaltos volcánicos incluye las faldas de la Sierra de Guadalupe, la Serranía de las Cruces y adicionalmente las partes altas de los Cerros del Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y el Cerro de la Estrella, además se consideran dentro de ésta zona los derrames de basalto ubicados en el Pedregal, al sur de la Ciudad de México.

- b) **Zona II. Transición**. La zona de transición o Zona II se localiza en las orillas de los antiguos lagos del Valle de México (Texcoco, Xochimilco y Chalco); esta

zona constituye el cambio, por lo general progresivo, entre los materiales que forman la zona de lomas y los existentes en la zona del lago; 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 arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Debido a las condiciones de erradicidad que presenta la estratigrafía de esta zona se han reconocido tres condiciones típicas: 1) progresiva, en que la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacentes a las capas más recientes de arcilla lacustre; 2) interestratificada, característica de regiones en que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados por finos, generalmente duros y más resistentes; y 3) abrupta, que se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa con interfase de suelo residual.

- c) **Zona III. Lacustre**, Por último, la zona del lago sobre la cual se asienta gran parte de la Ciudad de México, está formada por la sedimentación de arenas y potentes depósitos de arcilla de origen volcánico⁷ altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

A medida que se depositaron tales materiales se definieron las siguientes formaciones: el primer horizonte u horizonte inferior lo constituye la formación Tarango, la cual se desarrolla a partir de los primeros depósitos aluviales e incluye el estrato de arcilla inferior y una capa de material desecado y/o compacto, en su parte más superficial; a continuación sobre dichos depósitos se encuentra la formación Tacubaya, la cual está constituida por arcilla lacustre de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, y finalmente las formaciones más recientes y en consecuencia más superficiales corresponden a la Becerra, Barrilaco y Totolcingo.

La estratigrafía de la Zona III está constituida por una costra superficial competente de espesor variables seguida de una secuencia de arcillas con intercalaciones delgadas de materiales arenosos, generalmente de origen piroclástico. Interrumpe esta secuencia, a una profundidad que varía entre 30 y 40 m, un estrato heterogéneo de materiales arenosos o limo-arenosos (la primera capa dura, en donde se apoyan muchas de las cimentaciones profundas que emplean pilotes de punta), que en las partes centrales del antiguo lago sólo alcanza espesores de unos cuantos centímetros, pero que en sus orillas puede ser hasta de tres metros. Sigue una segunda serie arcillosa de materiales más

⁷ Fundación ICA, a.c. Experiencias Derivadas de los Sismos de Septiembre de 1985

consolidados con espesores de unos cuantos metros. Dentro de la zona urbana de la ciudad, la base de estos depósitos se encuentra a 40 m de profundidad aproximadamente aunque hacia el centro del lago aparece a más de 50 m. En la figura II.3 se presenta una estratigrafía típica de la zona del lago (Ovando y Romo, 1991).

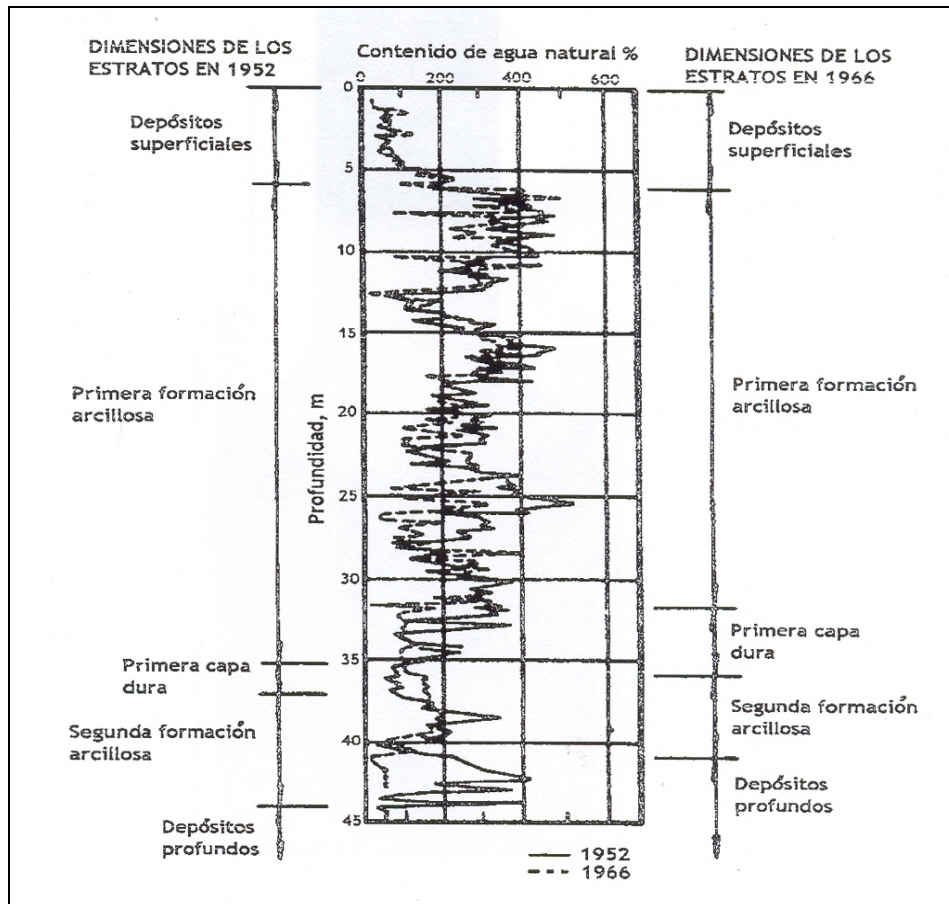


Figura II.3 Estratigrafía típica de la Zona Lacustre (Ovando y Romo,1991)

De esta forma la zona lacustre se encuentra formada por los siguientes estratos:

- 1) Manto Superficial. También denominado costra superficial, está constituido por rellenos superficiales heterogéneos y depósitos arenolimosos o arcillosos los cuales se han desecado intensamente, por lo que presenta un alto grado de preconsolidación.
- 2) Formación Arcillosa superior. Constituye un estrato potente con espesores que varían entre 15 y 32 m formados por arcillas blandas, saturadas y altamente compresibles que se depositaron en el ambiente lacustre del valle; se detectan, además, intercalaciones de lentes de arena de origen volcánico. Hacia su frontera inferior con la capa dura, se encuentra preconsolidada debido a un proceso de consolidación inducido por bombeo.

- 3) Capa Dura. Es un estrato de aproximadamente 3 m de espesor que representa una época geológica en la cual predomina la sequía, por lo que está formada principalmente de materiales limo-arenosos y arenolimosos con intercalaciones de grava cementados con carbonato de calcio; presenta una alta resistencia debido a la alta compacidad de los materiales.
- 4) Formación arcillosa inferior. Se encuentra constituida por arcillas volcánicas semejantes a la de la formación arcillosa superior, sujetas a un proceso de consolidación mas extenso, por lo que su compresibilidad es menor presentando una mejor resistencia al esfuerzo cortante.
- 5) Depósitos profundos. Son suelos muy compactos formados principalmente por arenas limosas con gravas.

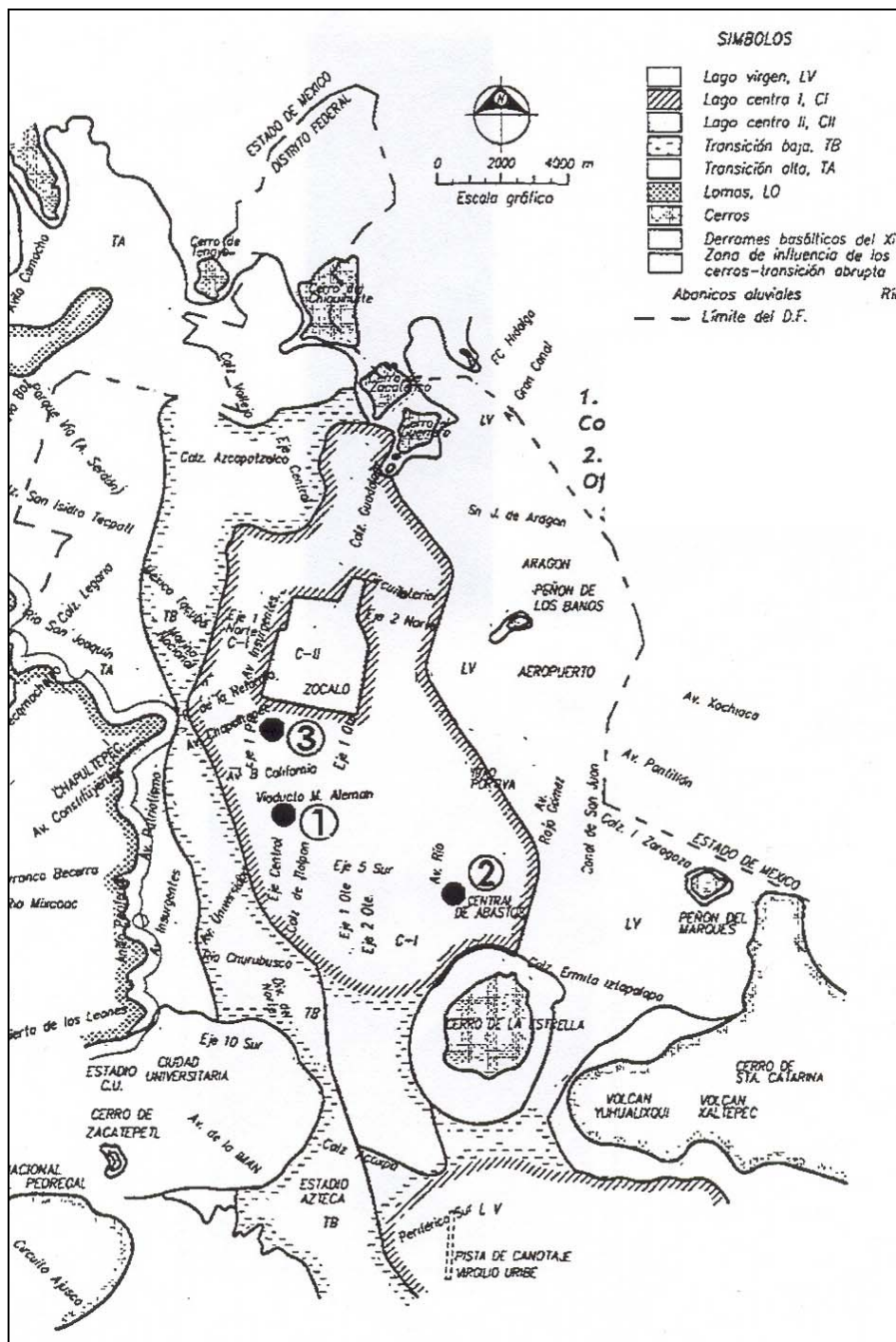


Figura II.5 Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (2000)

Dentro de la zona del Lago anteriormente descrita se registra la presencia de niveles freáticos, que se encuentran a profundidades variables entre 1.50 y 2.00 m; para la zona de transición la presencia de niveles freáticos es muy irregular debido a la estratigrafía tan errática, se reporta principalmente en estratos impermeables confinados como

“mantos colgados”. Para la zona de lomas, este nivel se encuentra muy profundo y en algunas zonas no existe.

Debido a la perforación de pozos de bombeo para la extracción de agua en sitios como la zona del lago y transición, se ocasionaron importantes abatimientos de los niveles piezométricos, lo que ha propiciado el hundimiento regional del valle.

Condiciones Geotécnicas del Sitio

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, anteriormente descrita, el predio en estudio se ubica en la Zona del Lago o Zona III, y en particular en la subzona Lago Centro I, cerca de la subzona Lago Virgen; ésta se caracteriza por los grandes espesores de arcilla blanda, de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable, dependiendo de la localización e historia de carga.

La subzona Lago Centro I corresponde al sector no colonial de la Ciudad, que se desarrolló a principios del siglo XX y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas.

II.2 Sondeos

Debido a que en el predio existen construcciones diferentes y con el propósito de verificar la diferencia de compresibilidades, precisar las características estratigráficas, así como obtener las variaciones con la profundidad de la resistencia al corte del subsuelo en el sitio de interés, se llevaron a cabo nueve sondeos de penetración mediante un cono eléctrico de 10.46 cm² de área proyectada de 60° de ápice y que se encontraba instrumentado con strain gages (deformímetros eléctricos) para medir la presión que se desarrolla en la punta cónica, el cual tiene una sensibilidad de 2 kg. La señal del cono se registró en la superficie mediante un puente de Wheatstone.

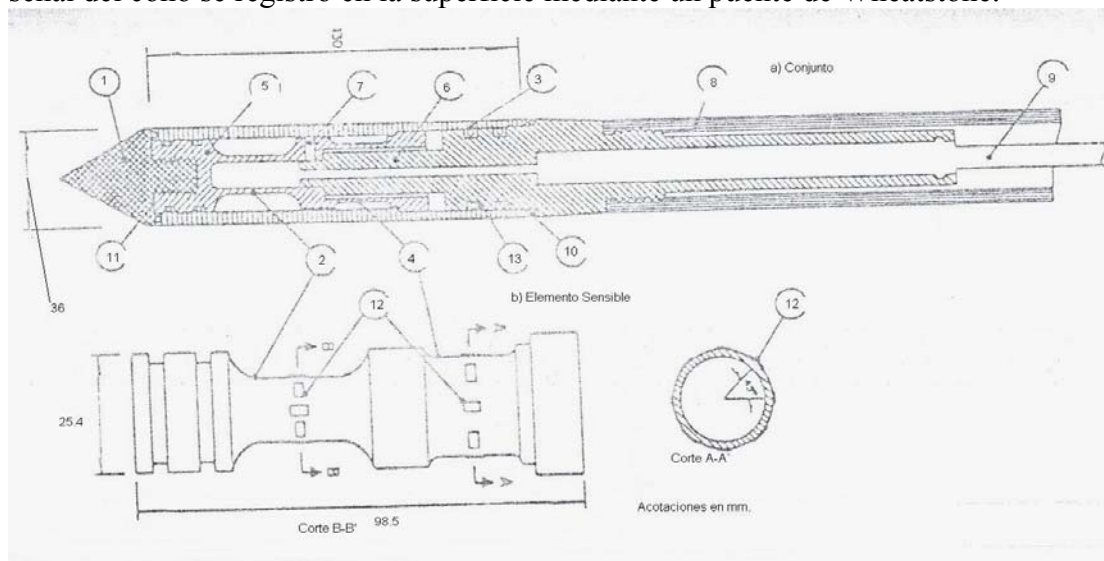


Figura II.6 Esquema de un Cono Eléctrico

El cono fue colocado en el extremo de una sarta de barras de perforación y se hincó a una velocidad de 1 cm/seg, mediante una perforadora Long-year 34, se registraron lecturas a cada 10 cm de penetración. La resistencia de punta del sondeo de cono eléctrico, se obtuvo dividiendo la fuerza con el cono entre su área proyectada.

Los sondeos de cono eléctrico se ejecutaron de 33.5 a 38.8 m de profundidad, por otro lado se llevaron a cabo dos sondeos mixtos hasta 44.8 y 45.6 m de profundidad con muestreo continuo, para lo cual se alternó la prueba dinámica de penetración estándar con la obtención de muestras inalteradas, mediante Tubo Shelby hincado a presión.

II.2.1 Justificación del estudio de mecánica de suelos

El punto de partida para un proyecto de excavación es el estudio de mecánica de suelos que analiza características del terreno tales como la resistencia al corte —ángulo de fricción y cohesión—, la plasticidad, contenido de humedad y capacidad de carga. Por su composición, existe una amplia gama de tipos de suelo.

Debido a las características presentadas por el suelo y tratándose de un proyecto de tales magnitudes, fue necesario un estudio riguroso de mecánica de suelos que nos permitiera tener un amplio margen de seguridad y un mejor conocimiento de la estratigrafía presente en el lugar para posteriormente llevar a cabo la elección de la cimentación que de manera mas apropiada resultase adecuada para tales características, tomando en cuenta aspectos tanto constructivos como económicos; de ahí la importancia de realizar un estudio de mecánica de suelos detallado y apegado a las características del proyecto.

Con el fin de complementar la información estratigráfica y determinar las propiedades del material del sitio para el diseño del pavimento, se realizaron seis pozos a cielo abierto.

Los pozos se efectuaron con una profundidad de 1.70 a 2.00 m, los cuales fueron excavados en forma manual mediante pico y pala. De los estratos representativos se obtuvieron muestras alteradas, para su clasificación y muestras cúbicas inalteradas del estrato probable de apoyo para la cimentación.

A las muestras obtenidas, se les practicó en campo la clasificación visual y al tacto, de todos los materiales de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

El Nivel de Aguas Freáticas (NAF) se detectó a una profundidad variable de 1.45 a 2.95 m, con respecto al nivel de terreno natural y referido a la fecha en la que se efectuó la exploración; sin embargo para el subconjunto ubicado en la esquina sur-oriente del predio (sondeos SCE-1, SCE-3, SCE-4, PCA-6), la profundidad promedio del NAF es de 2.85 m, en los subconjuntos de la parte sur- poniente (sondeos SCE-5, SCE-6, PCA-4 y PCA-5) y la nor-poniente (sondeos SCE-7, SCE-8, SCE-9, PCA-1 y PCA-2) el NAF promedio está en 2.10 m de profundidad y para los subconjuntos de la zona centro-poniente (sondeos SCE-2, SM-1 y PCA-3) el NAF promedio se localiza a 1.55 m.

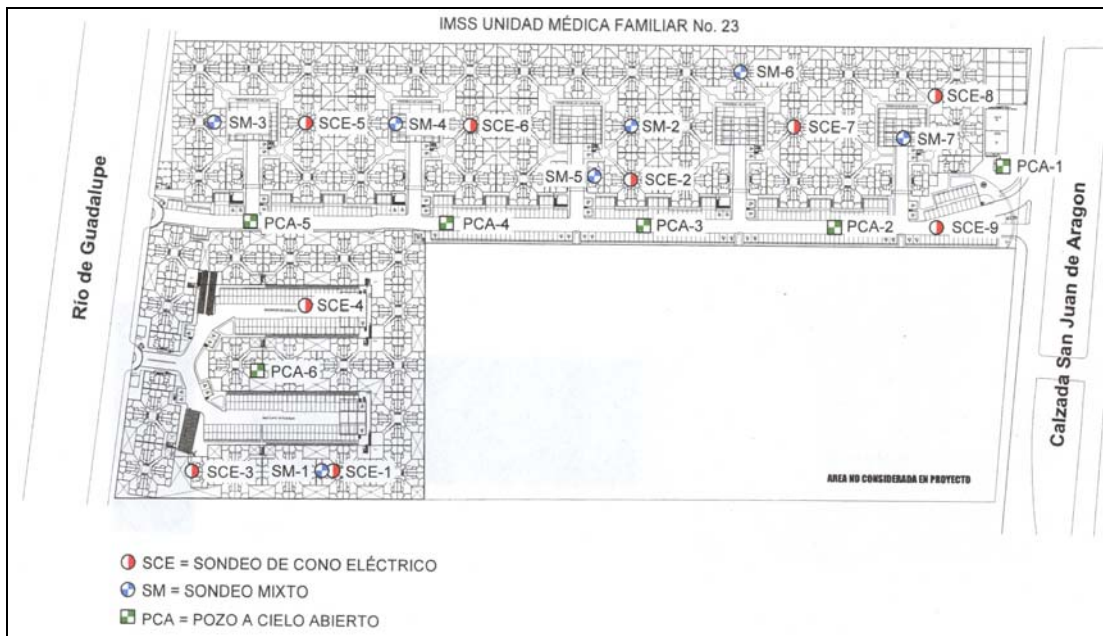


Figura II.7 Localización de Sondeos

II.3 Ensayes de Laboratorio

Además de la clasificación SUCS de todos los materiales muestreados, se determinaron las propiedades índice y mecánicas que interesa conocer de los estratos representativos para realizar los análisis geotécnicos y determinar la cimentación más conveniente.

En las muestras obtenidas se realizaron pruebas para determinar sus propiedades índice, como son: clasificación visual y al tacto, contenido natural de humedad, límites de Atterberg, porcentaje de finos, peso volumétrico natural, y seco, así como densidad de sólidos.

En las muestras inalteradas (cúbicas y Shelby), se determinó además, la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y la compresibilidad mediante ensayos de compresión triaxial rápida (UU) y consolidada rápida (CU), así como de consolidación unidimensional, respectivamente.

Para determinar las propiedades del material del sitio, que regirá el diseño del pavimento, se efectuaron límites de Atterberg y de contracción lineal, porcentaje de finos y Valor Relativo de Soporte (VRS) medido sobre especímenes de muestras cúbicas inalteradas con la humedad natural, obteniéndose valores de 6.5 a 22.3%.

Prueba de Compresión Triaxial Rápida

El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo-deformación. Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra falla.

Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.

Aplicaciones

En cimentaciones

Para cimentaciones colocadas en terrenos arcillosos, la condición inmediatamente después de completar la construcción, es casi siempre la más crítica. Esto es porque la carga completa es aplicada al terreno y éste no ha tenido tiempo para ganar la resistencia adicional por consolidación. Por estas condiciones la resistencia al corte es determinada por pruebas al corte Triaxial.

Esfuerzos principales

En una prueba de compresión cilíndrica, la falla ocurre debido al corte, por ello es necesario considerar la relación entre la resistencia al corte y la tensión normal que actúa sobre cualquier plano dentro del cuerpo a compresión.

En una prueba de compresión, una muestra de suelo esta sujeta a fuerzas compresivas que actúa en tres direcciones, en ángulos rectos entre si, respectivamente; uno en la dirección longitudinal, los otros dos lateralmente. Los tres planos perpendiculares sobre los cuales estas tensiones actúan, son conocidos como los planos principales, y las tensiones como las tensiones principales.

Ventajas

Algunas ventajas de los ensayos de compresión Triaxial son:

- La muestra no es forzada a inducir la falla sobre una superficie determinada.
- Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.
- Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio, son una aproximación de aquellas que ocurren en situ.
- Las tensiones aplicadas son las tensiones principales y es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y las deformaciones.

- Las condiciones de drenaje pueden ser controladas y es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

Limitaciones

Algunas limitaciones de los ensayos de compresión Triaxial son:

- En algunos casos de arcilla el tamaño de la muestra puede tener importantes efectos sobre la resistencia medida.
- Se deben confeccionar o tomar muestras de diámetros que representen adecuadamente grietas y discontinuidades en una muestra de suelo.

Limites de Atterberg

El científico de suelos sueco Albert Atterberg en el año 1911 definió como plasticidad la capacidad que tenía un suelo de ser deformado. A su vez observó que los suelos arcillosos en condiciones húmedas son plásticos y se vuelven muy duros en condiciones secas, que los limos no son necesariamente plásticos y se vuelven menos duros con el secado, y que las arenas son friables en condiciones sueltas y secas.

También observó que existían arcillas altamente plásticas y otras de baja plasticidad. Atterberg estudió diferentes métodos para medir la plasticidad en forma directa pero ninguno de esos métodos constituía un método certero.

En el desarrollo de sus ideas, observó que arcillas mezcladas con gran cantidad de agua formaban un fluido apenas viscoso. Con menor cantidad de agua se volvía un fluido con una cierta rigidez que se tornaba pegajoso.

Existía un punto donde, con el incremento de la evaporación, la propiedad de ser deformada se perdía. De aquí estableció distintos estados de consistencia de los suelos plásticos según

- Estado líquido: cuando las partículas de suelo permanecen en suspensión.
- Estado semilíquido: cuando el suelo tiene las características de un fluido viscoso.
- Estado plástico: cuando el suelo se puede moldear y deformar sin exhibir propiedades elásticas, cambios de volumen o agrietamiento.
- Estado semisólido
- Estado sólido

Para ser posible la definición de los estados de consistencia, Atterberg estableció límites que establecían su diferenciación:

- El mayor límite de un fluido viscoso, con el que una mezcla de arcilla y agua fluye casi como el agua.
- El menor límite de un fluido viscoso, el “límite líquido”, donde dos secciones de suelo amasado, puestos en un recipiente cóncavo, apenas se tocan bajo el impacto de varios golpes secos.
- El “límite de plasticidad” en el cual la arcilla pierde las propiedades adhesivas y cesa la plasticidad con otros objetos, como por ejemplo hojas

metálicas, cuchillas de arado, orugas de tractores, etc.

- El “límite de cohesión”, en el cual los granos de suelo cesan de unirse unos con otros.
- El menor límite del estado plástico, o “límite plástico”, donde un suelo se desagrega cuando es rolado en bastoncitos.
- El menor límite de cambio de volumen o “límite de contracción”, en que la pérdida de humedad no causa pérdida de volumen.

Atterberg consideró que la cantidad de arena que podía ser agregada en el límite líquido sin causar en el suelo la pérdida completa de la plasticidad, era una medida de la plasticidad de un suelo. Encontró que la diferencia entre el límite líquido (ω_l) y el límite plástico (ω_p), denominado índice de plasticidad (I_p), representaba una medida satisfactoria del grado de plasticidad de un suelo relacionándolo con la arena incorporada.

Sugirió que estos dos límites (ω_l y ω_p) servían de base en la clasificación de los suelos plásticos.

Acorde al valor del índice de plasticidad, distinguió los siguientes materiales:

- Suelos friables o desmenuzables ($I_p < 1$)
- Suelos débilmente plásticos ($1 < I_p < 7$)
- Suelos medianamente plásticos ($7 < I_p < 15$)
- Suelos altamente plásticos ($I_p > 15$)

Para los propósitos de la geotecnia, los límites más importantes son el límite líquido, el límite plástico y el límite de contracción; todos expresados en porcentaje de agua contenida sobre suelo seco.

Los Límites de Atterberg o Límites de Consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. La arcilla, por ejemplo al agregarle agua, pasa gradualmente del estado sólido al estado plástico y finalmente al estado líquido.

El contenido de agua con que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro y en mecánica de suelos interesa fundamentalmente conocer el rango de humedades, para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad), es decir, la propiedad que presenta los suelos hasta cierto límite sin romperse.

El método usado para medir estos límites de humedad fue ideado por Atterberg a principios de siglo a través de dos ensayos que definen los límites del estado plástico.

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo.

II.3.1 Interpretación estratigráfica

Para la definición de la estratigrafía y las propiedades de los suelos y poder realizar la revisión de los estados límite de servicio y para la definición de la zonificación, se consideró lo siguiente:

- 1) Para fines prácticos, se consideraron como representativos de las manzanas 1, 2, 3, 4, 5 a los sondeos SM-7, SM-6, SM-5, SM-4 y SM-3.
- 2) De los sondeos de cono del estudio anterior se obtuvo el espesor de los distintos estratos y se dividió a la serie arcillosa superior en cuatro subestratos, tomando como referencia los lentes de arena que, por lo general, se localizaron a profundidades del orden de los 9, 18 y 24m respectivamente.
- 3) De los sondeos recientes (SM-3 al SM-7) se obtuvieron los perfiles de contenidos de agua medios para cada subestrato. En la Figura II.7 se presenta un perfil con el resumen de los resultados obtenidos.

Con base en los perfiles de resistencia determinada mediante cono eléctrico y de los sondeos mixtos, así como de los pozos a cielo abierto, la estratigrafía del sitio se describe a continuación:

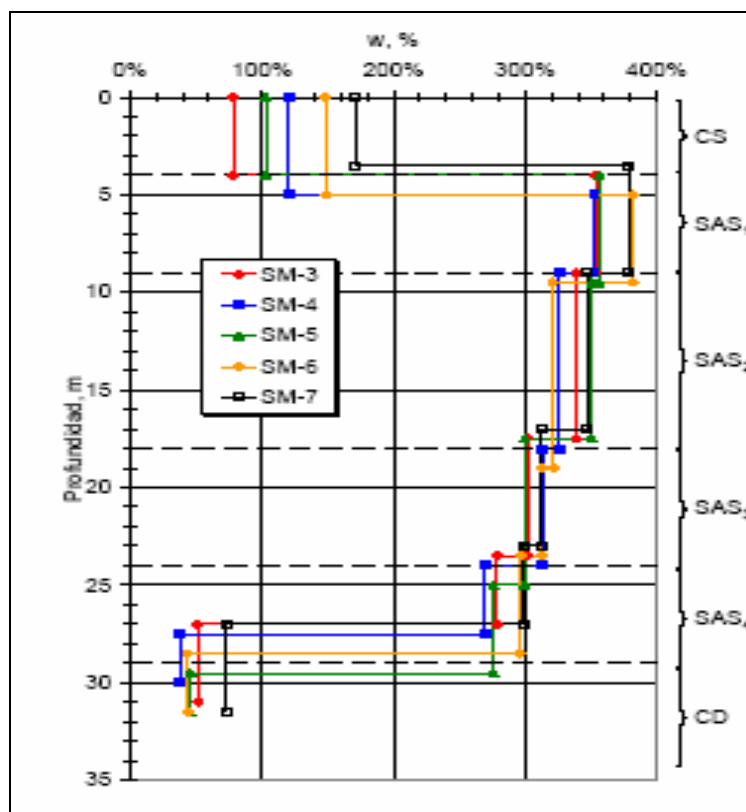


Figura II.8 Perfil de contenido de agua para los distintos sondeos

Serie Arcillosa Superior. Definida entre 2.65 y 3.50 a 28.85 m, la cual es arcilla lacustre de alta plasticidad y muy compresible, y su resistencia al corte no drenada varía de 1.55 a 4.85 Ton/m², aumentando con la profundidad; de 8.7 a 9.5 m de profundidad se tiene la presencia de un lente de arena fina negra volcánica, de 40 cm de espesor, con resistencia a la penetración del cono de 9.5 kg/cm², y de 17.20 a 17.60 m se localiza un lente duro (LD) con espesor e 0.3 a 0.7 m que puede ser una costra de secado solar, constituido por arena o vidrio (pómez) volcánico, cuya resistencia del cono varía de 9.0 a 19.0 kg/cm².

A 22.5 m de profundidad, se localiza otro lente duro de 20 cm. de espesor, con resistencia al cono de 15.90 a 22.3 kg/cm²

Capa Dura. Esta se encuentra de 28.85 a 30.0 m de profundidad, posee un índice de resistencia a la penetración estándar de más de 25 golpes para penetrar los 30 cm intermedios del penetrómetro y cuya resistencia a la penetración del cono varía de 30.0 a 13.0 kg/cm²

Esta capa la compone un depósito heterogéneo en el que predomina el material limo-arenoso con algo de arcilla , que tiene una cementación muy variable.

Serie Arcillosa Inferior. Se presenta de 33.30 a 34.65 , constituida por una secuencia de estratos de arcilla preconsolidada, la resistencia a la penetración del cono varía de 13.0 a 16.20 kg/cm².

Depósitos Profundos. Se localizan de 40.50 a 43.65 m de profundidad y está constituido por una serie de arenas limosas con gravas aluviales, cementadas con carbonato de calcio; la parte superior de éste depósito, del orden de 8.0 m, está más endurecida y debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados.

II.3.2 Hundimiento Regional

Como es característico en la Ciudad de México, debido a la explotación de agua de los acuíferos existentes en el subsuelo y a la historia de cargas superficiales impuestas al mismo, se tiene el fenómeno del hundimiento regional, generado al modificarse los esfuerzos en el interior de la masa de suelo, por reducirse las “presiones de poro” y con ello el aumento en los esfuerzos efectivos correspondientes.

En el área donde se encuentra el predio y de acuerdo a los datos proporcionados por la Comisión de Aguas del Valle de México, mediante un plano con curvas de igual hundimiento, se cuenta con un valor del Hundimiento Regional de 16.5 cm por año, que es el valor de hundimiento que experimenta toda la zona independiente de los

propios asentamientos que puede presentar una determinada estructura por si misma, ante las cargas particulares transmitidas al suelo⁸.



Bomba que ha emergido del ademe metálico



Figura II.9 Imagen que muestra el hundimiento que ha sufrido la zona

Ambas fotografías muestran el hundimiento regional que ha sufrido la zona, de acuerdo a la imagen superior, la losa superior tiene un peralte de aproximadamente 30 cm y esta respecto al nivel del terreno natural ha “emergido” aproximadamente 1 m, con lo que el hundimiento regional se puede estimar en aproximadamente 1m y 30 cm.

⁸ GeoConstrucción, S.A. de C.V., “Estudio geotécnico para la cimentación de los edificios de 5 niveles y el diseño del pavimento para la vialidad interna del conjunto residencial Aragón. México D.F. Noviembre 2003.

Capítulo III Análisis de las Alternativas de Cimentación.

III.1 Pilotes

El término “cimentación profunda” se usa para distinguir entre cimentaciones con base en zapatas corridas, aisladas y de losas, y cimentaciones profundas como pilotes o pilas

Estas cimentaciones constan de elementos como pilotes, cilindros o cajones de grandes dimensiones (todos con funcionamiento estructural), y se emplean para transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a los estratos profundos del terreno de apoyo. Se justifica su utilización luego de evaluar y concluir que el terreno no permite cumplir –económicamente- con los requisitos mecánicos fundamentales, utilizando cimentaciones superficiales, como en los casos de la existencia de suelos blandos, sueltos, y/o expuestos a socavación, típica de los cauces de los ríos.

Los pilotes son elementos de concreto reforzado, típicamente prismáticos, constituidos por piezas relativamente largas y delgadas que se prefabrican fuera del terreno con diferentes longitudes y secciones, para luego hincarse en él (ya sea verticales o inclinados, utilizando por lo común técnicas de impacto) con el propósito de transmitir cargas de la cimentación a través del estrato del suelo de poca capacidad de carga hacia estratos de suelo o roca más profundos y con una mayor capacidad de carga . Cabe aclarar que, geotécnicamente, se denomina pilote a un elemento prismático de cimentación profunda que transmite al subsuelo las cargas provenientes de la estructura y que, generalmente, se limita a un diámetro o ancho, igual o menor de 60 cm

Se utilizan principalmente para transmitir carga axial al terreno. Antiguamente se fabricaban de madera, pero debido a su corta vida útil, actualmente se utilizan en obras provisionales únicamente.

III.1.1 Clasificación de pilotes

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

Forma de transmitir la carga al subsuelo:

Los pilotes, se construyen y diseñan para transmitir cargas verticales a estratos resistentes por punta o por fricción al suelo que los rodea; los pilotes se usan también para anclar estructuras en suelos expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo.

- **Pilotes de Punta:** Si el estrato de carga para los pilotes de la cimentaciones de un material duro y relativamente impenetrable, como roca o arena y grava muy densas, los pilotes derivan la mayor parte de su capacidad de soporte de la resistencia del estrato a la punta del pilote. En éstas condiciones, se conocen como pilotes de carga final o de punta. Cuando los estratos de suelo son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura Q , a un estrato de suelo más resistente.

Para incrementar la capacidad de carga de pilotes se pueden empotrar una cierta profundidad E en el estrato resistente. Para pilotes es apropiado hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su dimensión horizontal (D) dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible.

- **Pilotes de Fricción:** Los pilotes de fricción son los que transmiten la carga al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote. Si los pilotes no alcanzan un estrato duro o de roca, pero son llevados por alguna distancia hacia suelo duro, su capacidad de soporte se deriva de la carga final y en parte de la fricción superficial entre la superficie empotrada del pilote y el suelo adyacente. Los pilotes que obtienen la mayor parte de su capacidad de soporte por medio de fricción superficial o de adhesión son llamados **pilotes de fricción**.

Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional.

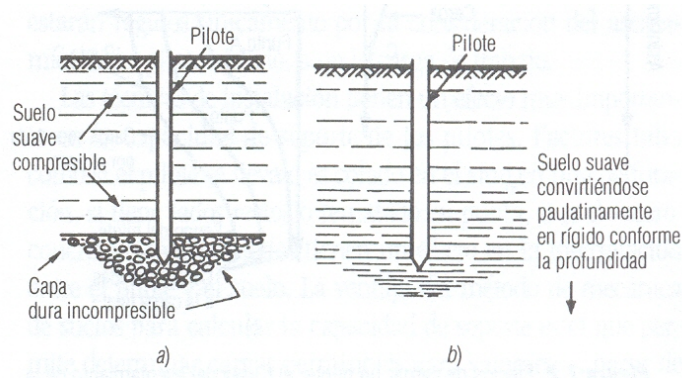


Figura III.1 a) Pilotes de Punta b) Pilotes de Fricción

- **Pilotes de Anclaje:** Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de éstos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable. También se utilizan para evitar la expansión por excavación en suelos arcillosos.

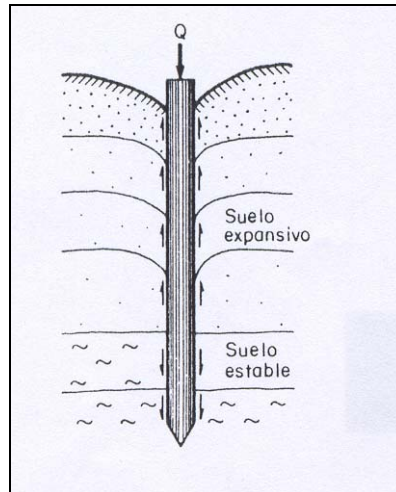


Figura III.2 Pilote de Anclaje

Material de Fabricación:

- Pilotes Prefabricados de Concreto.** Debido a su alta resistencia y a la gran variedad de tamaños posibles, los pilotes de concreto pretensados y precolados poseen una amplia gama de valores en su capacidad de carga. Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento Pórtland normal o resistente a las sales, álcalis o silicatos dependiendo del medio donde se hincarán. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo precolado.

Estos pilotes son los de uso más frecuente por su durabilidad y la facilidad con que se ligan a la superestructura. Según la geometría de su sección transversal pueden ser cuadrados, octagonales, ochavados, hexagonales, triangulares, de sección H y circulares. Sus limitaciones se relacionan con las dificultades de fabricación y grandes superficies de colado, requieren de un cierto tiempo de curado durante el almacenaje, así como de equipo pesado para su manejo e hincado. Son vulnerables al manejo, pero por otro lado los pilotes pretensados son difíciles de empalmar. Al hincarlos se produce un desplazamiento considerable del suelo. Entre sus ventajas pueden mencionarse las siguientes:

- Son adecuados para usarse como pilotes de fricción cuando se hincan en arena, grava o arcilla.

- Soportan grandes cargas cuando se emplean como pilotes de punta.
 - Son adecuados para resistir fuerzas de tensión cuando así se diseñan.
 - Son adecuados para hincarse en suelos que contienen boleos cuando se diseñan para ello.
 - Se han usado en longitudes hasta de 20 m si son pilotes precolados sin empalme, hasta de 40 m si son presforzados y sin empalmes, y hasta profundidades ilimitadas cuando cuentan con dispositivos de empalme.
 - Se puede lograr resistencia a la corrosión si se construyen con cementos adecuados.
 - Son inmunes al ataque de insectos barrenadores marinos y de termitas.
 - Son resistentes al fuego cuando sobresalen del terreno natural.
- b)** Pilotes de Concreto colados en el lugar. Generalmente se fabrican con concreto reforzado, el colado se debe hacer con una tubería Tremie o con Trompa de Elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto.
- c)** Pilotes de Acero. Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introducen a rotación.

Entre las ventajas principales de estos pilotes se tienen la facilidad y precisión con que se pueden alargar o acortar y el hecho de que pueden atravesar estratos duros con boleo y roca alterada, además que su manejo es mas simple que en los de concreto. La desventaja principal de éstos pilotes es que son susceptibles a la corrosión.

- d)** Pilotes mixtos de concreto y acero. Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares, se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. En general, éste tipo de pilotes mixtos tiene poco uso.
- e)** Pilotes de Madera. Los pilotes de madera son particularmente adecuados para trabajar como pilotes de fricción en arenas, limos y arcillas. No se recomienda hincar pilotes de madera a través de grava densa o hasta la roca ya que son vulnerables a daños en la cabeza y en la punta durante el hincado. Los pilotes de madera se emplean para profundidades comprendidas entre 6 y 16 m, con diámetros de 20 a 40 cm. Tienen un peso relativamente ligero en comparación con su resistencia, se manejan fácilmente y su costo inicial es comparativamente bajo en sitios donde abunda la madera.

Cuando se recortan por debajo del nivel freático o cuando están permanente sumergidos, los pilotes de madera tienen una duración indefinida y no necesitan tratarse. Cuando no estén constantemente sumergidos o cuando están expuestos al ataque de insectos barrenadores marinos o de termitas, se deben tratar para darles protección y evitar su deterioro. Los pilotes de madera generalmente se emplean para cargas axiales y laterales comparativamente bajas y cuando las condiciones de cimentación indiquen que no se dañarán con el hincado; las cargas de diseño pueden variar entre 10 y 50 toneladas.

Los pilotes de madera han caído en desuso ante el desarrollo de los de concreto; su empleo ha quedado restringido a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños en donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto. La limitación fundamental de éstos pilotes se tiene en su corta duración, ya que fácilmente se daña el tramo que queda sujeto a variaciones del nivel del agua, sobre todo cuando están en un ambiente de aguas salobres.

III.1.2 Procedimiento Constructivo

La característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea. Los pilotes pueden ser: con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados, con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con la ayuda de un chiflón, y sin desplazamiento cuando se fabrican en el sitio.

Pilotes con desplazamiento.

- a) Pilotes hincados a percusión. Éste procedimiento es el de uso más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; los factores significativos que deben considerarse son:
 - La masa y la longitud del pilote.
 - El peso y energía del martillo.
 - El tipo de suelo en que se hinca.

Usualmente el pilote se sostiene verticalmente o con la inclinación necesaria con una estructura guía en la que se desliza el martillo durante la maniobra. Cuando debido a su longitud el pilote no puede manejarse en un solo tramo, se hinca en dos o más de ellos, unidos con una junta rápida o con placas prefijadas en los extremos que se sueldan durante el hincado.

Cuando no es posible usar una estructura guía de hincado por restricciones de espacio disponible o en obras fuera de costa, se puede usar una “guía colgante” sostenida por la pluma de una grúa y unos cables (Figura III.3).

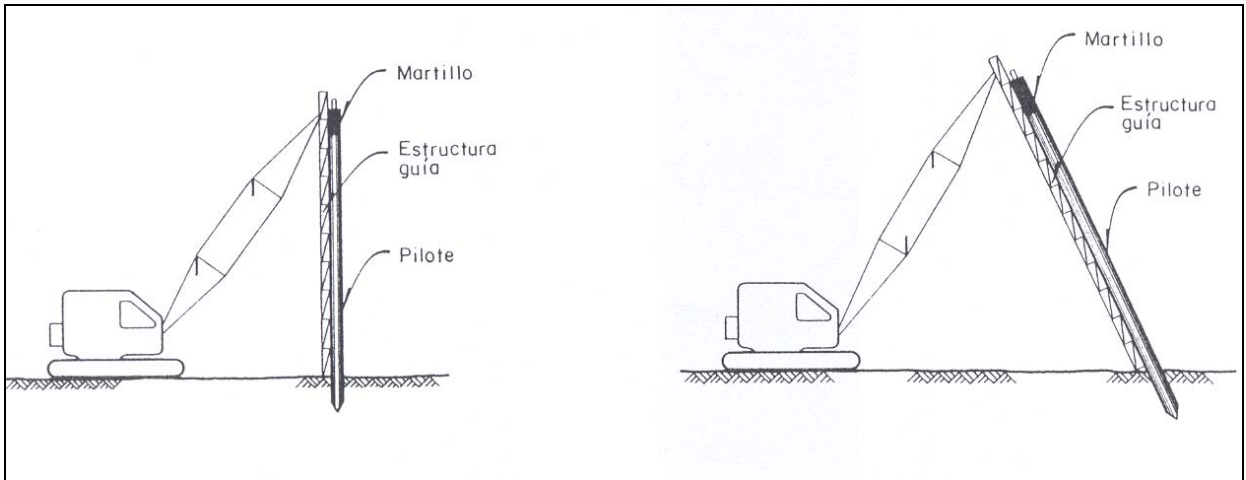


Figura III.3 Pilote hincado vertical

Pilote hincado inclinado

- b) Pilote hincado a presión. Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m de largo; la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos de pilote. Cuando se alcanza la presión máxima de proyecto se tensa el cable central de acero de refuerzo y se rellena el hueco con concreto (figura III.4).

Éste procedimiento ha sido empleado con frecuencia para recimentaciones, y su ventaja es que se puede llevar a cabo en espacios verticales muy reducidos.

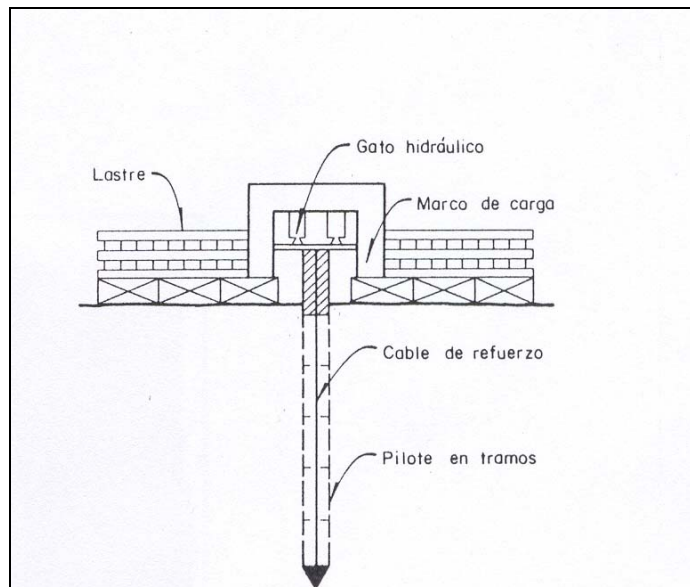


Figura III.4 Pilote hincado a presión

- c) Pilotes hincados con vibración. Ésta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de la vibraciones y del peso del conjunto pilote-vibrador- lastre. Generalmente son pilotes mecánicos o tablaestacas.

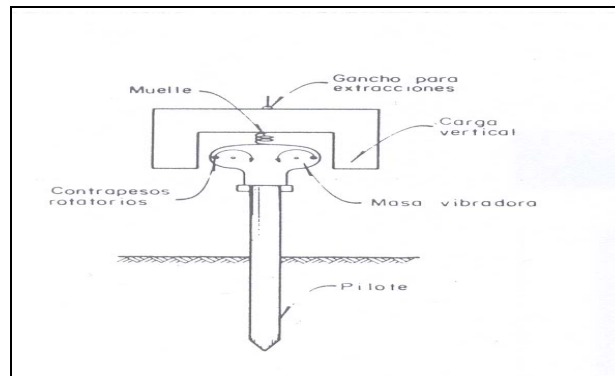


Figura III.5 Pilote hincado por vibración

Pilotes con poco desplazamiento.

- a) Pilotes hincados en una perforación previa. Todos los pilotes hincados descritos como pilotes de desplazamiento, se transforman en pilotes de poco desplazamiento si antes de hincarlos se realiza una perforación previa, ésta puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación.

Ésta técnica se utiliza :

- Cuando el hincado de los pilotes sin perforación previa induce deformaciones que reducen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
 - Cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado y por ello, puedan llegar a dañarse estructuralmente.
 - Cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus desplazamientos puede provocar el levantamiento del terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes previamente hincados.
- b) Pilotes hincados con chiflón. Éste procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte

de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote.

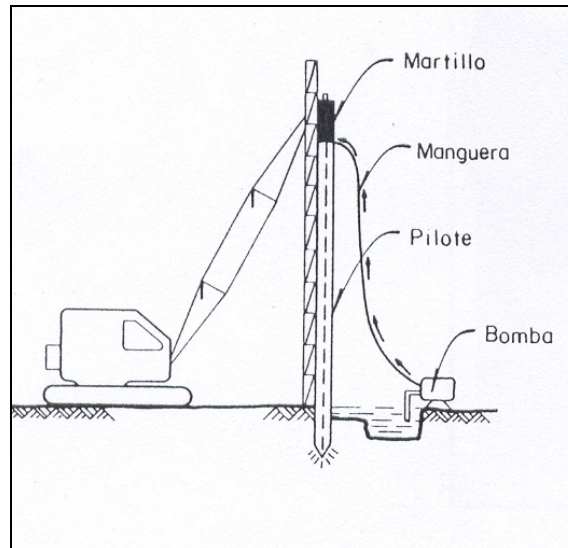


Figura III.6 Pilote hincado por chiflón

III.2 Pilas

La cimentación por pilas es una cimentación profunda, relativamente grande. La función de ésta cimentación es transferir la carga a través de suelos blandos a un suelo duro o roca o transferir la carga a través de suelos que pueden ser socavados por las corrientes de los ríos o de las mareas. La diferencia fundamental entre pila y pilote es el tamaño (las pilas por lo general presentan diámetros mayores a 60 cm) y el método de construcción. Los pilotes se introducen en el terreno corrientemente sin excavación previa, mientras que la construcción de pilas requiere una excavación previa o durante la construcción.

En sentido estricto, una pila es un miembro estructural pesado que actúa como un apuntalador masivo, por ejemplo las pilas que soportan un puente sobre un camino de agua. Sin embargo el término “cimentación con pilas”, es ampliamente utilizado para describir una cimentación con zapata aislada y la columna enterrada, las cuales se construyen in situ en una excavación profunda. Esta definición distingue la cimentación de pila de la de cajón hidráulico o monolítico en que la estructura de la cimentación se construye sobre el nivel del terreno y se hunde al nivel de cimentación requerido como una unidad individual.

Las pilas se dividen en dos clases, pozos y cajones, de acuerdo con el método empleado en la construcción. El pozo es simplemente una excavación profunda, provista de una

entibación o revestimiento, que se construye cuando se necesita, a medida que progresa el trabajo. Un cajón es una cámara que excluye el agua y el suelo de la excavación.

Los materiales que se emplean y el tipo de estructura dependen de la carga, las condiciones del agua subterránea, la profundidad de los estratos que soportarán la carga y del material y equipo disponibles.

III.2.1 Diseño y Construcción de Cimentaciones con Pilas

La manera más simple de construir cimentaciones con pilas, es remover todo el suelo débil sobre el área de la cimentación, construir las pilas en forma de columnas de ladrillo o concreto sobre una base rectangular, y después rellenar alrededor de las pilas al nivel general del suelo.

Pozos

Un modo común de construir cimentaciones con pilas es excavar pozos verticales a las profundidades prescritas. Los lados de los pozos son soportados por una cimbra de madera, tablaestacados de acero, anillos de tubo de acero, concreto moldeado en el lugar o acero remachado, hierro forjado o segmentos de concreto. La forma más simple de una pila en pozo es una excavación abierta similar a un pozo para alumbramiento de aguas.

Una base de concreto se forma en el fondo del pozo y la sección de la columna de la cimentación se construye dentro del pozo. El espacio alrededor de la columna se rellena cuando los tablonces de la zanja se retiran. Se pueden emplear perforadoras especiales que pueden ensanchar el fondo de la excavación formando una campana. Después de hecha la perforación se rellena el pozo con concreto para formar la pila.

Cuando la pila se extiende por debajo del área subterránea, o cuando el suelo no es lo suficientemente fuerte para mantenerse sin soporte, es necesario emplear algún tipo de apuntalamiento. La más simple es un cilindro de metal que se baja dentro del pozo inmediatamente después que se ha hecho la perforación, para mantenerla abierta hasta que se coloque el concreto. El cilindro se va extrayendo a medida que se coloca el concreto. En suelos muy blandos o muy saturados es necesario, perforar y colocar el cilindro de revestimiento en secciones sucesivas de 2.50 m a 5 m de longitud. Estos tramos de cilindro colocados en forma telescópica forman un pozo escalonado conocido con el nombre de cajón Gow.

Los cajones de cimentación tipo Gow están formados por cilindros telescópicos que se utilizan en suelos que no requieren soporte lateral durante la excavación de la cimentación de las pilas. Están formados por secciones de 16 pies de longitud, cada sección 2 plg menor en diámetro respecto a la precedente

El sistema Benoto permite hacer la excavación para una cimentación a base de pilas a gran profundidad, a través de suelos que no es fácil perforar con barrenas. La

perforadora Benoto está constituida por una grúa especial equipada con un cucharón con garfios similar al cucharón de almeja, pero con cuatro paletas que pueden extraer boleos y roca blanda. Para romper los boleos y penetrar la roca blanda se emplea un pesado trépano de acero y un largo cubo cilíndrico para achicar la pasta fluida de suelo y agua del agujero. La máquina también está equipada con una canal para verter el concreto. Una máquina auxiliar ayuda a hincar el tubo de entibación, dándole un movimiento de rotación hacia delante y hacia atrás, lo cual reduce el rozamiento durante el hincado. El tubo de entibación generalmente se extrae durante el vertido del concreto y la cimentación una vez terminada es similar a la de pilas perforadas.

El pozo Chicago es un pozo revestido con tabloncillos colocados verticalmente y sostenidos por anillos de acero colocados en el interior del mismo. La excavación se hace a mano y los tabloncillos se colocan en longitudes de 1.20 a 1.80 m. Se lleva un orificio circular a la profundidad a la que el suelo se mantenga sin soporte, esto es, como 0.5 m para arcillas blandas y 2 m para arcillas rígidas. Se colocan los tabloncillos alrededor de la cara excavada y se sostienen contra el suelo por medio de dos o más anillos de acero, se van perforando de 1 a 2 m y se repite el procedimiento. Este proceso continúa hasta alcanzar el nivel de la cimentación cuando la base del pozo se acampana, si el suelo es lo suficientemente estable. Por éste método se han hecho pozos de 3.70 m de diámetro y hasta 60 m de profundidad.

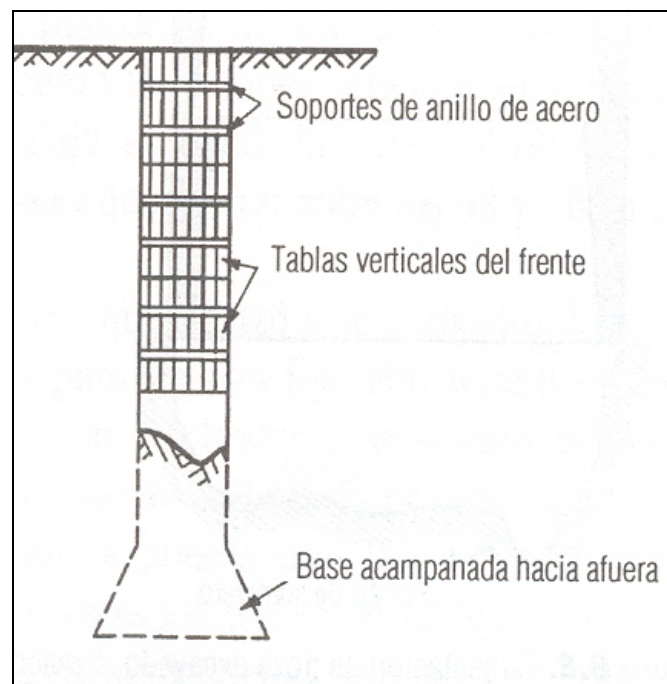


Figura III.7 Construcción de Cimentaciones Profundas con pilas por el Método Chicago

El método de excavación mojada se usa algunas veces en suelos que son demasiado blandos para poderse excavar sin entibación. Se hace una perforación del diámetro de la pila empleando una barrena rotatoria grande para pozos. El hueco se mantiene lleno de

una mezcla de arcilla, agua y minerales pesados que tengan la misma densidad del suelo, la cual produce una presión interna que mantiene el agujero abierto. Después de hecha la perforación, se introduce en el agujero un tubo cilíndrico de acero y se reemplaza la mezcla de materiales por agua limpia y se construye el pilar depositando el concreto bajo el agua empleando un embudo. Este método no permite una completa limpieza de la excavación ni la inspección del estrato en que se apoyará la pila.

III.3 Pilotes colados “in situ”

Los pilotes de concreto fabricados “in situ” son los que más se usan para cargas entre 30 y 60 toneladas. Estos tipos de pilotes se pueden dividir en dos grupos: pilotes con camisa o tubo de entibación en los que un tubo de metal de paredes delgadas se hinca en el terreno y sirve de molde y pilotes sin tubo de entibación, en los que el concreto se coloca en un agujero hecho previamente en el suelo, quedando el concreto finalmente en contacto directo con el suelo. Entre los tipos más comunes de ésta clase de pilotes se encuentran:

- Pilote Raymond Normal: Es uno de los primeros tipos de pilote con tubo de entibación. Es un tubo de metal de pared delgada de 20 cm de diámetro en la punta, que aumenta a razón de 3.3 cm por metro de longitud, se hinca en el terreno por medio de un mandril al que se ajusta el tubo perfectamente; después se extrae el mandril y el agujero cónico recubierto por el tubo se rellena de concreto. Este pilote se emplea para longitudes hasta de 12 m y cargas de 30 a 40 toneladas (figura III.8).

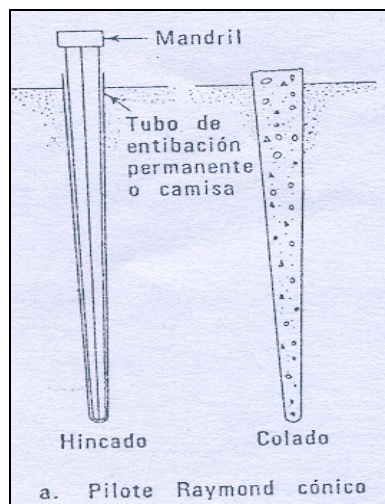


Figura III.8 Pilote Raymond Normal

- Pilote Raymond Escalonado: Consiste en una serie de tramos de tubos cilíndricos hechos de láminas corrugadas de metal; cada tramo tiene 2.40 m de largo y un diámetro de 2.54 cm mayor que el del tramo inferior y se enroscan para formar un tubo continuo. El diámetro mínimo en la punta es de 22 cm pero se pueden usar puntas de diámetro hasta de 34 cm empezando el pilote con tramos cilíndricos mayores. El pilote se hince con un mandril que no queda ajustado al tubo y que empuja contra la punta del pilote y el anillo que se forma en la unión de cada tramo. Se usan en longitudes hasta de 29 m y cargas de 40 a 75 toneladas, dependiendo del diámetro de la punta.

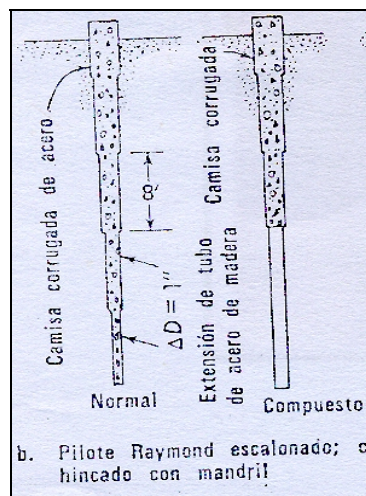


Figura III.9 Pilote Raymond escalonado e hincado con mandril

- Pilote Cobi y Pilote Hércules: Se emplea un tubo cilíndrico de metal corrugado similar a un tubo para drenaje, de 20 a 53 cm. El tubo se hince por medio de un núcleo cilíndrico de acero que puede expansionarse para sujetar firmemente el interior del tubo y sus corrugaciones. El núcleo del pilote tipo Cobi se expansiona por presión de aire en un tubo de goma, mientras que en el tipo Hércules la expansión se produce por acuñaamiento mecánico. Son posibles longitudes hasta 30 m.
- Pilote Unión Monotube: Consiste en un tubo de acero de fina pared estriada que se hince en el terreno sin la ayuda de núcleo o mandril. El estriado de la fina pared del tubo le da suficiente resistencia para que pueda soportar los esfuerzos durante el hincado sin presentar pandeo. Se emplea en longitudes hasta de 37 m y cargas de 30 a 60 toneladas. Son especialmente apropiados para trabajos pequeños, porque no requieren equipos especiales de hince, como es el mandril.

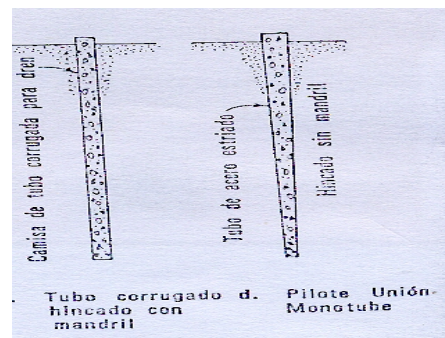


Figura III.10 Pilote Union Monotube

Los pilotes con tubos de entibación de paredes delgadas tienen características comunes. Generalmente no se refuerzan, porque están en compresión cuando soportan cargas verticales; son fáciles de cortar, si resultan largos o aumentar su longitud durante el hincado soldándose otro tubo. Se pueden inspeccionar después de colocados y comprobar su rectitud. El tubo de entibación impide que el agua y el suelo se mezclen con el concreto fresco, con lo que se tendrá la seguridad de que el concreto tendrá una calidad uniforme.

El pilote de concreto sin tubo de entibación permanente, se fabrica con uno temporal. Un tubo de acero de entibación se hinca primero en el terreno; se impide que el suelo se introduzca en el tubo colocando en el extremo inferior de éste un tapón de concreto prefabricado o una plancha de metal sostenida por el núcleo. Después del hincado se saca el núcleo y se rellena el tubo con concreto. Se coloca el núcleo dentro del concreto y se va sacando el tubo mientras que el núcleo fuerza al concreto contra el suelo e impide que sea arrastrado al levantar el tubo.

El pilote de bulbo se fabrica de manera similar, excepto que el tubo se rellena parcialmente de concreto al principio; después se levanta la camisa una cierta cantidad y el núcleo se fuerza hacia abajo a golpes de martillo, lo cual fuerza al concreto para formar un bulbo. Después que se ha formado el bulbo, se rellena la camisa de concreto y se extrae seguidamente quedando formado así el pilote de bulbo o pilote de pedestal.

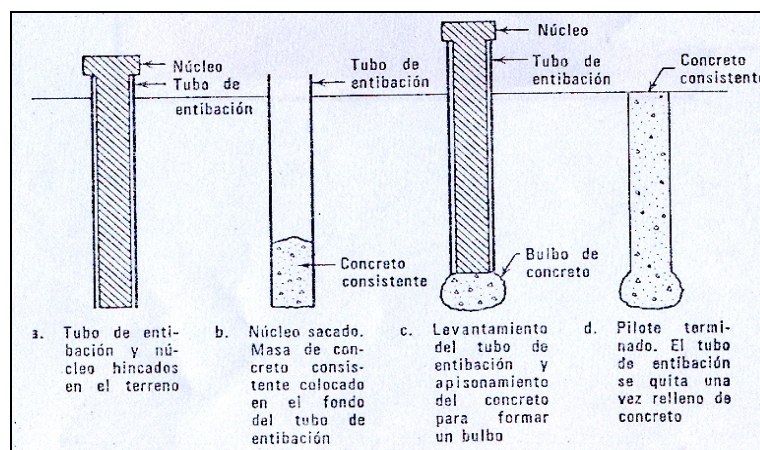


Figura III.11 Construcción de un pilote de bulbo sin tubo de entibación

Los pilotes sin tubo de entibación fabricados con uno provisional, son apropiados para suelos de arenas sueltas y arcillas firmes, porque en estos casos la presión lateral que se desarrolla no comprime el concreto fresco que no está protegido. Longitudes de 18 m y cargas de 30 a 75 toneladas son los límites usuales de estos pilotes. Los pilotes sin tubo de entibación requieren equipos pesados para la hincada y aparatos especiales para extraer el tubo por lo que son económicos solamente en trabajos que por su magnitud justifiquen éstos gastos iniciales de equipo.

El pilote Franki es un pilote de concreto sin tubo de entibación que se fabrica apisonando una carga de concreto seco en el extremo interior de un tubo de 51 cm de diámetro de manera que el concreto se agarra a las paredes del tubo y forma un tapón.

Una masa de peso considerable fuerza al tapón en el terreno y arrastra el tubo hacia abajo por fricción. Cuando se alcanza el nivel del suelo resistente se fija el tubo al equipo de hincado y se expulsa el tapón de concreto del extremo del tubo para formar un bulbo de más de 90 cm de diámetro. El tubo se va levantando a medida que se depositan cargas sucesivas de concreto, que apisonadas forman un fuste rugoso por arriba del bulbo o pedestal. La longitud de estos pilotes puede ser hasta de 30 m y las capacidades de carga típicas son entre 100 y 1000 toneladas.

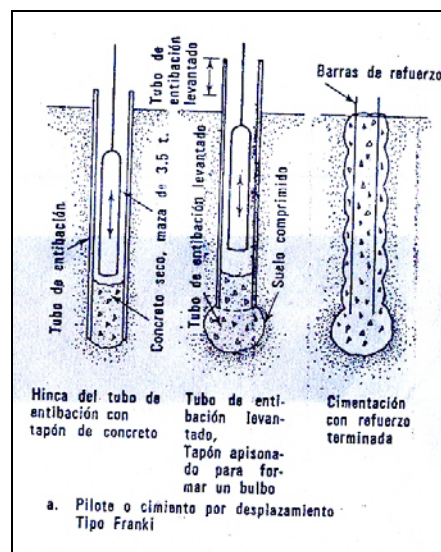


Figura III.12 Pilotes especiales sin tubo de entibación permanente

Existen varios tipos de pilotes que se fabrican barrenando el suelo sin colocar tubo de entibación. El pilote Augercast, se fabrica perforando el suelo con una barrena continua, cuyo vástago central es hueco. La velocidad de perforación es tal que la barrena más bien se atornilla en el terreno que expulsa el suelo; por lo tanto el agujero se llena del propio suelo hasta que se alcanza el estrato resistente. Cuando se llega a ese punto se saca la barrena desatornillándola lentamente y al mismo tiempo se bombea un mortero fluido de arena y cemento a través del vástago de la barrena. La velocidad de extracción de la barrena se controla para tener una presión positiva en el mortero y poder llenar el agujero, evitar que se derrumben las paredes del mismo y para que el mortero penetre unos centímetros dentro de la arena suelta o la grava. El pilote que resulta tiene

resistencia por la punta y rozamiento lateral, ya que la superficie del fuste es irregular. El procedimiento es económico y no se producen vibraciones, lo cual es una ventaja en las obras de ampliación de edificios y recalces. Las longitudes y diámetros que comúnmente se usan son 18 m y 35 a 45 cm.

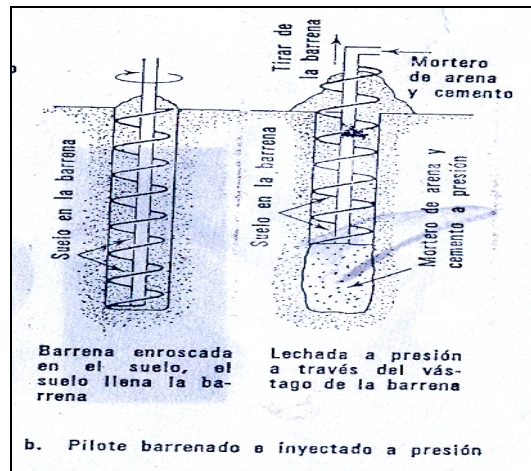


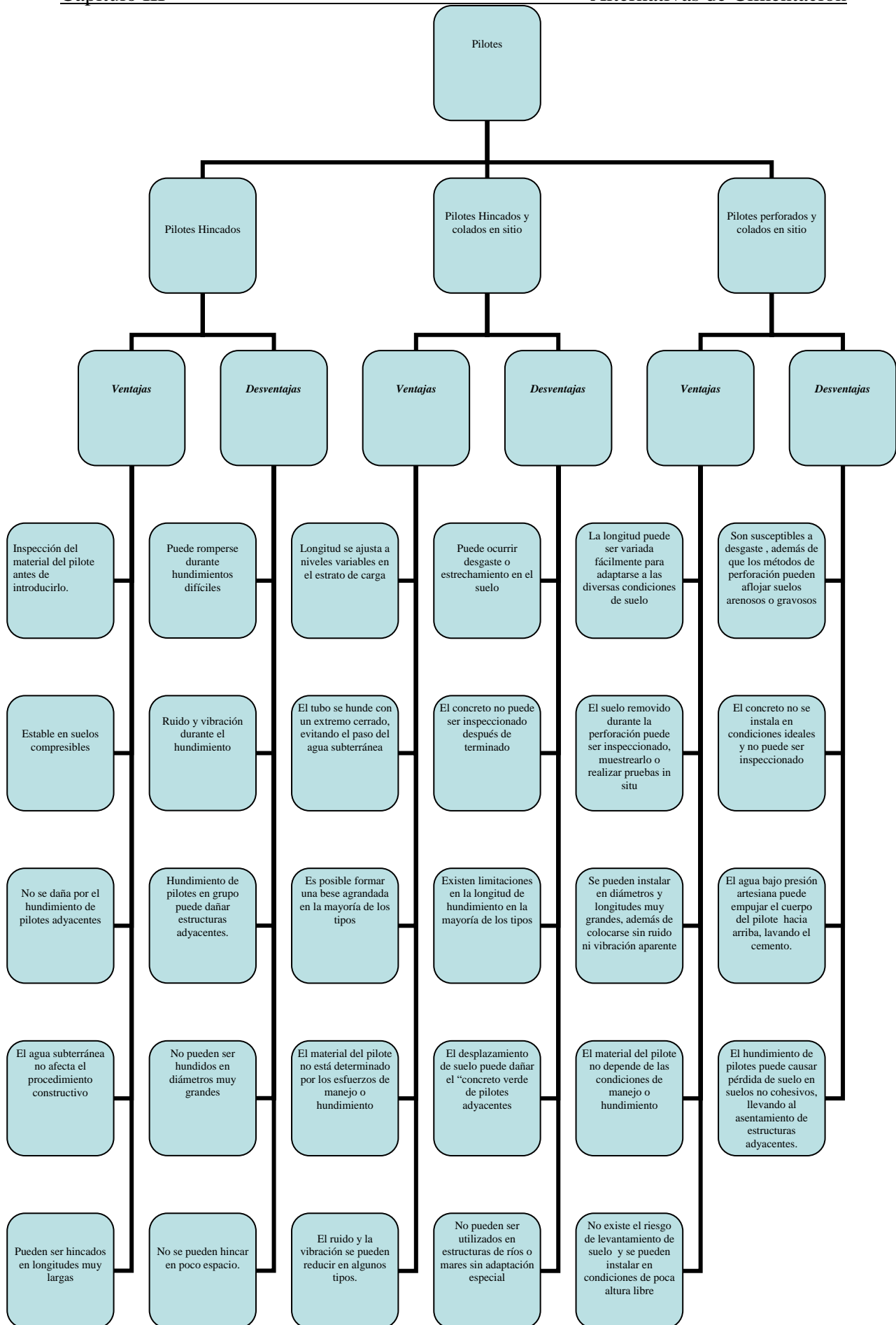
Figura III.13 Pilote barrenado e inyectado a presión

Los pilotes por perforación se fabrican barrenando agujeros en el suelo y rellenándolos de concreto. Estos pilotes se pueden usar donde el suelo es suficientemente firme para sostenerse sin soporte. Los pilotes de éste tipo que comúnmente se fabrican tienen un diámetro de 15 cm en adelante y más de 15 m de longitud.

Las ventajas de los pilotes colados en el lugar son las siguientes:

- Resultan adecuados como pilotes de alta capacidad por punta apoyados en roca y se han usado con éxito en arcillas duras.
- Se pueden usar con longitudes variables, en diámetros hasta de 2.5 m y para cargas hasta de 2000 toneladas.
- Se requiere poco espacio de almacenamiento y no hace falta equipo especial de manejo; se eliminan los daños por manejo.
- No se necesita recortar ni prolongar el pilote para alcanzar la longitud necesaria.
- Se eliminan los daños al concreto durante el hincado, salvo los que puedan ser causados por el hincado de pilotes adyacentes.

No se recomienda usar este tipo de pilotes cuando se tengan que atravesar depósitos de materiales no cohesivos sueltos o cuando se presentan condiciones de agua artesisiana; en tales casos puede ser imposible excavar con éxito aunque se empleen lodos



III.4 Cimentación Compensada y Semi compensada

III.4.1 Cajones de Cimentación

Definición

Cajones de cimentación, son los elementos huecos de sección transversal generalmente rectangular, estructurados formando celdas, con muros perimetrales, contratrabes, enrase en su caso con muro de tabique a nivel inferior de la losa tapa, desplantados en el terreno previamente excavado.

La función de una losa de cimentación es la de distribuir la carga sobre toda el área posible, y dar una medida de rigidez a la subestructura para reforzarla y que transmita sobre áreas locales de suelos débiles o más compresibles. Los sótanos o cimentaciones de cajón se diseñan con los mismos principios, pero tienen una función adicional e importante en la que se utiliza el principio de flotación para reducir la carga neta en el suelo; de esta manera, el asentamiento total de la cimentación se reduce y esto hace que el asentamiento diferencial también disminuya. La flotación se alcanza proveyendo una subestructura ahuecada de tal profundidad que el peso del suelo removido de la excavación sea igual o sólo un poco menor que el peso combinado de la superestructura y la subestructura.

En la práctica es raramente posible balancear las cargas de manera que ninguna presión adicional pase al suelo. Las fluctuaciones en el manto freático afectan la flotación de la cimentación; también en la mayoría de los casos, la intensidad y distribución de carga viva no se puede predecir con exactitud. Otro factor que causa un asentamiento de una cimentación flotante es la reconsolidación del suelo que se ha dilatado como resultado de la remoción de presión de sobrecarga en la excavación para la subestructura.

Los sótanos o cimentaciones compensadas o semicomensadas se deben diseñar para permitir que la subestructura se use con varios propósitos como bodegas de almacenaje o estacionamientos subterráneos. Esto requiere de áreas razonablemente largas del piso, sin paredes muy cercanas o columnas, el piso, por lo general, debe consistir de una losa o de vigas y losas de una construcción absolutamente pesada para dar el grado de rigidez requerido.

Se conocen cuatro métodos principales de construcción de cajones o sótanos:

- a) En excavaciones con lados inclinados
- b) En excavaciones soportadas por madera.
- c) En excavaciones soportadas por un muro de diafragma de concreto reforzado construido previo a la excavación principal.
- d) En excavaciones soportadas por un muro de pilote barrenado construido previo a la excavación principal.

Capítulo IIIAlternativas de Cimentación

La elección del método depende de la profundidad del subsuelo; las condiciones del suelo (y en particular el nivel freático) y la proximidad de edificios, carreteras y servicios que necesitan ser salvaguardados durante y subsecuentemente a la construcción.

El diseño de un sótano o cimentación de cajón debe tomar en cuenta los efectos de levantamiento debidos al aligeramiento de la presión de sobrecarga (overburden) causado por la excavación.

Construcción en excavaciones con lados inclinados

Ésta es la forma más económica de construcción para lugares donde hay suficiente espacio alrededor de la subestructura para cortar hacia atrás los lados de la excavación hasta un declive estable, y donde no hay problemas de comportamiento con grandes cantidades de agua subterránea que podría llevar a la erosión y al hundimiento de los declives.

Construcción en excavaciones soportadas por madera o tablestacado.

Éste es un método apropiado de construcción para lugares donde no hay suficiente espacio disponible alrededor de la excavación para inclinar hacia atrás los lados. Si las condiciones del suelo permiten que el tablestacado se quite para ser usado en otra parte, este método de soporte es muy económico comparado con la alternativa del muro de diafragma.

Se deben tomar en cuenta los posibles efectos de bombeo del agua subterránea de excavaciones sobre los asentamientos de la superficie del terreno alrededor de las excavaciones.

La excavación para sótanos profundos puede causar un asentamiento de la superficie del suelo circundante. El asentamiento puede ser suficiente para causar daños estructurales a edificios cerca de la excavación, y el rompimiento de las tuberías de drenaje y otros servicios.

Construcción en excavaciones soportadas por un muro de diafragma

Un muro de diafragma se construye por excavación en una zanja que se soporta temporalmente por una pasta de bentonita. Para alcanzar el nivel de la cimentación el refuerzo de acero se coloca hacia abajo en la franja, seguida por la colocación de concreto para desplazar la bentonita.

Esta forma de construcción es apropiada para lugares donde las obstrucciones en el suelo impiden que el tablestacado sea manejado y donde la ocurrencia del agua subterránea es desfavorable para otros métodos de soporte. El método también es apropiado para lugares donde las consideraciones de ruido y vibraciones imposibilitan el manejo del tablestacado y donde el levantamiento y alteración del suelo debajo de las cimentaciones existentes cerca de los márgenes de la excavación se deben evitar.

El primer paso en la construcción del muro de diafragma es formar un par de muros guía de concreto reforzado con ancho entre 15 y 30 cm y por lo menos de 100 cm de profundidad. Estos muros actúan como guías para la maquinaria de excavación y como un medio de mantenimiento de una pila de bentonita de por lo menos 1 m sobre el nivel freático con la finalidad de prevenir un colapso de los lados de la excavación. Los muros de guía también sirven para evitar el colapso de los lados de la zanja debidos al surgimiento de lechada causada por las herramientas de excavación, y en suelos sueltos o suaves se debe hacer de un ancho suficiente para llevar a cabo esta tarea esencial

La función de cimentaciones con cajones hidráulicos es permitir que las cargas estructurales sean colocadas a través de estratos profundos de suelo débil hasta un estrato firme que dará un soporte adecuado a la carga final y resistencia a cargas laterales. A diferencia de la cimentación con pilas, la cimentación a base de cajón hidráulico o monolítico se construye sobre el nivel del terreno y se hunde al nivel de cimentación requerido como una unidad individual.

Estrictamente un cajón es una estructura que se hunde a través del suelo o del agua con el propósito de excavar y colocar la cimentación a la profundidad prescrita y que subsecuentemente viene a ser una parte integral del trabajo permanente.

Un cajón de excavación es un cajón que es cerrado en el fondo pero abierto a la atmósfera en su extremo superior, el cajón de excavación abierto es aquel que se encuentra abierto en ambos extremos en el fondo y en su extremo superior. El cajón de excavación neumático es un cajón con una cámara de trabajo en la que el aire se mantiene sobre la presión atmosférica para prevenir la entrada de agua a la excavación. El cajón monolítico es un cajón abierto de concreto denso y pesado o de construcción a base de mampostería, que contiene uno o mas pozos para la excavación.

Generalmente se usan tres formas de cajones: el cajón pilote, el cajón abierto y el cajón neumático. El cajón pilote es un tubo de gran diámetro (60 a 150 cm) que se hinca con los extremos abiertos usando equipos de hinca especiales. Se excava el suelo en el interior del tubo y después se puede bajar por dentro del mismo para inspeccionar o para limpiar la superficie en que descansará el cajón; después se rellena de concreto para formar el pilar.

En el proceso conocido por perforación interior, el extremo inferior del tubo está provisto de un anillo de acero duro de bordes biselados que puede hincarse en la roca. El suelo del interior del tubo se puede extraer con un cubo pequeño, con un chorro de aire comprimido, hincando en el suelo un tubo con válvula de pie y extrayéndolo después. Posterior a la extracción del suelo del interior del tubo se introduce una barrena grande de pozo y se taladra un agujero en la roca. Se hinca el tubo hasta que el anillo del extremo inferior haga un cierre hermético contra la roca que impida la entrada del agua. Se continúa la perforación hasta formar un agujero en la roca de 0.60 a 3.00 m de profundidad. Estos cajones se han construido con diámetro de 60 a 75 cm y profundidad de 7.6 m y para soportar hasta 2000 toneladas. Tienen la ventaja de poder penetrar cualquier clase de suelo y las

Capítulo IIIAlternativas de Cimentación

obstrucciones como boleos, se pueden barrenar; además de que suele ser posible la inspección antes de colar.

El cajón abierto es una cámara abierta que tiene un borde inferior cortante. A medida que se excava el suelo del interior se fuerza el cajón hacia abajo colocándole pesos hasta que llegue a apoyarse en el estrato resistente seleccionado. Los cajones abiertos se usan frecuentemente para construir pilas de puentes situadas en aguas abiertas. En estos casos el cajón se fabrica en tierra, se lleva flotando hasta el lugar con la ayuda de pontones y entonces se baja hasta apoyarlo en el fondo. Algunas veces es necesario sellar el fondo con concreto colocado bajo el agua, antes de que sea posible achicar el cajón.

El ancho de las aberturas o pozos para el dragado o excavación debe ser lo suficientemente grande para permitir el uso de cucharones de almeja para hacer la excavación. Los grandes cajones para pilas de puentes están formados por varios cajones pequeños o células, cada uno con un pozo independiente para el dragado, pero todos se comunican por el fondo con una cámara inferior común. La profundidad a que se puede llegar con un cajón abierto está limitada por la fricción en sus paredes, que puede superar los efectos de los pesos que se colocan para hincarlo. Las grandes piedras o boleos y otros obstáculos que pueden presentarse debajo de la arista de penetración del cajón puede limitar la profundidad, ya que es dificultoso remover esos obstáculos.

Cajones neumáticos. El aire comprimido o los cajones neumáticos se deben usar cuando no se puedan alcanzar los estratos resistentes por el método del cajón abierto, debido a las condiciones del agua. Su alto costo solo se justifica cuando las cargas que se van a soportar son muy grandes.

El cajón neumático es como un vaso invertido que se introduce en el agua. Es un cajón abierto por el fondo y con un techo o cubierta hermética a prueba de aire, que se llena con aire comprimido para impedir que el agua y el fango se introduzcan en el cajón. La parte inferior es la cámara de trabajo en la cual se hace la excavación y se construye el pilar. Sobre la cámara están las chimeneas y las cámaras de equilibrio, que permiten la entrada y salida de obreros y de material, sin que se pierda la presión del aire en la cámara de trabajo.

Los cajones neumáticos permiten un mayor control de la hincada del cajón, y se facilita la remoción de las piedras, troncos y otros escombros o despojos que puedan encontrarse debajo de las aristas de penetración.

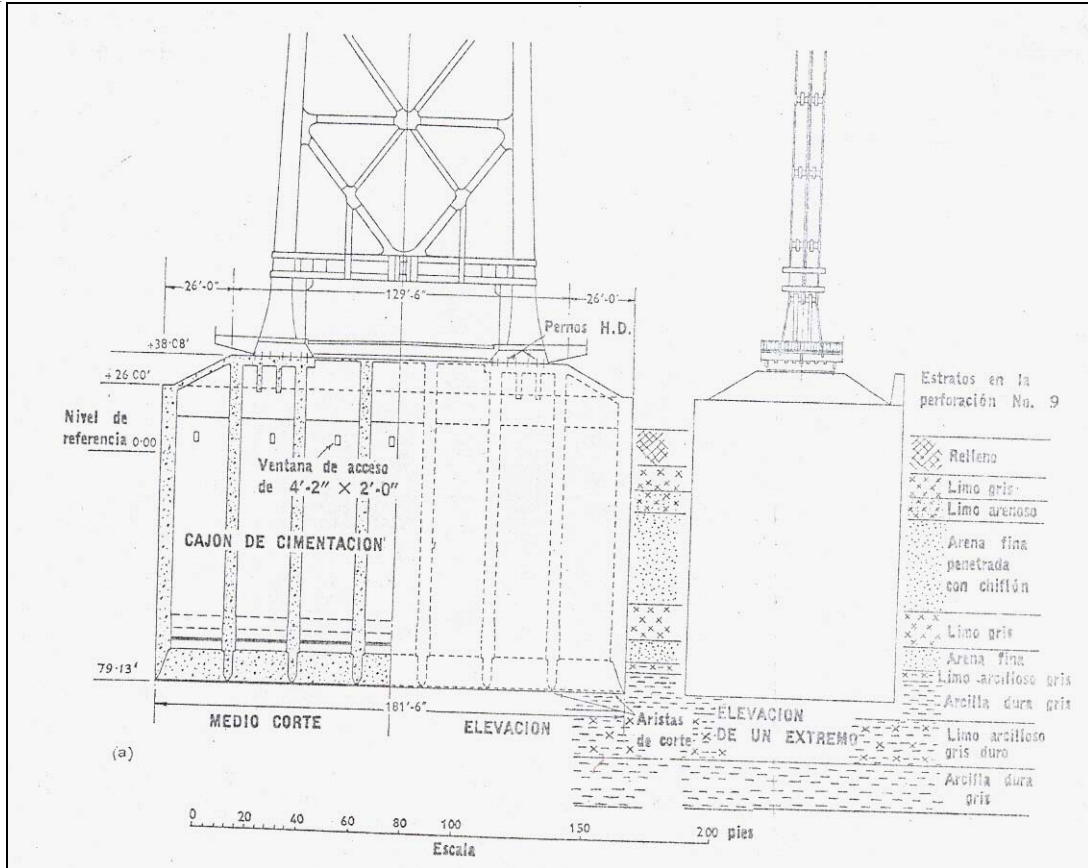


Figura III.14 Cajón de Cimentación

Capítulo IV Elección de la Cimentación.

IV.1 Características de las Inclusiones

El control de los hundimientos que se presentan en suelos blandos por efecto del peso de las construcciones y de los abatimientos piezométricos reviste una gran importancia. Entre las técnicas que se han propuesto para este fin, se encuentra la inserción de inclusiones de diferentes tipos en los estratos que más contribuyen a los asentamientos, con objeto de reducir su compresibilidad. Una función secundaria, y en ocasiones primaria de las inclusiones puede ser también la de mejorar la capacidad de carga inicial del suelo. Para este proyecto en particular, la función que desempeñarán dichas inclusiones será la de proporcionar una mejora a la capacidad de carga inicial del suelo en cuestión, ya que se determinó que la capacidad de carga del mismo es insuficiente y de valor muy pobre para soportar por si mismo los tipos de estructuras que se edificarán en un futuro⁹.

Las inclusiones son elementos de forma cilíndrica, no conectados con la estructura, que pueden introducirse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas y procedimientos como el hincado de elementos de concreto prefabricados o de tubos de acero, la inyección a baja presión, el yet grouting y la perforación previa con relleno de materiales granulares (columnas balastadas) o de una mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas de cal cemento).

Los pilotes convencionales de fricción o de punta son casos particulares de inclusiones. Los métodos existentes para el diseño de cimentaciones con pilotes, basados en análisis en condiciones límites, pueden ser aplicados al caso de las inclusiones. Sin embargo, generalmente, estos métodos simplifican drásticamente la interacción elemento-suelo y por tanto generan incertidumbre sobre su aplicabilidad en diversas condiciones prácticas.

Algunas de las aplicaciones del uso de inclusiones a casos reales están representados en los dos siguientes:

- 1) Control de asentamientos debidos a una carga superficial y a la consolidación regional en un edificio diseñado con pilotes de fricción negativa en la zona lacustre del Valle de México (Correa,1961).
- 2) Uso de inclusiones de acero para reforzar el suelo bajo las zapatas de 90 m de diámetro de un puente de grandes dimensiones (Pecker, A. &Salencon J., Auvinet, 1998).

⁹ RODRÍGUEZ, Juan Félix. “Uso de Inclusiones Rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos”, UNAM, DEPFI, tesis de maestría, México D.F., mayo 2001

Además de un estudio de factibilidad del uso de inclusiones para el control de asentamientos de un medio en proceso de consolidación debido al abatimiento de presiones intersticiales, con aplicación a la Catedral Metropolitana ubicada en la zona lacustre del Valle de México (Auvinet y Rodríguez, 1998).

IV.1.1 Tipos de Inclusiones

La inyección del terreno implica la introducción por impregnación (relleno del hueco preexistente) o rotura del mismo, de una mezcla fluida, que posteriormente fragua y endurece, reduciendo el grado de permeabilidad y/o mejorando las características mecánicas del mismo.

Algunas de las técnicas basadas en inclusiones que se utilizan actualmente son los que se describen a continuación.

- Pilotes de fricción negativa: Una de las contribuciones a la ingeniería de cimentaciones en la zona lacustre del lago de la cuenca de México ha sido el concepto de fricción negativa (Correa, 1961). Este pilote es una inclusión cuya punta inferior se recarga en la capa dura, mientras su punta superior se deja penetrar libremente a través de la losa de cimentación.

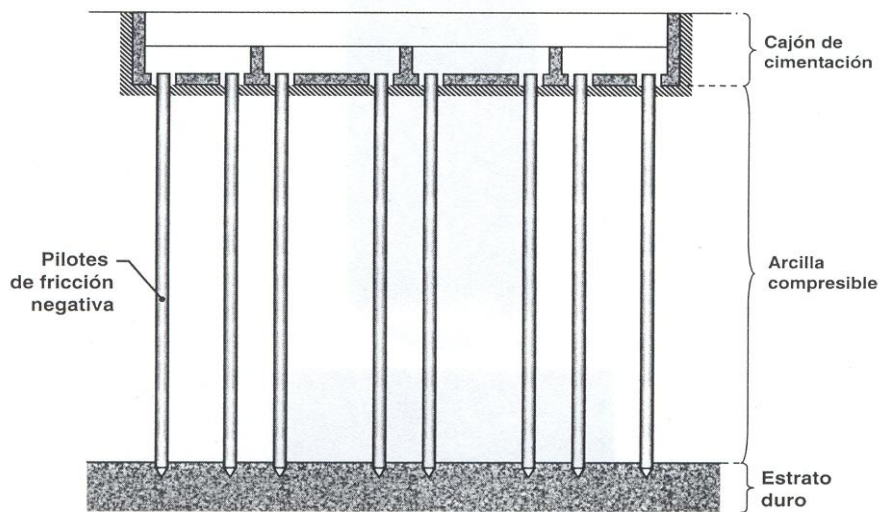


Figura IV.1 Pilotes de Friccion Negativa

Estas inclusiones reciben la carga, ya sea del peso de la estructura o la producida por la consolidación regional, por medio de la fricción negativa que se desarrolla en su fuste y la transmiten por medio de su punta inferior a la capa dura.

Existen otros sistemas de cimentación más elaborados que utilizan éste tipo de inclusiones , como es el caso de los pilotes entrelazados (Girault, 1964, 1980). Este sistema consta de pilotes de fricción convencionales ligados a la subestructura, más un conjunto de inclusiones apoyadas en la capa dura, pero con la diferencia de que su punta superior se coloca a cierta distancia de la losa de cimentación.

Esta disposición de los pilotes disminuye la magnitud de los esfuerzos inducidos en el suelo por el peso de la estructura además de que el colchón de suelo entre la punta de los pilotes de fricción convencionales y la capa dura y entre la cabeza de las inclusiones (pilotes de fricción negativa) y la losa de cimentación absorbe los enjuntamientos de la formación arcillosa superior.

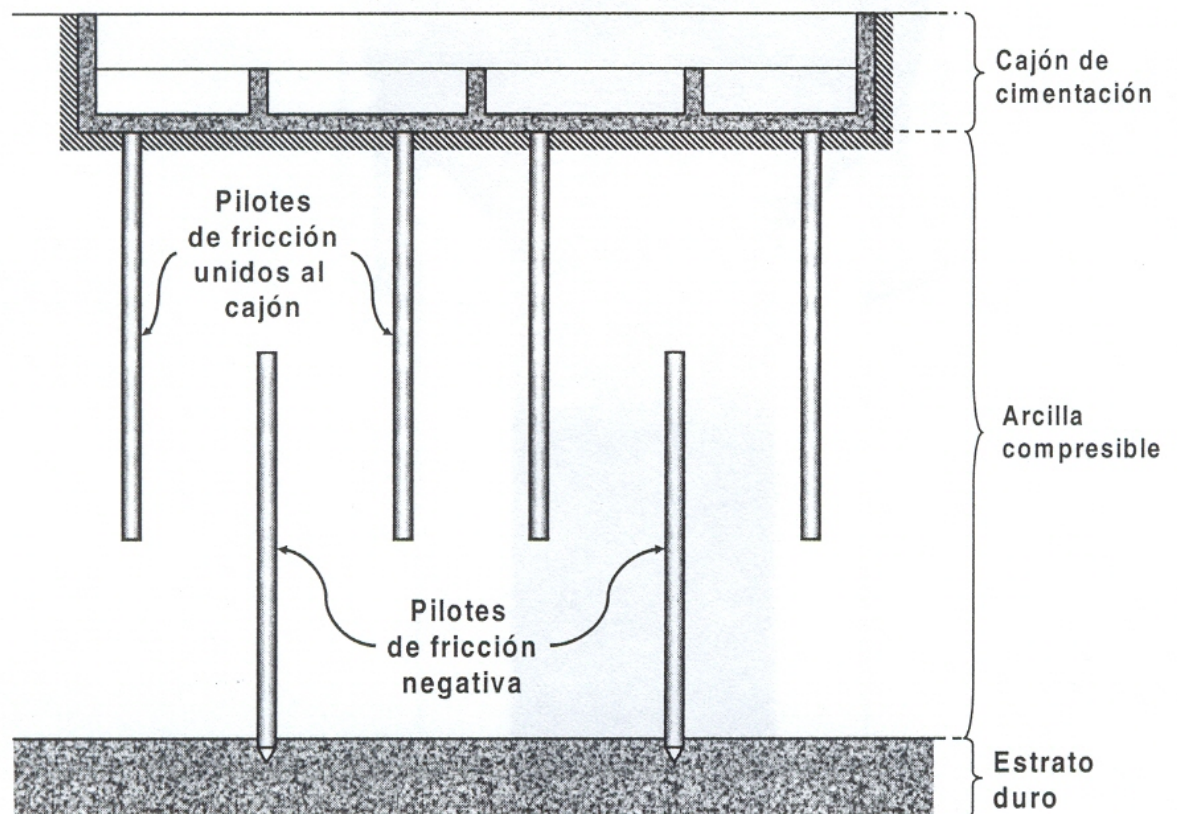


Figura IV.2 Pilotes Entrelazados

- Inclusiones de Acero: En un proyecto reciente, se hincaron inclusiones constituidas por tubos de acero de 2 m de diámetro y 25 m de longitud, de acuerdo con una retícula con separación típica de 7 m. La punta superior de las inclusiones queda ahogada en un colchón de grava y arena. El objetivo fue reforzar el suelo bajo las zapatas de 90 m de diámetro de un puente de grandes dimensiones.

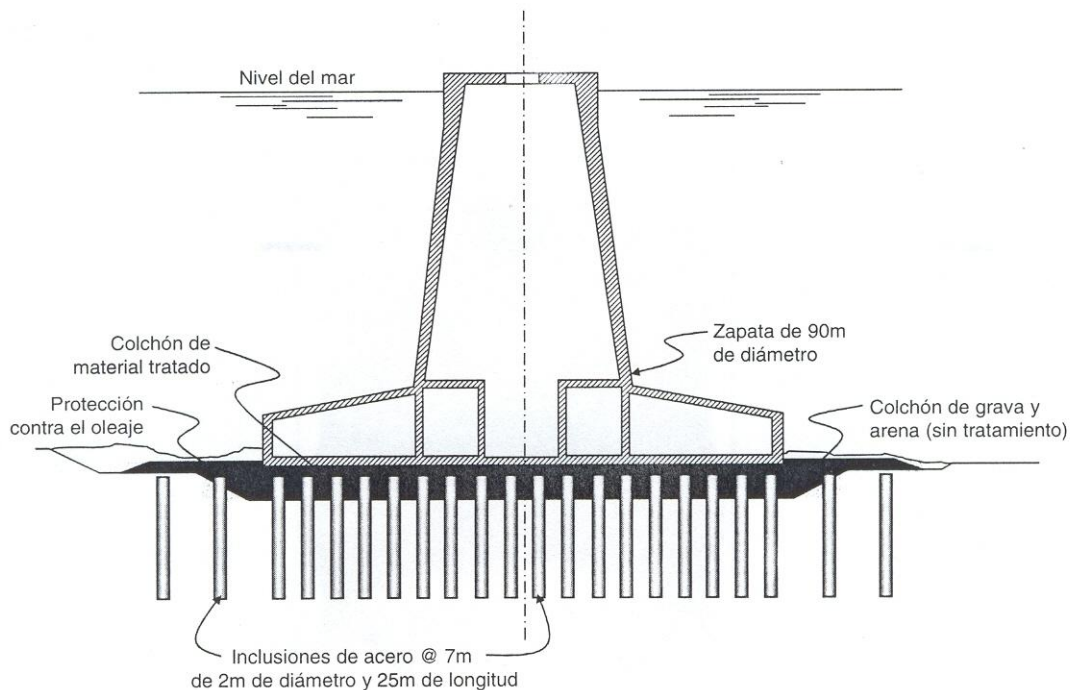


Figura IV.3 Inclusiones de Acero en el suelo de cimentación de una zapata

- Columnas Balastadas: El uso de columnas balastadas para reforzar suelos arcillosos blandos, ha tenido gran aceptación en las últimas décadas. El método consiste en reemplazar del 10 al 35% del suelo débil con grava o arena en forma de inclusiones.

El método constructivo para la realización de columnas balastadas es el siguiente.

Se realiza primero una perforación hasta una profundidad que puede variar de 15 a 20 m, con la ayuda de una punta vibrante. Esta punta es un cuerpo cilíndrico de 0.30 a 0.40 m de diámetro y de 2 a 5 m de largo que contiene un vibrador horizontal constituido por un conjunto rotativo de masas excéntricas movidas por un motor. La punta penetra en el suelo bajo la acción de su peso propio, de la vibración y de un chorro de agua que permite recuperar los azolves.

A continuación, se rellena la perforación con materiales granulares con alto ángulo de fricción (por ejemplo grava para balasto), la columna así constituida se compacta bajo el efecto del vibrador. El diámetro final de la columna dependerá de la consistencia del terreno y será mayor para suelos de consistencia más blanda.

La inclusión de éstas masas cilíndricas compactas y rígidas permite reducir la compresibilidad del suelo original e incrementar su resistencia al esfuerzo cortante.

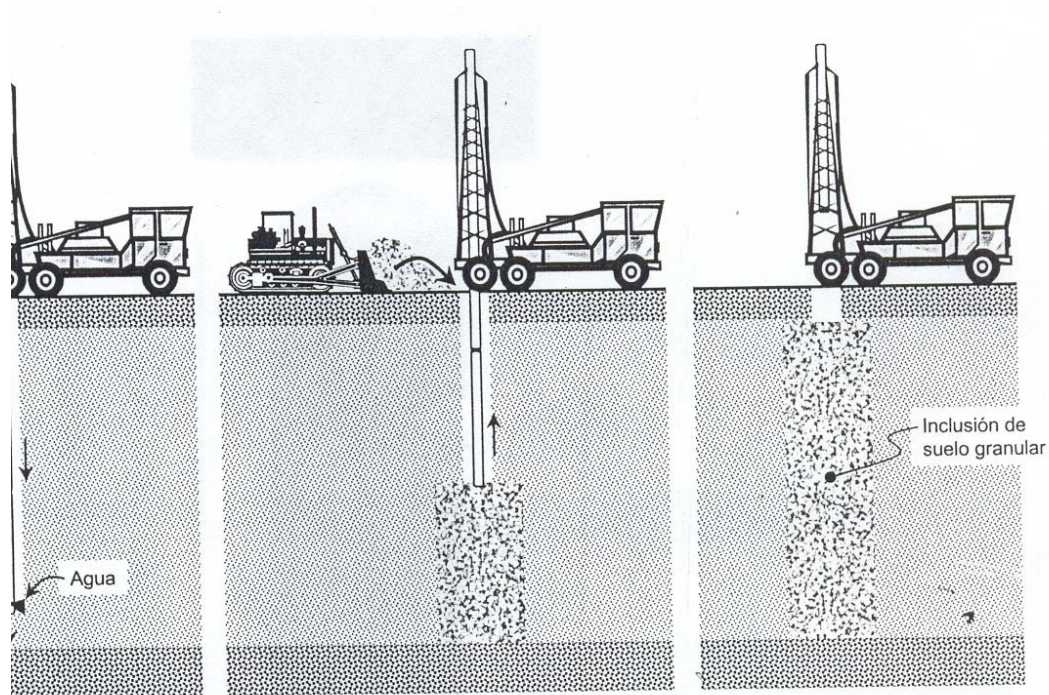


Figura IV.4 Principio de ejecución de columnas balastadas

- Columnas de Cal-Cemento mezcladas in situ: Las columnas de cal-cemento mezcladas in situ se han usado para la estabilización de suelos blandos en Japón y Suecia desde los años setenta. Esta mezcla consiste en realizar una mezcla in situ del suelo blando con un material estabilizante formado de cal, cemento y aire a presión, creándose una columna cuyo diámetro puede variar de 0.5 a 1.2 m y con profundidades que van de 15 a 25 m.

Ésta técnica se utiliza principalmente para la reducción de asentamientos y para el mejoramiento de la estabilidad en proyectos de infraestructura tales como caminos y carreteras sobre depósitos de suelo blando. También se ha utilizado en la cimentación de edificios pequeños y puentes así como en la estabilización de excavaciones y laderas. Su principal aplicación es en arcillas blandas, pero también se ha llegado a emplear en arcillas orgánicas y limos arcillosos.



Figura IV.5 Columnas de Cal cemento mezcladas in situ

- **Micropilotes:** Las inclusiones inyectadas de pequeño diámetro reciben generalmente el nombre de micropilotes. Han sido empleados para la recimentación de monumentos y edificios históricos. Los micropilotes pueden utilizarse en condiciones de suelo restringido, proporcionan un excelente soporte estructural y minimizan los asentamientos. Además, ésta técnica puede aplicarse en prácticamente cualquier suelo con una mínima perturbación de la estructura recimentada.

La característica principal de los micropilotes es su pequeño diámetro de perforación que permite su colocación en prácticamente cualquier condición con un equipo pequeño en comparación con el utilizado para la colocación de pilotes tradicionales.

El uso de la inyección para la colocación de micropilotes permite incrementar el diámetro del elemento y la resistencia al esfuerzo cortante del material que lo rodea, pero también redundo en una mayor perturbación del suelo, lo que representa un factor de importancia a considerar¹⁰.

¹⁰ RODRÍGUEZ, Juan Félix y AUVINET, Gabriel. “Manual de Construcción Geotécnica , Capítulo 9 Inclusiones”, SMMS, México 2002.

A continuación se describen los pasos básicos para la construcción de micropilotes inyectados.

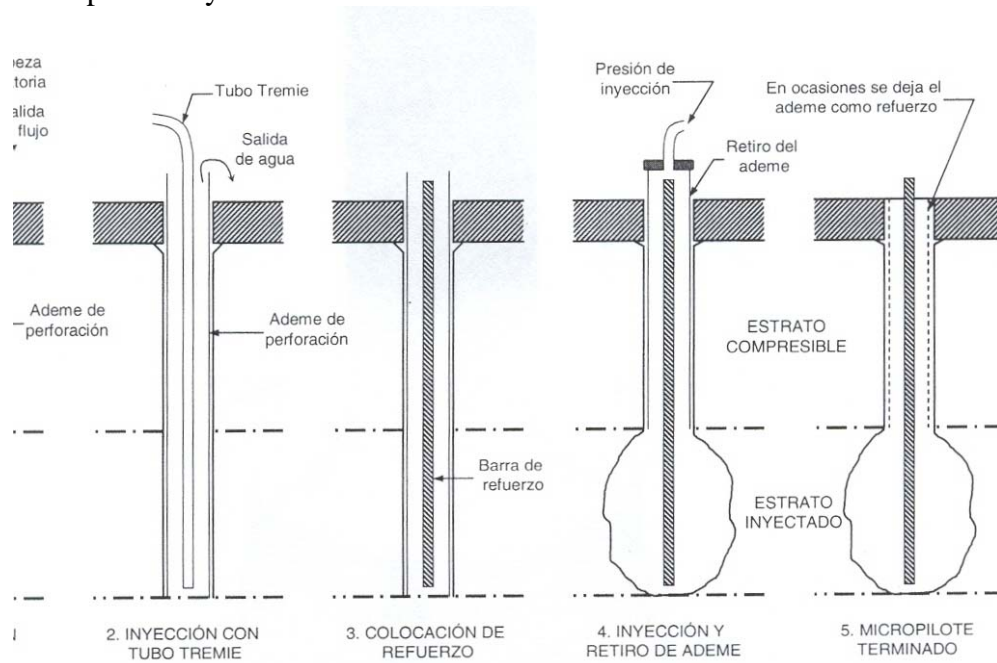


Figura IV.6 Pasos básicos para la construcción de micropilotes inyectados

Se utilizan comúnmente inyecciones compuestas de una lechada de agua y cemento con una relación de 0.40 y 0.55.

En la tabla siguiente se presentan las dimensiones y las presiones de inyección típicas en la construcción de micropilotes:

Diámetro de la Perforación, m	Longitud, m	Máxima Presión de Inyección, MPa	Carga de Servicio, KN
0.100 a 0.250	20 a 30	***	300 a 1000
0.080 a 0.250	***	***	***
0.075 a 0.225	10 a 20	***	100 a 300
0.076 a 0.280	***	***	***
0.067 a 0.089	4 a 4.9	Más de 9	***
***	***	1 a 2	100 a 1000

Tabla IV.1 Dimensiones y Presiones de Inyección Típicas en la construcción de micropilotes

- Inclusiones de Mortero envueltas en geotextil: Para la estabilización de minas y cavernas se han utilizado inclusiones de mortero inyectado envueltas en geotextil (Koerner, 1985). Los tramos correspondientes a zonas huecas o deformables dentro del medio adoptan un diámetro mayor que en zonas más rígidas quedando una configuración como la mostrada en la figura.

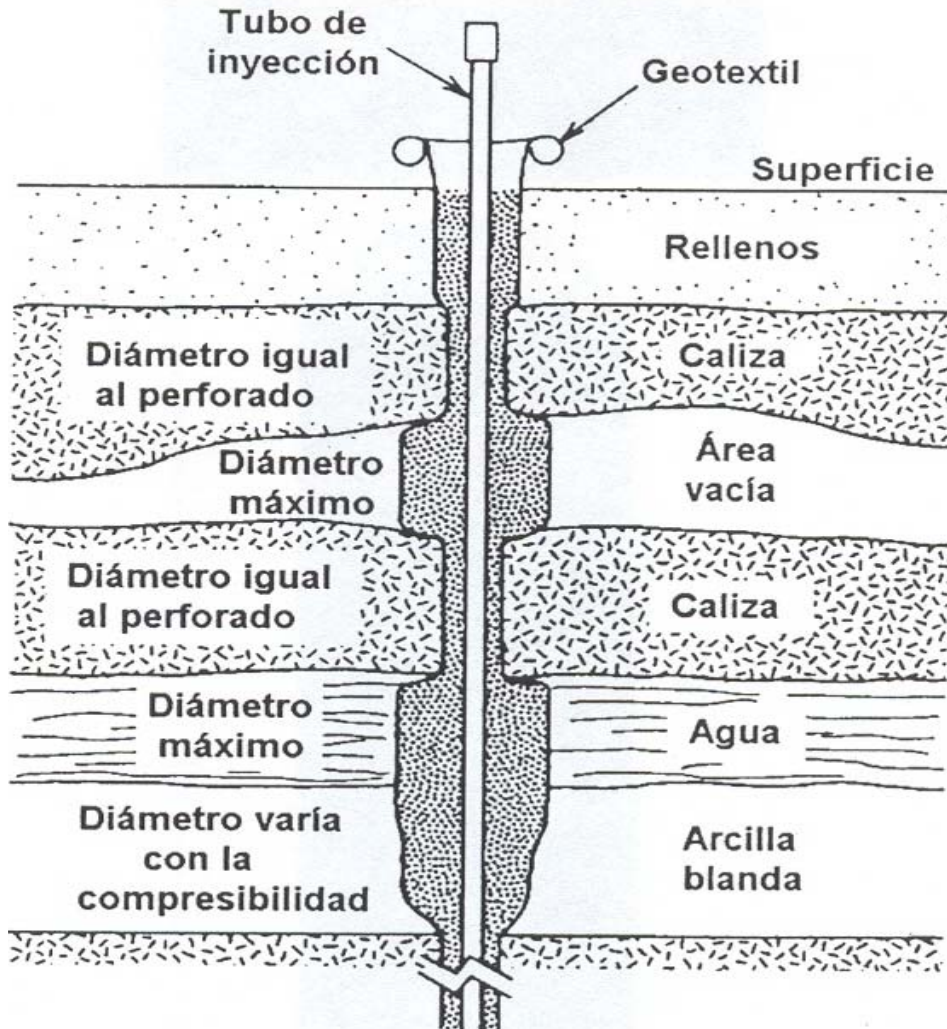


Figura IV.7 Inclusiones de mortero envueltas en geotextil

Para la conservación del patrimonio de la Ciudad de México, ante los asentamientos considerables inducidos por el bombeo profundo y el abatimiento del nivel freático, se ha propuesto así mismo el uso de inclusiones consistentes en pilotes inyectados envueltas en geotextil en determinados tramos de una perforación dentro del subsuelo, combinados con láminas de mortero inyectado por fracturamiento hidráulico del subsuelo arcilloso (Santoyo y Ovando, 2000). El objeto es reducir la compresibilidad de la arcilla aplicando el método en zonas de alta compresibilidad y en las profundidades en donde el tratamiento resulte más efectivo, minimizando la magnitud de los asentamientos superficiales.

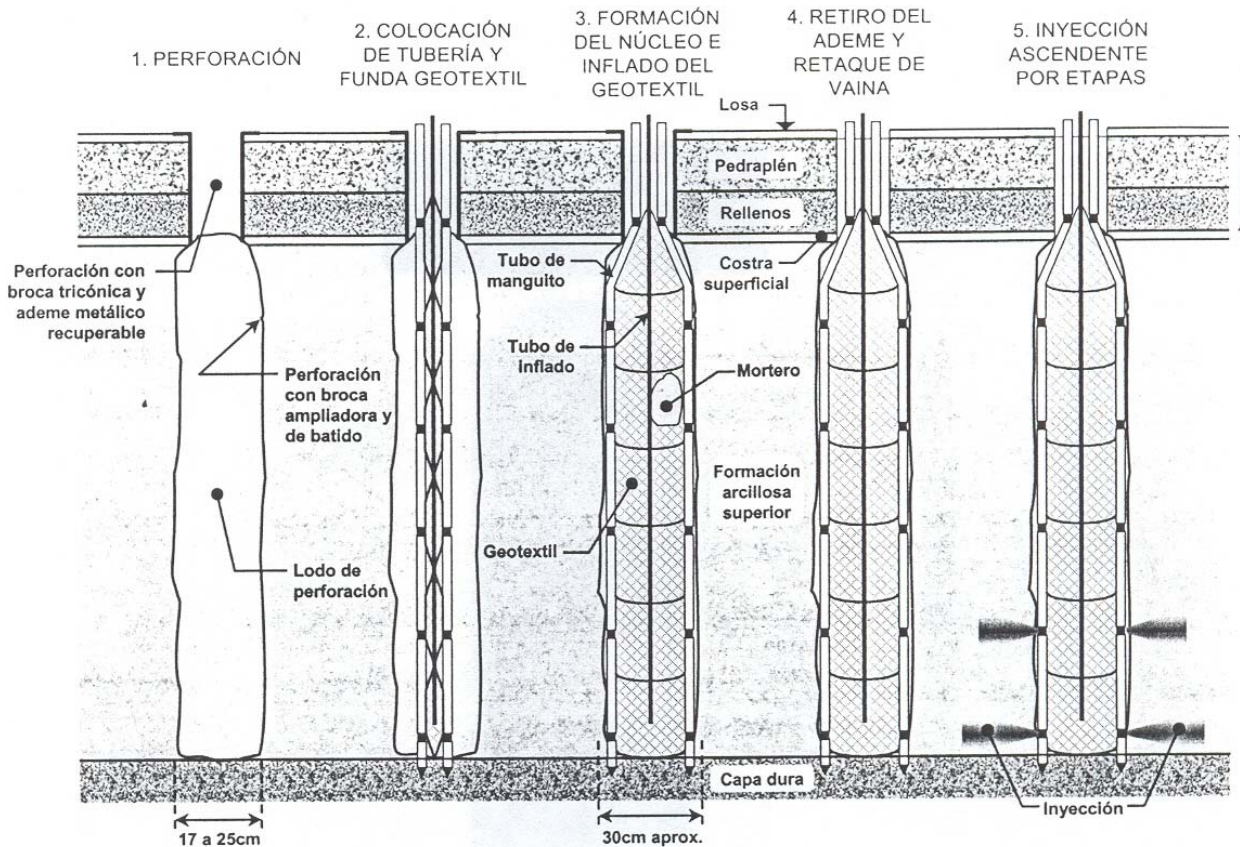


Figura IV.8 Inclusiones de mortero envueltas en geotextil usadas para el control de asentamientos

- Jet Grouting: El Jet Grouting es una técnica relativamente nueva, inventada en los años sesenta. La técnica del Jet Grouting es un sistema de inyección que aplica presiones altas en origen, lo que se traduce en velocidades altas de salida. Las altas velocidades de corte consiguen romper el suelo, desplazar parte de las partículas hacia fuera, y mezclar el suelo restante con la lechada de cemento. El resultado final es un cuerpo sólido de suelocemento, cuya resistencia y permeabilidad son diferentes a las del suelo original.

En donde las técnicas clásicas de inyección para rellenar huecos en cimientos o restaurar estructuras no son adecuados, o se requiere el izado de las mismas, se utilizan las inyecciones de compensación. Junto con las técnicas de medición y control recientemente desarrolladas, así como los dispositivos especiales de observación, es posible, a través de dichas inyecciones, elevar estructuras varios centímetros.

- Esta técnica consiste en inyecciones de mortero mediante chorros a alta presión dirigidos lateralmente a las paredes de un pozo. Este chorro excava y mezcla simultáneamente el suelo. Para mejorar la acción de corte se añade aire a presión.

Esta inyección se realiza a alta presión y permite mejorar las características geotécnicas del suelo, teniendo como resultado una inclusión de suelo mortero con una mayor resistencia que el suelo original.

Uno de los métodos comunes de aplicación del jet grouting consiste básicamente de dos etapas, la etapa de perforación y la de retracción con inyección simultánea.

El radio final logrado de la inclusión de jet grouting se denomina radio de acción y depende de varios factores:

- a) Presión de trabajo, que se genera mediante una bomba especial con capacidad de 100 a 82,000 Kpa.
- b) Tiempo de inyección, que se determina por medio de la velocidad a la que se extrae y rota la barra de perforación.
- c) Esfuerzo cortante del suelo antes del tratamiento.
- d) Tamaño de los orificios de la barra de perforación.
- e) Peso específico del mortero de inyección.

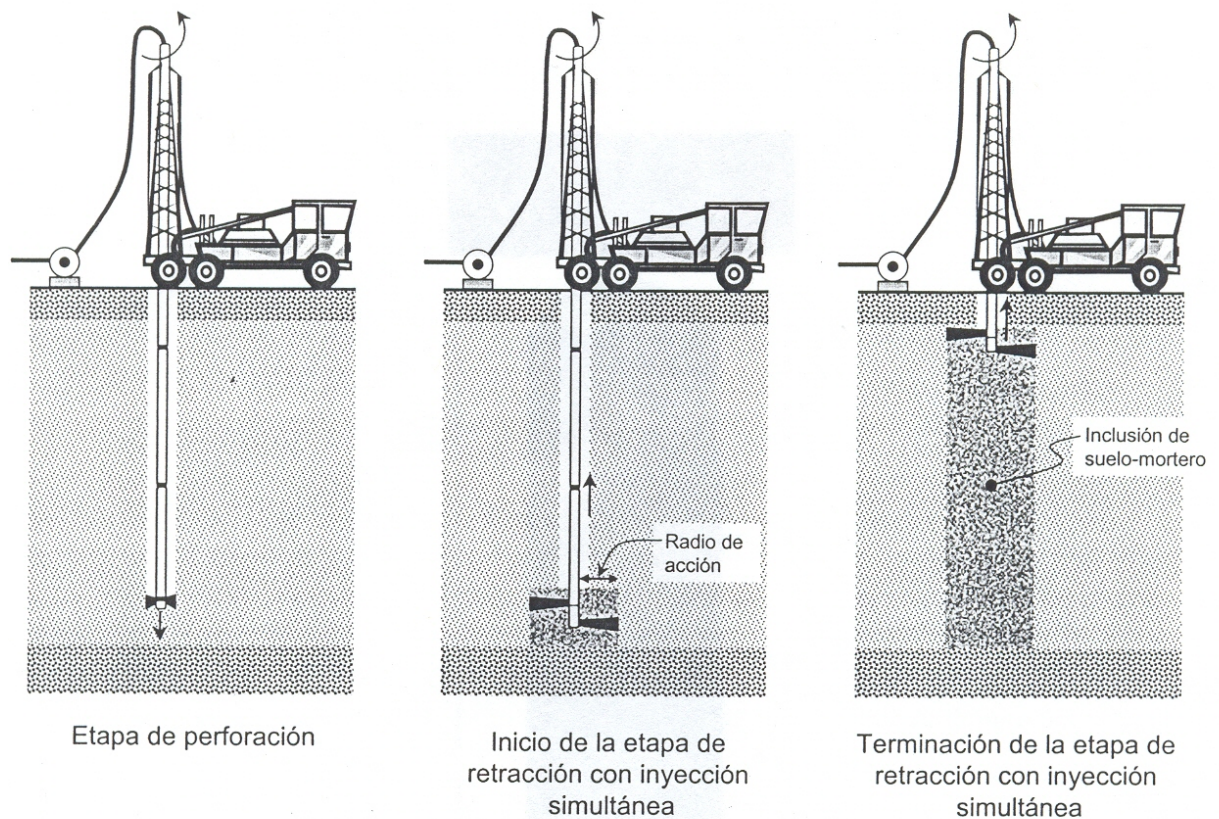


Figura IV.9 Etapas básicas para el Jet Grouting

IV.1.2 Interacción entre Inclusión y Suelo

La disminución de asentamientos lograda con las inclusiones se debe a la transferencia de una parte importante de los esfuerzos soportados por el suelo a estos elementos. Puede considerarse que además de los esfuerzos de punta en los extremos, se desarrollan esfuerzos de fricción negativa sobre la parte superior del elemento y de fricción positiva en la parte inferior y que existe un “nivel neutro” que separa ambas zonas (Resendiz y Auvinet, 1973). La eficiencia de estos elementos aumenta ampliamente si los esfuerzos concentrados en sus puntas son transmitidos a estratos de menor compresibilidad que las capas de suelo reforzadas.

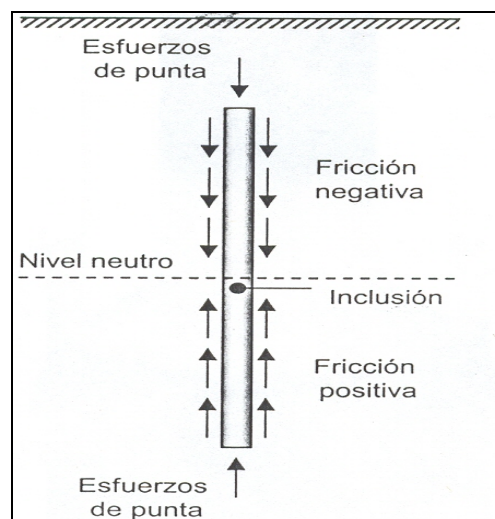


Figura IV.10 Esfuerzos desarrollados en el suelo alrededor de una inclusión

El diseño de cimentaciones con base en inclusiones requiere una evaluación detallada de los esfuerzos desarrollados en las puntas y en el fuste del elemento y de las deformaciones del suelo consecuentes. Estos esfuerzos a su vez dependen de las características geométricas, de la rigidez y de la separación entre inclusiones, así como de las propiedades mecánicas del suelo, de la estratigrafía y de la magnitud de las cargas externas aplicadas y/o de la distribución de abatimientos piezométricos que se considere.

Cuando existe un proceso de consolidación regional, las posibilidades de movimiento de la cimentación respecto a sus alrededores pueden incluir no solamente asentamientos sino también emersiones aparentes.

Esfuerzos en una inclusión y en la interfaz inclusión-suelo.

El análisis de los esfuerzos en una inclusión y en la interfaz inclusión-suelo puede realizarse con un enfoque similar al utilizado en la interpretación de las mediciones realizadas en pilotes instrumentados por Vesic (1970). Se considera una inclusión de diámetro D , colocada en un medio sometido a algún proceso de consolidación, entre la

profundidad z_s y z_p . La función $Q(z)$ representa la carga axial transmitida a lo largo del elemento; Q_s y Q_p representan la carga en las puntas de la inclusión a una profundidad Z_s y Z_p respectivamente. La pendiente de la función $Q(z)$ dividida por el perímetro de la inclusión (P_p) representa la distribución de los esfuerzos de cortante sobre el fuste $\tau(z)$:

Ec. IV.1 Distribución de esfuerzos de cortante sobre el fuste

$$\tau(z) = - \frac{1}{P_p} \frac{dQ(z)}{dz}$$

En la parte superior de la inclusión, $Q(z)$ aumenta con la profundidad mientras que $\tau(z)$ disminuye y permanece negativo hasta la elevación Z_0 , conocida como nivel neutro: el suelo se cuelga del fuste de la inclusión generando la fricción negativa. Debajo de ésta elevación, $Q(z)$ disminuye y $\tau(z)$ aumenta y cambia de signo: el suelo en el fuste se opone a la penetración del elemento, desarrollándose la fricción positiva.

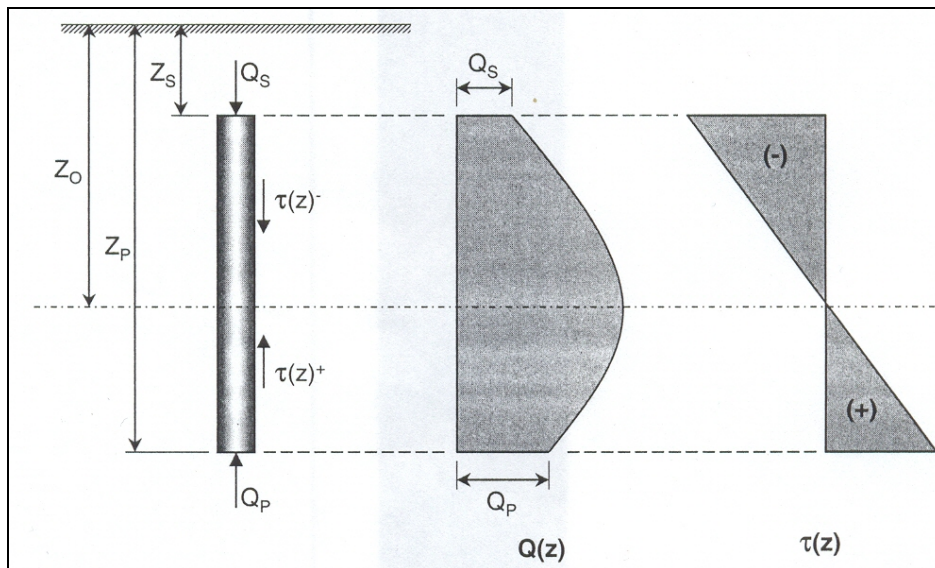


Figura IV.11 Cargas transmitidas por una Inclusión

Cálculo de los Asentamientos

El cálculo de los asentamientos por consolidación inducidos por las variaciones de esfuerzos efectivos dentro del medio, incluyendo las debidas a fuerzas internas a lo largo de las inclusiones, puede realizarse por el método tradicional de mecánica de suelos, estimando las deformaciones verticales a partir de curvas de compresibilidad (relación de vacíos vs. presión efectiva) determinadas en el laboratorio mediante pruebas de consolidación unidimensional.

$$\Delta H = H \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Ec. IV.2 Cálculo de Asentamientos

donde:

$$\begin{aligned} \Delta H & \text{ asentamiento} \\ e_o & \text{ relación de vacíos inicial} \\ \Delta e & \text{ decremento de la relación de vacíos} \\ H & \text{ espesor del estrato} \end{aligned}$$

Resistencia Estructural

Para el diseño estructural de inclusiones es necesario revisar la resistencia a la compresión y al pandeo en el caso de elementos de poco diámetro.

La carga axial máxima que se desarrolla dentro de una inclusión se presenta a la profundidad del nivel neutro (Z_0). En cualquier momento durante el proceso de consolidación la carga axial a la profundidad Z_0 vale:

$$Q_{Z_0} = Q_S + Q_P \cdot \int_{Z_0}^{Z_p} \tau(z) dz$$

Ec. IV.3 Carga Axial Máxima

y en condiciones límite la carga axial máxima que puede desarrollarse en el interior de una inclusión en un medio homogéneo es:

$$|Q_{Z_0}|_{\text{máx}} = C_S + F_{N_{Z_0}}^{Z_0} = C_P + F_{P_{Z_0}}^{Z_0}$$

Ec. IV.4 Carga Axial Máxima en un medio homogéneo

Por tanto, la resistencia a la compresión simple (R_C) de una inclusión, para cualquiera de los casos antes mencionados, debe ser mayor que:

$$R_C > |Q_{Z_0}|_{\text{máx}}$$

Para inclusiones cercanas entre si, la mayor parte de la carga aplicada se transmite al suelo a través de las puntas de la inclusión y la contribución del fuste es prácticamente nula. Por otro lado, para inclusiones alejadas entre si, el suelo que rodea la inclusión transmite prácticamente integra la carga aplicada ya que tanto las puntas como el fuste del elemento se encuentran en estado límite de fluencia, y por tanto, a cierta distancia del fuste, no se produce una disminución de los esfuerzos verticales en el medio.

IV.2 Características de la Cimentación Seleccionada.

En el mes de diciembre del año 2003 se realizó una evaluación de soluciones de cimentación a base de cajón, pilotes de fricción e inclusiones, en la cual se revisaron las distintas alternativas presentadas por los constructores y se determinó en forma preliminar el número de inclusiones y de pilotes de fricción necesarios para controlar los asentamientos debidos al peso de la estructura y al abatimiento de las presiones intersticiales, considerando un caso típico.

Con los resultados de dicha evaluación y a partir de las propuestas técnicas-económicas de los distintos constructores, se determinó emplear la solución a base de inclusiones para las manzanas uno a cinco, y cajón de cimentación para las manzanas seis y siete.

Debido a que se contaba con un número limitado de sondeos mixtos selectivos y al interés de realizar un diseño de detalle de la cimentación de las estructuras, realizó una campaña de exploración adicional que consistió en la ejecución de cinco sondeos con muestreo continuo, tanto alterado como inalterado, y la realización de pruebas de laboratorio, con la finalidad de obtener tanto las propiedades índice como mecánicas de los estratos más representativos.

IV.2.1 Antecedentes

Estudio preliminar

Como antecedente, conviene recordar los resultados del análisis preliminar . A continuación se presentan algunas conclusiones de dicho análisis:

- Considerando una cimentación a base de una simple losa, la revisión de los estados límite de falla permite concluir que, para todos los casos analizados, se cumple con lo señalado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del RCDF, y no existe problema de capacidad de carga.
- En cuanto a los estados límite de servicio, los asentamientos calculados rebasan ampliamente los límites marcado por las Normas. Las mayores deformaciones del suelo se presentan entre la superficie y una profundidad de 15 m.
- En el sitio de interés, la presencia de una costra superficial de aproximadamente cuatro metros de espesor hace atractivo el uso de inclusiones. La resistencia mínima de este estrato es prácticamente tres veces mayor que la del suelo subyacente.

Por tanto, se propuso utilizar inclusiones rígidas de 0.30 ó 0.40m de diámetro de 18m de longitud, dejando la cabeza a una profundidad de 3m (en la costra superficial) y la punta inferior a una profundidad de 21m, con el propósito de transmitir las cargas a los estratos de arcilla subyacentes que presentan una menor compresibilidad.

Los estudios paramétricos preliminares realizados conducen al número óptimo de inclusiones para los edificios *Tipo Cruz* y *Tipo Pórtico* que se indica en la Tabla IV.2.

Se recurre a un modelo numérico que permite simular la interacción suelo-inclusión en dos etapas: la acción del peso propio a corto y mediano plazo y el efecto de la consolidación regional a largo plazo.

EDIFICIO	DIÁMETRO	NÚMERO ÓPTIMO DE INCLUSIONES
Tipo Cruz	0.3 m	125
	0.4 m	90
Tipo Pórtico	0.3 m	28
	0.4 m	20

Tabla IV.2 Resumen de Resultados del Análisis Preliminar

El número de elementos propuesto en la Tabla, debe considerarse como un mínimo, ya que el asentamiento calculado por peso propio (primera etapa), para el número de inclusiones obtenidas, oscila entre 0.25 y 0.28 cm, apenas inferior al permitido por la Norma.

- El análisis preliminar muestra también que el bulbo de esfuerzos en la punta superior de los elementos tiene una influencia de aproximadamente 1.5 m y de 2.5 m para los diámetros de 0.3 y 0.4m, respectivamente; es decir que la distancia seleccionada satisface la condición de que la punta de la inclusión no induzca cargas puntuales significativas en la losa de cimentación.

Es importante señalar que los resultados obtenidos en el diseño preliminar deben interpretarse como típicos pero no definitivos, debido a que:

- 1) se contaba con un número limitado de sondeos mixtos selectivos, y por tanto con relativamente pocas curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos,
- 2) el análisis de los asentamientos es muy sensible a la carga de preconsolidación considerada,
- 3) no se cuenta con información respecto a los abatimientos piezométricos debidos al bombeo profundo del área de estudio, lo que dificulta una correcta interpretación de los esfuerzos efectivos iniciales del medio y la definición de una hipótesis plausible respecto a los abatimientos futuros,
- 4) se sabe además, que algunas zonas del predio han sufrido consolidación debida a la presencia de construcciones antiguas.

- Debido a lo anterior, en el diseño preliminar, se recomendó realizar un estudio de detalle para cada conjunto de edificios, que permita obtener el diseño óptimo de la cimentación de cada uno de los mismos.

Nuevos elementos

Para la elaboración del diseño de detalle, se ejecutó una campaña de exploración adicional que consistió en la realización de cinco sondeos con muestreo continuo, tanto alterado como inalterado (SM-3, SM-4, SM-5, SM-6, SM-7). Con las muestras obtenidas se realizaron pruebas de laboratorio para obtener las propiedades índice y mecánicas de los estratos más representativos de la zona estudiada.

De acuerdo con la información proporcionada, las combinaciones de cargas para las edificaciones serán las mismas que las utilizadas en el estudio preliminar y que se muestran en las tablas.

Sin embargo, el espesor de los terraplenes de desplante considerado en el informe preliminar se incrementa en forma significativa para el diseño de detalle de 0.30 m hasta de 0.65 m, respectivamente. Esta modificación al proyecto afectará en forma importante a los asentamientos inicialmente calculados, y por tanto al número de inclusiones obtenidas.

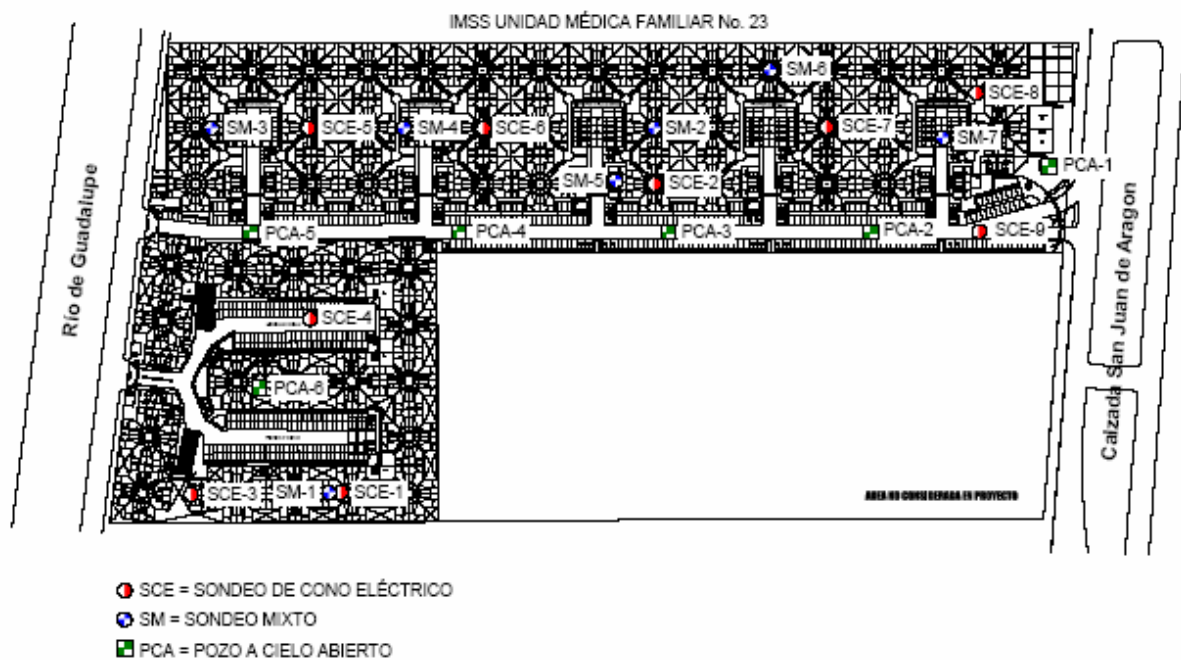


Figura IV.12 Localización de Sondeos

Tabla IV.3. Combinaciones de Cargas proporcionadas Edificio Tipo Cruz

CARGAS SIN FACTORIZAR Y CONSIDERANDO LOSA DE CIMENTACIÓN											
Peso de la estructura	Estado límite de falla										Estado límite de servicio
	Estática	Sísmicas									
W_{muas}	W_{vmax}	W_{vms}	100% en X+30% en Y				100% en Y+30% en X				W_{vmed}
			M_x	V_x	$0.3M_y$	$0.3V_y$	M_y	V_y	$0.3M_x$	$0.3V_x$	
1755.5	468.2	256.0	1726.7	193.5	518.7	58.1	1726.7	193.5	518.7	58.1	180.3
W_{muas} = carga muerta, t W_{vmax} = carga viva máxima, t W_{vms} = carga viva instantánea, t M_x = momento de volteo alrededor del eje X, t.m M_y = momento de volteo alrededor del eje Y, t.m V_x = cortante basal en dirección X, t V_y = cortante basal en dirección Y, t W_{vmed} = carga viva media, t											

Tabla IV.3a. Combinaciones de Cargas proporcionadas Edificio tipo Pórtico

CARGAS SIN FACTORIZAR Y CONSIDERANDO LOSA DE CIMENTACIÓN											
Peso de la estructura	Estado límite de falla										Estado límite de servicio
	Estática	Sísmicas									
W_{muas}	W_{vmax}	W_{vms}	100% en X+30% en Y				100% en Y+30% en X				W_{vmed}
			M_x	V_x	$0.3M_y$	$0.3V_y$	M_y	V_y	$0.3M_x$	$0.3V_x$	
546.6	116.5	64.0	401.4	55.2	120.4	13.7	490.1	45.6	147.0	16.6	45.0
W_{muas} = carga muerta, t W_{vmax} = carga viva máxima, t W_{vms} = carga viva instantánea, t M_x = momento de volteo alrededor del eje X, t.m M_y = momento de volteo alrededor del eje Y, t.m V_x = cortante basal en dirección X, t V_y = cortante basal en dirección Y, t W_{vmed} = carga viva media, t											

Además de lo anterior, se realizará un mejoramiento de un metro de espesor de la costra natural, con la finalidad de sustituir el material suelto resultado de los trabajos de demolición y nivelación.

IV.2.2 Revisión de los Estados Límite de Servicio

Planteamiento

Para la revisión de los estados límite de servicio, se estudió la nueva información proveniente de los trabajos de exploración y de laboratorio adicionales.

Respecto a los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en muestras “inalteradas”, puede mencionarse lo siguiente:

- En las curvas de compresibilidad se puede observar un remoldeo importante en las muestras obtenidas, ya que se obtuvieron incrementos de hasta un 130% en los valores del coeficiente de recompresión (C_D) y de hasta un 70% en los coeficientes de compresión (C_c), en comparación con los obtenidos en el estudio preliminar. Con esto podemos ver que se presenta un aparente incremento en la compresibilidad de los materiales y, por tanto, en los asentamientos calculados.
- Este remoldeo también se nota en las pruebas triaxiales tipo UU, ya que se presentaron valores de la resistencia no drenada (c_u) muy bajos, de hasta $0.5t/m^2$, y a pesar de que se trata de muestras de arcillas saturadas ensayadas en condiciones no drenadas, se reportan valores del ángulo de fricción de hasta 10° .

En el siguiente inciso se describe el criterio utilizado para la definición de la estratigrafía y las propiedades utilizadas para la revisión de los estados límite de servicio.

Estratigrafía y zonificación

Para la definición de la estratigrafía y las propiedades de los suelos para la revisión de los estados límite de servicio y para la definición de la zonificación, se consideró lo siguiente:

- 1) Para fines prácticos, se consideraron como representativos de las manzanas 1, 2, 3, 4, 5 a los sondeos SM-7, SM-6, SM-5, SM-4 y SM-3
- 2) De los sondeos de cono del estudio anterior se obtuvo el espesor de los distintos estratos y se dividió a la serie arcillosa superior en cuatro substratos, tomando como referencia los lentes de arena que, por lo general, se localizaron a profundidades del orden de los 9, 18 y 24m.
- 3) De los sondeos recientes (SM-3 al SM-7) se obtuvieron los perfiles de contenidos de agua medios para cada substrato.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede mencionar lo siguiente:

- 1) los mayores asentamientos se presentan hasta una profundidad de aproximadamente 20m.
- 2) los menores asentamientos se presentan en los edificios Tipo Pórtico y en la parte sur del predio (Zona I, debido principalmente a la relativamente poca influencia que tienen los demás edificios sobre estos (menor incremento de los esfuerzos efectivos verticales en el medio,
- 3) el mayor asentamiento se presenta en la Zona IV , ya que de acuerdo con la estratigrafía de la superficie norte del predio, el espesor de la serie arcillosa superior se incrementa en un metro

Con estos resultados, se presentan las principales características de la cimentación seleccionada, además de la determinación del número de inclusiones.

La cimentación seleccionada para este proyecto va a estar constituida por inclusiones de concreto con una resistencia $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, y la función primordial que van a desempeñar será la de mejorar la capacidad de carga inicial del suelo.

Cada una de éstas inclusiones será de 40 cm. de diámetro y serán colocadas a una profundidad entre 19 y 22 m, se utilizará un agregado de $\frac{3}{4}$ " y como característica distintiva es que no se les colocará armado alguno, si no que únicamente, se verterá el concreto una vez que la perforación del suelo se lleve a cabo; este procedimiento se detallará con detalle en el siguiente capítulo

Tabla IV.4 Propiedades consideradas para el análisis paramétrico

PÓRTICO

Estrato	CS ₁	CS ₂	SAS ₁	SAS ₂	SAS ₃	SAS ₄	CD
Profundidad, m	0 a 2	2 a 4	4 a 9	9 a 18	18 a 24	24 a 29	29 a 31
γ' , kN/m ³	15.0	5.0	1.5	1.5	1.5	1.5	60
Tipo de comportamiento	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elástico
E', kPa	10,000	10,000	250	450	1,000	3,000	50,000
ν'	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.30
c_u , kPa	55	55	20	20	20	20	---
ϕ_a , °	17	17	17	17	17	17	---

Z = profundidad

γ' = peso volumétrico efectivo

E' = módulo de elasticidad para condiciones drenadas

ν' = relación de Poisson para condiciones drenadas

c_u = resistencia al corte no consolidada no drenada

ϕ_a = ángulo de fricción interna aparente

CS = Costra Superficial

SAS = Serie Arcillosa Superios

CD = Capa Dura

ZONA I

Estrato	CS ₁	CS ₂	SAS ₁	SAS ₂	SAS ₃	SAS ₄	CD
Profundidad, m	0 a 2	2 a 4	4 a 9	9 a 18	18 a 24	24 a 29	29 a 31
γ' , kN/m ³	15.0	5.0	1.5	1.5	1.5	1.5	60
Tipo de comportamiento	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elástico
E', kPa	10,000	10,000	210	300	700	2,000	50,000
ν'	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.30
c_u , kPa	55	55	20	20	20	20	---
ϕ_a , °	17	17	17	17	17	17	---

Z = profundidad

γ' = peso volumétrico efectivo

E' = módulo de elasticidad para condiciones drenadas

ν' = relación de Poisson para condiciones drenadas

c_u = resistencia al corte no consolidada no drenada

ϕ_a = ángulo de fricción interna aparente

CS = Costra Superficial

SAS = Serie Arcillosa Superios

CD = Capa Dura

Tabla IV.4a. Propiedades consideradas para el análisis paramétrico

ZONA II

Estrato	CS ₁	CS ₂	SAS ₁	SAS ₂	SAS ₃	SAS ₄	CD
Profundidad, m	0 a 2	2 a 4	4 a 9	9 a 18	18 a 24	24 a 29	29 a 31
γ' , kN/m ³	15.0	5.0	1.5	1.5	1.5	1.5	60
Tipo de comportamiento	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elástico
E', kPa	10,000	10,000	200	300	600	2,000	50,000
ν'	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.30
c_u , kPa	55	55	20	20	20	20	---
ϕ_a , °	17	17	17	17	17	17	---

Z = profundidad

γ' = peso volumétrico efectivo

E' = módulo de elasticidad para condiciones drenadas

ν' = relación de Poisson para condiciones drenadas

c_u = resistencia al corte no consolidada no drenada

ϕ_a = ángulo de fricción interna aparente

CS = Costra Superficial

SAS = Serie Arcillosa Superios

CD = Capa Dura

ZONA III

Estrato	CS ₁	CS ₂	SAS ₁	SAS ₂	SAS ₃	SAS ₄	CD
Profundidad, m	0 a 2	2 a 4	4 a 9	9 a 18	18 a 24	24 a 29	29 a 31
γ' , kN/m ³	15.0	5.0	1.5	1.5	1.5	1.5	60
Tipo de comportamiento	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elástico
E', kPa	10,000	10,000	200	280	550	1,800	50,000
ν'	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.30
c_u , kPa	55	55	20	20	20	20	---
ϕ_a , °	17	17	17	17	17	17	---

Z = profundidad

γ' = peso volumétrico efectivo

E' = módulo de elasticidad para condiciones drenadas

ν' = relación de Poisson para condiciones drenadas

c_u = resistencia al corte no consolidada no drenada

ϕ_a = ángulo de fricción interna aparente

CS = Costra Superficial

SAS = Serie Arcillosa Superios

CD = Capa Dura

Tabla IV.4b. Propiedades consideradas para el análisis paramétrico

ZONA IV

Estrato	CS ₁	CS ₂	SAS ₁	SAS ₂	SAS ₃	SAS ₄	CD
Profundidad, m	0 a 2	2 a 3	3 a 9	9 a 18	18 a 24	24 a 29	29 a 31
γ' , kN/m ³	15.0	5.0	1.5	1.5	1.5	1.5	60
Tipo de comportamiento	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elástico
E', kPa	10,000	10,000	200	260	550	1,800	50,000
ν'	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.30
c_u , kPa	55	55	20	20	20	20	---
ϕ_a , °	17	17	17	17	17	17	---

Z = profundidad

γ' = peso volumétrico efectivo

E' = módulo de elasticidad para condiciones drenadas

ν' = relación de Poisson para condiciones drenadas

c_u = resistencia al corte no consolidada no drenada

ϕ_a = ángulo de fricción interna aparente

CS = Costra Superficial

SAS = Serie Arcillosa Superiores

CD = Capa Dura

IV.2.3 Determinación del Número de Inclusiones

La disminución de asentamientos producida por las inclusiones se debe a la transferencia de una parte importante de los esfuerzos soportados por el suelo a estos elementos. Puede considerarse que, además de los esfuerzos de punta en los extremos, se desarrollan esfuerzos de fricción negativa sobre la parte superior del elemento y de fricción positiva en la parte inferior y que existe un “nivel neutro” que separa ambas zonas. La eficiencia de estos elementos aumenta ampliamente si los esfuerzos concentrados en sus puntas son transmitidos a estratos de menor compresibilidad que las capas de suelo reforzadas.

De acuerdo con los resultados obtenidos, los mayores asentamientos se presentan hasta una profundidad del orden de 20m. Tomando en cuenta lo anterior y las características del perfil estratigráfico, resulta recomendable considerar una profundidad de desplante de la punta inferior de la inclusión de 21m, medida a partir del terreno natural, con el propósito de transmitir las cargas a los estratos arcillosos que presentan una menor compresibilidad.

La presencia de una costra superficial de tres a cuatro metros de espesor con resistencia mínima registrada prácticamente tres veces mayor que la del suelo reforzado, hace atractivo el uso de este tipo de elementos. Por tanto, se propone el uso de inclusiones rígidas de 0.40 m de diámetro y de 19 m de longitud, dejando su cabeza a una profundidad de 2m (en la costra superficial) y su punta inferior hasta una profundidad de 21 m.

Se decidió incrementar en un metro la longitud de las inclusiones y disminuir la profundidad de localización de su cabeza de 3 a 2 m, ya que en los perfiles de contenido de agua, obtenidos del estudio reciente, es posible observar que dentro de la costra superficial a profundidades mayores a los 2m, existen pequeños estratos de suelo arcilloso compresibles con contenidos de agua de hasta 250%, que podrían generar desplazamientos indeseados de la punta superior del elemento.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el estudio preliminar, se considera que la punta de la inclusión no inducirá cargas puntuales significativas en la losa de cimentación ya que se agregarán terraplenes de desplante de hasta 0.65m de espesor y se realizará un mejoramiento de la costra superficial hasta un metro de profundidad.

Para determinar el número de inclusiones necesarias para disminuir los asentamientos obtenidos, se realizó, para cada una de las zonas, un análisis paramétrico haciendo variar el número de inclusiones, para un diámetro de 0.40 m y una longitud (L) de 19 m.

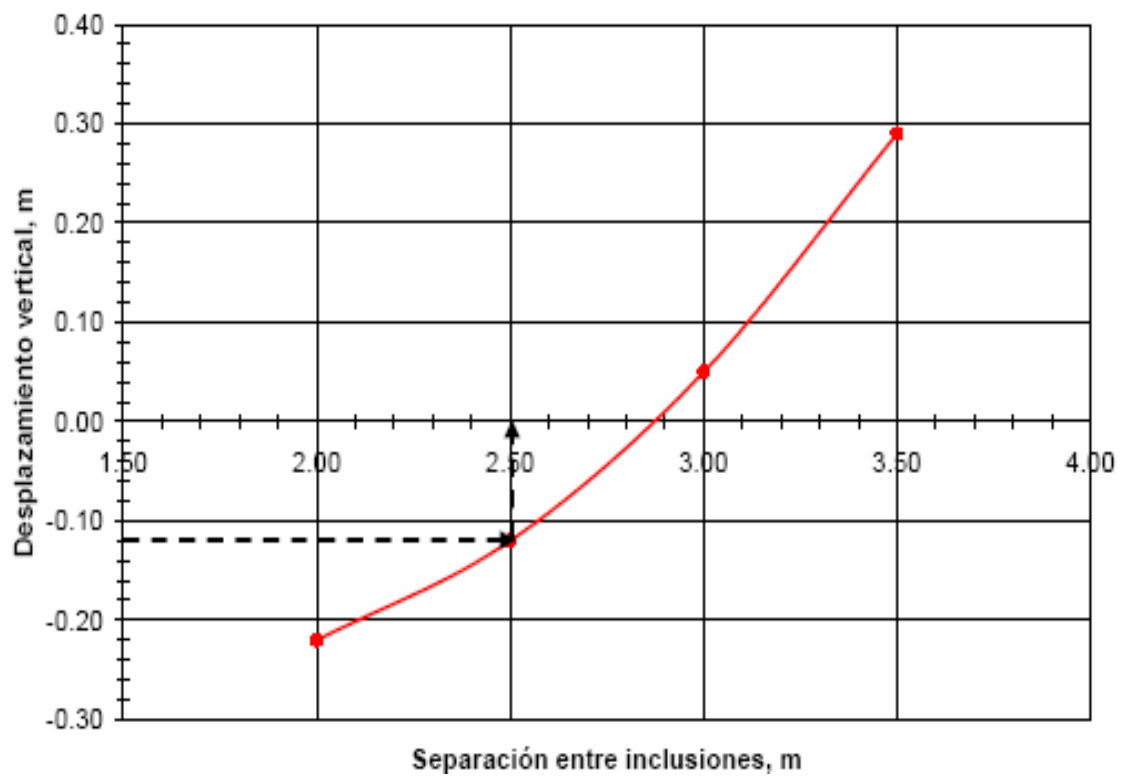
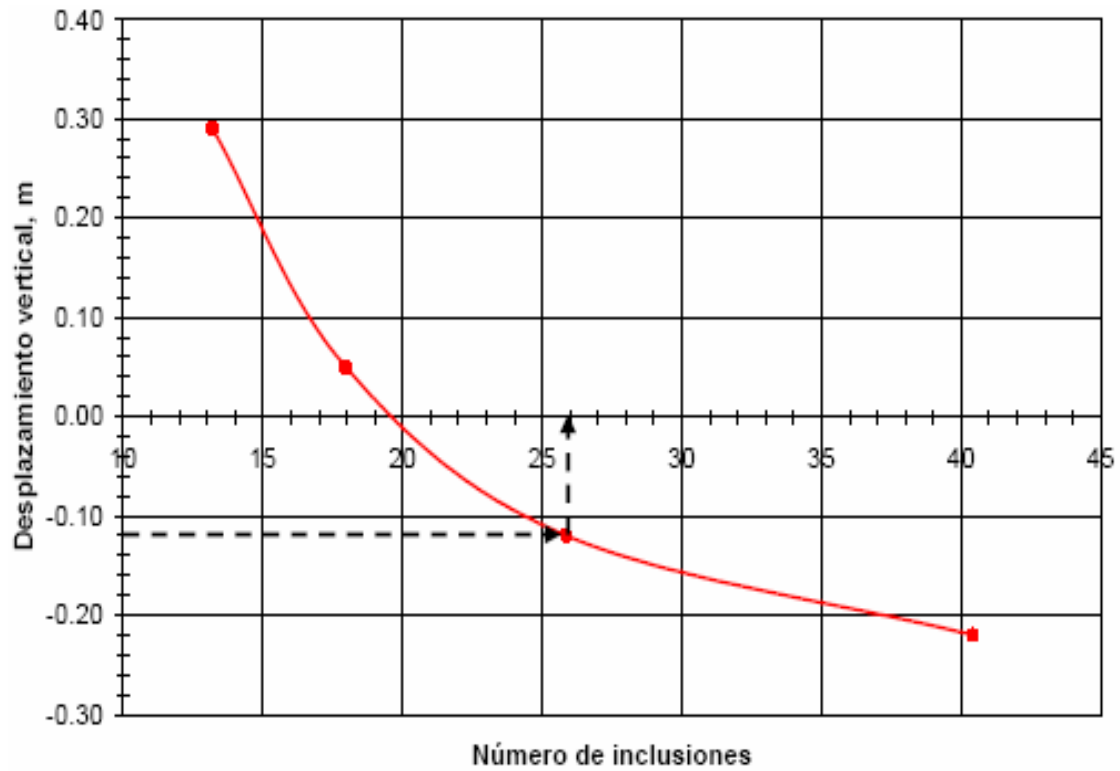
El análisis se realizó en dos etapas: en la primera etapa se aplicó, en diez incrementos, la carga externa transmitida por la estructura, con el objeto de simular la consolidación por peso propio; en la segunda etapa se indujo un abatimiento piezométrico de 5 t/m^2 a la profundidad de la primera capa dura, con el objeto de simular el efecto de la consolidación regional sobre la cimentación con inclusiones.

El número óptimo de inclusiones corresponde a un desplazamiento vertical nulo, ya que para esta condición no se presentan asentamientos debidos a la carga del edificio y la cimentación sigue la consolidación regional por lo que tampoco se presentan emersiones aparentes. Sin embargo, para los casos analizados, el asentamiento calculado por peso propio sobrepasa los 30 cm permitidos por la Norma, por lo que se consideró aceptable admitir una emersión aparente del orden de los 15cm. Lo anterior se justifica también por la incertidumbre que existe en la hipótesis de abatimientos piezométricos aceptada. En la tabla siguiente se presenta un resumen con el número y la separación entre inclusiones centrales obtenidas para las distintas zonas.

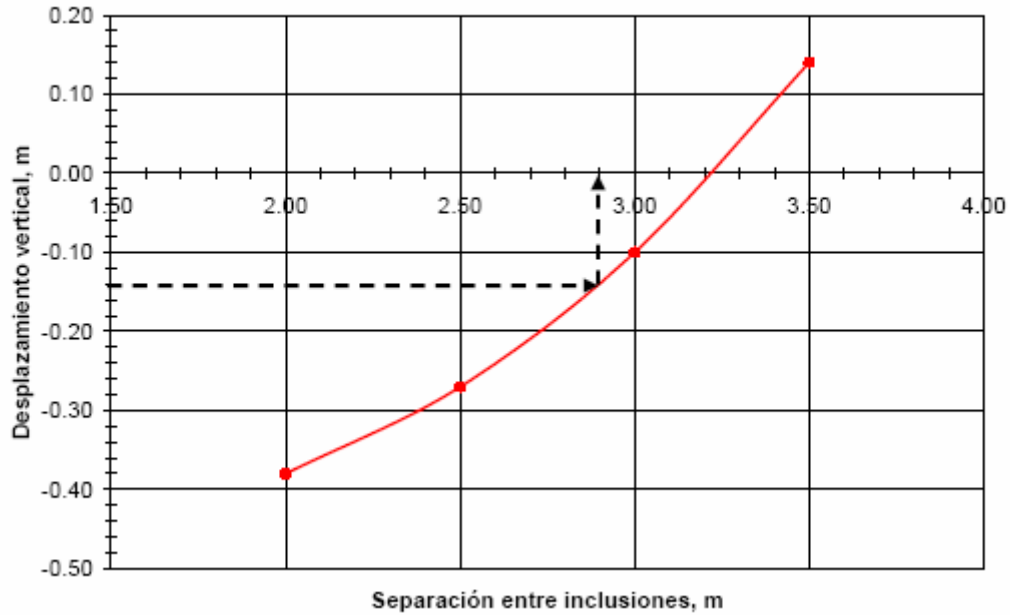
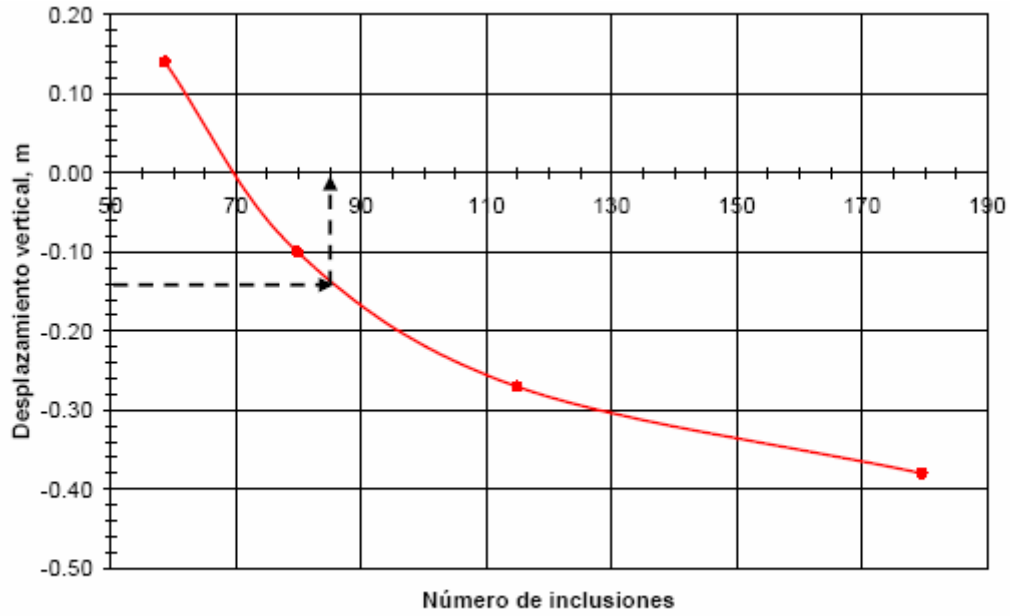
ZONA	Número de Inclusiones	Separación aprox. (m)
Pórtico	26	2.50
Zona I	85	2.90
Zona II	100	2.70
Zona III	110	2.55
Zona IV	110	2.55

Tabla IV.5 Número y Separación entre Inclusiones

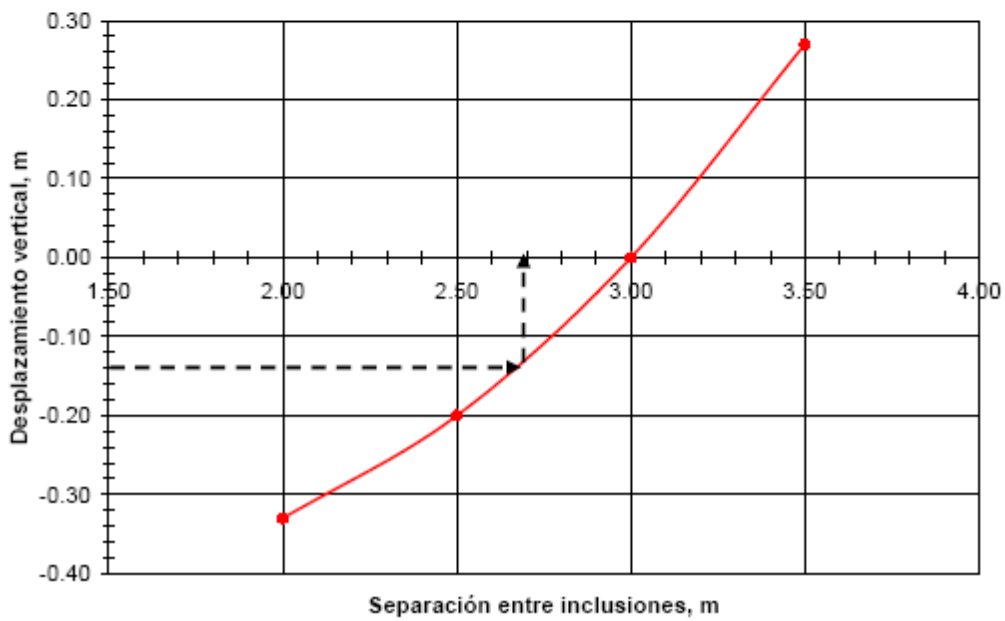
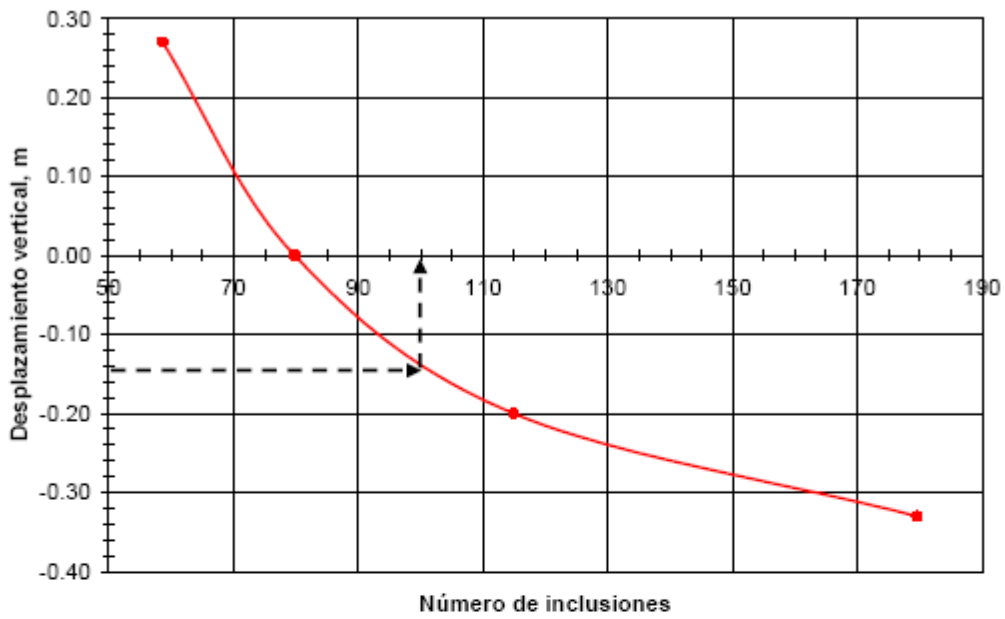
Edificio Pórtico



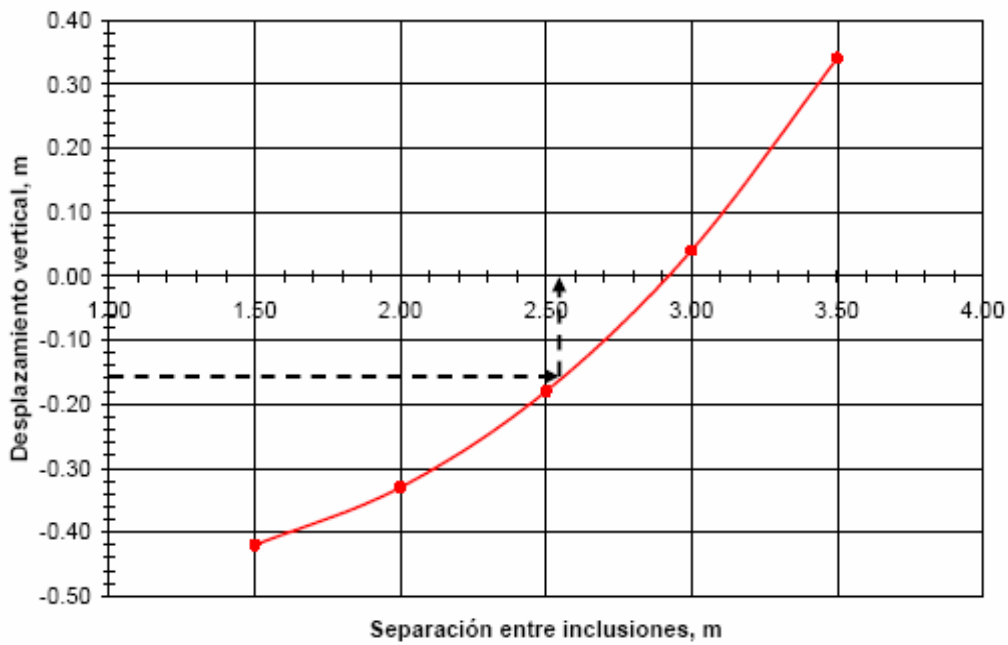
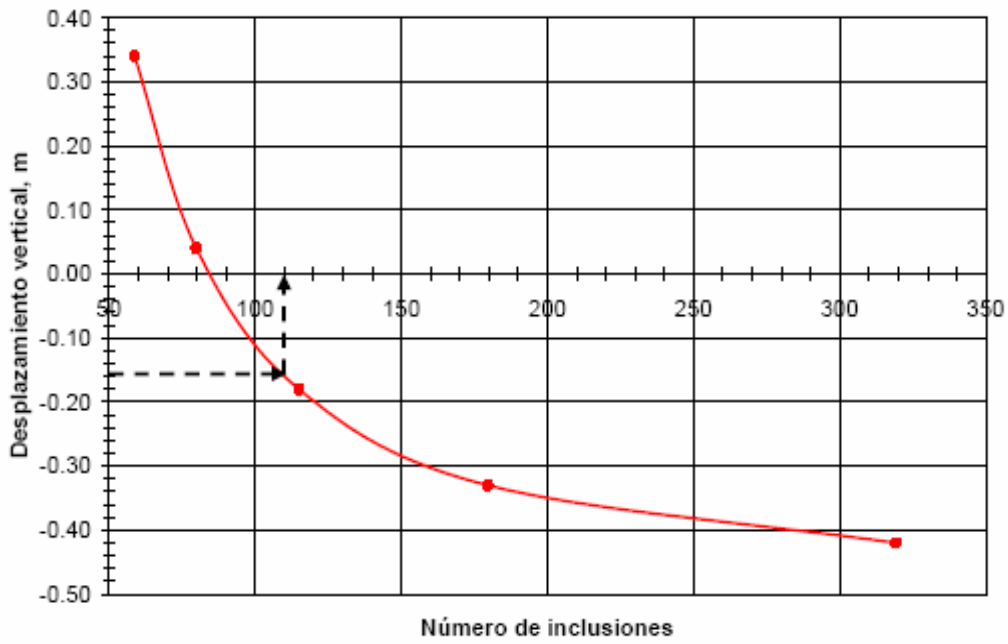
Zona I



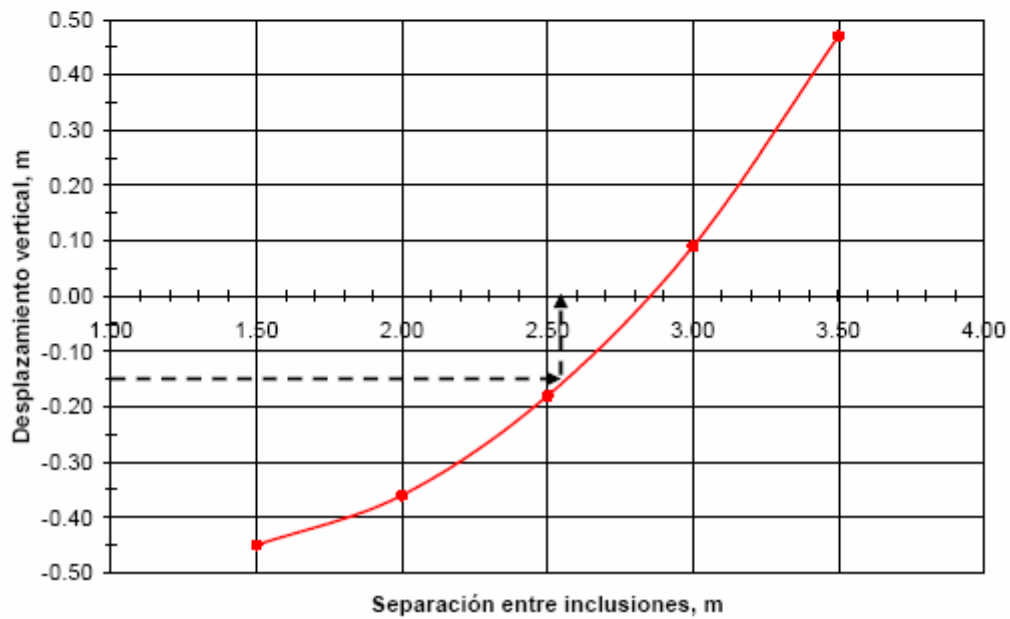
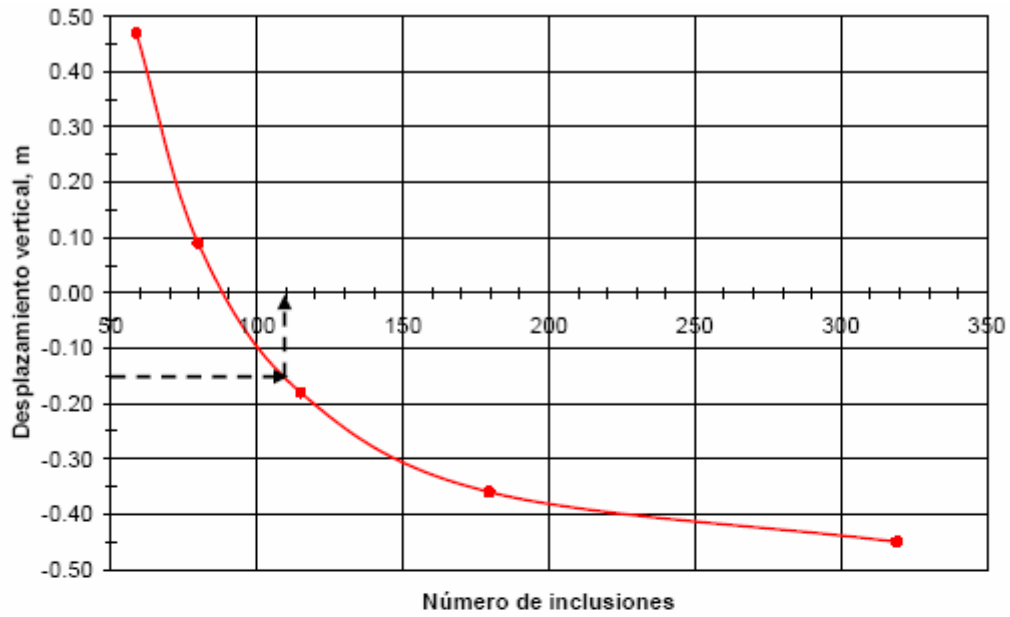
Zona II



Zona III



Zona IV



De acuerdo con lo anterior, el número de elementos propuesto debe considerarse como un mínimo, ya que el asentamiento calculado por peso propio (primera etapa), para el número de inclusiones obtenidas, oscila entre 0.30 y 0.35cm, ligeramente superior a lo permitido por la Norma.

Fueron agregadas inclusiones alrededor del perímetro de las estructuras, estas se agregaron con la finalidad de:

- 1) Permitir que las inclusiones centrales trabajen de acuerdo con la hipótesis de área tributaria utilizada en el diseño
- 2) Evitar que se transmita fricción perimetral en exceso a las inclusiones centrales
- 3) Permitir un asentamiento más uniforme del área cargada.

En comparación con el diseño preliminar, el número de inclusiones total se incrementó en aproximadamente un 34%, esto se debe principalmente a:

- a) la compresibilidad de los materiales arcillosos se incrementó, tomando en cuenta los nuevos sondeos, de un 70 hasta un 130%,
- b) la altura de los terraplenes de desplante de los edificios se incrementó considerablemente, en algunos casos de 30 hasta 65cm,
- c) y se consideró necesario agregar una hilera de inclusiones fuera del perímetro de las estructuras por los motivos antes expuestos.

Es importante aclarar que, si se considerara como alternativa de solución el uso de pilotes de fricción, su número también se incrementaría significativamente debido a lo expuesto en los puntos 1 y 2.

Para el diseño estructural de las inclusiones, en la Figura IV.12 se presentan los esfuerzos axiales máximos desarrollados a lo largo del elemento.

Recomendaciones:

Debido a que el empleo de inclusiones es un método relativamente novedoso en las arcillas lacustres de la Ciudad de México y a la alta compresibilidad que presentan las arcillas en la zona de estudio, será necesario contar con un riguroso control de calidad en la construcción de los elementos e implementar un plan de monitoreo que permita observar el comportamiento de las estructuras durante su etapa de construcción y de servicio.

Además de lo anterior, el monitoreo permitirá validar los modelos numéricos que actualmente se utilizan para el diseño de las cimentaciones que utilicen este sistema.

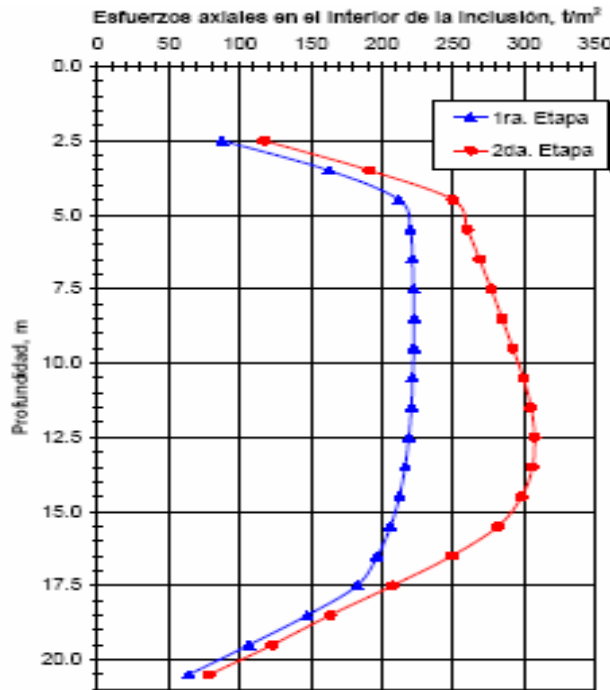


Figura IV.13 Esfuerzos Axiales Máximos a lo largo de la Inclusión

IV.3 Ventajas y Desventajas

A continuación se presentan las principales ventajas de éste tipo de cimentación sobre otros sistemas, en particular pilotes convencionales de fricción o de punta.

Las ventajas del uso de las inclusiones sobre el uso de pilotes convencionales, radica precisamente en que las primeras tienen una mayor versatilidad sobre los segundos, lo cual permite:

- Usar con mayor eficiencia el material de refuerzo, lo que conduce a economías apreciables.
- En caso de recimentar una estructura existente para el control de asentamientos diferenciales futuros, no modificar estructuralmente el cimiento, ya que las inclusiones no inducen cargas puntuales importantes en el mismo.
- Recimentar con facilidad en condiciones de acceso restringido y utilizando equipos pequeños tanto de fácil como de ágil maniobra.
- Costo.

- Es un procedimiento adecuado al tipo de suelo presente en la zona (Lago de Texcoco), ya que se ha probado que es el tipo de cimentación mas eficiente de acuerdo a las condiciones del suelo.

IV.4 Aplicación y Costos

Este tipo de distribución de inclusiones ya se ha utilizado en algunos proyectos y ha demostrado su eficiencia, como es el caso del Puente Rion-Antirion en Grecia.

Las zapatas de 90 m de diámetro de este puente, descansan sobre un sistema de inclusiones cilíndricas de 2 m de diámetro y 25 m de longitud distribuidas como se muestra en la Figura. En esta figura es posible apreciar que se adicionaron dos hileras de inclusiones fuera del área de contacto de la zapata, con el único propósito de permitir que los elementos centrales distribuyan uniformemente la carga del cimientó y no se desarrolle fricción perimetral en exceso.

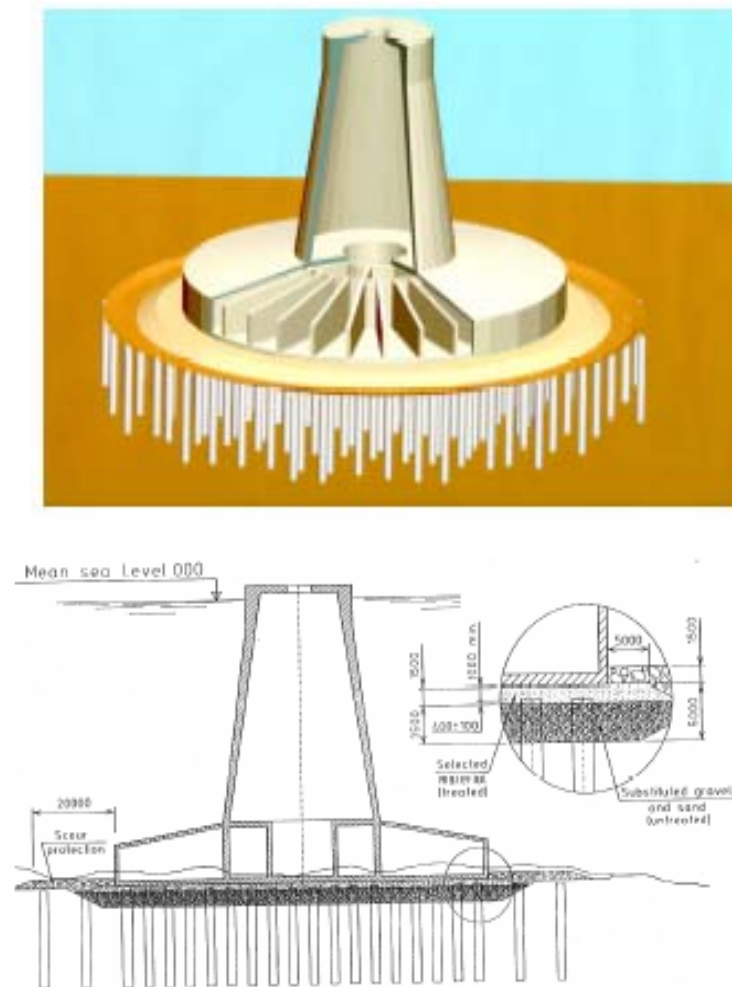


Figura IV.14 Zapata Típica y cimentación a base de inclusiones del Puente Rion-Anthion

El objetivo principal de recurrir a las inclusiones fue mejorar la capacidad de carga del terreno, especialmente bajo requerimientos sísmicos.

A continuación se presenta un análisis para determinar el número de inclusiones apoyadas en un estrato resistente necesarias para contrarrestar el asentamiento debido al peso de la estructura, en presencia de consolidación regional, para un edificio de doce niveles ubicado en la zona lacustre de la Ciudad de México.

La carga total transmitida por el edificio es de 53,000 kN en un área de 422 m², es decir una presión de 125.6 kN/m². Cuando la estructura fue construida en 1952, esta carga era tomada por 113 pilotes de punta de 0.25 m de diámetro apoyados en un estrato duro a una profundidad de 20 m respecto al nivel de la calle.

Cuando se observó que muchos edificios cimentados mediante pilotes de punta sufrían de emersión aparente debida al asentamiento regional, se decidió modificar el diseño del edificio y emplear un tipo especial de cimentación. Esta consiste en un sistema combinado de 76 pilotes de fricción negativa (pilotes desligados de la cimentación) y de 37 pilotes de control. La carga total transmitida a los pilotes de control es del orden de los 9900 kN.

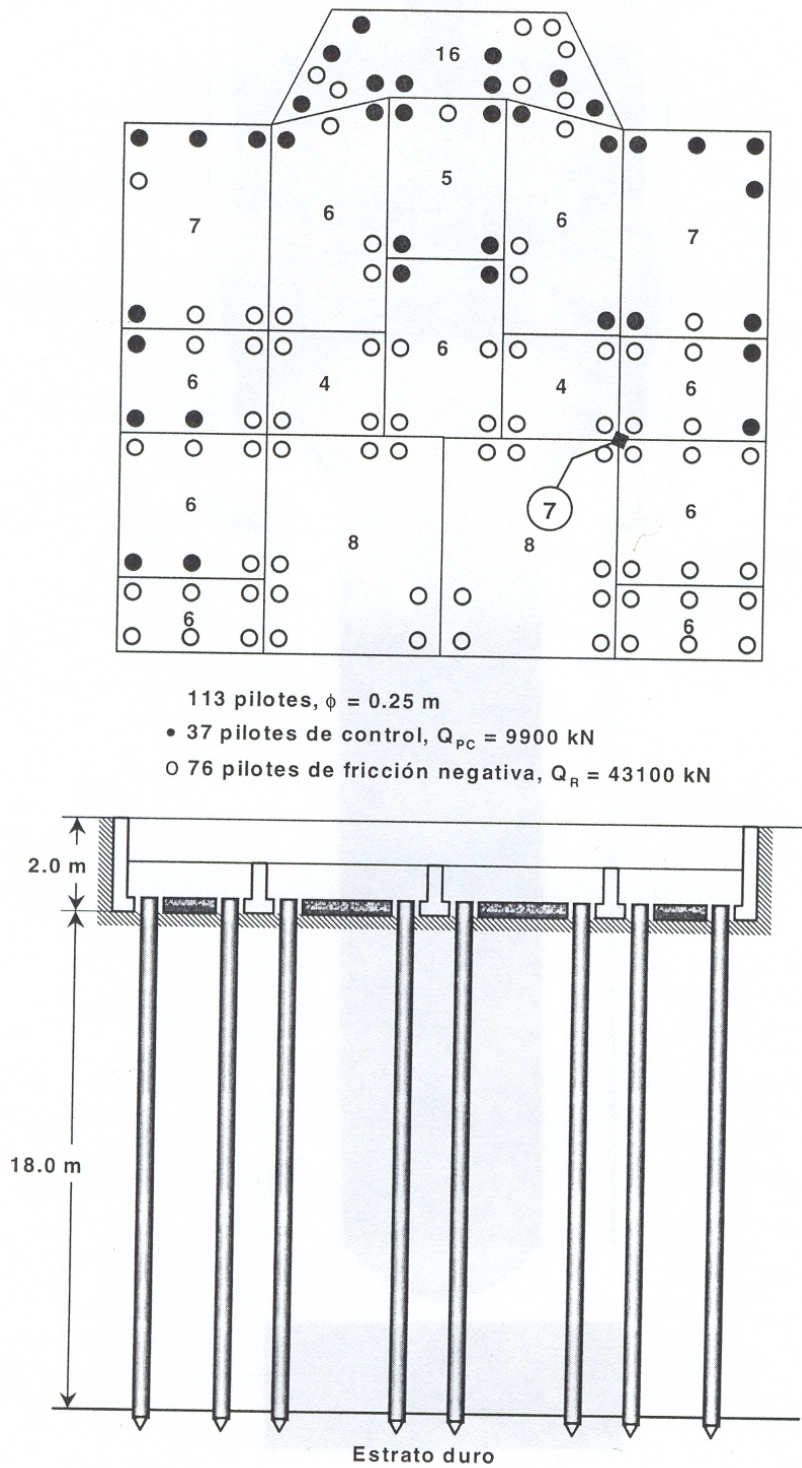


Figura IV.15 Planta y sección de la cimentación

Capítulo V. Procedimiento Constructivo

V.1 Maquinaria a utilizar

A principios de los años 80, **Soletanche Bachy International** revolucionó la tecnología referente a pilas coladas en sitio y perforaciones barrenadas mediante el equipo Starsol. Desde entonces ha habido muchas mejoras y desarrollo en la ingeniería de pilas y cimentaciones en aspectos de velocidad de instalación, seguridad en pilas y tamaño.

El equipo Starsol es aplicable a la mayoría de las cimentaciones profundas.

Actualmente, Soletanche junto con sus subsidiarias tiene más de 200 equipos trabajando en cimentaciones profundas y mejora del suelo para edificios y puentes abarcando prácticamente todas las técnicas disponibles.

La empresa francesa **SOLETANCHE BACHY**, con más de 70 años de experiencia, es líder a nivel mundial en trabajos de cimentaciones especiales y tratamiento de suelos, con presencia en 70 países y con un alto grado de investigación y desarrollo sobre los productos, las técnicas y los equipos empleados. Son especialistas en cimentaciones, mejoramiento de suelos, túneles, trabajos subterráneos y preservación del medio ambiente.

El método Starsol constituye la culminación de la investigación en mejora del material llevada a cabo desde principios de los años ochenta. Tomando como la base de este método, se encontrará una idea original de sistema de colado de concreto y un concepto de control de ejecución instantáneo.

La gama de las herramientas Starsol incluye 5 modelos de tamaños diferentes que cubren la mayoría de los tipos corrientes de pilas, en diámetro y en profundidad

Pilas Starsol: La técnica de la pila Starsol controlada por el sistema Enbesol beneficia con su experiencia de quince años sobre varios millares de obras distribuidas en numerosos países. El método posee varias referencias interesantes en los Estados Unidos, Polonia, España, en Bélgica y por supuesto Francia, donde se utilizó para numerosas obras excepcionales.

Las distintas obras probaron, en muchas ocasiones numerosas pruebas y controles de ejecución, los resultados interesantes de la técnica con relación a las pilas a taladro hueco clásico. La contribución de Terrasol, en asociación con Solétanche Bachy y con las oficinas de control, permitió calificar a lo sumo exactamente los resultados del método.

Tipo de Equipo Starsol	7000	8000	12000	14000(*)	24000(*)
Diametro	Profundidad Maxima (m.)				
420	16	22	27	/	/
520	16	22	27	/	/
620	16	22	27	32,50	32,50
720	16	22	27	32,50	32,50
820	16	22	27	32,50	32,50
920	/	22	27	32,50	32,50
1.020 (*)	/	22	27	32,50	32,50
1.120 (*)	/	/	27	32,50	32,50
1.220 (*)	/	/	27	32,50	32,50

Tabla V.1 Principales Características de los equipos Starsol

Descripción sumaria del método: La metodología se adapta a la mayoría de los terrenos donde las cimentaciones profundas son necesarias, se tiene una mayor capacidad gracias a los dispositivos empleados (tubo submarino telescópico, colado del concreto bajo presión, pliego de condiciones específicos, etc.

Par y forma herramientas optimizadas para penetrar los terrenos duros, control continuo instantáneo, Elevado par para cruzar terrenos duros, Refuerzos parciales o toda altura, Refuerzos por fibras metálicas (incluso en zonas de escasa sismicidad), Controles por impedancia, reflexión y tubos acústicos (*) según necesidad.

Ventajas del método

El método resulta aplicable en un 95% de los casos hipotéticos, Interfaz Suelo - Pila optimizada, colado de la pila por medio de un tubo interior o tubería Tremie, Continuidad garantizada del barril sobre toda la altura por un control permanente e instantáneo, Solamente pila taladro hueco que depende de condiciones específicas recomendadas para la realización de cimentaciones.

Potente herramienta de perforación aplicable a casi cualquier tipo de terreno:

- Arenas y Gravas.
- Aluviones.
- Loess
- Rellenos.
- Arcillas.
- Limos

- Lutitas.
- Rocas Suaves Fracturadas.

Ventajas de este procedimiento:

- No hay riesgos de caídas dentro de la perforación o que esta se cierre, por tanto, no se necesita ademe metálico, ni lodos de perforación.
- El concreto o la mezcla puede ser colocado con presión.
- Hay un control continuo de la velocidad de avance y del momento de corte.
- Hay un control continuo de la presión y del volumen de concreto o mezcla colocado.
- Los rendimientos de construcción son altos.
- Por cada elemento y en las diferentes etapas del proceso, se lleva un registro continuo de los principales parámetros.



Figura V.1 Detalle del taladro rotatorio equipo Starsol

Campo de aplicación del método Terrenos aluviales, lúgamos, silts, arenas, arenas y gravas, arcilla, margas, rocas fracturadas y divididas de diversas características.



Figura V.2 Vista general equipo Starsol



Figura V.3 Componentes Equipo Starsol



Figura V.4 Equipo Starsol

V.2 Procedimiento Constructivo

Primeramente se determina el lugar donde será colocada la inclusión, una vez hecho esto, se traslada el equipo de perforación, en este caso la maquinaria STARSOL, en posición y se verifica la verticalidad, se debe tomar en cuenta que la maquinaria podrá presentar una inclinación máxima hasta de 2° respecto de la vertical, al igual que la ubicación de la máquina podrá presentar un desfase de hasta ± 20 cm respecto de la posición donde se colocaría la inclusión, si la inclusión se coloca en una posición mas allá de ± 20 cm respecto de la posición original, se volverá a llevar a cabo otra inclusión en la posición correspondiente.



Figura V.5 Posicionamiento del Equipo de Perforación

Una vez puesta en posición la maquinaria, es vaciado el concreto desde la olla, en una bomba para concreto, la cual comienza a bombearlo por medio de una tubería hasta la parte superior de la barrena continua, donde es vaciado al tubo interno que contiene la barrena; esta comienza la perforación hasta 21 m debajo del nivel de piso terminado, y al mismo tiempo que se va realizando la perforación, se va depositando el concreto en el interior de la perforación, y se va retirando el material de excavación producido por el movimiento de la barrena.



Figura V.6 Vista General de la maquinaria utilizada en el vaciado de la olla a la bomba de concreto



Figura V.7 Vista en la que se aprecia el inicio de la colocación de inclusiones en donde el taladro rotatorio ha comenzado a realizar la perforación



Figura V.8 Continuación del proceso constructivo, se aprecia la extracción del material al momento que se va aviendo el concreto dentro de la excavación

Una vez que se han completado 19 m, se retira la barrena con el material producto de la excavación, y se da por finalizado el colado de la inclusión, se procede a la limpieza de los materiales de excavación, e igualmente se limpia la inclusión hasta 2 m con respecto al nivel de la plataforma.



Figura V.9 Inclusión recién terminada

A continuación, se coloca una perforadora más pequeña y de menores dimensiones cuya función es la de realizar una pequeña perforación dentro de la misma inclusión hasta 2 m de profundidad.

Después de llevada a cabo la perforación en el límite superior de cada una de las inclusiones, se coloca un relleno de material graduado, en éste caso grava de banco, el cual se va depositando por capas mediante la utilización de un cono, la grava es colocada a cada 50 cm hasta cubrir el nivel de piso terminado.



Figura V.10 Equipo utilizado para la colocación de la grava bien graduada al finalizar la inclusión.



Figura V.11 Cono colocado en posición para el vaciado de la grava sobre la cabeza de las inclusiones

Realizada esta operación, se coloca una señal en el suelo con el fin de indicar los lugares donde se han realizado ya inclusiones.

Finalmente se compacta el suelo con un rodillo y se le coloca una mezcla de tepetate y grava por capas para formar los terraplenes sobre los cuales se desplantará la losa de cimentación levantándose sobre ésta, los edificios del proyecto en cada caso: ya sea tipo pórtico o tipo cruz.



Figura V.12 Tipo de material a utilizar para el relleno de las inclusiones



Figura V.13 Vista general del aplanado a nivel de piso terminado sobre el cual se desplantara la losa de cimentación

Se lleva un registro en campo para cada inclusión colocada en el terreno, en el cual se manejan variables como la ubicación, la verticalidad de la misma, los metros cúbicos de concreto reales en relación con los metros cúbicos teóricos que se depositan por cada inclusión, la presión conforme se va avanzando en la perforación, la velocidad tanto de penetración como de izaje de la barrena, el avance, si se presentan asentamientos del concreto, etcétera, lo que permite contar con un control de calidad sumamente confiable en cuanto a los resultados que proporciona.

V.2.1 Soporte de la Excavación

Una de las principales ventajas del procedimiento en lo que se refiere al costo y tiempo de ejecución es que no requiere ningún tipo de soporte mientras la excavación se lleva a cabo, por lo que tenemos un ahorro en el uso de cimbra y esto se ve reflejado en un menor tiempo de ejecución así como también un costo menor a una cimentación a base de pilotes por ejemplo, en donde por el manejo de la cimbra el costo del proyecto se encarece de manera considerable.

En éste caso, la perforación se realiza de forma tan rápida y eficiente que no da posibilidad de que se presenten caídos del material de excavación hacia el interior de la perforación, además de que de manera conjunta se realizan las dos operaciones: la perforación y el colado del pilote, es decir, mientras se va perforando y extrayendo el material producto de la excavación por un lado, por otro, se va rellenando el hueco con el concreto que previamente ha sido vaciado en la bomba, y que por medio del mecanismo interno (dentro de la misma barrena), se va depositando en la perforación hasta completar 19 m de profundidad.

Con esto, se tiene la seguridad de que no se van a presentar caídos del material de excavación al interior de la inclusión y por consiguiente no se requiere la utilización de material de soporte como cimbra, ya que como se mencionó anteriormente, las dos actividades se realizan de forma simultánea e impiden el caído de material.

V.2.3 Liga de los pilotes con la estructura.

Como ya se ha mencionado, la liga de los pilotes con la estructura está representada por una serie de capas de material bien graduado, en este caso grava, la cual se va colocando cada 50 centímetros hasta alcanzar 2 m de espesor, a partir de la cabeza de las inclusiones; la grava se coloca con la ayuda de un cono una vez que se ha realizado la perforación en el terreno hasta que se alcanza los dos metros de espesor; después de esto se coloca una mezcla de grava y tepetate que formarán los terraplenes sobre los que se desplantará la losa de cimentación y sobre ella la estructura de los edificios.

La función de este tipo de cimentación a base de inclusiones es proporcionar al terreno una mejora en cuanto a su capacidad de carga se refiere aunque se seguirán presentando asentamientos, pero estos al encontrarse dentro de los límites permitidos, pueden aceptarse, por

lo que las inclusiones ayudarán únicamente a mejorar la capacidad de carga del suelo y con esto hacer posible la cimentación a base de losa de concreto reforzado con espesor de 20 centímetros.

Uno de los interrogantes que surgieron alrededor de todo este procedimiento constructivo fue el de ver de que manera se garantizaba que el concreto no se contaminaba con el material de excavación, y se llegó a la conclusión de que no hay manera posible de que esto ocurra, ya que una vez que la barrena ha realizado la perforación en el suelo y comienza a extraerse, al mismo tiempo comienza a inyectarse el concreto dentro de la perforación con lo que se impide que se presente caídas del material de excavación y por consiguiente que se contamine el concreto, es decir, el proceso se realiza de tal forma que no hay tiempo para que el suelo contamine el concreto, ambas operaciones, el retiro de la barrena y la inyección de concreto se presentan de manera simultánea.

Cada inclusión requiere alrededor de 2.9 m^3 de concreto en promedio para lo cual se llevan registros del volumen de concreto vaciado en la perforación ; cuando se presentan volúmenes de concreto mayores lo que ha ocurrido es que el concreto se ha asentado dentro de la perforación, y entonces se procede a inyectar más concreto dentro de la perforación hasta alcanzar el nivel de profundidad requerido, es decir 2 m por debajo del nivel del terreno natural.

La manera de garantizar que el diámetro de la inclusión se mantenga constante a lo largo de la misma es por medio de “métodos indirectos”, ya que es por medio del control de volumen de concreto inyectado como se puede determinar si el diámetro se ha mantenido constante. Al conocer el volumen de concreto inyectado en cada inclusión, alrededor de 2.9 m^3 por inclusión, se puede determinar si el diámetro se mantiene constante, ya que si registra valores cercanos a ésta cantidad, entonces el diámetro se mantiene relativamente constante a lo largo de la misma, por el contrario si los registros de volúmenes de concreto inyectado están muy por fuera de los 2.9 m^3 , esto representa que se han presentado asentamientos en el concreto y el diámetro de la inclusión no permanecerá constante a lo largo de la misma.

Cabe hacer notar que estas situaciones se presentan de manera esporádica, por lo que la mayoría de las inclusiones colocadas en el terreno al momento no han presentado este problema.

Procedimiento Constructivo.

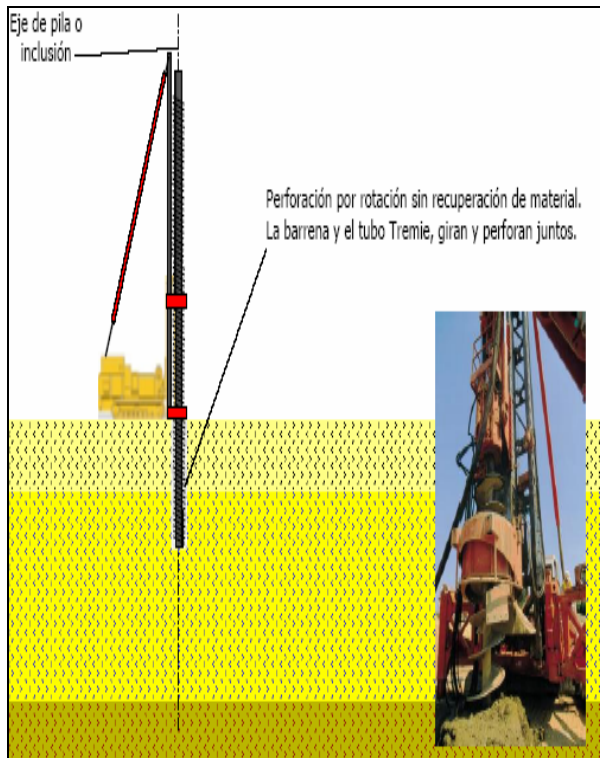


Figura V.15 Posicionamiento del Equipo y Perforación

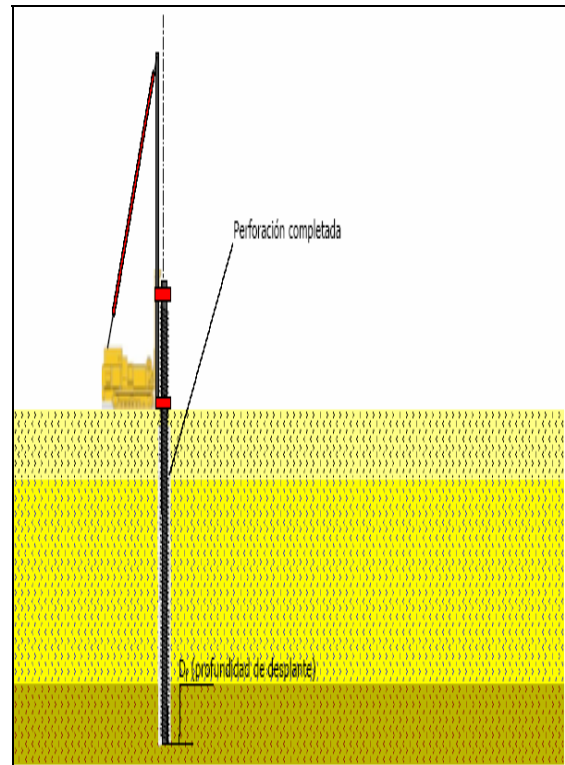


Figura V.16 Imagen que muestra la perforación en su totalidad ya completada

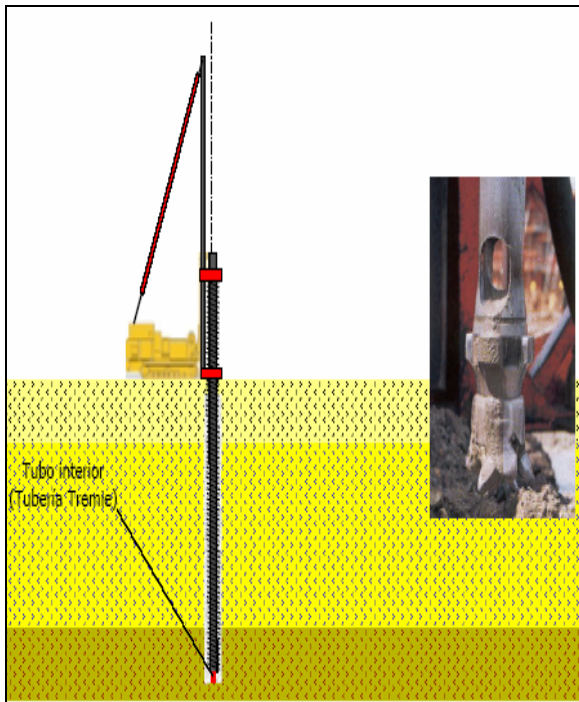


Figura V.17 Levantamiento de la herramienta de corte y colocación de tubería en posición

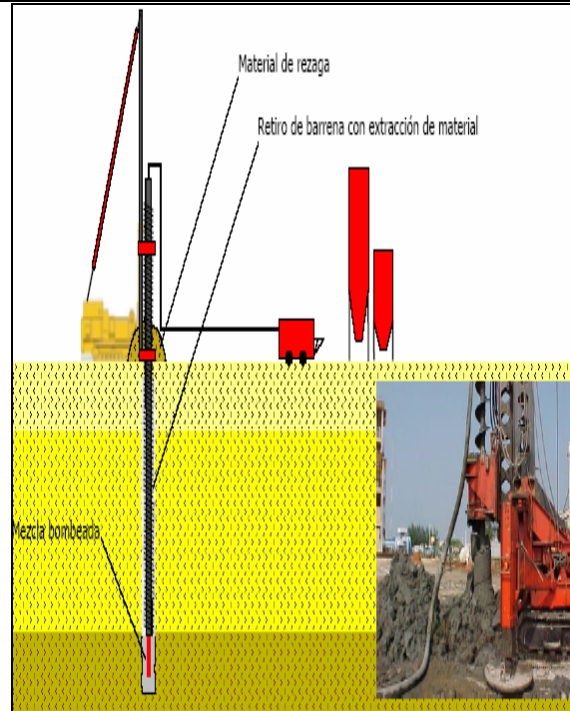


Figura V.18 Retiro de barrena

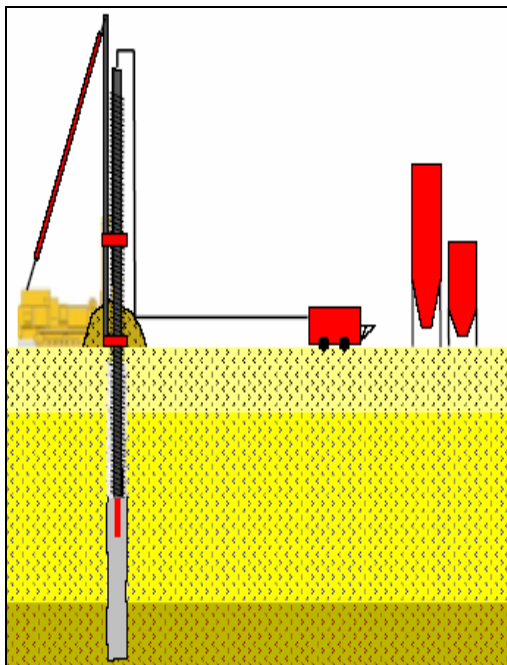


Figura V.19 Bombeo de lechada, mortero, concreto (actividades simultáneas)

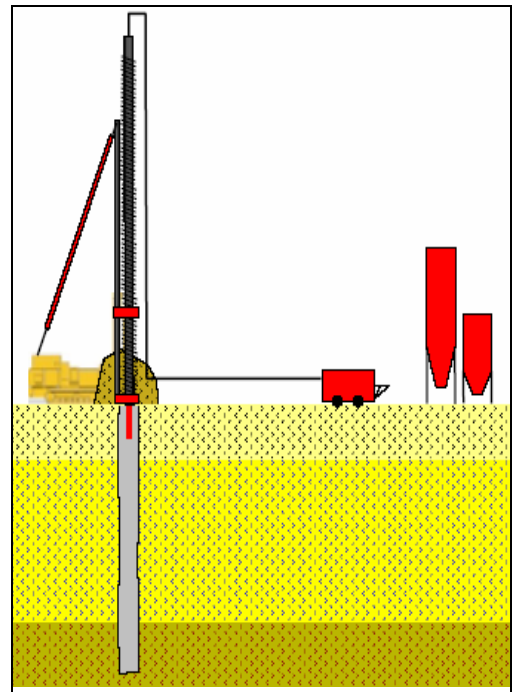


Figura V.20 Bombeo de concreto terminada

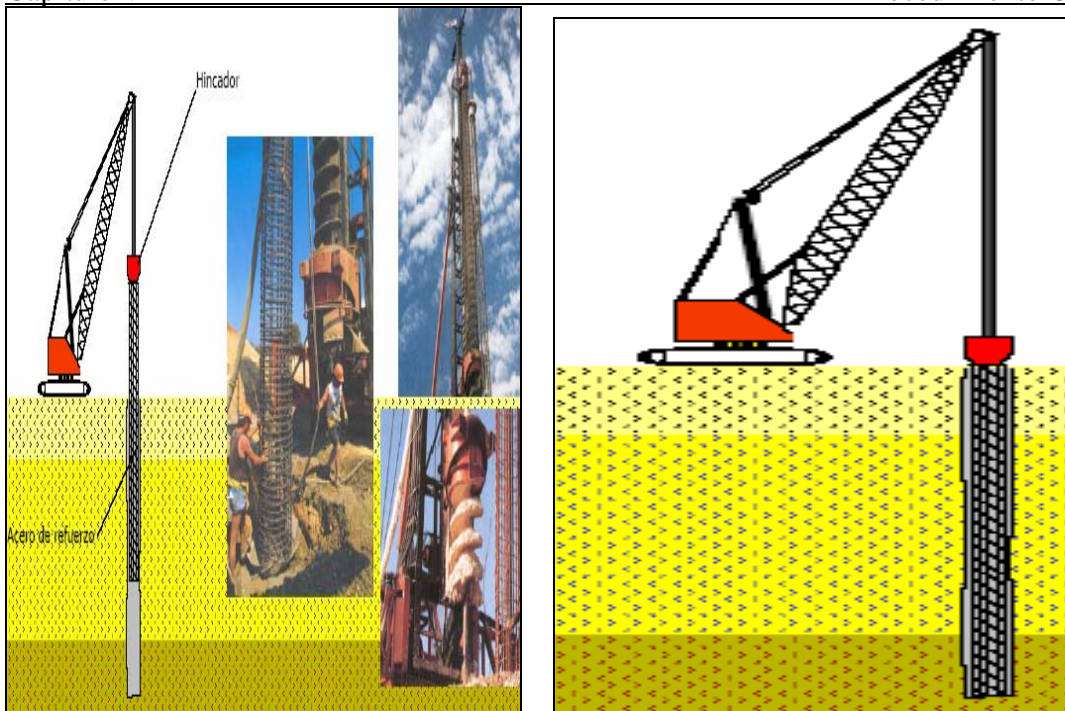


Figura V.21 Colocación del Acero de Refuerzo (opcional)

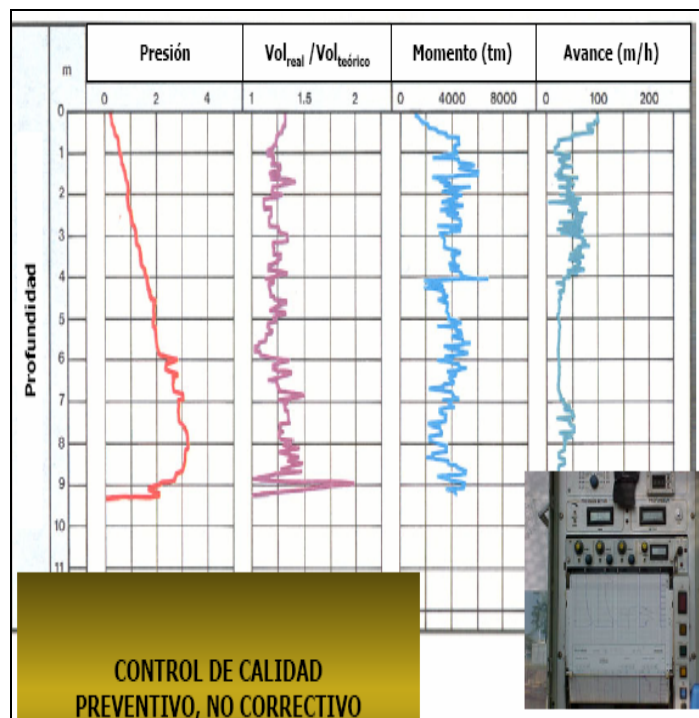


Figura V.22 Registro generado por elemento

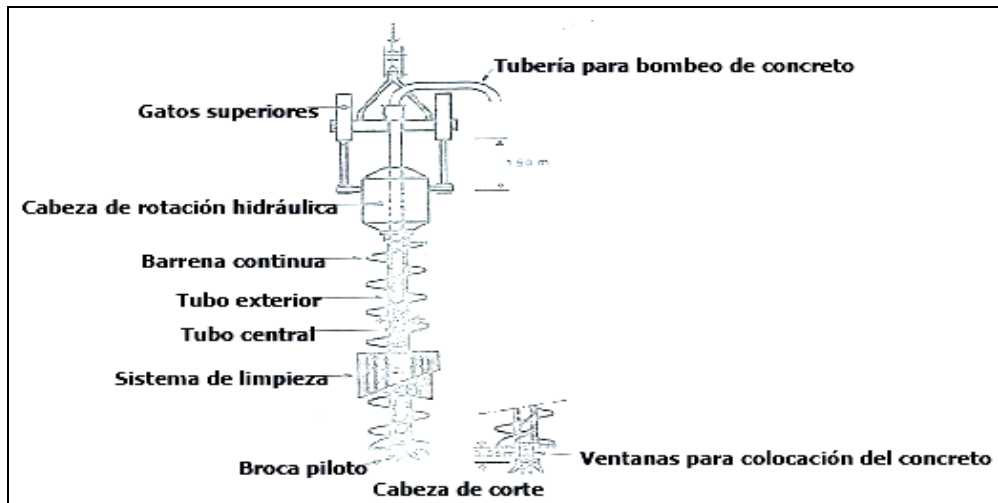


Figura V.23 Elementos Principales de la Barrena continua

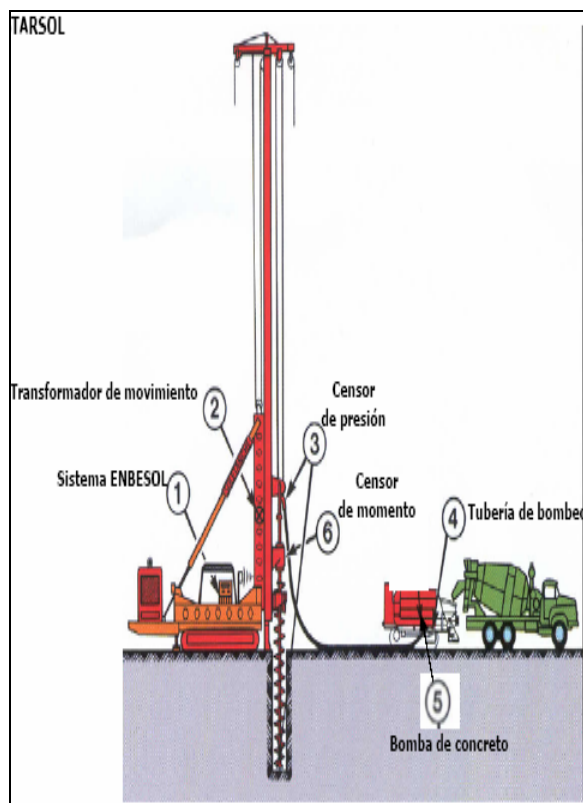


Figura V.24 Componentes equipo Starsol

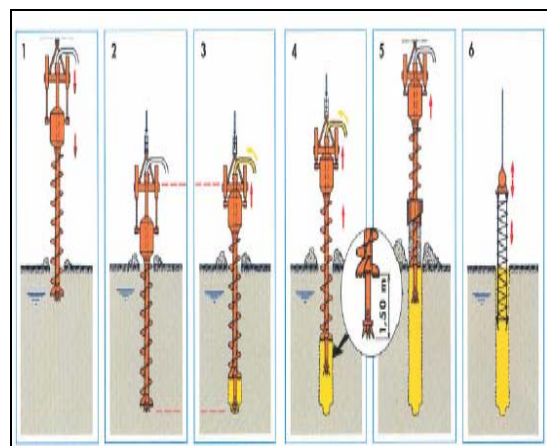


Figura V.25 Resumen de Ejecucion

Ejemplos de Aplicación del Equipo Starsol:



Figura V.26 Ejemplos de aplicación del equipo Starsol



Figura V.27 Otro ejemplo de aplicación del procedimiento Starsol

V.3 Comparación entre Cimentación a base de Inclusiones y Pilotes de Cimentación:

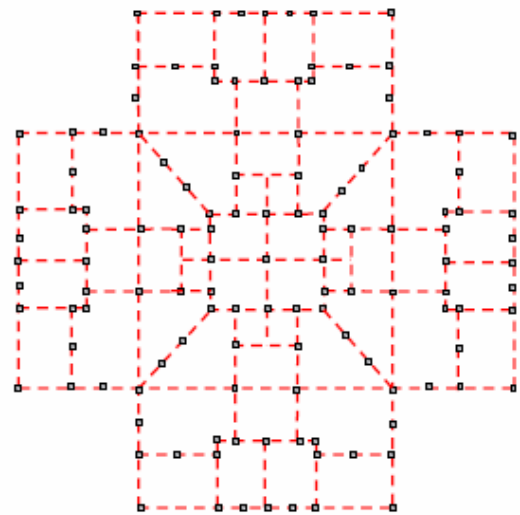
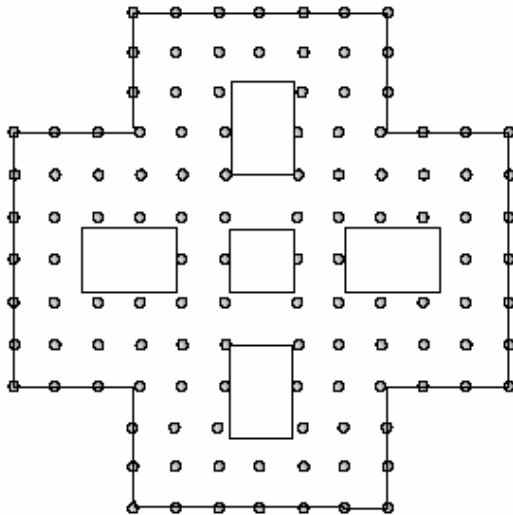
A continuación se presenta una comparación entre una cimentación en la que el sistema de inclusiones es la base y otro en el que la cimentación es a base de pilotes prefabricados, se presentan características específicas y detalles de cada caso:

Propuesta de cimentación con inclusiones	Proyecto base con pilotes prefabricados
<p style="text-align: center;">Procedimiento constructivo.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Excavación de caja a 1.0 m de profundidad • Construcción de inclusiones con equipos de barrena continua. • Relleno de caja con material producto de banco compactado. • Construcción de losa de cimentación. • Construcción de estructura. 	<p style="text-align: center;">Procedimiento constructivo</p> <ul style="list-style-type: none"> • Excavación de caja a 1.5 m de profundidad. • Prefabricación de pilotes. • Perforación previa con batido de material sin recuperación. • Hincado de pilotes. • Descabece de pilotes. • Construcción de contratrabes y dados de cimentación. • Relleno de caja con material producto de banco compactado. • Construcción de losa de cimentación • Construcción de estructura.

Tabla V.2 Comparación entre cimentación a base de inclusiones y cimentación a base de pilotes

Propuesta de cimentación con inclusiones

Proyecto base con pilotes prefabricados



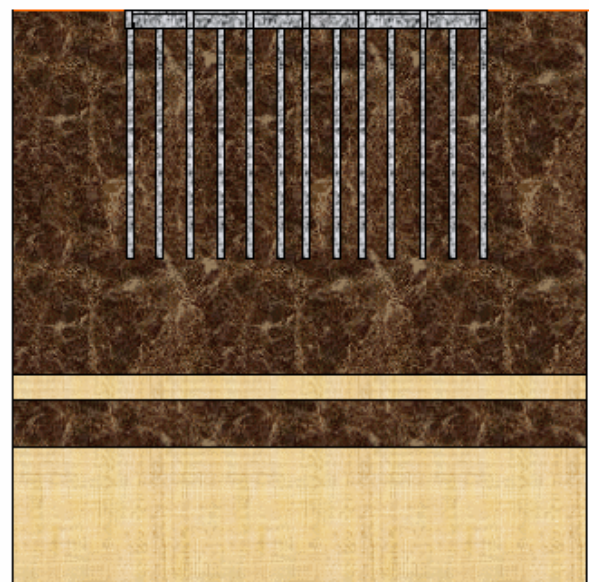
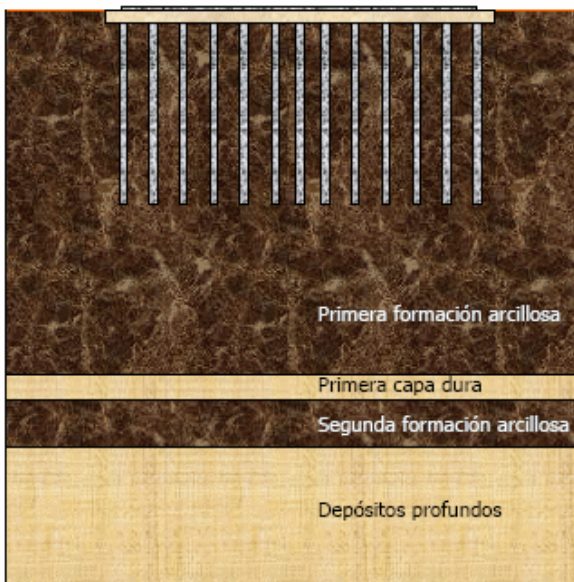
120 inclusiones de 60 cm a 15 m de profundidad, formadas por concreto f_c de 100 kg/cm^2 , sin acero de refuerzo

125 pilotes prefabricados de $30 \times 30 \text{ cm}$, desplantados a 21.5 m de profundidad y una retícula de contratraves de 1.3 m de peralte.

Figura V.28 Planta de Cimentación en edificio tipo

Propuesta de cimentación con inclusiones

Proyecto base con pilotes prefabricados



Objetivo

Mejorar la masa de suelo para reducir asentamientos y tener una cimentación superficial.

Objetivo

Hacer una cimentación tipo profunda con base en pilotes de fricción.

Figura V.29 Corte de cimentación en edificio tipo

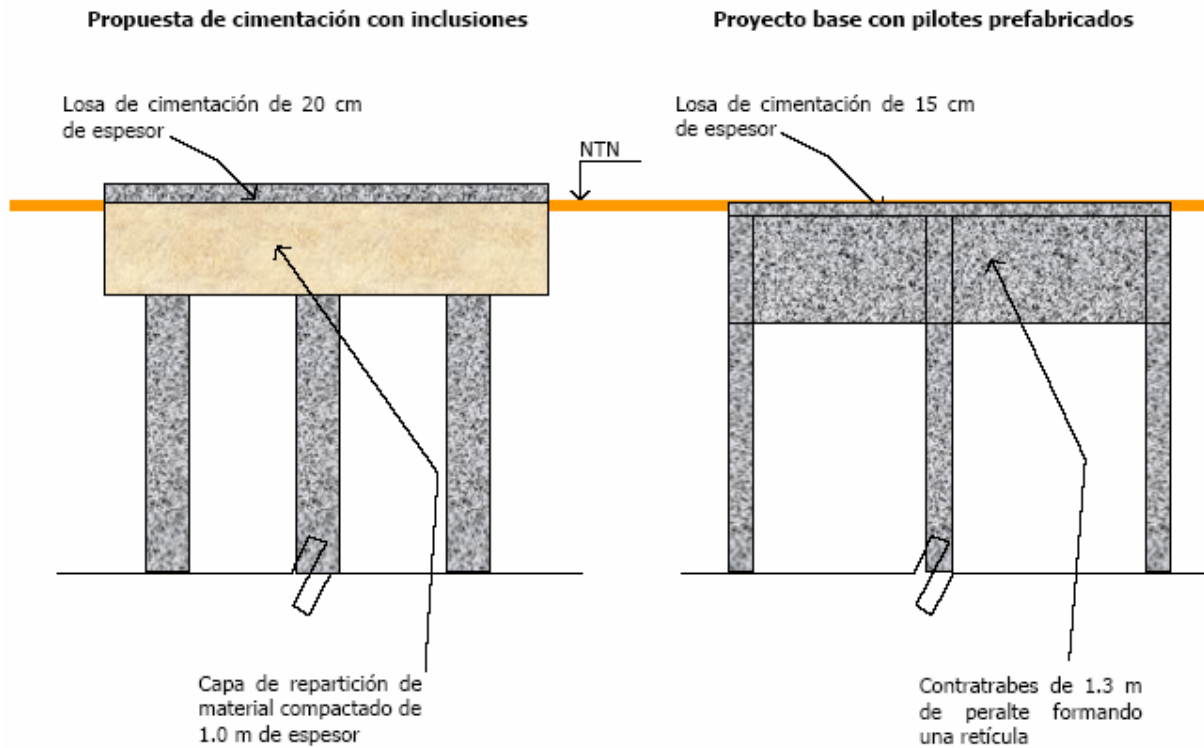


Figura V.30 Detalle de losa de cimentación

Procedimiento constructivo

De acuerdo con los análisis realizados, a continuación se presentan algunas recomendaciones que deberán tomarse en cuenta para la selección del procedimiento constructivo:

- 1) El diámetro de la inclusión no deberá exceder de 0.4 m, con el propósito de evitar que la punta superior transmita cargas no consideradas a la losa de cimentación.
- 2) El procedimiento constructivo deberá evitar en lo posible, el excesivo remoldeo del material por excavar, ya que esto podría alterar considerablemente sus propiedades mecánicas.
- 3) El procedimiento constructivo deberá garantizar que el mortero no se contamine con el material de excavación.
- 4) Debido a que las inclusiones solo trabajan esencialmente a compresión, no será necesario incluir ningún tipo de refuerzo estructural para absorber esfuerzos cortantes, de tensión o de flexión.

- 5) Durante el procedimiento de perforación y colocación de las inclusiones, deberá evitarse inducir esfuerzos excesivos en el medio que pudiesen ocasionar incrementos en la presión de poro del material y/o fracturamientos y por tanto deformaciones futuras no consideradas en el diseño.
- 6) El método debe garantizar que el diámetro sea constante a todo lo largo de la inclusión y permitir el monitoreo del volumen de mortero colocado respecto al de proyecto.
- 7) La perforación entre la punta superior de la inclusión y el nivel de terreno natural deberá rellenarse con arena limpia compactada con vibrador o con algún material de características similares a las de la costra superficial; en ningún caso deberá utilizarse el material producto de la perforación.
- 8) El método de colado deberá garantizar que no se ocasione fracturamiento hidráulico de la arcilla y por tanto pérdidas de material.

Plan de monitoreo

Convendrá realizar pruebas del procedimiento constructivo que permitan establecer que es posible controlar el volumen de concreto y el diámetro del elemento, sin alteración ni fracturamiento de la arcilla. La calidad final de los primeros elementos construidos deberá comprobarse mediante pozos a cielo abierto que permitan observarlo directamente por lo menos en los metros próximos a la superficie. En los suelos del lago de Texcoco, es posible hacer pozos a cielo abierto circulares de más de cuatro metros de profundidad recurriendo a un recubrimiento de la pared de la excavación con malla y concreto lanzado.

Debido a la magnitud del proyecto, se recomienda instrumentar varias inclusiones mediante deformímetros para determinar los esfuerzos y desplazamientos a los que son sometidas. En la Figura se presenta un esquema con las características generales y los pasos básicos para la instalación de inclusiones instrumentadas.

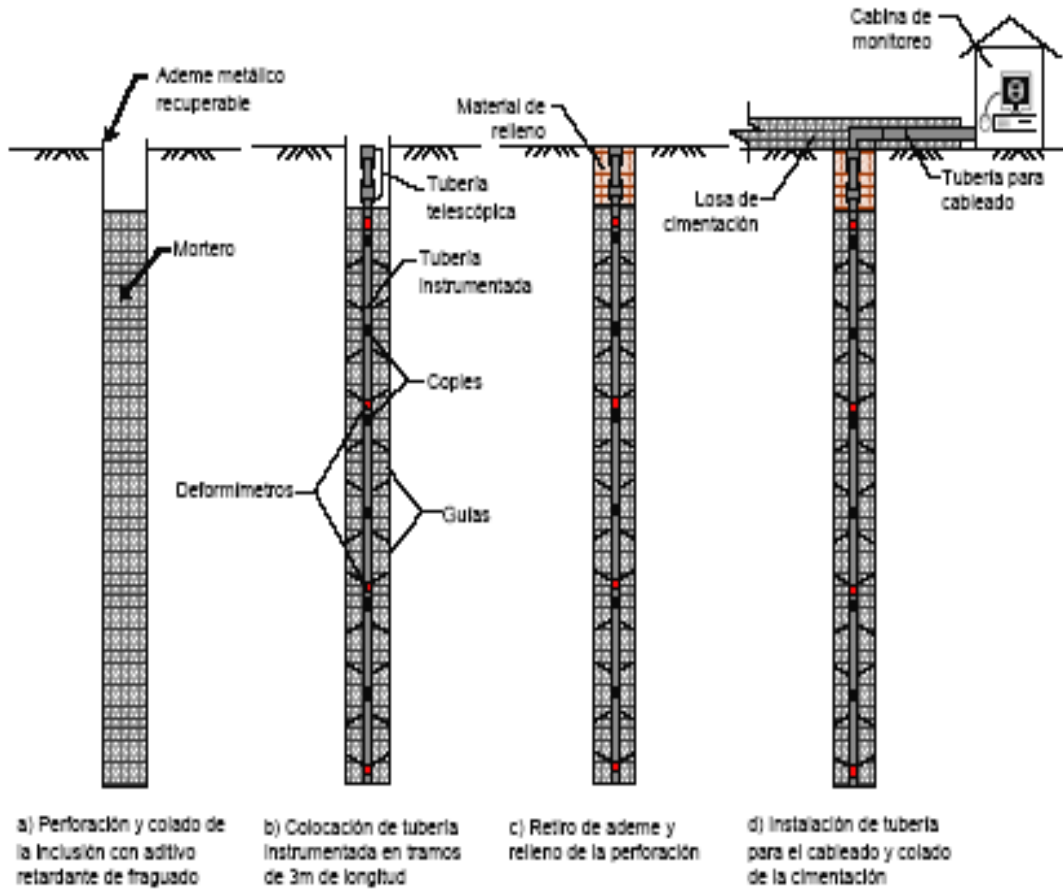


Figura V.31 Características Generales y Pasos Básicos para la instalación de inclusiones instrumentadas

Será necesario implementar un plan de control y monitoreo que permita observar el comportamiento de las estructuras durante su etapa de construcción y de servicio. Para tal propósito, en la Tabla se propone el tipo, cantidad y profundidad de instrumentos que se consideran necesarios.

Propuesta de instrumentos para la realización del monitoreo

TIPO DE INSTRUMENTO		CANTIDAD	PROFUNDIDAD
Bancos de nivel superficiales		264 (cuatro por cada estructura)	Superficial
Dos módulos de monitoreo distribuidos en la parte sur y norte del predio	Pozo de observación	1	6m
	Piezómetro abierto tipo Casagrande	4	10, 18, 24 y 31m
	Banco de nivel profundo	1	31

Tabla V.3 Plan de Monitoreo

Los bancos de nivel superficiales y profundos permitirán medir los asentamientos diferenciales, totales y regionales. Con el pozo se observará la variación del nivel de aguas freáticas y por medio de los piezómetros abiertos se evaluará la magnitud del abatimiento de las presiones intersticiales ocasionado por el bombeo profundo.

Será necesario establecer un plan de monitoreo que consista en la realización de mediciones cada mes durante los primeros dos años, a partir del inicio de la construcción de las estructuras, y luego cada año. Con los resultados obtenidos será posible calibrar los análisis del comportamiento de las cimentaciones y anticipar cualquier condición no prevista indeseable.

V.4 Procedimiento de Ejecución

1) Procedimiento General

Primeramente se coloca en posición la máquina que se utilizará para la perforación, en este caso, el equipo Starsol, se verifica el control de la verticalidad de la misma y se comienza con la excavación hasta una profundidad de 21 m.

Posteriormente se realiza la inyección del concreto $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$

- revenimiento de 20 +/- 2 cm
- presión de inyección baja.
- Control del sobrevolúmen o perfil

La velocidad de izaje de la barrena se ajusta para mantener los parámetros de presión y de perfil.

El nivel del concreto al final del colado se deja a 1.50 m de la plataforma de trabajo. Se limpian los materiales de excavación. Luego se limpia la inclusión hasta 2 metros con respecto al nivel de la plataforma.

Posteriormente se rellena estos dos metros con grava arenosa bien graduada, ésta grava funge como el enlace o liga de los pilotes o inclusiones con la estructura, ya que posterior al relleno de grava se cuela la losa de cimentación.

2) Parámetros de Ejecución.

Diámetros de las barrenas

Diámetro = 400 mm + / - 20 mm

Diámetros de las Inclusiones

Diámetro teórico = 400 mm

Diámetro mínimo = 300 mm (local)

Diámetro máximo = 600 mm (local).

Ubicación, puesta en posición

Ubicación de la Inclusión = + / - 20cm

Puesta en posición de la máquina = + / - 20cm

Verticalidad

Se controla la verticalidad de la inclusión antes de empezar la excavación

Verticalidad = $0^\circ + / - 2^\circ$

Profundidad de excavación (con respecto a la plataforma)

Profundidad = 21m +/- 20 cm.

Sobrevolúmenes de concreto.

Sobrevolumen mínimo = 0%

Sobrevolumen promedio previsto = 0% -15%

Sobrevolumen máximo = 60%

Presión de inyección del concreto

Presión mínima = 0 bares

Presión máxima = 6 bares

Reperforación para relleno

Reperforación = 2.0 m +/- 20 cm.

Relleno hasta el nivel de plataforma +/- 20 cm.

Concreto

f^c mínimo = 30 kg /cm²

f^c promedio = 100 kg /cm²

Obtención de muestras para ensayos de concreto cada 100 m³

Estos parámetros están deducidos de las pruebas que se hicieron previamente en las manzanas 4 y 5 y se podrán ajustar con las condiciones del terreno encontradas en otras zonas.

3) Posibles problemas

- a) En caso de tener presión o sobrevolumen negativo durante la ejecución de la inclusión, se reperfora parcial o totalmente la inclusión.
- b) En caso de falla mecánica durante la ejecución de la inclusión que no permita seguir el procedimiento
 - o si ocurre durante el proceso de excavación, se retira la barrena en ascenso inverso
 - o si ocurre durante el proceso de colado, se reperfora parcial o totalmente la inclusión (dependiendo del tipo y duración de la falla).
- c) En caso en que después de la ejecución, los parámetros reales no cumplen con los parámetros de ejecución:
 - o Concreto de resistencia baja (inferior a 30 kg/cm²)
 - o Mala ubicación de la inclusión.
 - o Nivel del concreto bajo

Se rehace una inclusión al menos a 20 cm de la inclusión con problemas, en una nueva ubicación.

Si los parámetros reales:

- o Diámetro de la inclusión
- o Sobrevolumen
- o Presión de inyección .

sobrepasan los parámetros de ejecución, se considera que no influencia negativamente el proyecto global.

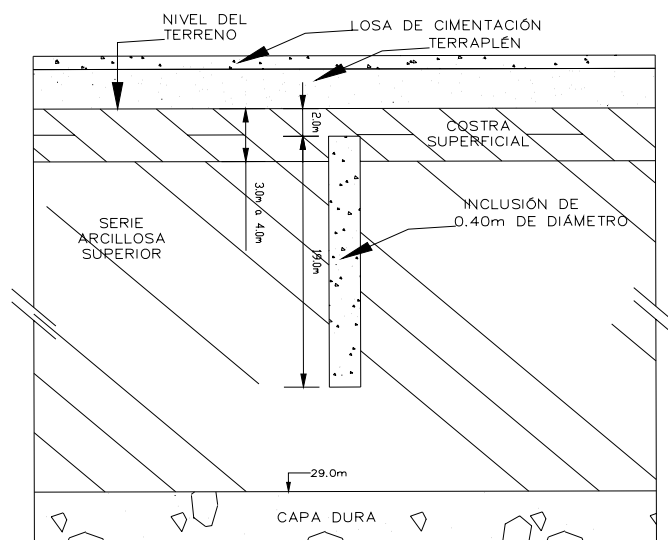


Figura V.32 Esquema Inclusión

Distribución de inclusiones

Ubicación en Plano General

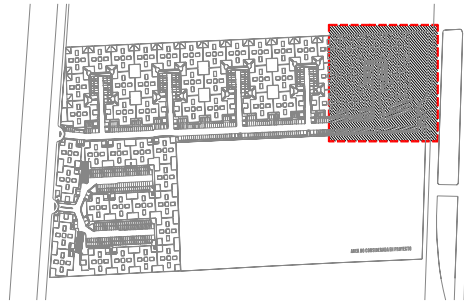
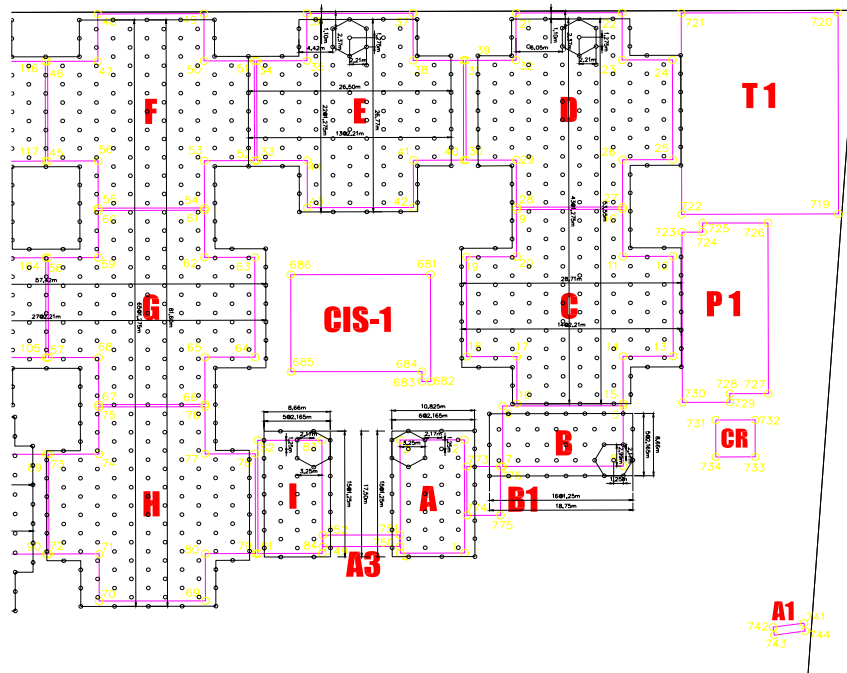


Figura V.33 Ubicación Manzana 1

Manzana I



Manzana II y III

Ubicación en Plano General

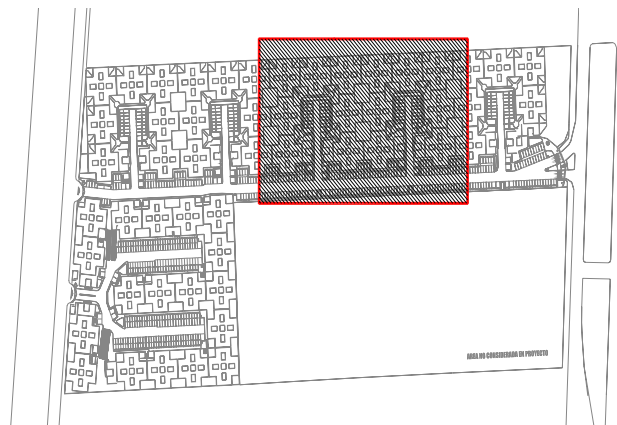
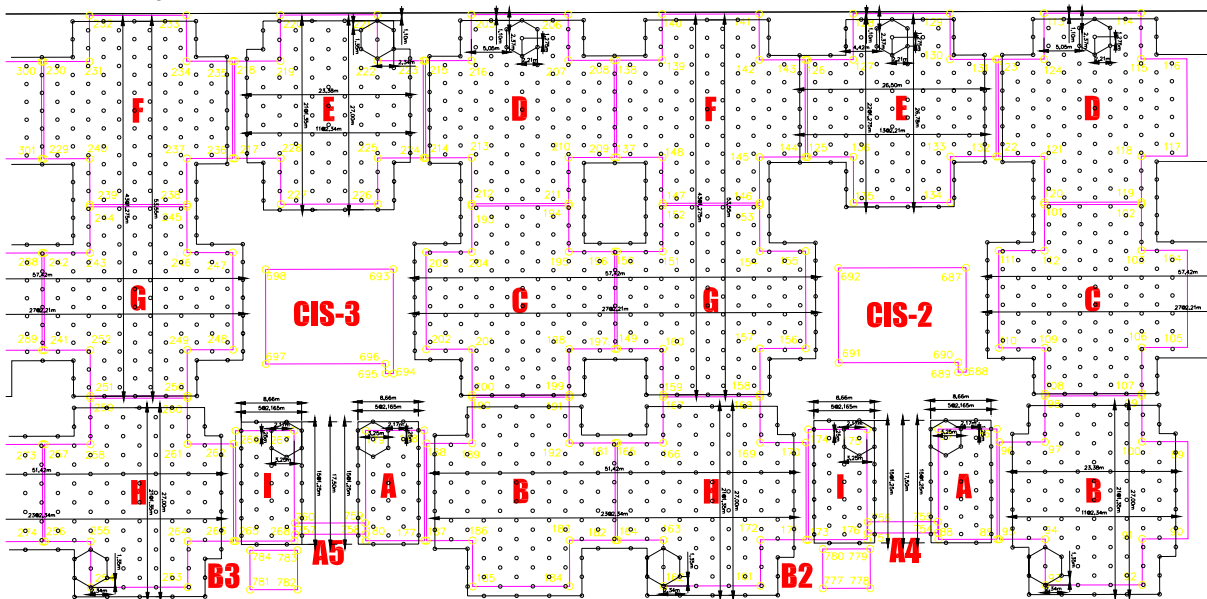


Figura V.34 Ubicación Manzana II y III

Manzana II y III



Manzana IV, V y VI

Ubicación en Plano General

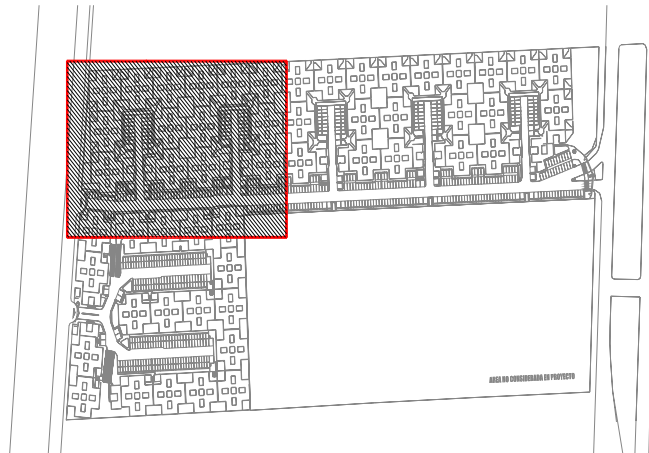
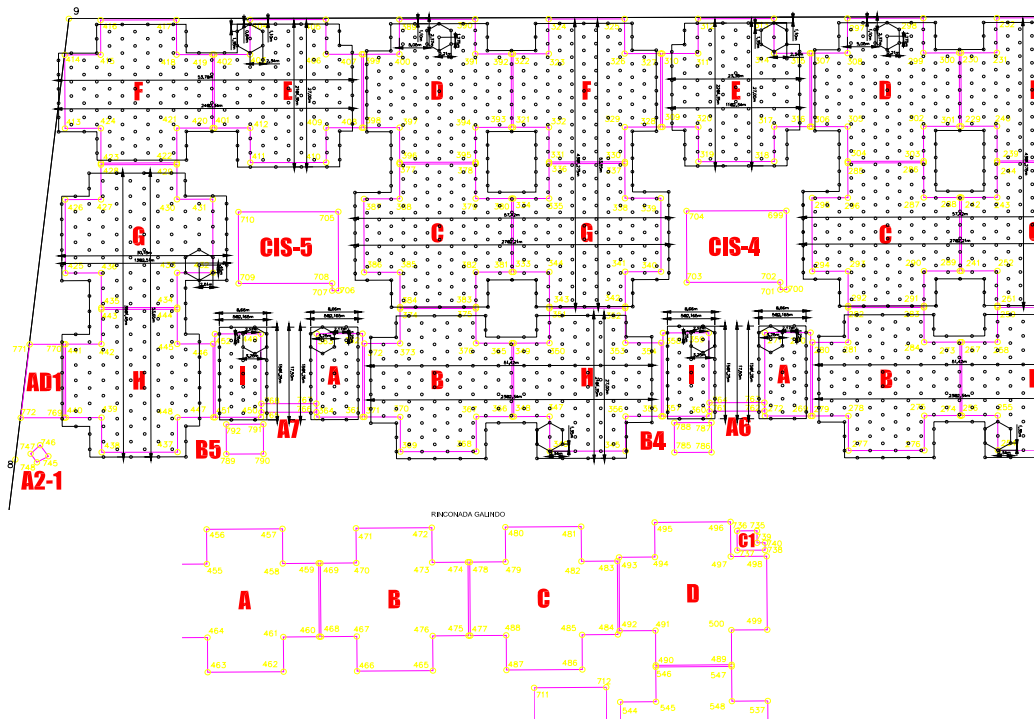


Figura V.35 Ubicación Manzana IV, V y VI

Manzana IV, V y VI



Capítulo VI. Presupuesto y Programa de Obra

VI.1 Presupuesto.

Toda actividad económica se caracteriza por la escasez de recursos y la necesidad de fijar un determinado orden de prioridades para su utilización.

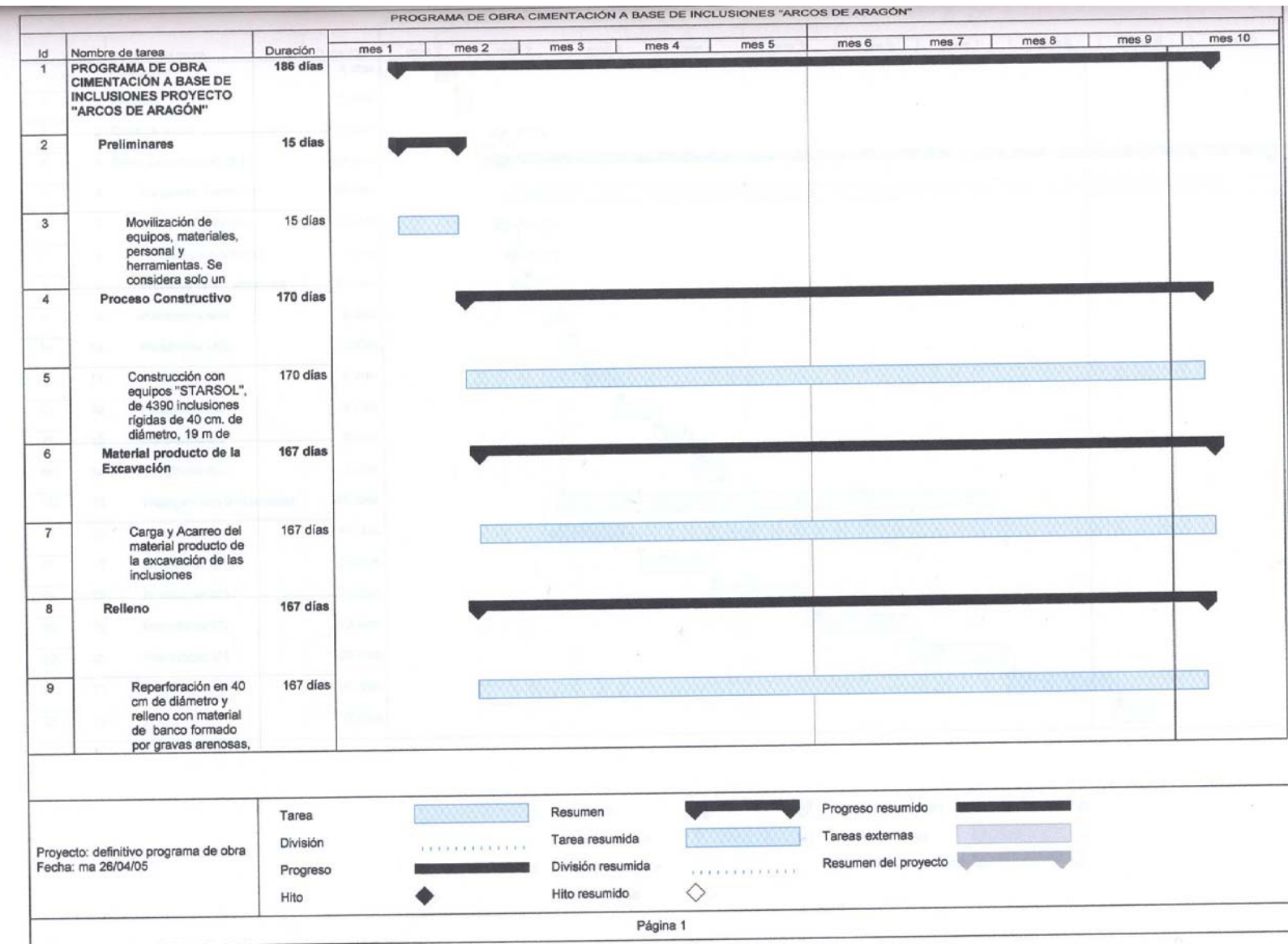
Si los recursos naturales, el trabajo y el capital fueran abundantes o indefinidamente renovables, los sujetos económicos no tendrían necesidad de cuantificar qué medios se necesitan para conseguir un determinado fin y de donde se va a obtener la financiación precisa para su adquisición.

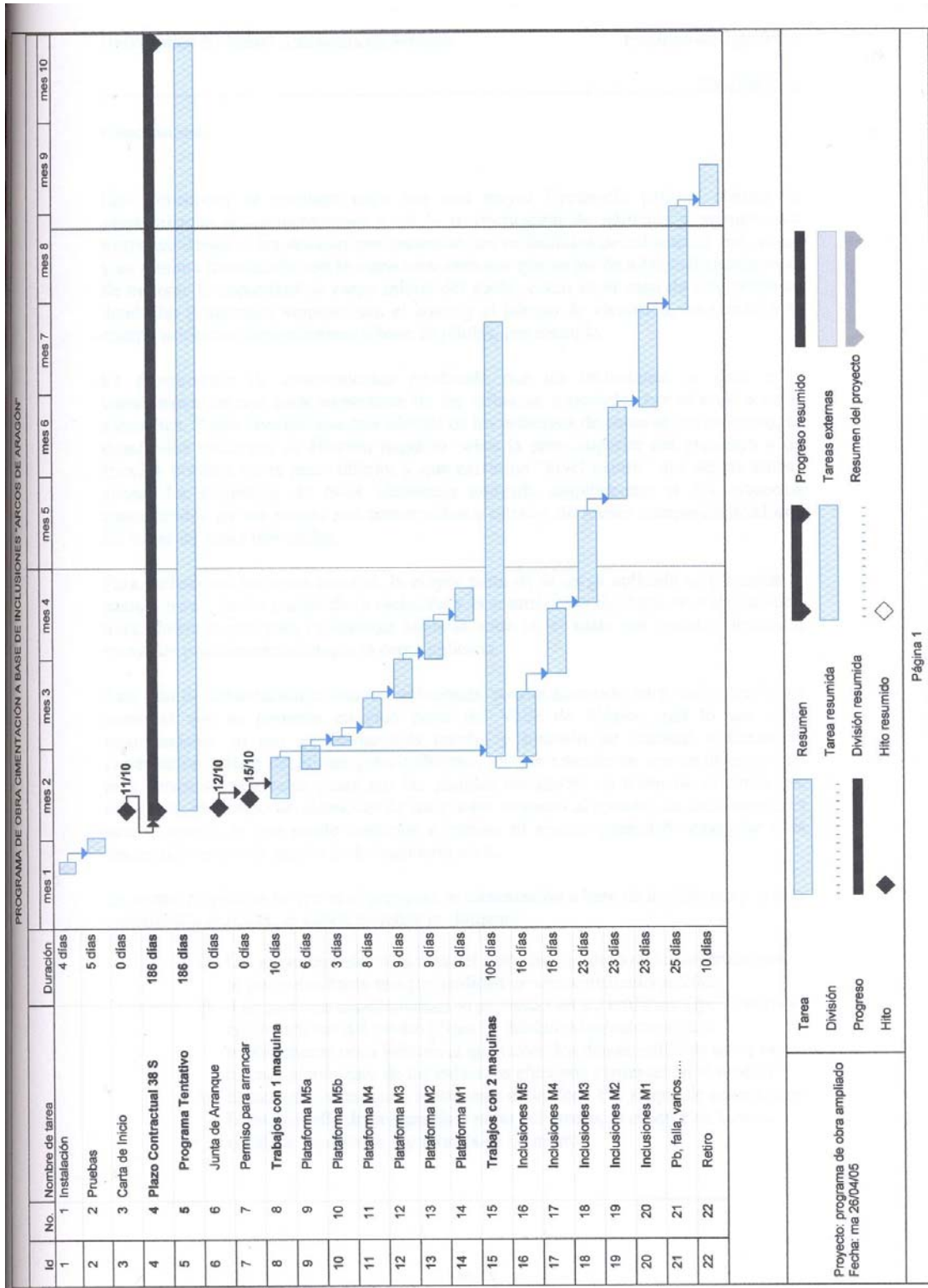
El presupuesto, en cualquier situación y circunstancia se realiza con el fin de tener en cuenta la previsión de gastos e ingresos para un determinado periodo de tiempo, por lo general un año. El presupuesto es un documento que permite a las empresas, los gobiernos, las organizaciones privadas y las familias establecer prioridades y evaluar la consecución de sus objetivos. Para alcanzar estos fines puede ser necesario incurrir en déficit o, por el contrario, ahorrar, en cuyo caso el presupuesto presentará un superávit.

Para esta obra en particular, es decir, la cimentación del proyecto a base de inclusiones, se presupuestó que la misma costaría alrededor de veinticinco millones de pesos para las 4390 inclusiones que se colocarán para mejorar la capacidad de carga del suelo; a continuación se muestra un desglose del presupuesto destinado a la cimentación del conjunto Arcos de Aragón a base de inclusiones:

PRESUPUESTO CIMENTACION A BASE DE INCLUSIONES "ARCOS DE ARAGON"(miles de pesos)

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7	Mes 8	Mes 9	Mes 10
Construcción de inclusiones de 40 cm de diámetro y 19 m de profundidad	m	92190	1528	2942	2953	3000	2885	2953	2953	2987	3021	499
Inclusiones colocadas por semana	pieza	4390	131	518	520	528	508	520	520	526	532	88
Importe Parcial			1528	2942	2953	3000	2885	2953	2953	2987	3021	499
Importe Acumulado			1528	4470	7423	10423	13308	16261	19214	22201	25222	25721
Estimación Parcial			790	2942	2942	3000	2908	2942	2953	2976	3021	1249
Estimación Acumulada			790	3732	6674	9674	12582	15524	18477	21453	24474	25723
Pago de Estimaciones Parcial			790	2942	2942	3000	2908	2942	2953	2976	3021	1249
Pago de Estimaciones Acumulada			790	3732	6674	9674	12582	15524	18477	21453	24474	25723





Conclusiones

Las inclusiones se emplean cada vez con mayor frecuencia para el control de asentamientos de cimentaciones y en la recimentación de edificios y monumentos históricos debido a las ventajas que presentan por su facilidad de colocación, bajo costo y su mínima interacción con la estructura, otro uso que se les da a las inclusiones es el de mejorar la capacidad de carga inicial del suelo, como es el caso de éste proyecto donde las principales ventajas son el costo y el tiempo de ejecución, en cuanto a la comparación con cimentaciones a base de pilotes, por ejemplo.

La disminución de asentamientos producida por las inclusiones se debe a la transferencia de una parte importante de los esfuerzos soportados por el suelo a estos elementos. Puede considerarse que además de los esfuerzos de punta en los extremos, se desarrollan esfuerzos de fricción negativa sobre la parte superior del elemento y de fricción positiva en la parte inferior y que existe un “nivel neutro” que separa ambas zonas. La eficiencia de estos elementos aumenta ampliamente si los esfuerzos concentrados en sus puntas son transmitidos a estratos de menor compresibilidad que las capas de suelo reforzadas.

Para inclusiones cercanas entre sí, la mayor parte de la carga aplicada se transmite al suelo a través de las puntas de la inclusión y la contribución del fuste es prácticamente nula, mientras que para inclusiones alejadas entre sí, el suelo que rodea la inclusión transmite prácticamente íntegra la carga aplicada.

Este tipo de cimentación a base de inclusiones, resulta adecuado para suelos arcillosos como el que se presenta en gran parte del Valle de México, por lo que sería recomendable su uso en forma más amplia y tratando de sustituir sistemas de cimentación a base de pilotes principalmente, ya que además de que resultan mucho más costosas entre otras cosas por las grandes cantidades de acero de refuerzo que requieren, el tiempo de ejecución de los pilotes respecto al sistema de inclusiones, es mucho mayor, lo que puede conllevar a retrasar el avance general de cualquier obra dentro del campo de acción de la ingeniería civil.

En lo que respecta a lo que es el proyecto de cimentación a base de inclusiones y con la estratigrafía definida, se puede concluir lo siguiente:

- 1) Las mayores deformaciones del suelo bajo el peso de la construcciones se presentan hasta una profundidad de aproximadamente 20m;
- 2) Los menores asentamientos se presentan en los edificios *Tipo Pórtico* y en la parte sur del predio (Zona I), debido principalmente a la relativamente poca influencia que tienen los demás edificios sobre estos (menor incremento de los esfuerzos efectivos verticales en el medio);
- 3) El mayor asentamiento se presenta en la Zona IV, ya que de acuerdo con la estratigrafía de la superficie norte del predio, el espesor de la serie arcillosa superior se incrementa en un metro.

De acuerdo a la información proporcionada y a los resultados obtenidos dan parámetros para determinar el diámetro óptimo de inclusiones, el cual será de 0.4 m de diámetro y con longitudes de 19 m, dejando su cabeza 2 m por debajo del nivel de piso terminado, y su punta inferior a 21 m.

Los terraplenes de desplante que se colocarán después de coladas las inclusiones tienen la función de impedir que se presenten cargas puntuales inducidas en la losa de cimentación por efecto de las inclusiones.

Se agregaron inclusiones alrededor del perímetro de las estructuras, con la finalidad de:

- 1) Permitir que las inclusiones centrales trabajen de acuerdo con la hipótesis de área tributaria utilizada en el diseño;
 - 2) Evitar que se transmita fricción perimetral en exceso a las inclusiones centrales;
 - 3) permitir un asentamiento más uniforme del área cargada.
- En comparación con el diseño preliminar, el número de inclusiones total se incrementó en aproximadamente un 34%, esto se debe principalmente a:
 - a) la compresibilidad de los materiales arcillosos, se incrementó, tomando en cuenta los nuevos sondeos, de un 70 hasta un 130%;
 - b) la altura de los terraplenes de desplante de los edificios se incrementó considerablemente, en algunos casos de 30 hasta 65cm;
 - c) se consideró necesario agregar una hilera de inclusiones fuera del perímetro de las estructuras por los motivos antes expuestos.
 - Es importante aclarar que, si se considerara como alternativa de solución el uso de pilotes de fricción, su número también se incrementaría significativamente debido a lo expuesto anteriormente en los puntos 1 y 2.
 - Debido a que el empleo de inclusiones es un método relativamente novedoso en las arcillas lacustres de la Ciudad de México y a la alta compresibilidad que presentan las arcillas en la zona de estudio, será necesario contar con un riguroso control de calidad en la construcción de los elementos e implementar un plan de monitoreo que permita observar el comportamiento de las estructuras durante su etapa de construcción y de servicio.

Bibliografía

- 📖 SOFTEC. Mexican Housing Overview 2002. Ed. PRISA S.A. de C.V. México 2001.
- 📖 SOWERS. “Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones”. Ed. LIMUSA 1978.
- 📖 GeoConstrucción, S.A. de C.V., “Estudio geotécnico para la cimentación de los edificios de 5 niveles y el diseño del pavimento para la vialidad interna del conjunto residencial Aragón”. México D.F. Noviembre 2003.
- 📖 RODRÍGUEZ, Juan Félix. “Uso de Inclusiones Rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos”, UNAM, DEPMI, tesis de maestría, México D.F., mayo 2001.
- 📖 RODRÍGUEZ, Juan Félix y AUVINET, Gabriel. “Manual de Construcción Geotécnica , Capítulo 9 Inclusiones”, SMMS, México 2002.
- 📖 RODRÍGUEZ, Juan Félix y AUVINET, Gabriel. “Uso de Inclusiones para el Control de Asentamientos”, XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, p.p. 40-46, Puebla, México, 1998.
- 📖 TOMLINSON, M.J. “Diseño y Construcción de Cimentaciones”. E.d. Limusa México 2001.
- 📖 A.L. LITTLE. Cimentaciones. Compañía Editorial Continental.
- 📖 Manual de Exploración Geotécnica . Secretaria General de Obras del Departamento del Distrito Federal . México, D.F. 1988.

Páginas de Internet consultadas para la elaboración del presente trabajo:

→ www.soletanche-bachy.com

→ www.infonavit.gob.mx

→ www.smms.org.mx

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

→ www.fundacion-ica.org.mx

→ www.cimesa.com.mx

Cimentaciones Mexicanas S.A. Empresa mexicana dedicada a las cimentaciones