



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA



**DISEÑO GEOTECNICO DEL ESTACIONAMIENTO
SUBTERRANEO DE LA PLAZA
BELLAS ARTES.**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTAN:

**JUAN EDEN / GONZALEZ PINEDA
LUIS MANRIQUEZ MUNOZ**

**DIRECTOR DE TESIS:
ING. RICARDO R. PADILLA VELAZQUEZ**

MEXICO, D. F.

OCTUBRE DE 1995

FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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 INGENIERIA
DIRECCION
60-1-202/94

Señores
ROSALBA CHAVEZ RAMIREZ
JUAN EDEN GONZALEZ PINEDA
LUIS MANRIQUEZ MUÑOZ
CLAUDIA MAURNO TENORIO
JOSE ALFREDO MICHEL PAREDES
LETICIA PEREZ CHAVEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. RICARDO PADILLA VELAZQUEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

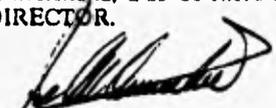
"DISEÑO GEOTECNICO DEL ESTACIONAMIENTO SUBTERRANEO DE LA PLAZA BELLAS ARTES"

- I. INTRODUCCION
- II. ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO
- III. MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA
- IV. ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS
- V. EXCAVACION Y ESTRUCTURACION
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a ustedes 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 les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 23 de enero de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

16. JMCS/RCR*nl

**A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

A LA FACULTAD DE INGENIERIA

A NUESTROS MAESTROS

**L.M.M.
J.E.G.P.**

**"SOLO CON EL CORAZON SE PUEDE
VER BIEN; LO ESENCIAL ES INVISIBLE
PARA LOS OJOS"**

ANTOINE DE SAINT EXUPERY.

A MIS PADRES:

LUIS MANRIQUEZ DOMINGUEZ.

DOLORES MUÑOZ FLORES.

QUE SON LOS MEJORES.

A MIS HERMANOS:

**LILIA, IRMA, JAVIER, JORGE BERNARDO,
ROBERTO, LETICIA Y RICARDO.**

PORQUE SIEMPRE DAN LO MEJOR DE SI.

A MIS ABUELITAS:

BERNARDA DOMINGUEZ

JUANA FLORES

POR EL CARIÑO QUE SIEMPRE ME HAN BRINDADO.

A MI ESPOSA:

PATRICIA LOPEZ MONTAÑEZ

**POR SU ESTIMULO Y PACIENCIA, PERO SOBRE TODO PORQUE
NUNCA SE DA POR VENCIDA.**

A MIS HIJOS:

LUIS, JORGE EDUARDO Y LAURA

QUE SON MI ALEGRÍA.

A LA SEÑORA TERESA MONTAÑEZ PADILLA, MI SUEGRA:

**PORQUE DURANTE EL TIEMPO QUE PATI Y YO
DEDICAMOS A LA ELABORACION DE NUESTRAS
RESPECTIVAS TESIS DE LICENCIATURA LOS NIÑOS
NO PUDIERON ESTAR EN MEJORES MANOS.**

**"HAY AQUELLOS QUE LUCHAN UNA HORA
Y SON BUENOS.
HAY QUIENES LUCHAN UN AÑO
Y SON MEJORES.
HAY AQUELLOS QUE LUCHAN MUCHOS AÑOS
Y SON MUY BUENOS.
PERO POCOS LUCHAN LA VIDA ENTERA.
ESOS SON IMPRESCINDIBLES."**

BERTOLT BRECHT.

AGRADECIMIENTOS.

Son muchas las personas e instituciones que proporcionaron su apoyo y colaboración en la preparación de esta tesis, a todas ellas expreso mi gratitud y reconocimiento. Entre ellas estan:

- Los ingenieros Fernando Ramiro Lalana, Salvador Carmona Ireta y Ruben Rendón German, quienes me animaron a realizar la tesis y me brindaron su apoyo durante la realización de ésta.
- Los ingenieros Alfonso Guyot, Ricardo Pérez Ruiz y Miguel Quintana Vega quienes permitieron tener acceso al proyecto ejecutivo del Estacionamiento Plaza Bellas Artes elaborado por ICA.
- Los ingenieros Jesús Martínez Vara y Guadalupe Alfaro, respectivamente jefe y calculista del Departamento de Mécanica de Suelos de ICA Ingeniería, amablemente proporcionaron el proyecto geotécnico, resolvieron dudas acerca de éste, recomendaron bibliografía, facilitaron parte de ella y realizaron importantes sugerencias. Un especial reconocimiento para ellos.
- La srita. Olin Cipattli, quien me apoyo en la captura del borrador de la tesis.
- Fis. José Antonio Moreno Reyes, quien amablemente realizó la captura definitiva de este trabajo y realizó significativas sugerencias..
- Mis compañeros de tesis: Rosalba, Leticia, Claudia, Alfredo y Juan, porque este trabajo de tesis es producto del esfuerzo de cada uno. Muy especialmente a Rosalba y Juan quienes con su entusiasmo y dedicación fueron parte indispensable del grupo.
- Armando Díaz y Enrique Valencia, mis compañeros de trabajo, por su participación en la elaboración de varios dibujos.

- La Dirección de Salvamento Arqueológico del Instituto Nacional de Antropología e Historia, particularmente al Arqueólogo David Escobedo.
- Al Ing. Agustín Deméneghi Colina quien amablemente facilitó sus notas de clase.
- El Ing. Ricardo Padilla Velázquez, director de tesis, quien revisó cuidadosamente ésta, realizando valiosas indicaciones durante su elaboración y a quien deseo expresar mi más sincero agradecimiento.

LUIS MANRIQUEZ MUÑOZ.

"La imaginación es más importante que los conocimientos".

A. EINSTEIN.

A MIS PADRES:

JUAN GONZALEZ REYES.

ESPERANZA PINEDA DE GONZALEZ.

A MIS HERMANOS:

JOSE DIEGO, BEATRIZ, TERESA Y CARMEN.

**A LA MEMORIA DEL DR. MARIO GARCIA VALVERDE, UN AMIGO
ENTRAÑABLE.**

A IDALIA, MI COMPAÑERA Y AMIGA DE CASI MEDIA VIDA.

**A LA SEÑORA MAGDALENA ELIAS DE GARCIA, POR SU APOYO Y
COMPRESION.**

A RAUL, MAGDALENA, ALEJANDRA Y OSCAR.

AGRADEZCO PROFUNDAMENTE AL INGENIERO RICARDO R. PADILLA VELAZQUEZ SU APOYO EN LA ELABORACION DE ESTA TESIS.

AL PROFESOR AGUSTIN DEMENEGHI COLINA, UN EJEMPLO A SEGUIR.

A MI COMPAÑERO DE TESIS LUIS MANRIQUEZ MUÑOZ. LE AGRADEZCO SU INTERES EN LA MATERIALIZACION DEL PRESENTE TRABAJO.

ASIMISMO, AGRADEZCO AL FISICO JOSE ANTONIO MORENO REYES SU VALIOSA AYUDA EN LA CAPTURA E IMPRESION DE ESTA TESIS.

JUAN EDEN GONZALEZ PINEDA.

**DISEÑO GEOTECNICO DEL ESTACIONAMIENTO
SUBTERRANEO DE LA PLAZA BELLAS ARTES.**

**LUIS MANRIQUEZ MUÑOZ.
JUAN EDEN GONZALEZ PINEDA.
MEXICO D.F.
1995**

CONTENIDO

I INTRODUCCION.	I-1
II ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.	
II.1 INTRODUCCION.	II-2
II.2 ANTECEDENTES HISTORICOS.	II-3
II.2.1 Antecedentes de algunos edificios importantes del Centro Histórico de la Ciudad de México contemporáneos al Palacio de Bellas Artes.	II-3
II.2.2 Cimentación y hundimientos del Palacio de Bellas Artes.	II-7
II.3 ANTECEDENTES SOCIALES.	II-13
II.4 SITUACION DE ESTACIONAMIENTOS.	II-14
II.4.1 Situación de los estacionamientos en Estados Unidos.	II-14
II.4.2 Situación de los estacionamientos en Europa.	II-15
II.4.3 Situación de los estacionamientos en México.	II-15
II.5 PROYECTO ARQUITECTONICO.	II-20
II.5.1 Generalidades.	II-20
II.5.2 Rampas de comunicación en los diferentes niveles.	II-29
II.5.3 Cajones y pasillos.	II-29
II.5.4 Caseta de control.	II-31
II.5.5 Señalización.	II-31
II.5.6 Servicios sanitarios (hombres y mujeres).	II-32
II.5.7 Sistema de ventilación.	II-33
II.5.8 Cisterna y cárcamo.	II-33
II.5.9 Ubicación de infraestructura en el estacionamiento.	II-34
II.5.10 Acabados.	II-34
II.6 PROYECTO GEOTECNICO.	II-39
II.6.1 Criterio de Diseño.	II-39
II.6.2 Zonificación geotécnica.	II-39
II.6.3 Requisitos mínimos de exploración del subsuelo.	II-41
II.6.4 Requisitos mínimos de exploración para la zona III.	II-45
II.6.5 Sondeos realizados en el estacionamiento y métodos de exploración recomendados por el RCDF-93.	II-48

CONTENIDO

II.6.6 Empujes laterales.	II-57
II.6.7 Revisiones necesarias a la cimentación.	II-67
II.6.8 Revisiones necesarias de la excavación.	II-76
II.6.9 Revisión por empotramiento de la tablestaca.	II-92
II.7 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.	II-94
II.7.1 Características generales del proyecto.	II-94
II.7.2 Determinación de cargas.	II-95
II.7.3 Análisis Estructural.	II-97
II.7.4 Dimensionamiento.	II-103
II.7.5 Materiales utilizados.	II-104
II.7.6 Control de filtraciones.	II-104
II.8 PROYECTO DE INSTALACIONES.	II-105
II.8.1 Instalación hidráulica y sanitaria.	II-105
II.8.2 Instalación eléctrica.	II-107
II.8.3 Sistema de ventilación.	II-107
II.8.4 Sistema de circuito cerrado de televisión.	II-108
II.8.5 Sistema contra incendio.	II-108
II.8.6 Sistema de equipo automático de cobro y equipo de sonido.	II-109
II.9 SALVAMENTO ARQUEOLÓGICO.	II-110

III MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

III.1 INTRODUCCIÓN.	III-2
III.2 TRABAJOS PRELIMINARES.	III-2
III.3 BROCALES.	III-4
III.4 TIPOS DE TABLESTACAS.	III-6
III.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL MURO MILAN.	III-11
III.5.1 Procedimiento constructivo.	III-11
III.5.2 Lodo Bentonítico.	III-20
III.5.3 Alternativa del uso de agua en sustitución de lodo bentonítico.	III-23

CONTENIDO

III.6 ANALISIS Y DISEÑO DEL MURO MILAN.	III-24
III.6.1 Consideraciones generales.	III-24
III.6.2 Tablestacas apuntaladas.	III-26
III.6.3 Cálculo de empujes sobre el muro milan.	III-28
III.6.4 Determinación de los puntos de aplicación de los troqueles.	III-30
III.6.5 Determinación de las condiciones de carga y análisis del muro milan durante las etapas de proceso constructivo.	III-31
III.6.6 Análisis estructural del muro milan.	III-36
III.6.7 Revisión del muro milan por pateo.	III-39
III.6.8 Diseño del muro milan por flexión en la dirección vertical.	III-41
III.6.9 Diseño del muro milan por flexión en la dirección horizontal.	III-45
III.6.10 Diseño de troqueles.	III-48
III.6.11 Revisión por penetración del muro milan.	III-53
III.7 TABLESTACAS PREFABRICADAS.	III-54
III.7.1 Procedimiento constructivo.	III-54
III.8 DISEÑO DE LAS TABLESTACAS PREFABRICADAS.	III-61

IV ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

IV.1 INTRODUCCION.	IV-2
IV.2 CONTROL DEL FLUJO DE AGUA EN LAS EXCAVACIONES Y ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.	IV-2
IV.3 METODOS DE BOMBEO Y ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.	IV-4
IV.3.1 Zanjas y cárcamos.	IV-6
IV.3.2 Pozos punta.	IV-8
IV.3.3 Pozos con sistema de vacío.	IV-10
IV.3.4 Electrósmosis.	IV-11
IV.3.5 Bombeo profundo por gravedad.	IV-14

CONTENIDO

IV.4 EXPRESIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO.	IV-26
IV.4.1 Ley de Darcy.	IV-27
IV.4.2 Flujo establecido radial en pozos con penetración total en acuíferos artesianos.	IV-29
IV.4.3 Acuíferos limitados por una frontera infinita con agua permanente. Método del pozo imagen.	IV-33
IV.5 ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.	IV-39

V EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

V.1 INTRODUCCION.	V-2
V.2 DESVIOS.	V-3
V.3 ETAPAS DE EXCAVACION Y CONFIGURACION DE TALUDES.	V-10
V.4 TROQUELAMIENTO.	V-19
V.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO FUERA DE LA ZONA DE RAMPAS.	V-29
V.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ZONA DE RAMPAS.	V-51
V.7 ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.	V-54
V.8 ANALISIS DE LA FALLA DE FONDO POR SUBPRESION.	V-63
V.9 ANALISIS DE FALLA DE FONDO POR CORTE.	V-66
V.10 ESTADOS LIMITE DE FALLA DE LA ESTRUCTURA.	V-71
V.10.1 Revisión por flotación.	V-72
V.10.2 Revisión del desplazamiento plástico general del suelo bajo el cimientó.	V-73
V.11 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO PARA LA EXCAVACION Y ESTRUCTURA.	V-76
V.11.1 Movimientos instantáneos.	V-76
V.11.2 Asentamiento diferido.	V-85

CONTENIDO

V.12 INSTRUMENTACION.	V-101
V.12.1 Aspectos Generales.	V-101
V.12.2 Comportamiento del estacionamiento.	V-111
V.12.3 Comportamiento del Palacio de Bellas Artes.	V-112

VI CONCLUSIONES.

VI.1 CONCLUSIONES GENERALES.	VI-2
VI.2 CONCLUSIONES DE LA OBRA.	VI-4

BIBLIOGRAFIA



Aspecto original del jardín ubicado frente al Palacio de Bellas Artes antes de la construcción del Estacionamiento Plaza Bellas Artes. Observemos al fondo el congestionamiento vial sobre la Avenida Juárez.

I INTRODUCCION.

INTRODUCCION.

I INTRODUCCION.

El Centro Histórico de la Ciudad de México, tradicionalmente ha sido uno de los lugares donde se concentra la actividad comercial, cultural, política y social del país. Por tal motivo, el flujo automovilístico es de una magnitud considerable, agudizándose el problema de estacionamiento en la zona.

El Palacio de Bellas Artes, ubicado en esta zona centro, representa uno de los sitios más relevantes de la vida cultural en México siendo ampliamente concurrido y no contando con la infraestructura necesaria de espacios de estacionamiento para sus visitantes. Por este motivo la Coordinación General de Transporte (CGT) del Departamento del Distrito Federal decidió llevar a cabo la construcción de un estacionamiento público que aliviara dicho problema.

Con el propósito de no modificar las características urbano-históricas del contexto, en cuanto a espacio y forma comprendidas entre el Palacio de Bellas Artes, la Alameda y el edificio de Correo, se optó por construir un estacionamiento subterráneo con un cajón totalmente compensado y de esta manera destinar el espacio superior a la construcción de una plaza que se integrara como un espacio unitario al Palacio de Bellas Artes, retomando el proyecto original del arquitecto Adamo Boari.

El objetivo principal de esta tesis es presentar los aspectos esenciales que se contemplan en el diseño de una excavación para una cimentación compensada, que en el caso del subsuelo de la Ciudad de México es tan importante como el diseño de la cimentación misma.

En el Capítulo II se presenta una recopilación de los sitios destinados para estacionamientos en México y en algunos países, así como la descripción general del proyecto. En este mismo capítulo también se presentan los lineamientos necesarios para revisar la seguridad de la excavación del estacionamiento en cuestión.

INTRODUCCION.

En el Capítulo III se describe el procedimiento constructivo, el análisis y diseño de las tablestacas coladas en sitio (muros milán) y tablestacas prefabricadas.

El control del flujo de agua, los diversos métodos de bombeo, el análisis y diseño del sistema de abatimiento de cargas hidráulicas en la excavación para el Estacionamiento Plaza Bellas Artes se desarrollan en el Capítulo IV.

En el Capítulo V se presentan el tren de trabajo del procedimiento constructivo, los análisis numéricos relativos a la estabilidad de taludes, la falla de fondo por corte, la falla de fondo por subpresión, los movimientos verticales dentro de la excavación a corto y largo plazo, así como los resultados de la instrumentación implementada durante la construcción.

Finalmente en el Capítulo VI se presentan las conclusiones y comentarios obtenidos en el presente trabajo.



Descubrimiento de escultura y ofrendas.
Trabajos de rescate arqueológico.

II ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

II.1 INTRODUCCION.

En el presente capítulo se hace una descripción global de los antecedentes históricos y culturales inherentes al diseño geotécnico y a la construcción del Estacionamiento Plaza Bellas Artes, asimismo se define la situación de los estacionamientos en algunos países, en el Distrito Federal y en algunas ciudades de provincia.

Se presentan brevemente los proyectos arquitectónico, geotécnico y estructural del estacionamiento. En el proyecto arquitectónico, se indican las dimensiones generales del estacionamiento, su capacidad, la señalización requerida, los cajones para los autos, etc. En el proyecto geotécnico se especifican: la zonificación propuesta por el Manual de Diseño Geotécnico (MDG-87) de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), así como la localización del estacionamiento dentro de ésta; los requisitos mínimos de exploración del subsuelo y los diferentes sondeos realizados con los cuales se definió la estratigrafía del predio, con base al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993 (RCDF-93) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones de 1987 (NTCDCC-87); asimismo, se definen las acciones a las que se sometieron las tablestacas y troqueles utilizados en la excavación, para su posterior revisión y diseño. La estabilidad general tanto de la excavación como de la cimentación se revisa cumpliendo satisfactoriamente con los estados límite de falla y los estados límite de servicio.

Finalmente, se desarrolla la descripción del proyecto estructural en el que se definen los distintos elementos que constituyen al estacionamiento, las cargas a las que estarán sometidos, la función que desempeñan y los materiales que los constituyen.

II.2 ANTECEDENTES HISTORICOS.

II.2.1 Antecedentes de algunos edificios importantes del Centro Histórico de la Ciudad de México contemporáneos al Palacio de Bellas Artes.

En la época porfiriana, las grandes obras de la Ciudad de México fueron realizadas con gran proclividad hacia los estilos artísticos italianos y franceses. La ciudad comenzó a ensancharse fuera de su antiguo recinto en 1869, primero con el barrio de Santa María la Rivera y en 1880 con las colonias Guerrero y la San Rafael, etc. Estos barrios eran destinados para la habitación de la clase media y contrastaban con los barrios residenciales a ambos lados del Paseo de la Reforma que, con el Monumento de la Columna de la Independencia, adquiere una categoría definitiva en 1910, año en el que fue inaugurado en las fiestas del Centenario de la Independencia.

De igual época es la construcción del Palacio de Bellas Artes y otros edificios situados en el Centro de la Ciudad de México, de los cuales enunciaremos los siguientes:

- El Palacio Cobián, en donde hoy está instalada la Secretaría de Gobernación, proyectado y construido por el arquitecto mexicano Emilio Dondé y la Iglesia de San Felipe, en la calle de Madero, obra del mismo arquitecto.
- El Monumento a la Revolución, construido con una gran armadura de hierro, fue en un principio el proyecto del Palacio Legislativo del arquitecto francés Emile Bernard, pero tal proyecto no llegó a realizarse, sin embargo, más tarde fue transformado por el arquitecto Carlos Obregón

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

Santacilia en dicho monumento, conservándose la armadura propuesta por Bernard.

- El ahora transformado, en su interior, Centro Mercantil (actual Hotel de la Ciudad de México) y la Casa Requena (ahora desaparecida).
- La Cámara de Diputados y el Monumento a Juárez, proyectos de los arquitectos Mauricio Campos y Guillermo de Heredia respectivamente, ejemplos de un neoclasicismo modernizante a lo francés.
- La Secretaría de Comunicaciones (hoy Museo Nacional de Arte), proyecto del arquitecto italiano Silvio Contri, de gran magnitud, que por su volumen e importancia compite con el Palacio de Minería de Manuel Tolsá.
- El Edificio Central de Correos, obra del arquitecto Adamo Boari.

El estacionamiento, motivo de esta tesis, se localiza bajo el nivel del terreno natural, frente a la fachada principal del Palacio de Bellas Artes y dada su cercanía a este importante inmueble histórico, lleva el nombre de **Estacionamiento Plaza Bellas Artes.**

El patrimonio cultural, que forma parte de la herencia social, transmitida de generación en generación, en el caso de nuestra ciudad, es enorme. Sin embargo, sólo mencionaremos que el estacionamiento se ubicó en un lugar privilegiado, rodeado de importantes edificios y a un lado de la Alameda Central. Uno de estos edificios es el Palacio de Bellas Artes, antes Teatro Nacional, el más importante en su género en la vida artística y cultural del siglo pasado. El antiguo Teatro Nacional fue construido por iniciativa del señor Francisco Arbeau en 1842, apoyado por el Ayuntamiento de la Ciudad, ocupaba una superficie de 24.50 por 97.00 m, abarcando de oriente a

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

poniente, desde la calle de Bolívar hasta la actual Filomeno Mata, coincidiendo su eje principal con el eje de la actual Avenida 5 de Mayo. Al inicio del Siglo XX se planeó en un principio darle un nuevo aspecto al Teatro Nacional, pero se optó por la construcción de uno nuevo, acorde al crecimiento urbano y cultural de la ciudad, fue así como en 1901 se iniciaron los trabajos de demolición del antiguo teatro para prolongar la Avenida 5 de Mayo, con el fin de que ésta desembocara a la plaza del nuevo teatro. Dicha plaza estaría formada por el sitio comprendido entre las calles del Mirador de Santa Isabel o de la Alameda (Angela Peralta) al poniente, la calle de Santa Isabel (Eje Central) al oriente, la calle de la Mariscal (Avenida Hidalgo) al norte y la calle del Puente de San Francisco (Avenida Juárez) al sur. Ver Figura II.1.

En el predio mencionado se ubicaba un convento conocido usualmente con el nombre de Santa Isabel, fundado en 1601 por Doña Catalina López de Peralta. En el Siglo XVII el convento todavía estaba fuera del límite de la ciudad, aunque más allá tenía como vecina a la Alameda, que en esos tiempos ocupaba sólo la mitad de su superficie actual, dejando en su parte occidental al terreno para el quemadero de la inquisición.

En 1901, como se mencionó antes, se iniciaron los trabajos de construcción del Teatro Nacional, entre ellos la demolición del antiguo Teatro Nacional y de las fincas que formaron el convento de Santa Isabel, provocando un cambio urbano importante en la zona que por muchos años fue límite de la ciudad.

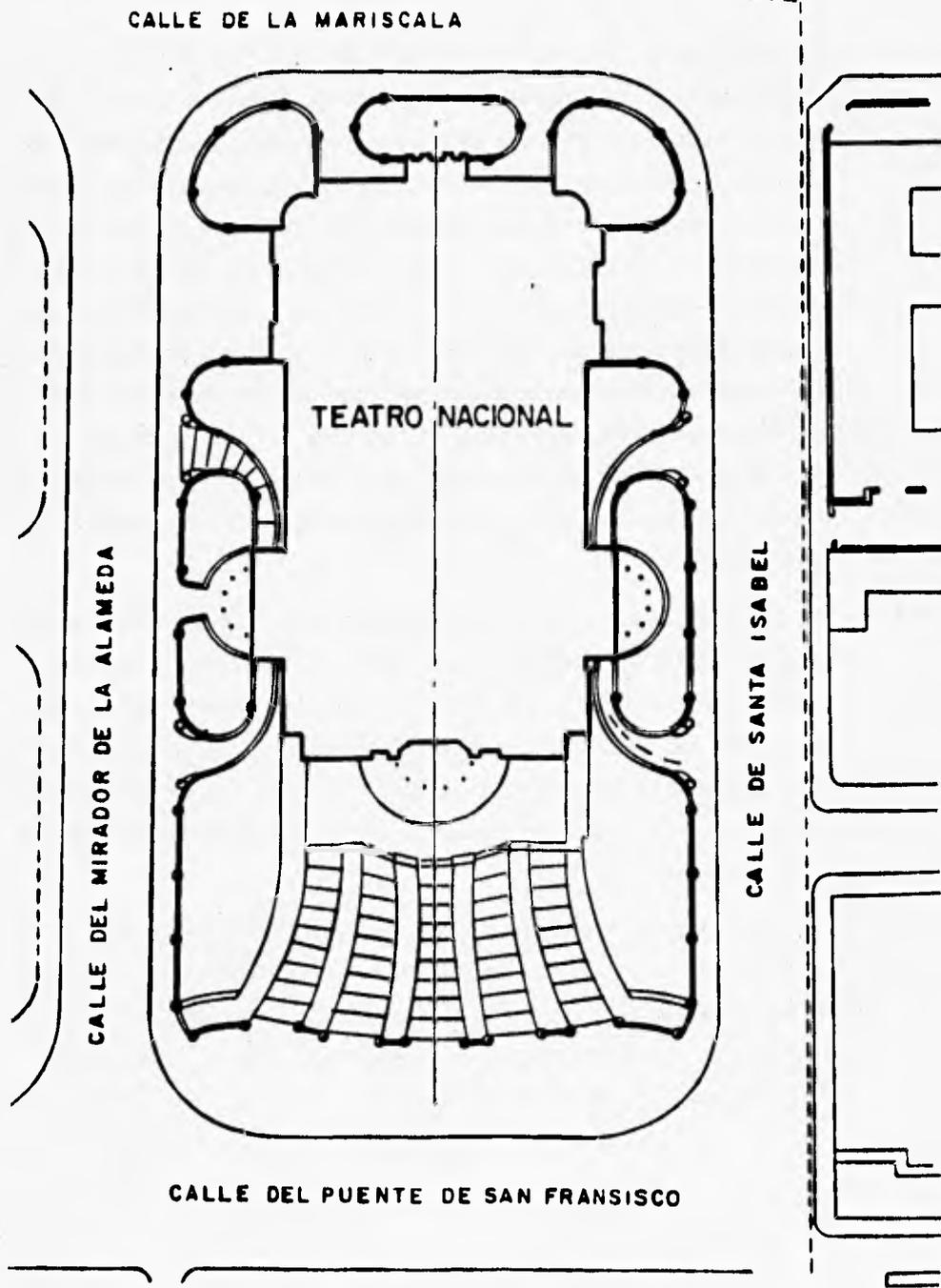


Figura II. 1.-Croquis de localización del Teatro Nacional.

La construcción del Teatro Nacional, después Palacio de Bellas Artes, se realizó en dos épocas importantes en la historia de nuestro país: el régimen de Porfirio Díaz y la etapa de la Revolución; iniciada la construcción en 1904, se interrumpe poco a poco por no existir mandato constitucional estable en la República, a partir de 1912 hasta 1916. Para entonces se había concluido todo el exterior de la obra a excepción del recubrimiento de la cúpula. Entre 1917 y 1929 hubo dos intentos importantes de los gobiernos postrevolucionarios para reanudar la construcción: en 1919 con Venustiano Carranza, continuándolo Alvaro Obregón y en 1928, con Plutarco Elías Calles. En una segunda etapa de construcción, que también dio su sello a la obra con el arquitecto Federico E. Mariscal, como director del proyecto, fue su terminación de 1930 hasta 1934.

II.2.2 Cimentación y hundimientos del Palacio de Bellas Artes.

La cimentación del edificio fue calculada y proyectada por el ingeniero Birkmire, y está formada por emparrillados metálicos compuestos de dos hiladas de viguetas. Los emparrillados se asientan sobre una capa o cama de concreto de 1.32 m de espesor. La superficie de la plataforma de concreto es de 7,450 m² y considerando el peso del concreto, del emparrillado y proplamente el peso de la plataforma, el peso total es de 87,454 t. Si se considera que las cargas son transmitidas al terreno por el área cubierta por la plataforma de concreto, la carga unitaria es, igual a 11.74 t/ m².

Construida la plataforma, se inició un proceso de hundimiento uniforme de la misma, habiéndose hundido durante los siguientes seis meses a la construcción 0.073 m. Después manifestó tendencia a bajar hacia su centro de gravedad presentando en la parte superior una superficie cóncava.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

Continuaron los hundimientos hasta el año de 1907, pero cuando el esqueleto estaba ya concluido y comenzaba la construcción de los muros, la plataforma se inclinó hacia la esquina suroeste, después de algunos meses el eje de inclinación cambió dirigiéndose hacia el lado noroeste, continuando los movimientos con mayor velocidad del lado de la fachada poniente (Parque Alameda), que en la oriente (Edificio de Correo). La fachada norte bajaba con más velocidad que la sur, acentuándose en ambas el hundimiento hacia el poniente, siendo la esquina más baja la del noroeste.

Se trató entonces de precisar las causas de estas diferencias de hundimientos, realizándose una serie de pozos alrededor de la plataforma para estudiar el régimen del agua subterránea concluyéndose entonces que existía una corriente de agua con dirección al noroeste y relacionada con el eje de los descensos.

Los hundimientos generales del edificio se originaron por haber transmitido al terreno una carga superior a la que soportaba previamente, además de haberse desplantado a poca profundidad (2.50 y 3.00 m), tal que no permitió la compensación de presiones, concepto no conocido hasta entonces. La deformación que se presentó en la plataforma hacia su centro de gravedad fue debida a la acumulación de presiones en la parte central, la cual fue subsanada calzando las bases de columnas con placas metálicas. Respecto a la diferencia de hundimientos entre las fachadas, esto se debió a las diferentes condiciones del subsuelo, ya que del lado del Edificio de Correo las capas inferiores del terreno habían sido comprimidas durante años por la antigua construcción del Convento e Iglesia de Santa Isabel y la contigüidad del Hospital de Terceros; los del lado del parque Alameda no la habían sufrido teniendo por el contrario la proximidad del parque.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El mayor hundimiento hacia la fachada norte puede tener su origen en la proximidad del gran colector que pasa por la Avenida de los Hombres Ilustres (hoy Avenida Hidalgo), a una profundidad menor que las demás atarjeas de las calles que rodean al edificio.

Para contrarrestar el efecto de las corrientes subterráneas se acordó construir una ataguía, para lo cual se consultó al ingeniero John N. O'Rourke, de Nueva York; el proyecto presentado por él consistía en una ataguía de fierro laminado y acanalado.

Las ventajas de la ataguía son:

- 1.- Prevenir los movimientos laterales del terreno bajo las presiones que hacen que se escurra, alejándose de la parte próxima inferior de asiento hacia afuera.
- 2.- Las fluctuaciones del agua son menos bruscas y por lo tanto, los acarrees de menor importancia.
- 3.- Aísla el terreno de la masa del conjunto, librándolo de esta forma, de los movimientos exteriores y de las corrientes subterráneas.

Finalmente la ataguía fue colocada a 3.00 m del contorno del edificio siguiendo las líneas de éste.

Como la sola ataguía no fue suficiente para detener los hundimientos, se pensó en consolidar el terreno, optándose por inyectar a éste, con cemento desleído en agua, procedimiento que había tenido aplicaciones en París y Nueva York, y también se había empleado con anterioridad en México en la Estación del Ferrocarril Mexicano en el año de 1881.

En las inyecciones se empleó primero el cemento desleído, pero debido al rápido fraguado se obstruyó el tubo de inyección, se buscó entonces la manera de retardar el fraguado adicionando cal - grasa.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

Ya que el hundimiento era mayor del lado del Parque Alameda que del Edificio de Correos, las inyecciones se hicieron de preferencia en ese lado, en el terreno comprendido entre la ataguía y la plataforma de concreto y en la proximidad de las columnas que acusaban mayores hundimientos.

Se realizaron cuatro inyecciones en el interior y dos del lado de Correo. Las primeras inyecciones se pusieron en 1910 y en julio y agosto de 1913 se aplicaron las últimas.

El resultado fue favorable, pues empezó a disminuir el hundimiento del lado de la Alameda, especialmente en la esquina noroeste que se hundía a gran velocidad y en la que se habían colocado el mayor número de inyecciones.

La diferencia de los hundimientos posteriores a las inyecciones mejoró la posición del edificio, pues la plataforma tendió a colocarse en un plano horizontal.

El hundimiento total de la esquina noroeste fue de 1.846 m desde 1908 a 1920.

Las condiciones de estabilidad en las que se encuentra el edificio se consideran buenas, pues no obstante los fuertes movimientos que ha tenido la plataforma, no presenta grietas de importancia.

En las Figuras II.2a-b se muestra la ubicación de la ataguía en planta y perfil, así como el detalle de ésta y su colocación.

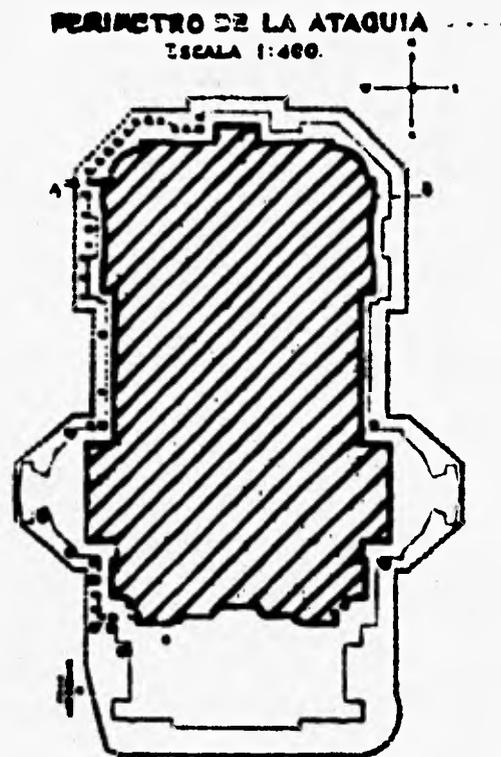


Figura II. 2a Planta de ataguía

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

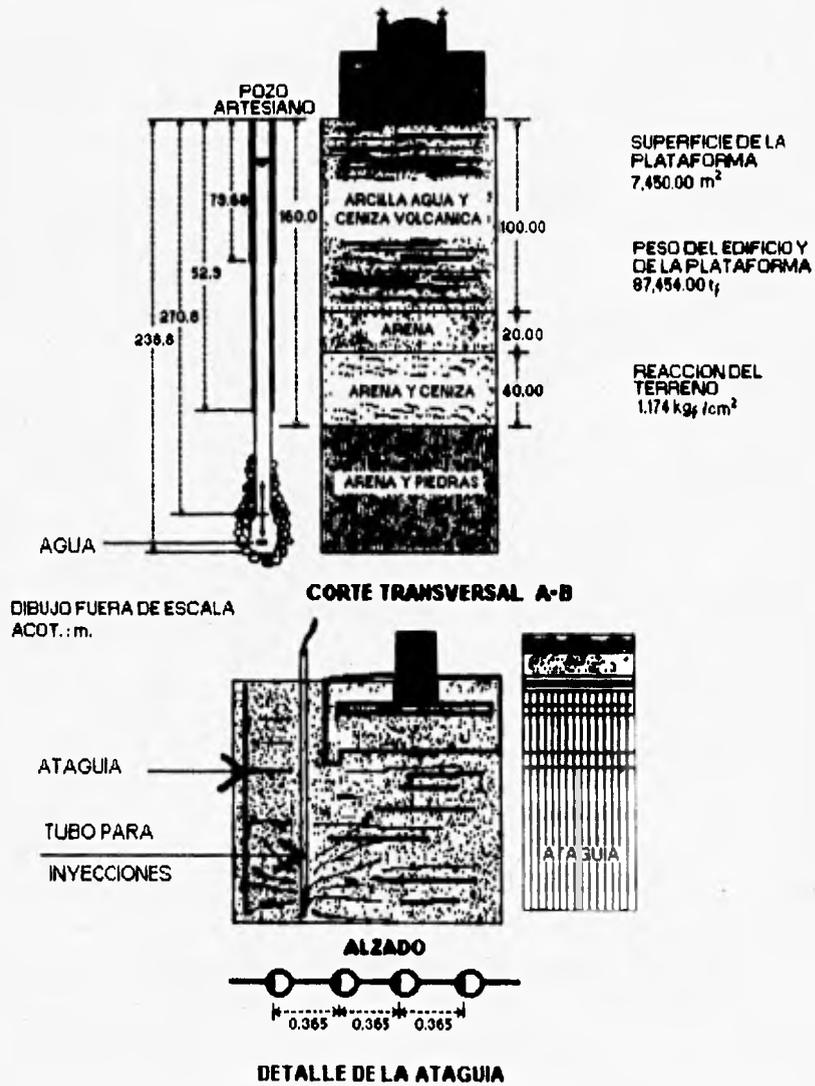


Figura II.2b Detalles de atagüa e inyecciones en el Palacio de Bellas Artes.

II.3 ANTECEDENTES SOCIALES.

Posteriormente a la Revolución Industrial, los medios de transporte han sido perfeccionados notablemente. Tan cierta es esta afirmación, que el hombre ha podido llegar a la Luna. En el caso del automóvil, después de la Primera Guerra Mundial, ha habido un sustancial incremento en lo que se refiere a su producción, y es quizá, el factor más importante en la conformación del trazo de nuestras ciudades.

El hombre tuvo que construir caminos y modernizar la vialidad en sus ciudades, al mismo tiempo que fué adicionando el uso del vehículo de motor a su vida diaria. Observó que el automóvil requería de un lugar donde permanecer mientras el usuario desempeñaba sus actividades habituales. Al principio empezó a utilizar la vía pública lo cual se volvió conflictivo y entonces determinó la necesidad de construir edificios de estacionamiento fuera de ella. Para poder dar una solución óptima al problema relativo a la escasez de espacios de estacionamiento, tuvieron que ser analizados algunos factores hasta constituirse normas para la construcción de estacionamientos fuera de la calle. Dentro de tales factores pueden mencionarse el señalamiento, el régimen de entrada y salida, la estimación de la oferta y la demanda, el proyecto geométrico, etc.

La Ciudad de México es un caso donde se tienen problemas serios de congestión vial, principalmente en las zonas céntricas; de tal forma que un automovilista emplea mucho tiempo en la búsqueda de un lugar donde aparcar su auto.

Con el panorama anterior puede esperarse un deterioro de las relaciones humanas, necesarias e indispensables para vivir en sociedad. Es frecuente que se den riñas entre automovilistas por un lugar de estacionamiento y que se encuentren autos estacionados en

zonas prohibidas, en dos y tres filas llegando a tenerse vehículos estacionados en carnellones y banquetas.

La construcción del Estacionamiento Plaza Bellas Artes con una capacidad de proyecto para 405 automóviles, es un edificio destinado a amortiguar los problemas de aparcamiento antes descritos, que en ocasiones toman magnitudes alarmantes, y así contribuir con los cambios requeridos para solucionar la problemática de nuestra sociedad y asegurar su propia superación.

II.4 SITUACION DE ESTACIONAMIENTOS.

II.4.1 Situación de los estacionamientos en Estados Unidos.

La creación de organismos gubernamentales formados con el propósito específico de fomentar la construcción de estacionamientos de servicio público es uno de los factores que más han contribuido a equilibrar la oferta y la demanda en ese país.

Posiblemente la primera plaza utilizada para estacionamiento se construyó bajo la Union Square de San Francisco, California; consta de cuatro plantas subterráneas. Le siguieron el estacionamiento subterráneo de Pershing Square, construido en 1952 en Los Angeles, California; y el que está bajo el Grant Park, del mismo año en Chicago, Illinois. Este último es de tres plantas y capacidad para 2,359 espacios.

II.4.2 Situación de los estacionamientos en Europa.

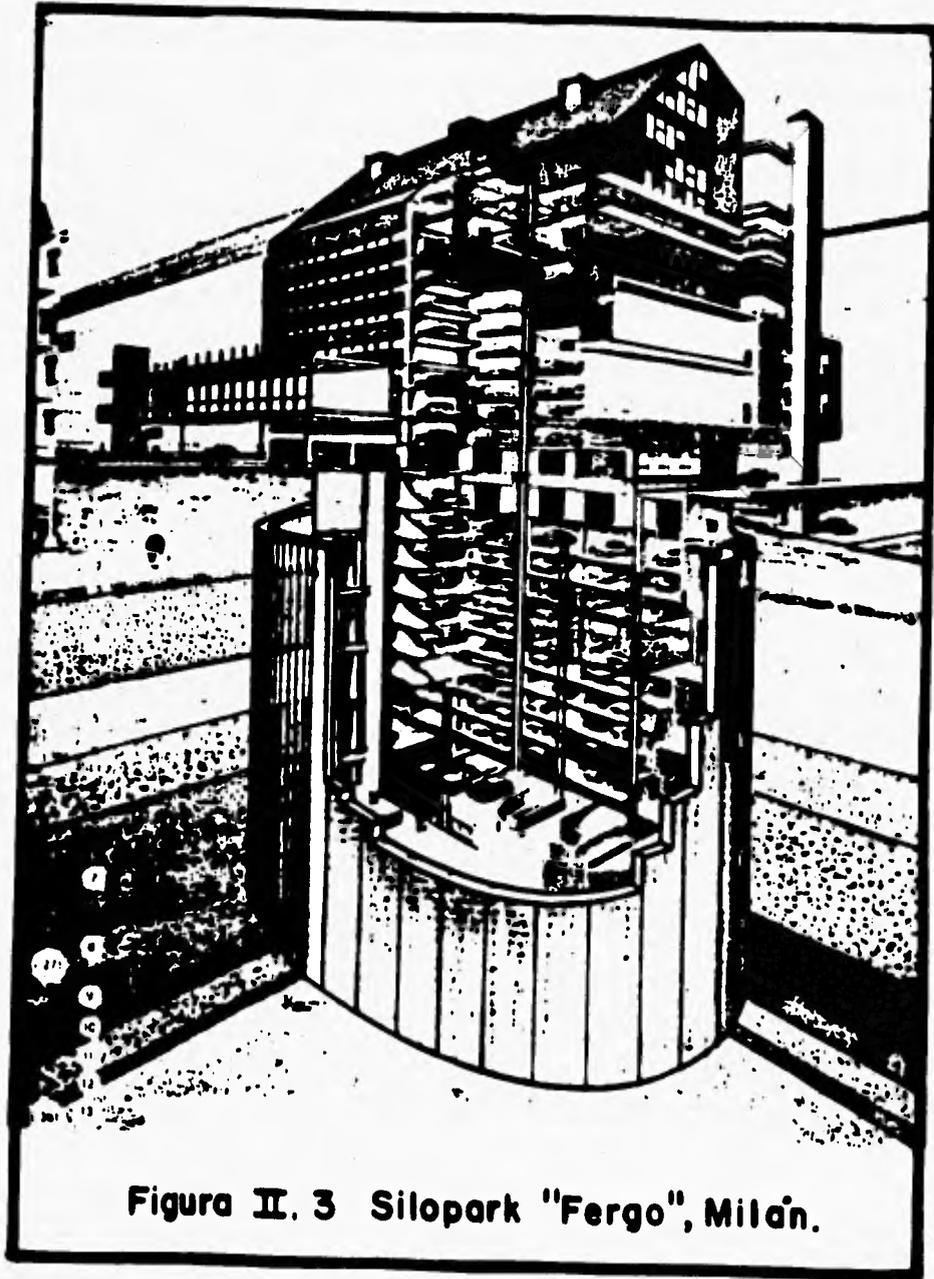
En 1954 en el centro de Berna, Suiza, se construyó un estacionamiento de dos pisos subterráneos, en la plaza de Weisenkantsplatz. En Milán, Italia, se construyó un notable edificio llamado Silopark "Fergo" que tiene once pisos subterráneos del nivel de piso hacia arriba. La planta es elíptica y probablemente es el estacionamiento con excavación más profunda, la base de la cimentación está a 27.00 m bajo el nivel del piso. Ver Figura II.3.

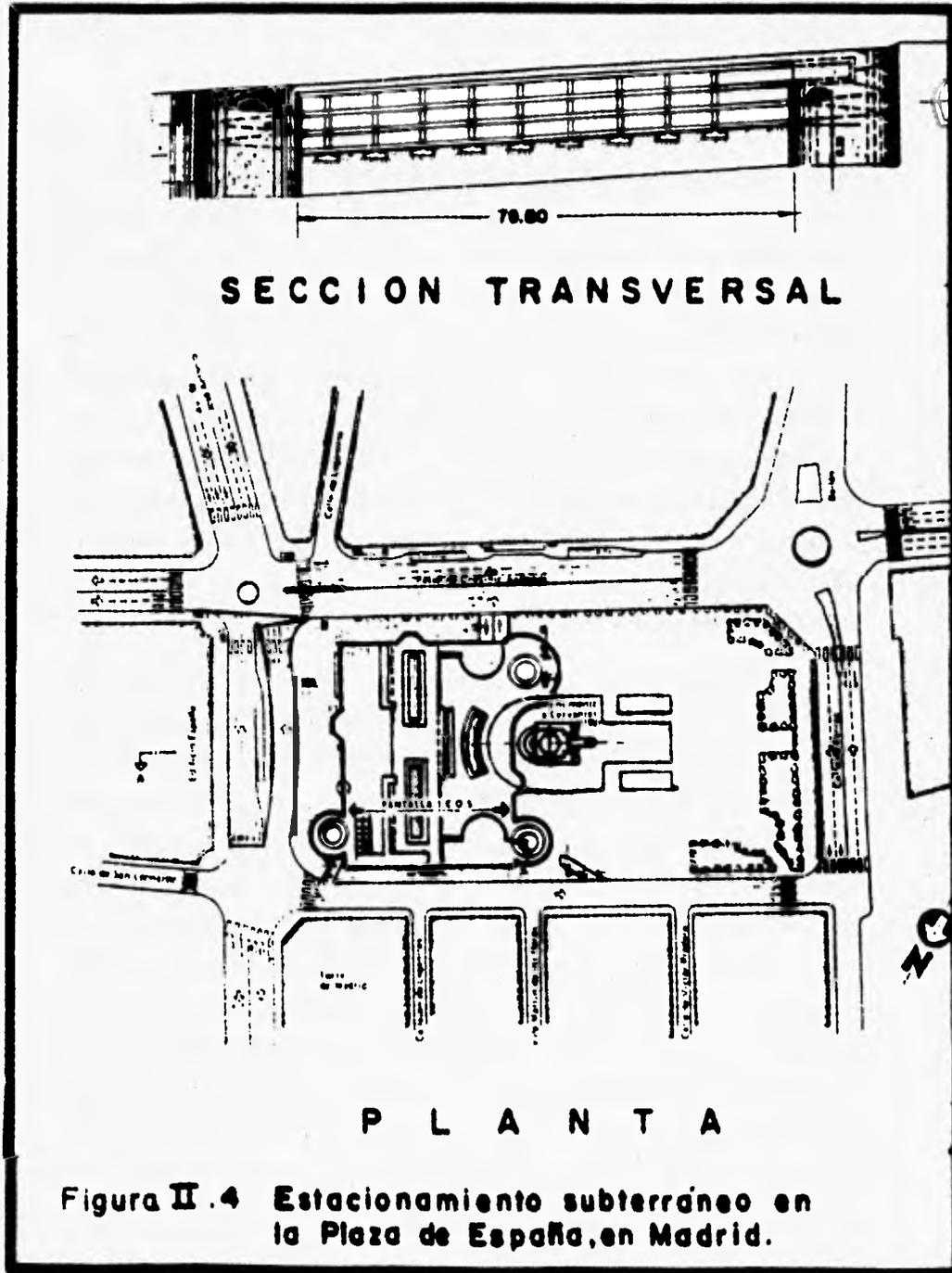
En Madrid, España; los mayores estacionamientos del centro de la ciudad son los de la Plaza España con capacidad de 878 cajones y el de la Plaza Mayor con capacidad de 743 cajones. Ver Figura II.4.

II.4.3 Situación de los estacionamientos en México.

En la década de 1940 a 1950, la Ciudad de México tenía pocos vehículos comparados con el volumen actual, pero ya había congestión vial en el centro debido a la falta de buena vialidad y de espacios de estacionamiento fuera de la vía pública. No hubo un solo edificio de estacionamiento público hasta 1948. El acelerado crecimiento del número de vehículos de motor tomó desprevenidos a quienes podían haber tomado decisiones técnicas, económicas, legales y políticas para que se proporcionaran los espacios necesarios.

En 1940 se habilitó en San Juan de Letrán No. 9 el primer lote de estacionamiento de servicio público en la ciudad. Le siguieron, en 1942 el de Balderas No. 47 y en 1946 los de Cuba No. 68 y Donceles No. 42. El primer edificio de estacionamiento de servicio público fue





ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

construido en 1948 en Gante No. 12, posteriores a éste se construyeron los de Balderas No. 33 y Humbolt No. 34.

Por decreto presidencial, el 31 de diciembre de 1949 se inició la operación del primer estacionamiento de servicio público de gobierno, siendo éste el del Palacio de Bellas Artes donde funcionó como lote hasta 1982, año en que fue convertido en jardín. En 1960 la Ciudad de México alojaba 248,000 vehículos de motor y contaba con 223 estacionamientos de servicio público, principalmente lotes, que respondían a una demanda creciente de estacionamiento por gente dispuesta a pagar por el servicio. Esta cifra aumentó a 376 estacionamientos de servicio público en 1970 y a 1,219 en 1984. En este último año la ciudad registraba 1'977,000 vehículos de motor. De estos estacionamientos, 251 son edificios y 968 lotes con cupo de 78,119 y 140,622 espacios respectivamente, lo que da un total de 218,741 cajones fuera de la calle.

Ante el recrudecimiento del problema, en 1973 fue promulgada una nueva Ley de Estacionamientos de Vehículos en el D.F., que exigía que cada nueva edificación proporcionase el estacionamiento que requiriese. El Departamento del Distrito Federal (DDF) estableció una tabla de requisitos de espacios de estacionamientos para diferentes tipos de edificaciones en función del uso del suelo. Complementado esta acción, el DDF inició la construcción de edificios de estacionamientos propiedad de la ciudad, uno bajo el parque donde se encuentra el Monumento a la Madre, un edificio de dos plantas y azotea en las calles de Dr. Lavista y Dr. Hernández, y el estacionamiento subterráneo bajo el edificio del Gimnasio Guelatao, en La Lagunilla. Los tres edificios puestos en operación en 1975, tienen una capacidad conjunta de 1,436 espacios de estacionamiento.

En 1977 el DDF creó un organismo descentralizado denominado Servicios Metropolitanos, S. A. de C. V., que, entre otras, tiene la

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

finalidad de construir estacionamientos de servicio público para buscar un mejor equilibrio entre la oferta y la demanda de estacionamientos. En 1980 fue derogada la Ley de Estacionamientos de Vehículos, tomando su lugar el Reglamento de Estacionamientos Públicos publicado en el Diario Oficial el 23 de junio de 1980. Sin embargo, la tabla de requisitos para estacionamientos permanece, habiendo sido reformada y ampliada. Apareció como Normas para Estacionamientos de Vehículos en el volumen 2 de la publicación Sistema de Normas de Planificación Urbana para el D.F., en 1982.

En provincia, en La Gran Plaza de la ciudad de Monterrey, se tiene un estacionamiento subterráneo de dos pisos y otro al descubierto, con un campo conjunto de 950 cajones.

Finalmente, con respecto al aprovechamiento de espacios públicos para estacionamiento, en Guadalupe fue construido el primer edificio, siguiéndole Toluca, el D.F., Monterrey, Tuxtla Gutiérrez, etc.

II.5 PROYECTO ARQUITECTONICO.

II.5.1 Generalidades.

En el área ocupada por el jardín situado frente al Palacio de Bellas Artes, se construyó el estacionamiento subterráneo, el cual consta de tres niveles bajo el nivel de la plaza, de tal manera que el espacio superior fuera reintegrado a la ciudad mediante un espacio jardinado. Ver croquis de localización en la Figura II.5.

Para el dimensionamiento del proyecto, se respetaron los criterios y normas establecidas por el DDF a través de la Coordinación General de Transporte (CGT).

La longitud del estacionamiento es de 105.90 m y su ancho de 34.80 m, siendo la superficie construida a paños exteriores de 3,685.32 m²

La profundidad que se tiene es de 11.43 m (a piso terminado del nivel 3B).

Las dimensiones generales del estacionamiento se presentan en las Figuras II.6, II.7a y II.7b.

El acceso al estacionamiento se efectúa por su esquina suroeste, es decir, por la esquina que forman la Avenida Juárez y la calle Angela Peralta.

El programa de necesidades comprende los siguientes elementos:

- Rampas de comunicación en los diferentes niveles.
- Cajones de estacionamiento.
- Caseta de control.
- Señalización.
- Servicios sanitarios (hombres y mujeres).
- Sistema de ventilación.
- Cisterna y cárcamo.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

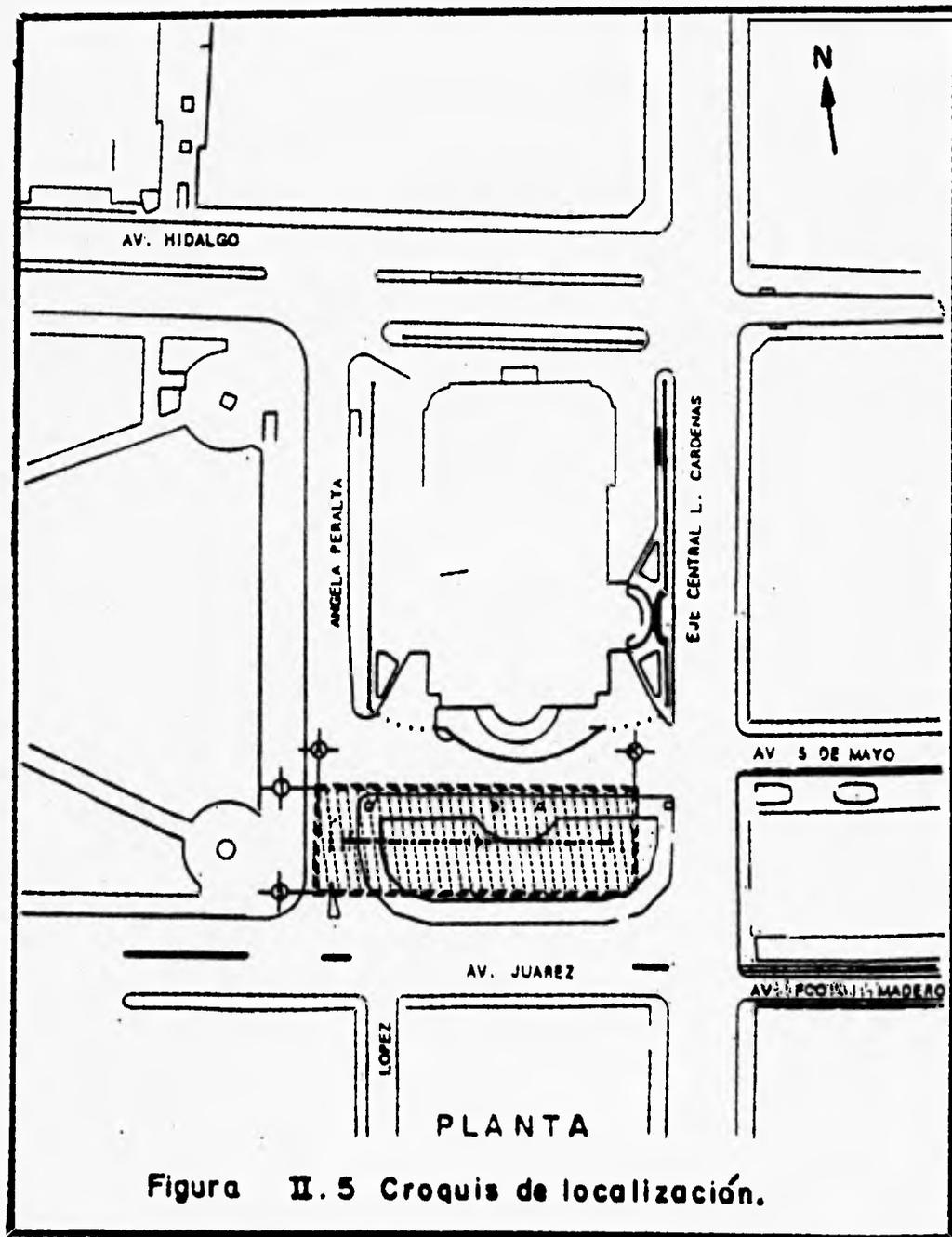


Figura II. 5 Croquis de localización.

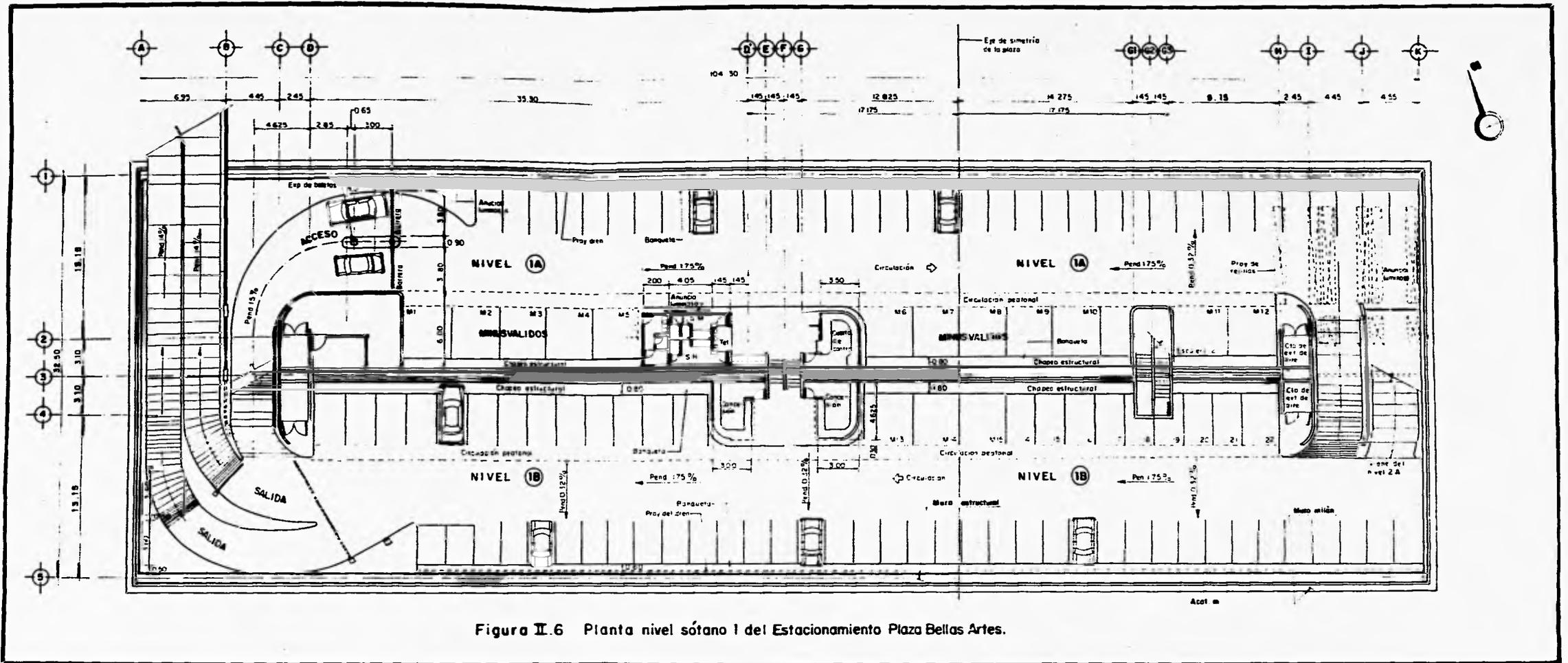


Figura II.6 Planta nivel sótano I del Estacionamiento Plaza Bellas Artes.

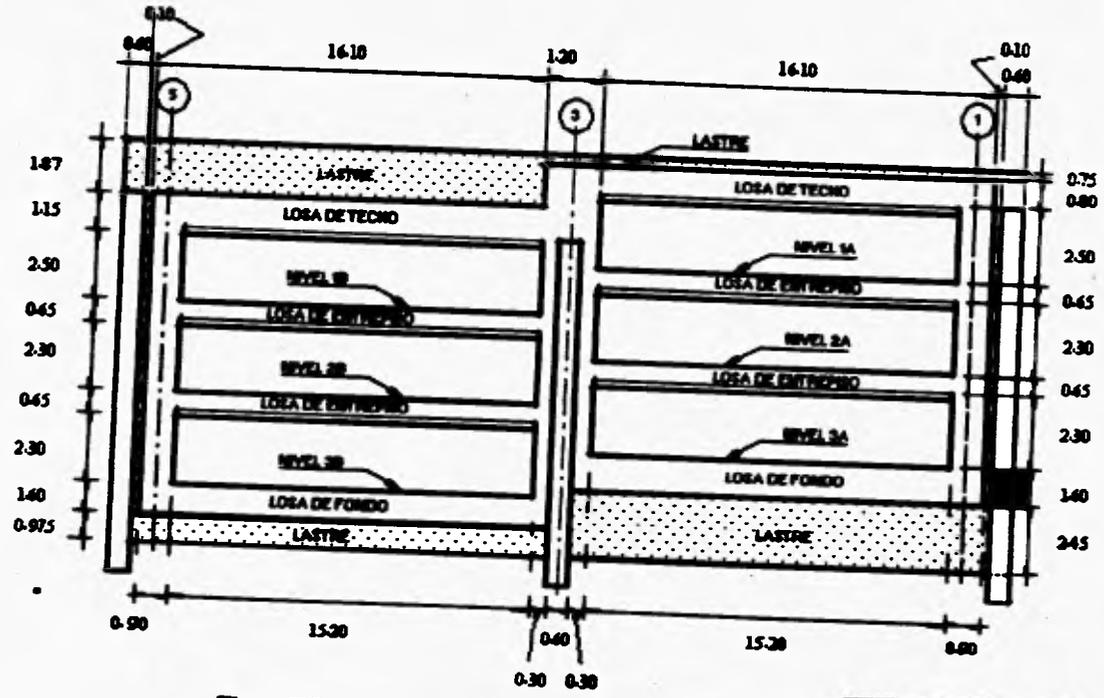


Figura E.7.a Corte transversal tipo del estacionamiento

ACOTACION EN M
 DIBUJO FUERA DE ESCALA
 NOTA: LOS NIVELES ESTAN
 REFERIDOS AL E.E. 1

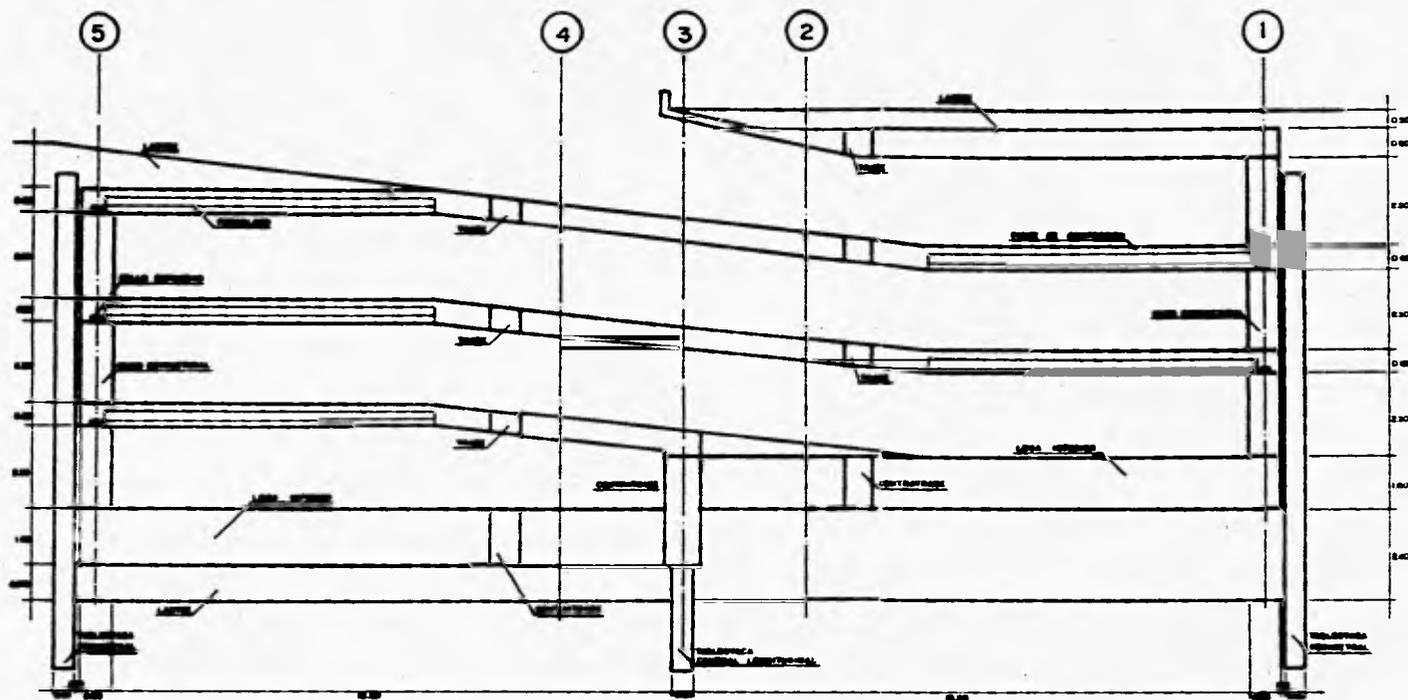


Figura I. 7b Corte transversal en zona de rampas del Estacionamiento Plaza Bellas Artes.

II.5.2 Rampas de comunicación en los diferentes niveles.

Para la circulación dentro del estacionamiento, se construyeron rampas rectas, con una pendiente del 14%, como se establece en las Normas para Estacionamiento de Vehículos de la CGT inciso 4.II.4.1 (NEV-CGT). Este sistema de rampas rectas, es la combinación de las rampas de desplazamiento vertical para subir o bajar dentro del estacionamiento.

La ventaja de manejar este tipo de rampas es que permiten un mayor aprovechamiento del espacio, de esta forma el estacionamiento quedó conformado por seis medios niveles (1A, 2A, 3A, 1B, 2B y 3B).

El nivel de banqueta de la Alameda es de 29.37 m con respecto al banco de nivel semiprofundo ubicado en la esquina que forman las calles de López y Victoria, y el nivel a piso terminado en la intersección de los ejes 3 y A del estacionamiento es de 17.75 m, teniendo los entresijos 1A y 1B una altura de 2.50 m, y los restantes ~2.30 m.

II.5.3 Cajones y pasillos.

Para fijar las dimensiones de proyecto de cajones, los vehículos se clasifican en chicos, medianos y grandes. Las dimensiones de los vehículos se presentan en la Tabla II.1.

	DIMENSIONES EN METROS	
	LONGITUD (l)	ANCHO (a)
Grandes y Medianos	5.00	1.80
Chicos	4.20	1.60

Tabla II.1 Dimensiones de vehículos.

De acuerdo a la Tabla II.1, se dimensionan los cajones de la siguiente manera:

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

$$L = l + m$$

$$A = a + n$$

en donde:

L = longitud del cajón, en metros.

l = longitud del vehículo, en metros.

m = 0.00 metros en batería.

A = ancho del cajón, en metros.

a = ancho del vehículo, en metros.

n = espacio lateral libre. (n=0.60 m. En batería)

En función de las expresiones citadas en el párrafo anterior, las NEV-CGT establecen lo siguiente:

TIPO DE AUTOMOVIL	DIMENSIONES DEL CAJON EN BATERIA (m.)
Grandes y medianos	5.00 X 2.40
Chicos	4.20 X 2.20

Es evidente que el colocar cajones para autos chicos, de acuerdo a las NEV-CGT, podría ocasionar problemas en un día de máxima demanda para autos grandes, por tal motivo, se optó por dejar cajones sólo para autos grandes, respetando las dimensiones que establece la Norma, esto es, los cajones son de 5.00 x 2.40 m. Excepto frente a las rampas, en donde se dejaron cajones para autos chicos, haciendo así más cómoda la circulación de un nivel a otro.

Los espacios de estacionamiento destinados para autos de personas minusválidas tienen las siguientes dimensiones:

En batería: 5.00 x 3.80 m.

De esta manera, se dio una capacidad al estacionamiento de 405 cajones destinándose 21 de ellos para autos de minusválidos en el nivel 1A, junto a la zona de escaleras.

El ancho de los pasillos es de 6.00 m debido a que el ángulo de cajones en batería es de 90°.

Con respecto a la circulación vertical para peatones se optó por dos accesos al estacionamiento mediante escaleras. El área ocupada por éstas es de 9.70 m de longitud y 2.90 m de ancho.

II.5.4 Caseta de control.

La caseta de control es el local en el cual se aloja el personal que controla la entrada o salida de vehículos del estacionamiento mediante barreras automáticas en el acceso y salida.

El pago del tiempo ocupado por vehículo se realiza en una taquilla automática instalada en el vestíbulo del sótano 1A, con el fin de dejar un área adecuada para la acumulación de los mismos y evitar obstrucciones en la vía pública.

II.5.5 Señalización.

El propósito del señalamiento, así como la justificación para sus diferentes usos, es ayudar a preservar la seguridad y procurar el ordenamiento de vehículos y peatones. Una señal, para ser eficiente, debe reunir los siguientes requisitos:

- Proporcionar seguridad al usuario.
- Llamar la atención del usuario.
- Transmitir un mensaje sencillo y claro.
- Imponer respeto a los usuarios.
- Estar ubicada de tal modo que permita al usuario recibir el mensaje.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

En cuanto a su posición respecto al nivel del piso, las señales se clasifican en:

a) Señalamiento vertical.

Es el conjunto de tableros fijados a postes o estructuras, con símbolos o leyendas instaladas en la entrada e interior del estacionamiento, que tienen como fin prevenir, restringir e informar a los conductores de vehículos.

En los muros de las rampas se indicó el sentido de circulación en las misinas.

De la misma forma se indicó en la pared el número de cajón en el que se deja el vehículo y el nivel en el que se encuentra el usuario.

b) Señalamiento horizontal.

Este tipo de señalamiento es el conjunto de rayas, marcas y símbolos que se hacen con pintura o similar, sobre el piso del estacionamiento.

Este tipo de señalamiento, tiene el fin de marcar los cajones, sentido de circulación (flechas), zona de minusválidos y pasos de peatones.

II.5.6 Servicios sanitarios (hombres y mujeres).

Con relación a estos servicios, las NEV-CGT establecen lo siguiente: *los estacionamientos públicos tendrán servicios sanitarios independientes para los empleados y para el público. Los sanitarios para el público tendrán instalaciones separadas para hombres y mujeres.*

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El número mínimo de muebles sanitarios requerido es:

1.- Sanitario empleados	1 excusado y 1 lavabo
2.- Sanitario público	2 excusados y 2 lavabos (tanto para el de hombres como para el de mujeres).

Se construyeron en el vestíbulo del nivel 1A, al lado oeste de las escaleras de acceso centrales, el sanitario para trabajadores del estacionamiento, que ocupa un área de 9.00 m² y junto a éste los sanitarios para el público, con una área de 18.20 m². cumpliendo con el número de muebles establecidos.

A la entrada de los sanitarios públicos, se localiza la zona destinada para teléfonos públicos.

II.5.7 Sistema de ventilación.

La ventilación de los edificios de estacionamiento, requiere de una consideración especial en virtud de lo peligroso que resulta la concentración de gases tóxicos.

Para lograr la ventilación, en cada nivel, se construyeron 2 cuartos de extracción de aire, localizados a un costado de las rampas de acceso y comunicación. Cada uno de estos cuartos ocupa un área de 7.60 m². A nivel de plaza, en la jardinera oriente, se colocaron las rejillas de ventilación y de extracción de aire y en la jardinera poniente rejillas falsas de características similares a las anteriores, para conservar la simetría y armonía de la plaza.

II.5.8 Cisterna y cárcamo.

La cisterna se ubica en el nivel de acceso al estacionamiento dentro de la jardinera central poniente, y el cárcamo de bombeo se localiza en el nivel 3A, junto a la rampa poniente; las características de cada

dispositivo se describen en el Subcapítulo II.8 Proyecto de Instalaciones.

II.5.9 Ubicación de infraestructura en el estacionamiento.

Al lado Este de las escaleras de acceso centrales, se localiza el cuarto de control, el cual ocupa un área de 15.80 m².

Como un servicio para los usuarios que deseen comprar confiterías, el estacionamiento cuenta en el nivel 1B con accesorias comerciales, localizadas a ambos lados de la escalera central, ocupando cada una de ellas un área de 13.90 m².

II.5.10 Acabados.

Se le dio un acabado pulido al interior del estacionamiento, garantizando de esta forma la seguridad del lugar ante un incendio.

En la obra exterior, se respetó el proyecto de Adamo Boari logrando entre la plaza, esculturas y Palacio de Bellas Artes un conjunto armónico.

Se construyeron dos jardineras exteriores de 20.00 m de ancho y largo de 36.60 m, dentro de éstas, se localiza una rejilla de extracción de aire de 4.80 m de diámetro.

Al centro se colocaron dos jardineras, separadas una de otra por una distancia de 8.00 m, el ancho de las mismas es de 13.48 m y la longitud de 32.30 m, a un costado de estas jardineras, se construyeron las escaleras de acceso al estacionamiento, con un ancho de 1.20 m y una longitud de 6.95 m. Ver Figura II.8.

El piso de la Plaza, se construyó a base de placas de mármol, las escaleras y los muretes de las jardineras con granito artificial.

Finalmente, la obra tuvo el arreglo presentado en la Figura II.9.

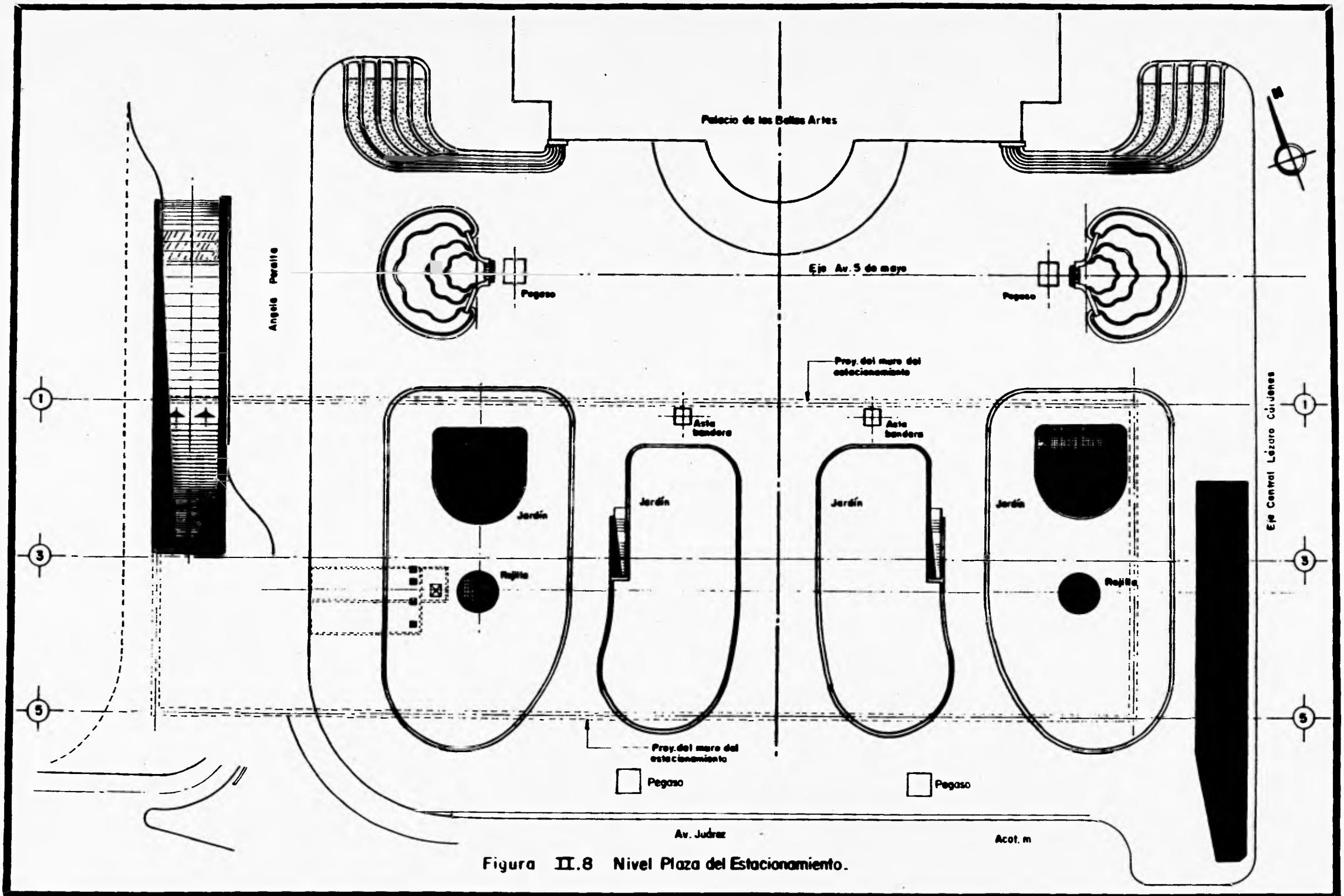


Figura II.8 Nivel Plaza del Estacionamiento.



Figura II.9 Aspecto final del Estacionamiento y plaza.

II.6 PROYECTO GEOTECNICO.

II.6.1 Criterio de Diseño.

Para realizar la construcción del estacionamiento se requirió de un estudio geotécnico para conocer las características del subsuelo sobre el cual se desplantaría la cimentación.

El análisis y diseño de dicho estudio se realizó acorde al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC-87), complementándose con el Manual de Diseño Geotécnico de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, editado en 1987 (MDG-87).

II.6.2 Zonificación geotécnica.

Para identificar la zona sobre la cual se construyó el estacionamiento, se investigó la zonificación geotécnica más reciente de la que se tiene conocimiento, siendo ésta la descrita en el Manual de Diseño Geotécnico.

En esta zonificación, se divide al Valle de México de la siguiente manera:

I. Zona de Lomas.

En la formación de las lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra Las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvioglaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos.

Eventualmente se encuentran rellenos no compactos, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona.

II. Zona de Transición.

Comprendida entre las zonas de lomas y de lago; depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La zona de transición, se divide en subzonas en función de la cercanía a las lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos, identificándose así las transiciones alta y baja.

III. Zona de Lago.

Se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Es por ésto que la zona de lago se ha dividido en tres subzonas.

- Lago Virgen.

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación.

- Lago Centro I.

Esta zona, está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado

sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas, las propiedades mecánicas del subsuelo en esta zona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y el Lago Centro II.

- Lago Centro II.

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas:

- a) Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales.
- b) Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo.
- c) Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Además, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida.

De acuerdo a esta zonificación, la construcción del estacionamiento se ubica en el mapa dentro de la zona Lago Centro II. Como se muestra en la Figura II.10, por lo que en lo sucesivo, se hará mención a lo que establece el Reglamento para esta zona.

II.6.3 Requisitos mínimos de exploración del subsuelo.

Con respecto a esto, el RCDF-93, exige determinadas investigaciones antes de comenzar la construcción de proyecto:

- a) Realizar la investigación del subsuelo del sitio de proyecto, mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio que sean suficientes para definir de manera confiable los parámetros de

diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de construcción. Además de que dicha investigación debe permitir definir la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones en la estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de tal manera que todo esto pueda tomarse en cuenta en el diseño. Ver Subcapítulo II.2.2.

- b) Investigar el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes. Debido a que a una distancia igual a la profundidad de desplante no se tenía construcción colindante alguna, se consideró que el efecto de la excavación para el estacionamiento, sobre las construcciones colindantes, era de poca importancia, excepto en el Palacio de Bellas Artes. Ver Capítulo V.
- c) Investigar la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, esto es con el objeto de verificar que la construcción no cause daños a instalaciones existentes, ni sea afectada por ellas.
- d) Tomar en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y prever sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

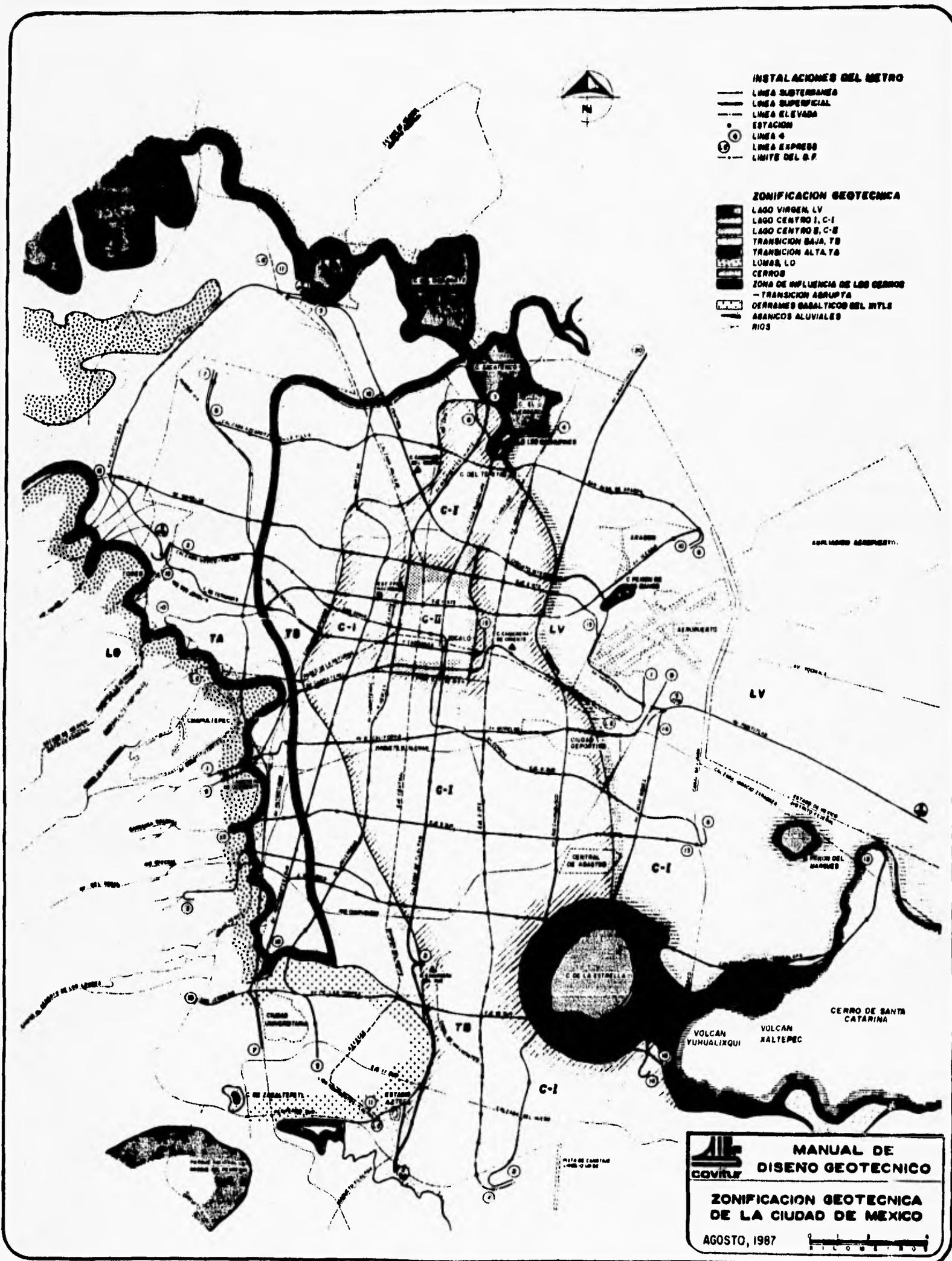


Figura II.10 Zonificación geotécnica del subsuelo de la Ciudad de México.

II.6.4 Requisitos mínimos de exploración para la zona III.

Las NTCDCC-87 clasifican como construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas a aquellas que tienen al menos una de las siguientes características :

a) Peso unitario medio de la estructura	$w > 5 \text{ t}_f / \text{m}^2$
b) Perímetro de la construcción	$P > 120 \text{ m}$
c) Profundidad de desplante	$D_f > 2.5 \text{ m}$

Tabla II.2

Entendiéndose por peso unitario medio de la estructura a la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura

Para determinar si la construcción objeto del estudio se clasifica dentro de la categoría de construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas, se realizaron los siguientes cálculos:

a) Cálculo del peso unitario medio (w):

Datos:

Carga muerta = 71,158.70 t_r.

Cálculo de la carga viva media.

El área a paños interiores es:

$A = 103.70 \text{ m} \times 30.40 \text{ m} = 3,152.48 \text{ m}^2$.

La carga viva media (cv_{media}): para pasillos, pasajes de acceso libre al público, lugares de reunión y estacionamientos es de 40 kg/m² (RCDF-93); por lo tanto la carga viva media que se considera para

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

todas las losas es el valor citado, y el valor del peso debido a la carga viva media en los diferentes niveles del estacionamiento es:

$$\begin{aligned}\text{En losa de techo} &= A \times cv_{\text{losa}} = 3,152.48 \text{ m}^2 \times 40 \text{ kg}_f / \text{m}^2 \\ &= 126.10 \text{ t}_f.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{En losas de entrepiso} &= A \times cv_{\text{losa}} = (3,152.48 \text{ m}^2 \times 2) \times 40 \text{ kg}_f / \text{m}^2 \\ &= 252.20 \text{ t}_f.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{En losa de fondo} &= A \times cv_{\text{losa}} = 3,152.48 \text{ m}^2 \times 40 \text{ kg}_f / \text{m}^2 \\ &= 126.10 \text{ t}_f.\end{aligned}$$

$$\text{Carga viva media total} = 504.40 \text{ t}_f.$$

Peso unitario (w) = (carga total media) / área a paños exteriores

$$\begin{aligned}\text{Carga total media} &= \text{carga muerta} + \text{carga viva media total} \\ &= 71,158.70 \text{ t}_f + 504.40 \text{ t}_f \\ &= 71,663.10 \text{ t}_f.\end{aligned}$$

$$\text{Area a paños exteriores} = 105.90 \text{ m} \times 34.80 \text{ m} = 3,685.32 \text{ m}^2.$$

$$\begin{aligned}\text{Entonces: } w &= \frac{71,663.10}{3,685.32} \text{ t}_f / \text{m}^2 \\ &= 19.45 \text{ t}_f / \text{m}^2 > 5 \text{ t}_f / \text{m}^2\end{aligned}$$

∴ si cumple.

b) Revisión del perímetro de mínima envolvente:

$$\begin{aligned}P &= 2(105.90 \text{ m} + 34.80 \text{ m}) \\ &= 281.14 \text{ m} > 120.00 \text{ m} \quad \therefore \text{ si cumple.}\end{aligned}$$

c) Revisión de la profundidad de desplante:

$$D_f = 14.00 \text{ m} > 2.50 \text{ m} \therefore \text{ sí cumple.}$$

Por lo cual la construcción se clasifica como pesada, extensa y con excavación profunda, debiendo realizarse las exploraciones y estudios mínimos requeridos del subsuelo para dar cumplimiento a las NTCDC-87, que son los siguientes:

- a) Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
- b) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitieron obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtuvieron muestras inalteradas de los estratos que influyen en el comportamiento de la cimentación. Los sondeos se realizaron en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio y definir sus variaciones dentro del área estudiada.

El número mínimo de exploraciones a realizar (sondeos), de acuerdo a las NTCDC-87, es de uno por cada 120 m de perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción. La profundidad de los sondeos dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a 2 m bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realizan con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en la zona III deben, además, penetrar el estrato incompresible.

De acuerdo a lo anterior el número mínimo de exploraciones requerido es:

$$\frac{281.14m}{120.00m} = 2.34 \text{ sondeos, es decir, 3 sondeos.}$$

1sondeo

- c) Por ser una cimentación profunda se investigó la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional, determinándose las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

II.6.5 Sondeos realizados en el estacionamiento y métodos de exploración recomendados por el RCDF-93.

Como se mencionó anteriormente el número mínimo de sondeos a realizarse en el predio, para conocer sus características estratigráficas y los parámetros de diseño es de 3, sin embargo, antes de realizar éstos, se procedió a la recopilación de información geotécnica existente de la zona.

Se determinó consultando en el libro "El Subsuelo de la Ciudad de México", escrito por los ingenieros Raúl J. Marsal y Marcos Mazari, la información de 3 sondeos realizados muy cerca del predio donde fue construido el estacionamiento.

Por otro lado, se tenía conocimiento de otros sondeos realizados recientemente para la construcción de la Línea - 8 del Metro de la Ciudad de México, cercanos a la zona, que proporcionaron un conocimiento geotécnico y geológico suficientemente preciso de dicha zona.

Debido a que se contaba con la información suficiente de las características estratigráficas, se realizó únicamente un sondeo de los tres recomendados por las NTCDCC-87, con el propósito de definir la

estratigrafía del predio correlacionando la información obtenida, con la información de los sondeos cercanos al predio.

A continuación, se indican los sondeos realizados en la zona, así como la ubicación de éstos. Ver Figura II.11.

a) sondeos de cono SC8-45 y SC8-48 realizados a 35.00 m de profundidad, aproximadamente ubicados sobre el Eje Central Lázaro Cárdenas, entre Juárez e Independencia y en la esquina de Av. Hidalgo (sondeos realizados para la Línea - 8 del Metro).

El objetivo de los sondeos de cono eléctrico, es determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la Interpretación de estos parámetros, permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio, y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

La resistencia al corte de los suelos cohesivos en condiciones no drenadas, se puede obtener aproximadamente con la expresión:

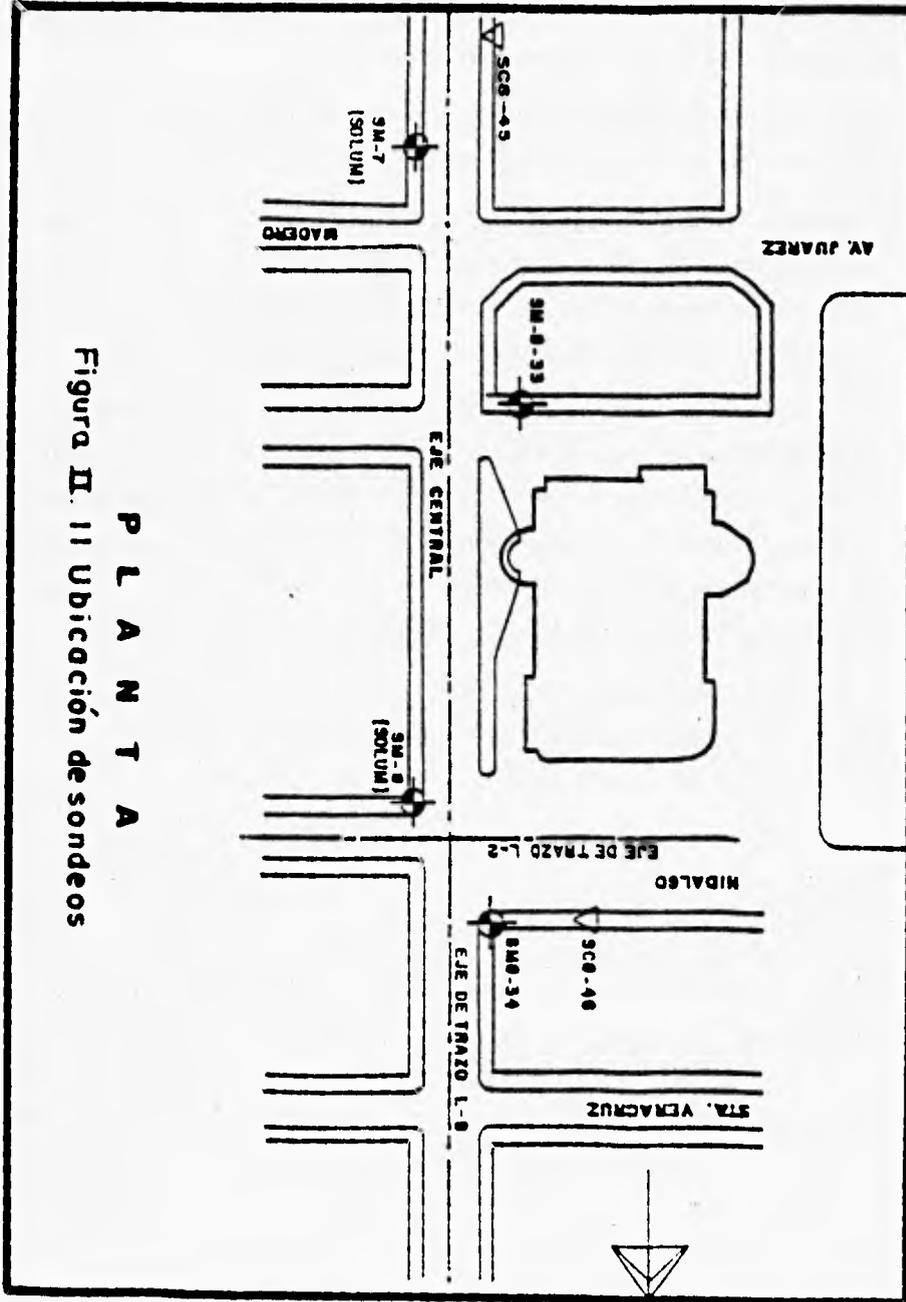
$$c_{uu} = \frac{q_c}{N_s} \quad (II.1)$$

en donde:

c_{uu} es la resistencia al corte no drenada, en t_f / m^2 .

q_c resistencia de punta al cono, en kg_f / m^2 .

N_s coeficiente de correlación, que depende del tipo de suelo.



P L A N T A

Figura II. 11 Ubicación de sondeos

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

Los valores del coeficiente N_A , determinados para la Ciudad de México aparecen en la Tabla II.3

Tipo de suelo	qc	Prueba		Torcómetro		Penetrómetro de bolsillo
		Trialal UUJ	Compresión simple	Lab.	Campo	
Costra seca	$5 < qc < 10$	qc/14	qc/20	.	.	.
Arenillas blandas	qc > 5	qc/13	qc/16	qc/12	qc/14	.
Limas arcillosas duras	qc > 10	qc/24	qc/54	.	.	qc/29

qc: resistencia de punta en kg/cm²

Tabla II.3 Valores de coeficientes de correlación N_A para la Ciudad de México.

- b) Sondeo mixto SM8-33 realizado a 34.00 m de profundidad con obtención de muestras y pruebas de laboratorio (sondeo realizado en obra).

Las técnicas de exploración realizadas en este sondeo fueron:

- Penetración Estándar.

Permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio, aprovechando éstas para determinar las propiedades índice.

En suelos cohesivos blandos, como los de la Ciudad de México, no es recomendable este tipo de exploración, porque las correlaciones con el número de golpe son poco confiables; sin embargo, el laboratorio de Mecánica de Suelos reportó

parámetros de resistencia del suelo que fueron correlacionados con los definidos mediante los sondeos de cono eléctrico.

- Tubo Shelby (tubo de pared delgada).

El empleo de estos tubos permite obtener muestras relativamente inalteradas, que son enviadas al laboratorio para determinar las características de resistencia y compresibilidad requeridas en el diseño geotécnico de detalle.

Los resultados del sondeo mixto SM8-33 se muestran en la Figura II.12.

c) Otros sondeos en los que se apoyó este estudio fueron los siguientes:

1) Sondeos SM-7 y SM-8: este tipo de sondeos fueron realizados en la zona como apoyo al SM8-33 por la empresa SOLUM.

2) Los sondeos PC-224, PC-55 y PC-252, referenciados en el libro " El Subsuelo de la Ciudad de México".

Conjuntando la información anterior se obtuvo el perfil estratigráfico mostrado en la Figura II.13, en donde:

ω es el contenido de agua.

γ es el peso volumétrico.

c es la cohesión.

S_u es la sensibilidad.

ϕ es el ángulo de fricción interna.

SONDEO SM8-33

LOCALIZACION: L-8 METRO Fecha de perforacion: 8 de ABRIL de 1991
 T.S. Tuba Shelby F.R. Formación Rocosa Banco de nivel: _____
 B.D. Barril Denison R.I. Roca Intemperizada Elevación del brocal del sondeo: _____
 P.E. Penetración Estandar S.T. Avance C/Broca Tricónica Peso del martillo 64 kg
 P.H. Peso de la herramienta A. Altura de cada 75 cm

PROF. m	ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		MUESTRA	NUMERO DE GOLPES (N)	CONTENIDO NATURAL DE AGUA %			RESISTENCIA AL CORTE CON TORCO-METRO	
	DESCRIPCION	SUBCATEGORIA			ALIMITE LIQUIDO %	ALIMITE PLASTICO %	MP	MP/CM ²	MP/CM ²
	AVANCE			25 50					
4.00	ARCILLA CON FOSILES Y ALGUNOS LIMOS DE CONSISTENCIA MUY BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	1						
4.50	AVANCE								
5.00	NO SE PUO RECUPERAR MATERIAL								
7.00	LIMO POCO ARCILLOSO DE CONSISTENCIA MUY BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	ML	3						
7.50	ARENA FINA LIMOSA CON UNA LENTE DE ARCILLA DE COMPACTACION SUelta	MS	4						
9.70	AVANCE								
10.00	ARCILLA LIMOSA CON ALGUNAS ARENAS Y FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	5						
11.00	AVANCE								
11.50	ARCILLA POCO LIMOSA DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	6						
12.00	AVANCE								
13.00	AVANCE								
13.50	ARCILLA CON FOSILES Y ALGUNOS LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	8						
14.00	AVANCE								
14.50	ARCILLA CON FOSILES Y ALGUNOS LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	9						
15.00	AVANCE								
15.50	NO SE PUO RECUPERAR MATERIAL								
16.00	AVANCE								
16.50	ARCILLA CON FOSILES Y LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	11						
17.00	AVANCE								
17.50	ARCILLA CON FOSILES Y LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	12						
18.00	AVANCE								
18.50	ARCILLA CON FOSILES Y LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	13						
19.00	AVANCE								
19.50	ARCILLA CON FOSILES Y LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	14						
20.00	AVANCE								
20.50	ARCILLA CON FOSILES Y LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	15						
21.00	AVANCE								
21.50	LIMO ARCILLOSO CON LENTE DE ARENA DE CONSISTENCIA BLANDA	ML	16						
22.00	AVANCE								
22.50	ARCILLA POCO LIMOSA DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	17						
23.00	AVANCE								
23.50	LIMO CON ARENA FINA	ML	18						
24.00	AVANCE								
24.50	ARCILLA LIMOSA DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	19						
25.00	AVANCE								
25.50	ARCILLA CON FOSILES Y LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	20						
26.00	AVANCE								
26.50	ARCILLA CON FOSILES Y LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	21						
27.00	AVANCE								
27.50	ARCILLA CON FOSILES Y LIMOS DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	22						
28.00	AVANCE								
28.50	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	23						
29.00	AVANCE								
29.50	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	24						
30.00	AVANCE								
30.50	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	25						
31.00	AVANCE								
31.50	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	26						
32.00	AVANCE								
32.50	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	27						
33.00	AVANCE								
33.50	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	28						
34.00	AVANCE								
34.50	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	29						
35.00	AVANCE								
35.50	ARCILLA CON FOSILES DE CONSISTENCIA BLANDA Y ALTA COMPRESIBILIDAD	CH	30						

SIMBOLOGIA

RELLENO F: PORCENTAJE DE FINOS QUE PASA POR LA MALLA N° 200
 ARCILLA MAS DE 60 GOLPES
 LIMO
 ARENA
 GRAVA
 FOSILES

Figura II 12 SONDEO MIXTO SM8-33

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

ESTRATO	PROF.(m)	DESCRIPCION Y PROPIEDADES				
		NAF	w	γ_m	C	ϕ
	0.00					
1	1.60		w=25%	$\gamma_m = 1.60$	C = 0.5	30°
2	7.00		w=25%	$\gamma_m = 1.61$	C = 2.0	20°
3	7.80		w=15%	$\gamma_m = 1.50$	C = 5.0	20°
4	9.50		w=50%	$\gamma_m = 1.60$	C = 3.0	20°
5	12.40		w=35%	$\gamma_m = 1.16$	C = 3.0	0°
6	12.70		w=50%	$\gamma_m = 1.60$	C = 1.0	30°
7	14.40		w=210%	$\gamma_m = 1.16$	$S_u = 3.5$	0°
8	15.00		w=50%	$\gamma_m = 1.33$	$S_u = 3.0$	0°
9	20.00		w=275%	$\gamma_m = 1.17$	$S_u = 3.8$	0°
10	21.90		w=160%	$\gamma_m = 1.22$	C = 4.0	0°
11	22.80		w=120%	$\gamma_m = 1.35$	$S_u = 4.0$	0°
12	24.00		w=270%	$\gamma_m = 1.19$	$S_u = 3.5$	0°
13	24.30		w=50%	$\gamma_m = 1.50$	C = 2.0	20°
14	27.00		w=275%	$\gamma_m = 1.20$	$S_u = 4.0$	0°
15	32.50		w=275%	$\gamma_m = 1.22$	$S_u = 3.5$	0°
16	33.70		w=100%	$\gamma_m = 1.40$	$S_u = 5.0$	-

FIN DE SONDEO

Figura II.13 Perfil Estratigráfico.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

De acuerdo al registro de campo realizado en el sondeo SM8-33, la estratigrafía del predio es la siguiente:

Prof. (m)	Estratigrafía.
0.00-1.60	Arena fina con gravillas y gravas.
1.60-7.00	Limo poco arcilloso de consistencia muy blanda.
7.00-7.80	Intercalaciones de limo poco arcilloso y limo con arena fina.
7.80-9.60	Arena fina poco limosa con lentes de fósiles y arcilla limosa.
9.60-12.40	Arcilla limosa con fósiles y oquedades y arcilla con arena fina y fósiles.
12.40-14.40	Intercalaciones de arena fina de 12.40 m a 12.70 m y posteriormente arcillas con fósiles.
14.40-15.00	Arcilla con fósiles y arcilla con arenas.
15.00-20.00	Arcilla con fósiles y limo de consistencia blanda y alta compresibilidad.
20.00-21.90	Arcilla poco limosa con fósiles.
21.90-22.60	Limo poco arcilloso con un pequeño lente de arena.
22.60-24.00	Arcilla poco limosa.
24.00-24.30	Limo con arena fina.
24.30-27.00	Limo poco arcilloso teniendo un pequeño estrato de arcilla con fósiles, entre la profundidad de 25.65 m y 25.80 m.
27.00-32.60	Arcilla con fósiles.
32.60-33.70	Arcilla con fósiles y contacto de arena y limo con arena fina.

II.6.6 Empujes laterales.

Para conocer las cargas con las cuales serán diseñadas las tablestacas y los troqueles, es necesario conocer la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la ataguía. En el cálculo de los empujes horizontales sobre los muros deben considerarse dos condiciones de trabajo diferentes:

- a) A corto plazo. El empuje del suelo es del tipo activo y pasivo; prevalece la resistencia no drenada del suelo.
- b) A largo plazo. Durante la vida útil del cajón, los empujes actuantes corresponden a las condiciones de empuje en reposo; prevalece la condición drenada del suelo.

II.6.6.1 Empuje activo redistribuido.

De acuerdo al MDG-87 los empujes activos sobre el muro milán son del tipo redistribuido y se determinan de la siguiente manera:

Con base en la profundidad de hincado del muro (en nuestro caso la profundidad de desplante del muro milán es de 19.00 m), se definió una costra superficial y una capa de arcilla blanda. Ver Figura II.14.

El empuje activo redistribuido sobre el muro en la zona de la costra superficial es:

$$P_1 = 0.65(K_A \gamma z_1 - 2c_1) \quad (II.2)$$

donde el coeficiente de presión activa de tierras es:

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (II.3)$$

En la capa de arcillas blandas el empuje activo redistribuido es:

$$P_2 = \gamma z_1 + 0.5\gamma z_2 - 2c_2 \quad (II.4)$$

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El empuje horizontal general que debe considerarse para toda la profundidad de la excavación será el promedio pesado de los dos empujes anteriores, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\bar{p} = \frac{P_1 z_1 + P_2 z_2}{z_1 + z_2} \quad (II.5)$$

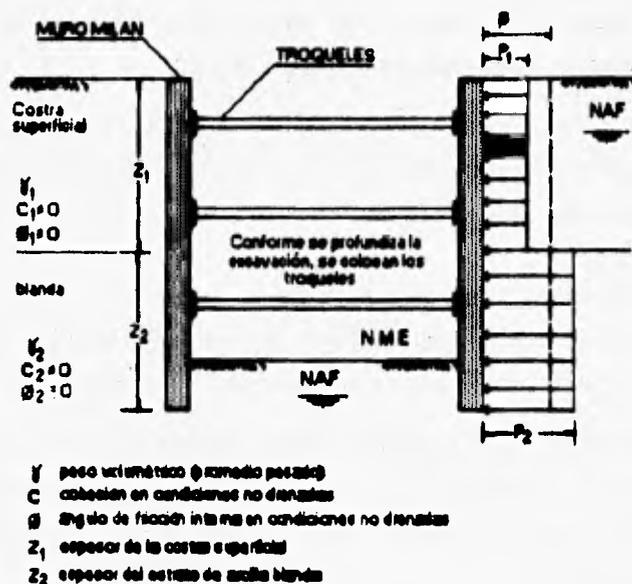


Figura II.14 Criterio para evaluar los empujes horizontales a corto plazo (activo redistribuido).

Asimismo, el MDG-87 propone que al diagrama de empuje resultante se adicionen las presiones laterales que ocasionen las cargas cercanas que existen en la superficie, como por ejemplo el equipo de excavación, siguiendo la distribución de la Figura II.15.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

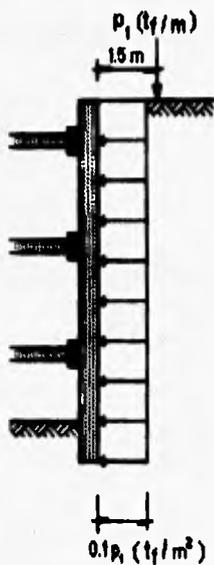


Figura II.15 Criterio para valuar los empujes por sobrecargas.

En la Tabla II.4 se presentan los valores utilizados para el cálculo del empuje activo:

ESTRATO	PROF.(m)	$\phi(^{\circ})$	$c(t_f / m^2)$	$\gamma_m(t_f / m^3)$
1	0.00-1.80	30	0.50	1.60
2	1.80-7.00	20	2.00	1.41
3	7.00-7.80	20	5.00	1.50
4	7.80-9.50	20	3.00	1.40
5	9.50-12.40	0	3.00	1.18
6	12.40-12.70	30	1.00	1.60
7	12.70-14.40	0	3.50	1.18
8	14.40-15.00	0	3.00	1.30
9	15.00-19.00	0	3.80	1.17

Tabla II.4

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

Se define como costra superficial a los primeros cuatro estratos y se obtiene un promedio pesado de cada parámetro del subsuelo:

$$\begin{aligned}\phi_1 &= 21.68^\circ & c_1 &= 2.18 \text{ t}_f / \text{m}^2 \\ \gamma_1 &= 1.45 \text{ t}_f / \text{m}^3 & z_1 &= 9.50 \text{ m}\end{aligned}$$

Sustituyendo valores en la expresión (II.3):

$$K_A = 0.46$$

De la expresión (II.2):

$$P_1 = 1.29 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

Los estratos comprendidos del 5 al 9 son considerados como arcilla blanda, obteniéndose los siguientes valores medios:

$$c_2 = 2.36 \text{ t}_f / \text{m}^2 \quad \gamma_2 = 1.20 \text{ t}_f / \text{m}^3 \quad z_2 = 9.50 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la expresión (II.4):

$$P_2 = 12.76 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

Valuando la expresión (II.5):

$$\bar{P} = 7.02 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

Añadiendo la sobrecarga superficial lineal especificada en la Figura II.15, la cual se consideró del orden de $2.0 \text{ t}_f / \text{m}$ se tiene:

$$\bar{P} = 7.02 \text{ t}_f / \text{m}^2 + 0.20 \text{ t}_f / \text{m}^2 = 7.22 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

De acuerdo con esto el empuje activo es: $E_A = 137.18 \text{ t}_f / \text{m}$

Ver Figura II.16.

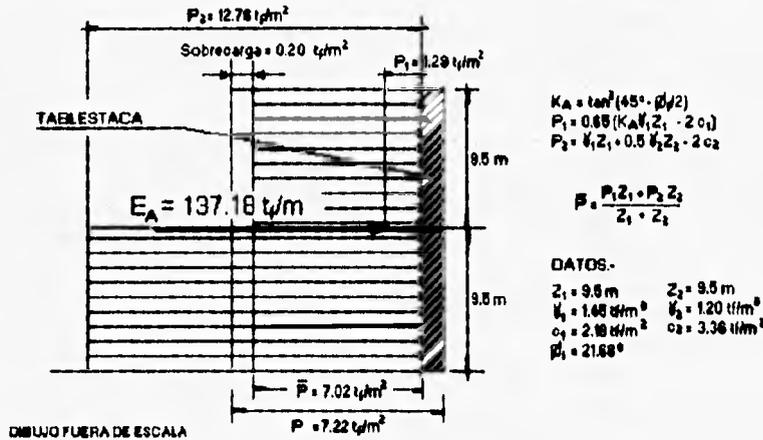


Figura II.16 Diagrama de empuje activo redistribuido total.

II.6.6.2 Empuje Pasivo.

Este empuje se determina con la siguiente expresión, deducida de la teoría de Rankine:

$$p_p = \gamma_m z + 2c \quad (II.6)$$

El empuje pasivo se determinó del nivel máximo de excavación (14.00 m de profundidad) al nivel de desplante de la tablestaca (19.00 m de profundidad).

En la Tabla II.5 se presentan los valores utilizados para el cálculo:

Estrato	prof. (m)	c (t_f / m^2)	2c (t_f / m^2)
7	14.00-14.40	3.50	7.00
8	14.40-15.00	3.00	6.00
9	15.00-19.00	3.80	7.60

Tabla II.5

En la Figura II.17 se muestra el diagrama de empuje pasivo

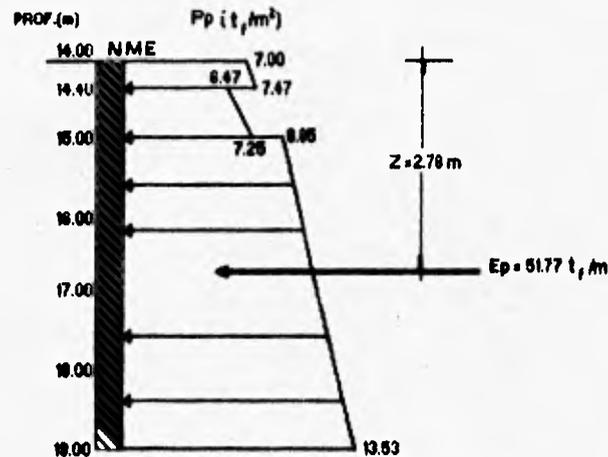


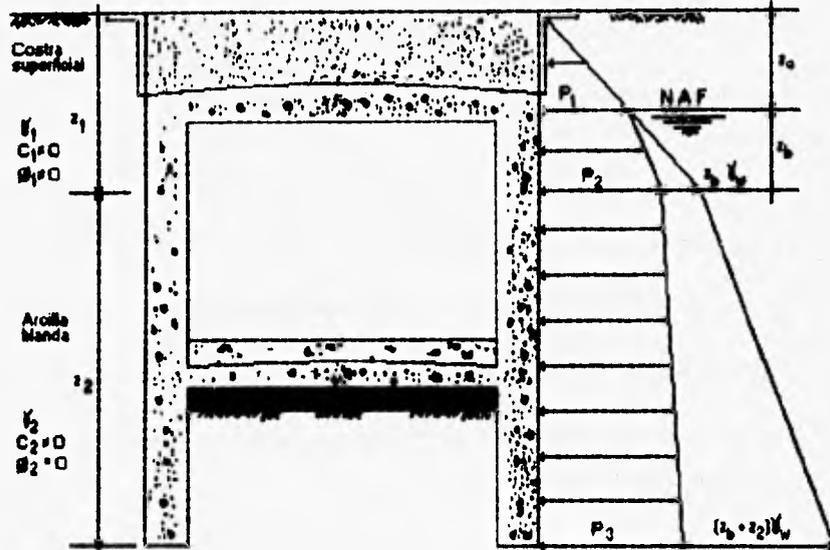
Figura II.17 Diagrama de empuje pasivo.

II.6.6.3 A largo plazo.

Durante la vida útil de la construcción, los empujes actuantes corresponden a las condiciones de empuje en reposo; prevalece la resistencia drenada del suelo.

Para la determinación de este empuje se consideró la profundidad de desplante del muro milán igual a 19.00 m. A partir de la Figura II.18 se determinó el estrato de costra superficial y la capa de arcilla blanda, de acuerdo a los parámetros de los estratos que se presentaron en la Tabla II.4.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.



- γ peso volumétrico total
- C cohesión en condiciones drenadas.
- g ángulo de fricción interna en condiciones drenadas.
- Z_1 espesor de la costra superficial.
- Z_2 espesor del estado de arcilla blanda.
- Z_a profundidad del nivel de aguas freáticas.
- $Z_b = Z_1 - Z_a$
- γ_w peso volumétrico del agua.

Figura II.18 Criterio para valorar empujes en reposo.

Los valores de los empujes en reposo P_1 , P_2 y P_3 indicados en la Figura II.18 están dados por las siguientes expresiones, según el MGD-87:

Empuje en reposo en la costra superficial, del nivel de terreno natural al nivel de aguas freáticas:

$$P_1 = K_o \gamma_1 z_a \quad (II.7)$$

Empuje en reposo sobre el muro en la frontera entre la costra superficial y la capa de arcilla blanda:

$$P_2 = K_o(\gamma_1 z_a + \gamma_1' z_b) \quad (II.8)$$

Empuje en reposo en la capa de arcilla blanda:

$$P_3 = K_o(\gamma_1' z_a + \gamma_1' z_b + \gamma_2' z_2) \quad (II.9)$$

En las expresiones anteriores:

K_o = coeficiente de presión de tierras en reposo (0.5).

γ' peso volumétrico sumergido ($\gamma_m - \gamma_w$).

En base a la Tabla II.4 los valores obtenidos para la costra superficial son los siguientes:

$$\begin{array}{lll} c_1 = 2.18 \text{ t}_f / \text{m}^2 & \gamma_1 = 1.45 \text{ t}_f / \text{m}^3 & z_1 = 9.50 \text{ m} \\ Z_a = 1.20 \text{ m} & Z_b = 8.30 \text{ m} & \phi_1 = 21.68^\circ \end{array}$$

y para la capa de arcilla blanda:

$$\gamma_2 = 1.20 \text{ t}_f / \text{m}^3 \quad c_2 = 3.36 \text{ t}_f / \text{m}^2 \quad z_2 = 9.50 \text{ m}$$

Sustituyendo en las expresiones (II.7), (II.8) y (II.9):

$$P_1 = 0.87 \text{ t}_f / \text{m}^2 \quad P_2 = 2.74 \text{ t}_f / \text{m}^2 \quad P_3 = 3.69 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

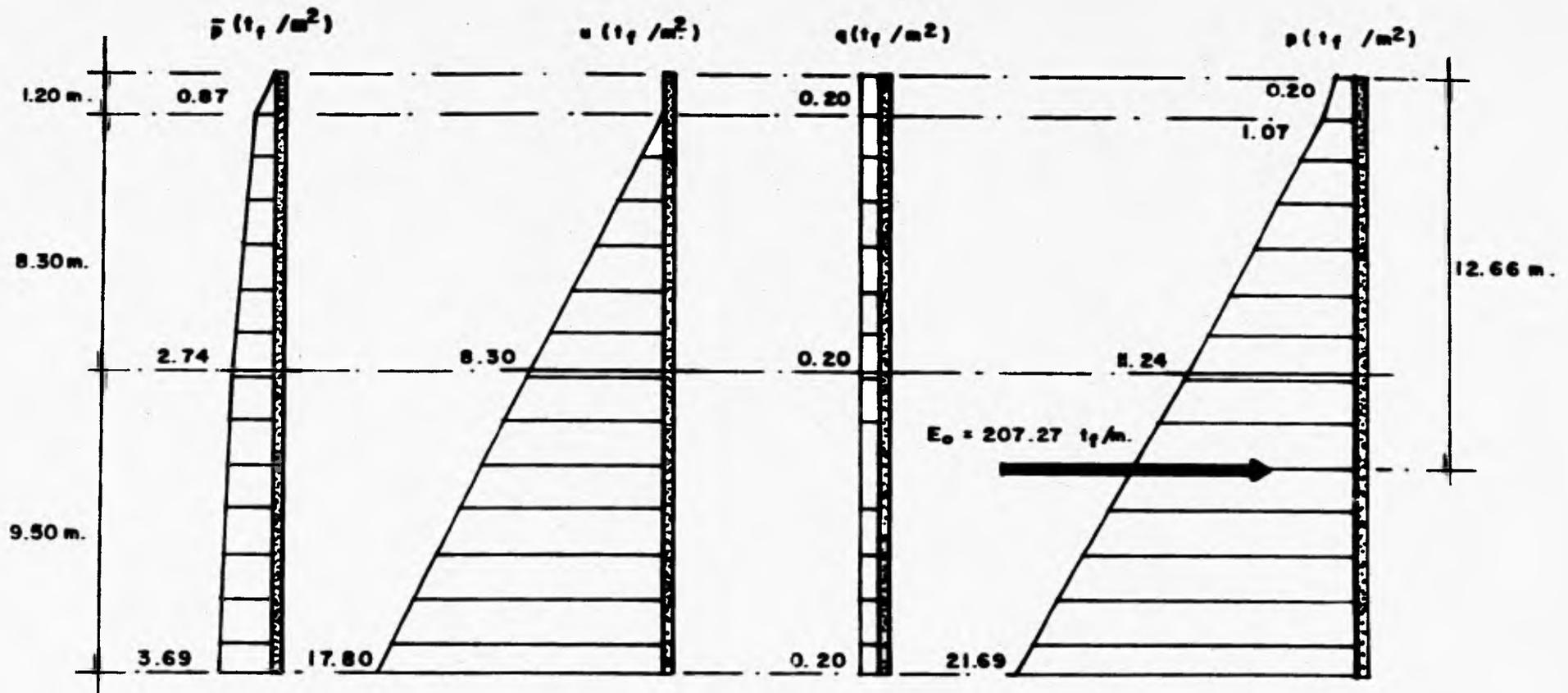
Al igual que en el empuje activo, se añadió el empuje provocado por la sobrecarga, obteniéndose:

$$P_1 = 0.87 \text{ t}_f / \text{m}^2 + 0.20 \text{ t}_f / \text{m}^2 = 1.07 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

$$P_2 = 2.74 \text{ t}_f / \text{m}^2 + 0.20 \text{ t}_f / \text{m}^2 = 2.94 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

$$P_3 = 3.69 \text{ t}_f / \text{m}^2 + 0.20 \text{ t}_f / \text{m}^2 = 3.89 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

El diagrama final de este empuje se presenta en la Figura II.19.



\bar{p} es la presión efectiva
 u es la presión de poro
 q es la presión por carga superficial lineal.
 p es la presión efectiva total.
 E_0 es el empuje en reposo.

Figura II. 19 Diagrama de empuje horizontal en reposo.

II.6.7 Revisiones necesarias a la cimentación.

La cimentación que corresponde al estacionamiento, como toda cimentación, debe revisarse considerando tanto los estados límite de falla como los de servicio, es decir, debe verificarse que se tenga una seguridad razonable para evitar que se presente una falla por resistencia al corte del terreno de cimentación y que las deformaciones que éste sufra no afecten el comportamiento de los elementos de la cimentación y de la propia estructura.

Se proyectó una cimentación compensada para evitar el posible desplazamiento vertical (asentamiento o emersión) de la estructura, que pudiera causar daños en la plaza.

El principio de una cimentación compensada es relativamente sencillo: se trata de remover un cierto peso de suelo, y buscar que la carga de la estructura por cimentar sea aproximadamente igual al peso del suelo excavado. Así se logra que el estado de esfuerzos verticales del suelo, después de colocar la estructura, sea similar al estado de esfuerzos verticales existentes antes de la construcción. Se busca entonces minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante la excavación del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Las NTCDDC-87 definen los siguientes conceptos y las revisiones a efectuar para este tipo de cimentaciones:

- Acciones de diseño.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no

despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de acciones.

Primer tipo de combinación de acciones.

Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien, todas ellas con su intensidad media cuando se trate de valuar asentamientos o efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleó la intensidad máxima de la carga viva del Artículo 199 del RCDF-93, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tome en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán considerarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo.

Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla.

Segundo tipo de combinación de acciones.

Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales (viento o sismo), se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En este caso no se revisó la combinación de carga que incluye el efecto de sismo dado que la experiencia de construcciones similares (Sistema de Transporte Colectivo, Metro), ha demostrado

que la estructura en el sentido transversal es lo suficientemente rígida para resistir las deformaciones que le ocasionan las fuerzas sísmicas y en el sentido longitudinal posee la suficiente ductilidad para absorber las deformaciones que dichas fuerzas le inducen.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de cargas apropiados de acuerdo con el Artículo 194 del RCDF-93:

Como se especificó antes, el segundo tipo de combinación no se utilizó en la revisión de la seguridad de la cimentación que nos ocupa. Además, puede inferirse que no se tendrá un momento de volteo por sismo en la base de la cimentación debido a que ésta se encuentra por debajo del terreno natural, por lo que no existen las fuerzas de inercia que se presentan en las estructuras desplantadas sobre él.

– **Factores de carga y resistencia.**

Todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el Artículo 194 del RCDF-93:

Para los estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones.

Los factores de resistencia (F_R) y de carga (F_c) relativos a los estados límite de falla serán los siguientes:

$$F_c = 1.50 \text{ (Estructura de Grupo B1)}$$

$$F_R = 0.70$$

II.6.7.1 Estados límite de falla.

La revisión de la seguridad de la cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo a los artículos 193 y 233 del RCDF-93, en

comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación por un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga:

- Falla por flotación.
El empuje provocado por la presión hidrostática del agua, dada la posición del NAF, tiene que ser menor que el peso de la estructura.
- Desplazamiento plástico general del suelo bajo la cimentación.
La capacidad de carga del suelo, afectada con un factor de resistencia, tiene que ser mayor que las acciones de diseño afectadas con sus respectivos factores de carga.

El perfil estratigráfico mostrado en la Figura II.13, indica que el suelo que subyace bajo la cimentación es puramente "cohesivo", por lo que esta revisión se verificará con la siguiente expresión:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v \quad (II.10)$$

donde:

$\sum QF_c$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga, t_f / m^2 .

A área del cimiento, m^2 .

p_v presión vertical total a la profundidad de despiante por peso propio del suelo, t_f / m^2 .

c_u cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial UU, t_f / m^2 .

N_c coeficiente de capacidad de carga dado por la expresión:

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (II.11)$$

para:

$$\frac{B}{L} < 1.0 \quad \text{y} \quad \frac{D_f}{B} < 2.0$$

donde:

D_f profundidad de desplante, m.

B ancho de la cimentación, m.

L longitud de la cimentación, m.

En caso de que $\frac{B}{L}$ y $\frac{D_f}{B}$ no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones serán consideradas iguales a 1.0 y 2.0, respectivamente.

Skempton concluyó que el coeficiente N_c es función de la profundidad de desplante, del ancho de la cimentación y de su longitud, variando según la expresión (II.11). Sin embargo, no aumenta indefinidamente, sino que para una relación $\frac{D_f}{B} > 4.0$, N_c permanece constante e igual a 9.0 en el caso de cimientos cuadrados o circulares y 7.50 en cimientos largos. Si $\frac{D_f}{B}$ es igual a cero ($\frac{D_f}{B} = 0$), entonces N_c es igual a $2 + \pi$ acorde a la solución de Prandtl. Ver Figura II.20.

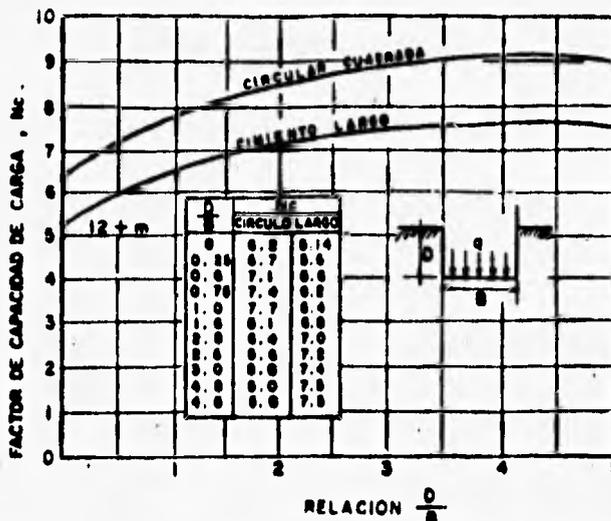


Figura II.20 Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

La deducción de la expresión (II.10) a partir de la teoría de Skempton es relativamente sencilla, a saber:

Skempton propone una expresión análoga a la de Terzaghi para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos, según la cual:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \quad (II.12)$$

donde N_c ya no permanece constante, sino que varía con la relación

$$\frac{D}{B}$$

Puede pensarse que la relación del factor de carga al factor de resistencia representa un factor de seguridad, por lo tanto se define al factor de seguridad como:

$$F_v = \frac{F_c}{F_R} \quad (II.13)$$

La capacidad de carga admisible será:

$$q_{adm} = \frac{cN_c}{F_s} + \gamma D_f \quad (II.14)$$

Sustituyendo (II.13) en (II.14):

$$q_{adm} = \frac{cN_c F_R}{F_c} + \gamma D_f \quad (II.15)$$

Dividiendo la suma de cargas al nivel de desplante de la cimentación, $\sum Q$, entre el área en proyección horizontal de la misma, se tiene la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{\sum Q}{A} \quad (II.16)$$

sustituyendo (II.16) en (II.15) y aceptando un factor de carga unitario para el efecto de la sobrecarga del suelo a nivel de desplante, se tiene entonces:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} = c N_c F_R + \gamma D_f \quad (II.17)$$

Generalmente se acepta que:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < c N_c F_R + \gamma D_f, \text{ expresión que se quería deducir.}$$

II.6.7.2 Estados Límite de Servicio.

Para el cálculo del incremento neto de carga transmitido y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media menos el peso del suelo total excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

Dado que la función de la cimentación será la de servir como estacionamiento, la porción de las celdas del mismo que esté por debajo del nivel freático no será considerada como llena de agua en el cálculo del peso de la subestructura.

Para una cimentación compensada se calcularán:

- Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación. Se determinó la expansión debida a la excavación tomando en cuenta el procedimiento constructivo y utilizando los conceptos básicos de la Teoría del Doctor L. Zeevaert, descrita en el Capítulo V, el asentamiento instantáneo por recompresión del suelo se determinó con el mismo criterio y el asentamiento por compresión se determinó a partir de la Teoría de la Elasticidad,
- Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo. Estos fueron calculados mediante la siguiente expresión, obtenida de la Teoría de Consolidación de Terzaghi:

$$\Delta H = \sum_0^H \frac{\Delta e}{1+e_0} \Delta z \quad (\text{II.18})$$

donde:

ΔH asentamiento de un estrato de espesor H.

e_0 relación de vacíos inicial.

Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

Δz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los cálculos numéricos se presentan en el Capítulo V.

Los incrementos de presión Δp inducidos por la carga superficial se calcularon con la Teoría de la Elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo.

El valor esperado de cada uno de los movimientos se ajustó a lo dispuesto por las NTCDDC-87, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las edificaciones vecinas ni a los servicios públicos.

Para valuar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularon en el centro y en el perímetro del área cargada. Ver Capítulo V.

Durante la construcción del estacionamiento se realizaron todas las mediciones requeridas para conocer cualquier movimiento imprevisto que pudiera ocasionar daños a la propia estructura y a las edificaciones aledañas. Todos estos aspectos serán tratados con detalle en el Capítulo V, relativo a la instrumentación implementada en la excavación y en la periferia de la misma.

II.6.8 Revisiones necesarias de la excavación.

II.6.8.1 Diseño de las excavaciones.

En el diseño de las excavaciones se deben considerar los siguientes estados límite:

- a) **De falla:** colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de soporte de las mismas. Falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación, por corte o por subpresión en estratos subyacentes.
- b) **De servicio:** movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por carga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Son varios los factores que deben tomarse en cuenta para realizar cimentaciones por debajo de la superficie natural del terreno, para el estacionamiento se describen los aspectos más importantes.

La excavación se realizó contando con suficiente espacio en las vecindades de la misma, para desarrollar los taludes con la inclinación obtenida de los análisis; tal inclinación es función del tipo de propiedades del suelo, la profundidad de la excavación y del tiempo que ésta permanece abierta.

II.6.8.2 Análisis de la estabilidad de los taludes.

Los tipos de falla más frecuentes en los taludes de una excavación son:

- Falla por rotación.
- Falla por traslación.

En el primer caso, se define una superficie de falla curva (cicloide), a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie de falla forma una traza con el plano vertical que puede asemejarse, por facilidad y sin mayor error, a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas con respecto a la horizontal.

En la Figura II.21 se presenta la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de falla.

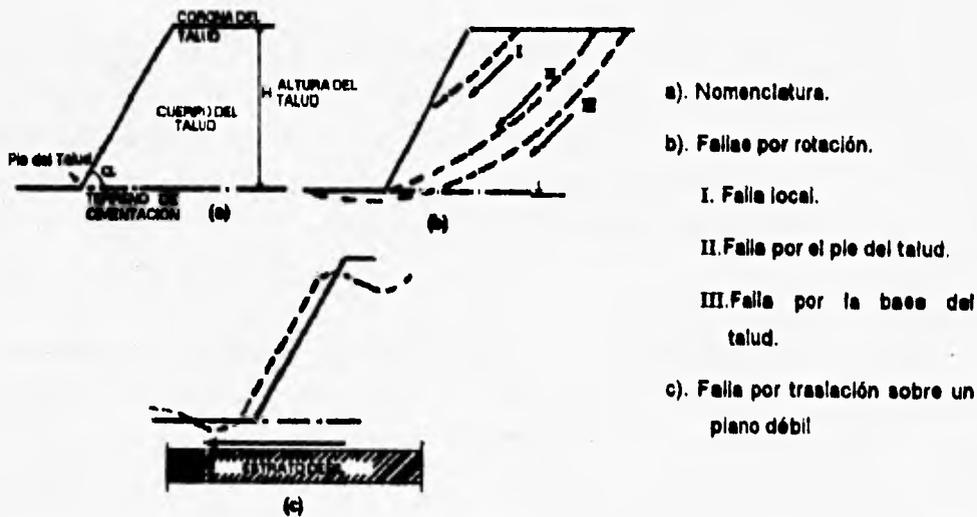


Figura II.21 Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes.

Dependiendo de como se considere la longitud de la masa deslizando del talud, el problema de estabilidad se puede resolver tomando en cuenta el efecto bidimensional o tridimensional. En esta tesis se efectuará sólo el análisis bidimensional como se indica a continuación:

– **Análisis bidimensional.**

En este caso la longitud de la masa deslizando se considera tan grande, que los efectos de la zona lateral del talud se desprecian. Sin embargo, despreciar los efectos de las zonas laterales del talud es un tanto conservador, por lo tanto, este criterio se justifica cuando las excavaciones son muy largas en comparación con la profundidad de las mismas.

A continuación, se presenta el método de análisis de la estabilidad de taludes para los diferentes tipos de falla mencionados, con la finalidad de encontrar su inclinación estable.

♦ **El Método Sueco.**

Bajo el nombre genérico de Método Sueco, se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a la falla por rotación en los que se considera que el volumen que falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia.

I **Suelos puramente "cohesivos" ($c \neq 0, \phi = 0^\circ$).**

En este caso se trata de un talud conformado por un material homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la ley de resistencia puede expresarse como:

$$s = c \quad (II.19)$$

donde c es la cohesión.

El método puede aplicarse según un procedimiento sencillo propuesto por A. Casagrande. La descripción siguiente se refiere a la Figura II.22.

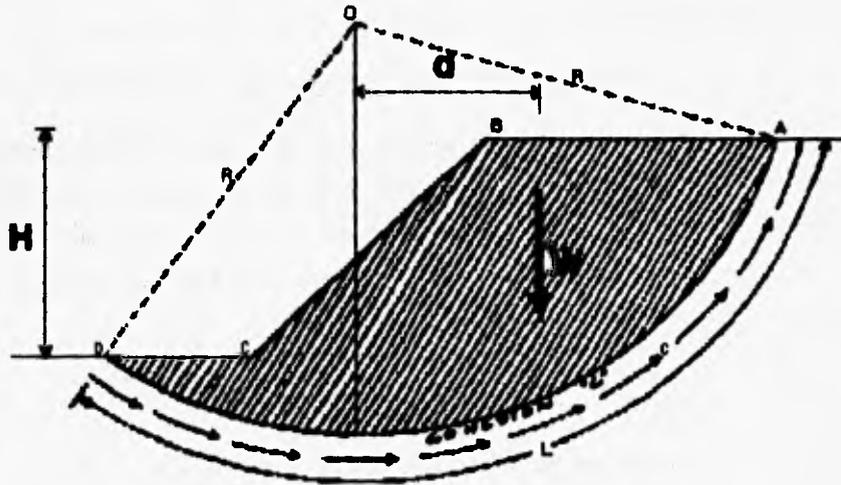


Figura II.22 Aplicación del método sueco a un talud puramente cohesivo.

Considérese un arco de circunferencia con centro O y radio R . La masa del talud que se movillizará, si esa fuera la superficie de falla, aparece achurada en la figura y puede considerarse que las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área $ABCD$. El momento de esas fuerzas con respecto a un eje normal al plano del papel a través de O , llamado momento motor será:

$$M_m = Wd \quad (II.20)$$

donde:

W es el peso de la masa de suelo limitada por la superficie de falla.

d es la distancia entre el eje vertical que pasa por O y el centroide de la masa de suelo deslizante con peso igual a W .

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rotación con centro en O , llamado momento resistente será:

$$M_R = cLR \quad (II.21)$$

donde:

c cohesión promedio a lo largo de la superficie de falla.

L área de la superficie de falla, es la longitud del arco por ancho que se analiza,

Si $M_m < M_R$ no ocurrirá la falla del talud, y puede entonces definirse un factor de seguridad como:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{cLR}{Wd} \quad (II.22)$$

La experiencia ha demostrado que un valor de 1.5 para F_s implica una estabilidad razonable, esto es que:

$$M_m = 0.67M_R \quad (II.23)$$

El procedimiento antes descrito, es un método de tanteos, en el que deberán probarse diversos círculos de falla y verificar que el factor de seguridad mínimo no sea menor que 1.5, antes de dar el talud por seguro. En la práctica es recomendable encontrar primero el círculo crítico (estrictamente la superficie cilíndrica)

de los que pasen por el pie del talud y posteriormente, el crítico que pase por la base. El círculo crítico del talud será el más crítico de los dos antes descritos.

II Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$, $\phi \neq 0^\circ$). Método de Dovelas.

En este caso el talud está construido sobre un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{II.24})$$

donde:

c es la cohesión y

ϕ es el ángulo de fricción interna del material.

El análisis se desarrolló en esfuerzos totales dado que la excavación se mantuvo estanca por bombeo.

El procedimiento utilizado para resolver el problema de estabilidad por rotación en este caso, es el método de las "dovelas" debido a Fellenius (1927), el cual se expone a continuación :

Se propone una superficie cilíndrica de radio R y centro O y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la Figura II.23.

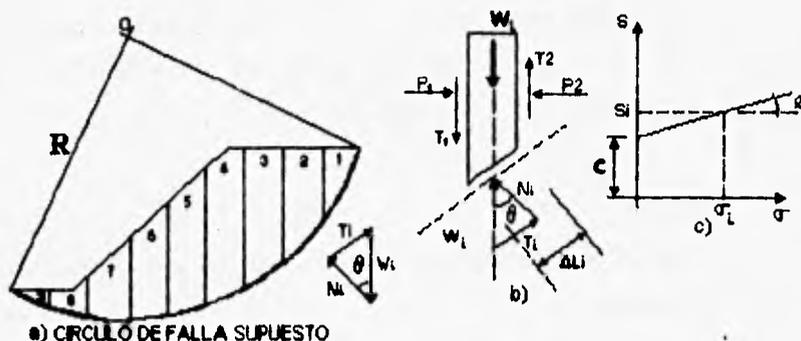


Figura II.23 Método de "dovelas".

El número de dovelas es cuestión de elección, pero a mayor número de éstas, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte (b) de la Figura II.23, W_i es el peso de la dovela de espesor unitario, las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta, es decir, se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por, T_1 y T_2 que se consideran iguales en magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i / \Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor σ_i esfuerzo normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor

de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate (parte c de la Figura II.23) y determinar así el valor s_i , resistencia al esfuerzo cortante, que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum T_i \quad (\text{II.25})$$

considerando el signo algebraico correspondiente para las fuerzas tangenciales T_i .

La componente normal N_i , del peso de la dovela no produce momento, dado que esta componente pasa por O , centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum (S_i \Delta L_i) \quad (\text{II.26})$$

Calculados el momento motor y el momento resistente, puede definirse al factor de seguridad como:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum (S_i \Delta L_i)}{\sum T_i} \quad (\text{III.27})$$

La experiencia ha demostrado que, al igual que en el caso anterior, una superficie de falla que resulte con un factor de seguridad mayor o igual a 1.5, es estable.

El método consistirá, igualmente, de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico. El criterio del

proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados hasta encontrar un factor de seguridad razonable; en general, es recomendable que el ingeniero no respaldado por experiencia en este aspecto, no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

III Suelos estratificados.

Este fue el caso que se presentó en el estacionamiento y para explicar el método de solución adoptado, se idealizará el talud formado por diferentes estratos en forma similar al caso de la Figura II.24.

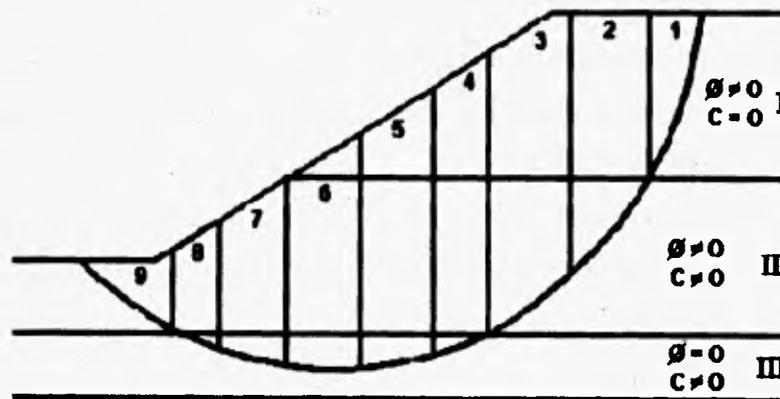


Figura II.24 Aplicación del Método Suroco a taludes en suelos estratificados.

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I de material puramente friccionante, el II de material cohesivo - friccionante y el III formado por suelos puramente cohesivos.

Puede considerarse que la masa de suelo deslizando, correspondiente al círculo de falla supuesto, esta dividida en dovelas, de forma tal que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, con el fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

El peso de cada dovela debe obtenerse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato, por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base se localiza en los estratos I y II, deberán tratarse con el método propuesto por Fellenius. La zona correspondiente al estrato III debe tratarse de acuerdo al método propuesto por A. Casagrande. Los momentos motor y resistente totales se obtienen sumando los parciales calculados para cada estrato y con ellos puede obtenerse un factor de seguridad mínimo, que no debe ser menor que 1.5, al igual que en los casos anteriores.

Para nuestro caso, no se tiene suelo puramente friccionante (ver Figura II.13), sino cohesivo-friccionante y puramente cohesivo, por lo que se utilizó este último método.

Los análisis de la estabilidad de los taludes se determinan en el Capítulo V de esta tesis.

II.6.8.3 Falla de fondo por corte.

La falla de fondo por corte consiste en un asentamiento del terreno vecino, acompañado por el levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación.

a) Criterio de A, W, Skempton.

La capacidad de carga de una arcilla a la profundidad D_f según la expresión de Skempton está dada por:

$$q_c = cN_c + \gamma_m D_f + q \quad (II.28)$$

En donde:

q valor de la sobrecarga que se presenta en la superficie del terreno a un costado de la excavación

γ_m peso volumétrico, obtenido como un promedio pesado de los diferentes estratos, hasta el nivel máximo de excavación, NME.

D_f profundidad máxima de excavación.

N_c factor de capacidad de carga. (Figura. II.20)

c representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla.

$\gamma_m D_f + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo adyacente y a las sobrecargas que hubiere. Ver Figura II.25

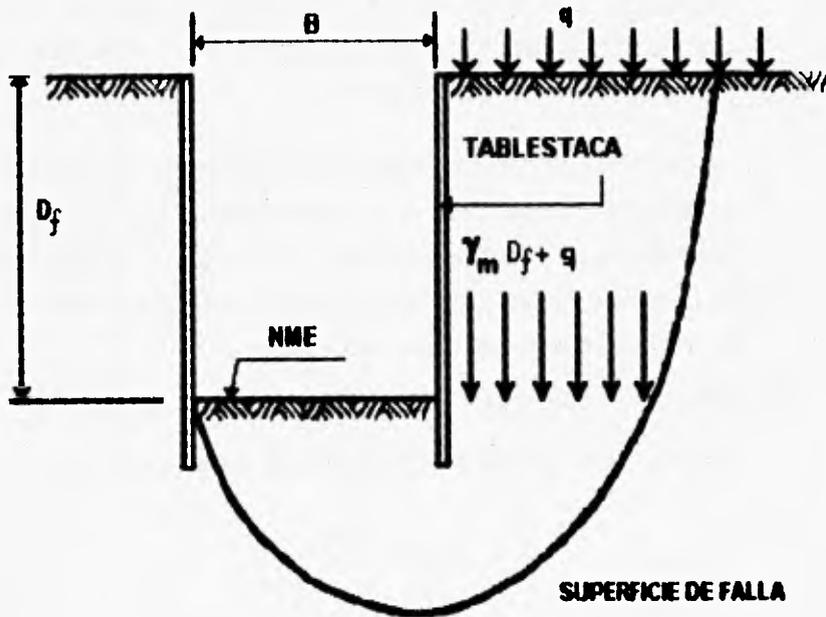


Figura II.25 Mecanismo de falla de fondo por corte según Skempton.

En el instante de falla de fondo incipiente se tendría:

$$cN_c = \gamma_m D_f + q$$

Con esta expresión se puede obtener la profundidad máxima de la excavación, sin que se presente la falla de fondo, pero es necesario adicionar un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{cN_c}{\gamma_m D_f + q} \quad (II.29)$$

En la práctica se ha observado que un valor de 1.5 para F_s es adecuado.

Debido a que la teoría de Skempton no considera la influencia de la longitud de pata del muro milán en la falla de fondo, se revisó ésta con el criterio del MDG-87 de COVITUR y se compararon los resultados (referirse al Capítulo V).

La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) del DDF a través de la experiencia de las obras construidas ha reunido en el MDG-87, varios criterios de análisis de estabilidad de excavaciones en la zona de lago; a continuación se describirán la falla de fondo por corte y falla de fondo por subpresión.

b). Criterio de COVITUR.

El factor de seguridad se calcula mediante la expresión:

$$F_s = \frac{c \left(N_c + \frac{2H_p}{L} \right)}{\gamma_m H_e + P} \quad (II.30)$$

donde:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H_m}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad (II.31)$$

- c valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla, hasta una profundidad igual a $H_m + B$.
 - N_c factor de estabilidad.
 - H_m profundidad de desplante del muro.
 - H_p longitud de la pata del muro milán.
 - B ancho de la excavación.
 - L longitud del tramo a excavar.
 - $\gamma_m H_e$ presión total inicial al nivel máximo de excavación.
 - P valor de los esfuerzos de sobrecarga en la superficie.
- Ver Figura II.26.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

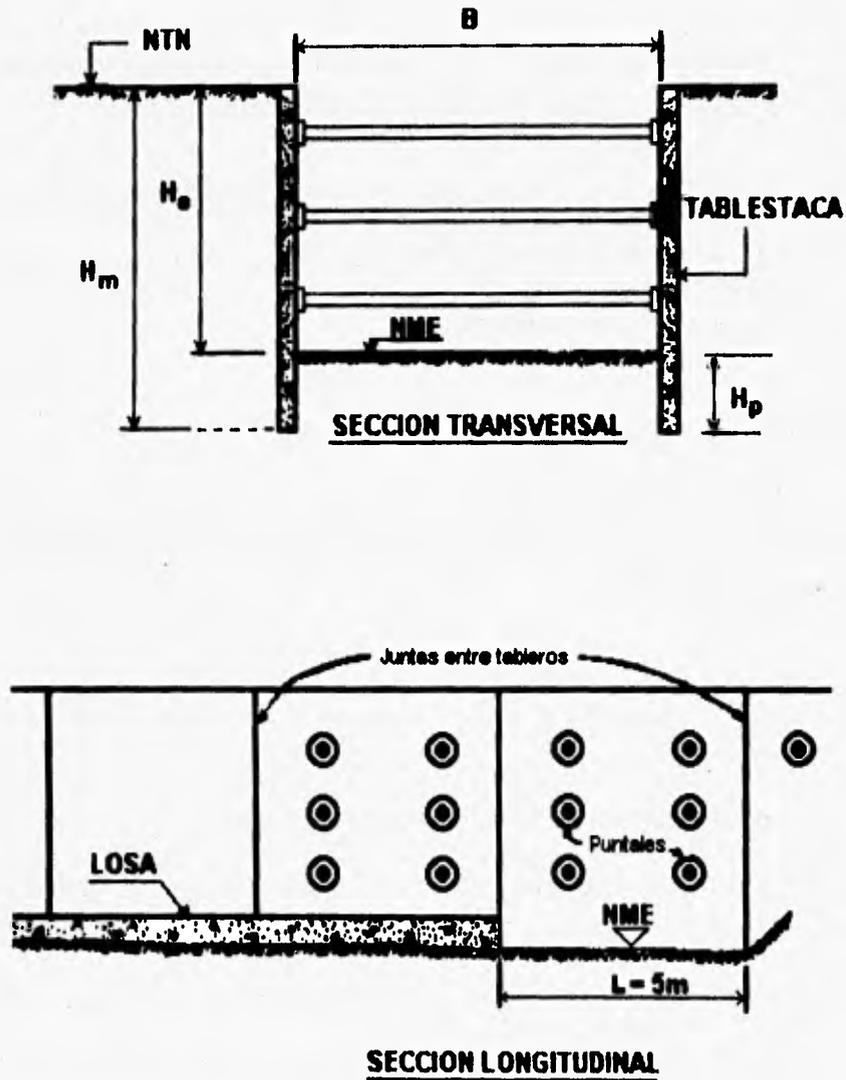


Figura II.26 Parámetros para evaluar el factor de seguridad contra la falla de fondo por corte. Criterio de COVITUR.

La expresión II.31 es válida para las siguientes condiciones:

$$\frac{H_p}{B} \leq 2.5 \text{ y } \frac{B}{L} \leq 1$$

Para valores mayores, estas relaciones se considerarán constantes e iguales a su límite superior (2.5 y 1 respectivamente).

El término $2\frac{H_p}{L}$ toma en cuenta la influencia de la pata del muro en la estabilidad del fondo, esta influencia debe despreciarse cuando $\frac{H_p}{L}$ sea menor de 0.5.

II.6.8.4 Falla de fondo por subpresión.

El factor de seguridad contra falla de fondo por efecto de la subpresión ejercida en estratos de arena profundos se expresa mediante la siguiente relación:

$$F_s = \frac{P+S}{U} > 1.3 \quad (\text{II.32})$$

donde:

P peso saturado del prisma del suelo bajo el fondo.

S fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma del fondo.

U fuerza total de subpresión en la base del prisma del fondo.

Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación la relación anterior conduce a:

$$F_s = \frac{\gamma_m h_f BL + 2c(Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL} \quad (II.33)$$

donde:

- h_f distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena.
- h_p distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena.
- γ_m peso volumétrico del material, promedio pesado.
- γ_w peso volumétrico del agua $\left(1 \frac{t_f}{m^3} \right)$
- h_w altura piezométrica del estrato de arena.
- c valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla entre el nivel máximo de la excavación y el nivel del estrato en cuestión. Ver Figura II.27.

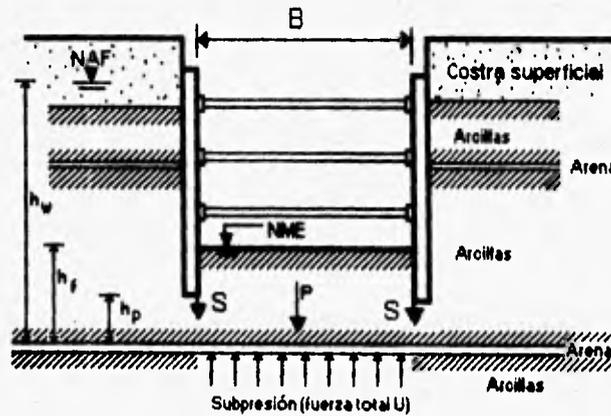


Figura II.27 Falla de fondo por subpresión. Criterio de COVITUR.

La revisión de la excavación por falla de fondo por subpresión se realiza en el Capítulo V.

II.6.9 Revisión por empotramiento de la tablestaca.

Las tablestacas son elementos de retención del suelo, en una zona urbana es muy común que se utilicen en una excavación.

Para el análisis de una tablestaca se consideran todas las etapas del proceso constructivo y de esta manera se obtienen las condiciones de diseño críticas.

La falla que más comúnmente se presenta en una tablestaca es el pateo, que sucede generalmente al llegar al nivel máximo de excavación.

El mecanismo de esta falla se ilustra en la Figura II.28. De acuerdo al criterio del MGD-87 de COVITUR, este consiste en el pateo del muro al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último troquel colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evalúa con la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{\bar{c}Lr + Wl + M_p}{\frac{D^2}{P} \frac{1}{2}} \quad (II.34)$$

donde:

\bar{c} resistencia promedio al corte no drenada, en la superficie de falla.

L área de la superficie de falla, por unidad de ancho.

r radio de la superficie de falla.

W peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

l distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente.

M_p momento flexionante resistente del muro de contención, obtenido del diseño estructural preliminar.

\bar{p} presión promedio sobre el muro.

D longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento colocado en cada etapa de excavación y el nivel de desplante del mismo.

Si se cumple que $F_s > 1.5$ no habrá problemas de pateo.

El análisis numérico de la falla por pateo del muro milán se presenta en el Capítulo III.

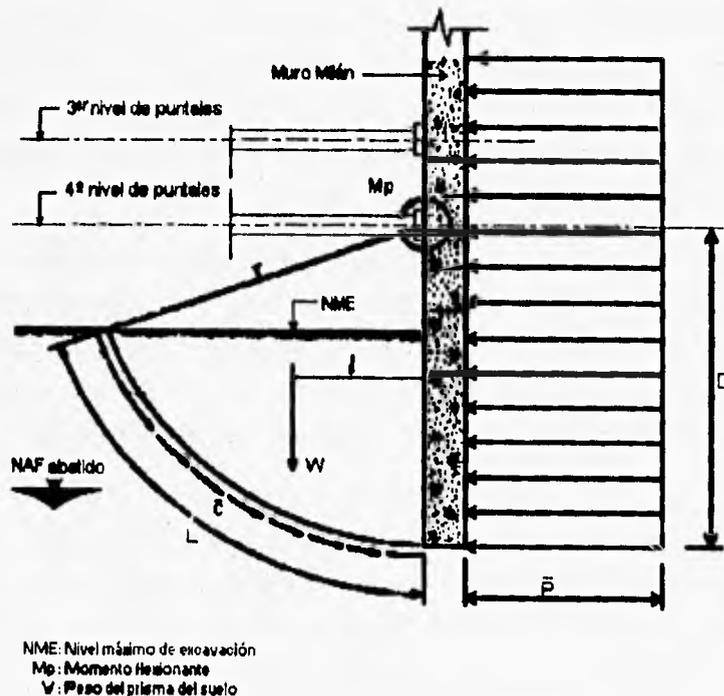


Figura II.28 Mecanismo de falla por empotramiento del muro de contención.

II.7 DESCRIPCION DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

II.7.1 Características generales del proyecto.

Dados los requerimientos arquitectónicos y urbanísticos del proyecto, la solución estructural consistió en un cajón subterráneo de 105.9 m de longitud y 34.8 m de ancho y 14.00 m de profundidad.

El estacionamiento cuenta con un área total construida de $11,056 \text{ m}^2 > 3,000 \text{ m}^2$, por lo que se clasifica dentro del subgrupo B1 de acuerdo al RCDF-93 por lo antes mencionado, todos los elementos estructurales que lo componen se diseñaron tomando en consideración esta clasificación.

La excavación se confinó entre muros tablestaca perimetrales y un muro tablestaca central longitudinal, que funcionó en dos etapas, primeramente para limitar el ancho de la excavación y facilitar el procedimiento constructivo y en la segunda etapa funciona como estructura definitiva para el soporte intermedio de la losa de entrepiso y techo. Ver Figura II.6.

El muro tablestaca perimetral lleva un muro estructural de acompañamiento, colado después de ejecutada la excavación con el propósito de aportar peso para compensar el del suelo excavado y contribuir a la resistencia ante la carga vertical y a los empujes del suelo. Otra función es evitar las filtraciones del agua del subsuelo.

El muro tablestaca longitudinal central, tiene en sus dos caras un colado de un muro de concreto de poco espesor, que tiene por finalidad incrementar la resistencia del muro ante cargas verticales y proporcionar apoyo vertical a las losas de entrepiso.

La losa de fondo consiste en una losa maciza de concreto con un espesor de 1.60 m. Los muros estructurales longitudinales tienen un espesor de 90 cm, y de 40 cm los transversales.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El sistema de piso, de 65 cm de espesor en los pisos intermedios, está formado por tabletas prefabricadas doble "T" invertidas, entre cuyas nervaduras se coló el firme de compresión que constituye la losa de entrepiso. Las tabletas prefabricadas se apuntalaron en los cuartos del claro y en la parte media para soportar la carga transmitida por el concreto en estado fresco.

Análogamente a las losas de entrepiso la losa de techo se estructuró a base de tabletas prefabricadas doble "T" invertidas con un firme de compresión entre sus nervaduras. En este caso el espesor de las losas fue de 1.15 m en la celda sur y de 0.80 m en la celda norte.

Sobre la losa de techo se coló un lastre de concreto con fines de compensación.

Las losas a cada lado del muro tablestaca central se encuentran a medios niveles, por lo que se apoyaron éstas fuera de los paños del muro, sobre un colado adicional de 30 cm de espesor a cada lado del muro milán ligado al muro tablestaca mediante conectores.

Las rampas se estructuraron a base de losas macizas que se apoyan en los muros de las mismas.

En los extremos oriente y poniente del estacionamiento se colocaron tablestacas prefabricadas a base de nervaduras de 10 cm de espesor (Ver Subcapítulo III.7), con el propósito de facilitar los trabajos de demolición de la tablestaca central en la zona de rampas y comunicar la celda norte con la celda sur. Ver Figura II.7b.

II.7.2 Determinación de cargas.

Para analizar las solicitaciones de carga, se consideraron las generadas durante las diferentes etapas del proceso constructivo y las definitivas para cada uno de los elementos estructurales.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

Las cargas a considerar actuando sobre la estructura son las siguientes:

- a) Cargas muertas.- Se consideraron como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo.

En el caso del estacionamiento las cargas muertas se deben principalmente a la estructura de concreto reforzado y a los lastres de concreto pobre para los cuales se consideraron los siguientes pesos volumétricos:

ELEMENTO	PESO VOLUMETRICO (t/m ²)
Concreto reforzado	2.4
Concreto simple	2.2
Acabado de mármol (nivel de plaza)	2.6

- b) Cargas vivas.- Se consideraron aquellas debidas al uso y ocupación del estacionamiento y que no tienen carácter permanente como pueden ser los vehículos y peatones principalmente.

Los valores recomendados por el RCDF-93 son los siguientes:

ELEMENTO ESTRUCTURAL	CARGAS VIVAS.(kg/cm ²)	
	MEDIA	MAXIMA
Losa de techo y escaleras	W=40	W=350
Losa de entepiso y fondo	W=40	W=250

- c) Empuje de tierras.

Se calcularon los empujes activo redistribuido y pasivo utilizando los criterios de Rankine y el Manual de Diseño Geotécnico de COVITUR.

II.7.3 Análisis Estructural.

Se realizó un análisis elástico en el sentido transversal de la estructura del cajón.

Se analizaron las diversas etapas constructivas diseñándose para la envolvente de elementos mecánicos.

Entre las condiciones que se analizaron destacan las siguientes.

- a) Análisis del cajón de la celda sur sujeto a empujes laterales del terreno en el lado norte que aún no se había excavado y a las cargas verticales producidas por los pesos propios de sus elementos y a la carga viva considerada durante su construcción. Ver Figura II.29a.
- b) Análisis del cajón terminado sujeto a empujes del terreno y a las cargas gravitacionales. Ver Figura II.29b.

Debido a que la unión entre el muro central y las losas de entrepiso provocaba elementos mecánicos de flexión muy altos que obligaban a tener cuantías de acero muy altas y poco prácticas desde el punto de vista constructivo en el muro milán, se optó por reducir el acero en el nudo y en lugar de considerarlo totalmente continuo, se idealizó la conexión como articulada con la presencia de un momento externo equivalente al momento de servicio aportado por la conexión, para cuyo cálculo se tomó en cuenta el efecto que produce el desdoblado del acero de refuerzo. Ver Figura II.30.

Las tabletas precoladas se analizaron para las siguientes etapas:

- a) Descimbrado, izaje, maniobra y estibado considerando una edad temprana del concreto.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

b) Colocación sobre los muros estructurales y chapeo, para lo cual se consideró el 100% de su resistencia y se idealizó como una viga simplemente apoyada sometida a cargas gravitacionales por peso propio.

c) Una vez apuntalada en los cuartos de claro y vaciado el concreto fresco que junto con la tableta prefabricada constituye el sistema de piso, se analizó como viga continua sometida a su peso propio y el del concreto fresco (firme de compresión) que constituiría la losa de entrepiso.

El apuntalamiento se colocó con el objeto de reducir el claro sujeto a flexión y cortante que resistiría el elemento prefabricado.

d) Una vez que el firme de compresión alcanzó su resistencia se retiró el apuntalamiento, lo que se traduce en la presencia de cargas concentradas sobre la losa en la misma posición del apuntalamiento, que actúa sobre la sección compuesta por prefabricado y firme de compresión y con restricción de giro en los extremos de la losa debidos a la conexión del muro. Ver Figuras II.29a y II.29b.

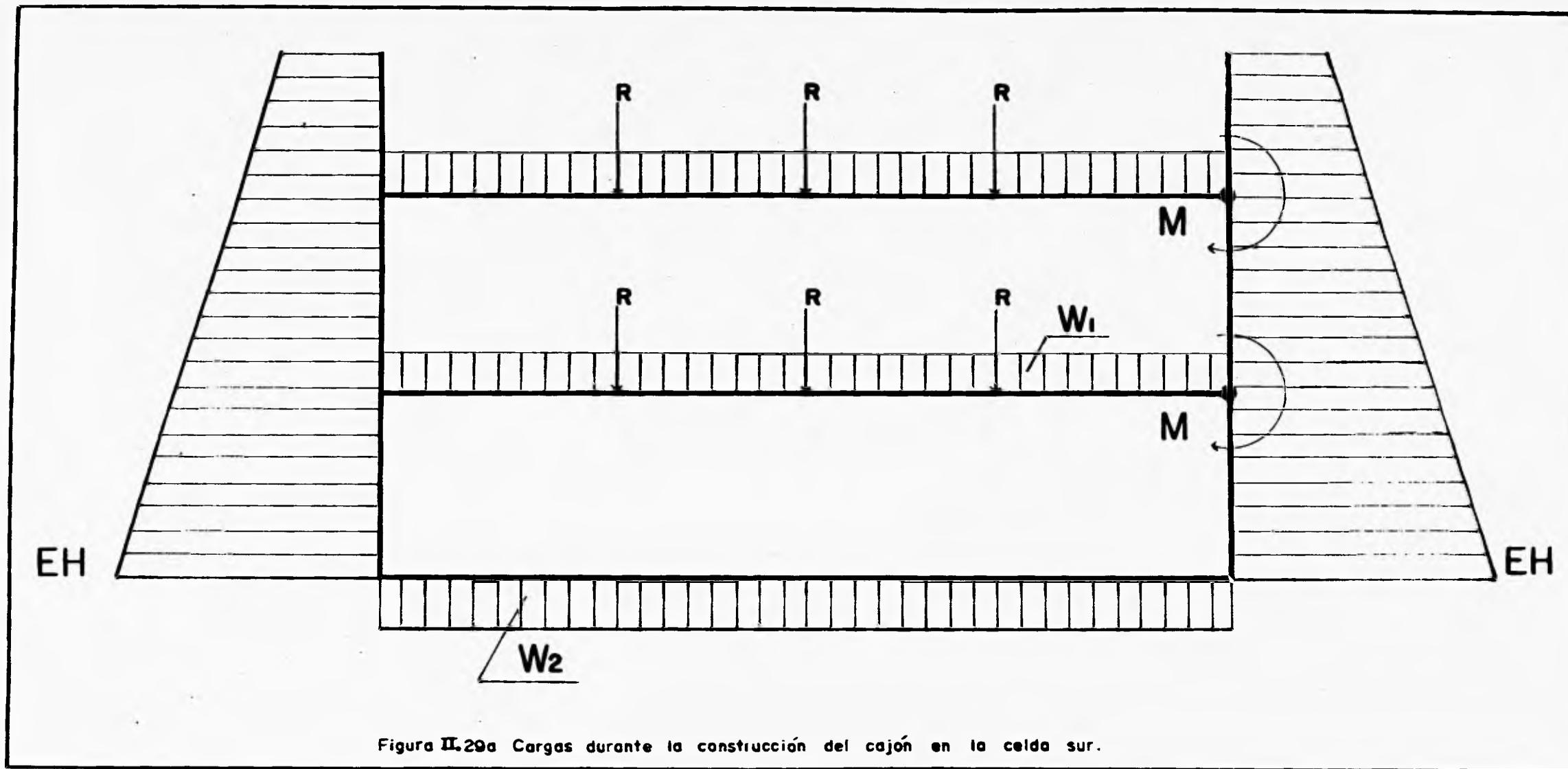
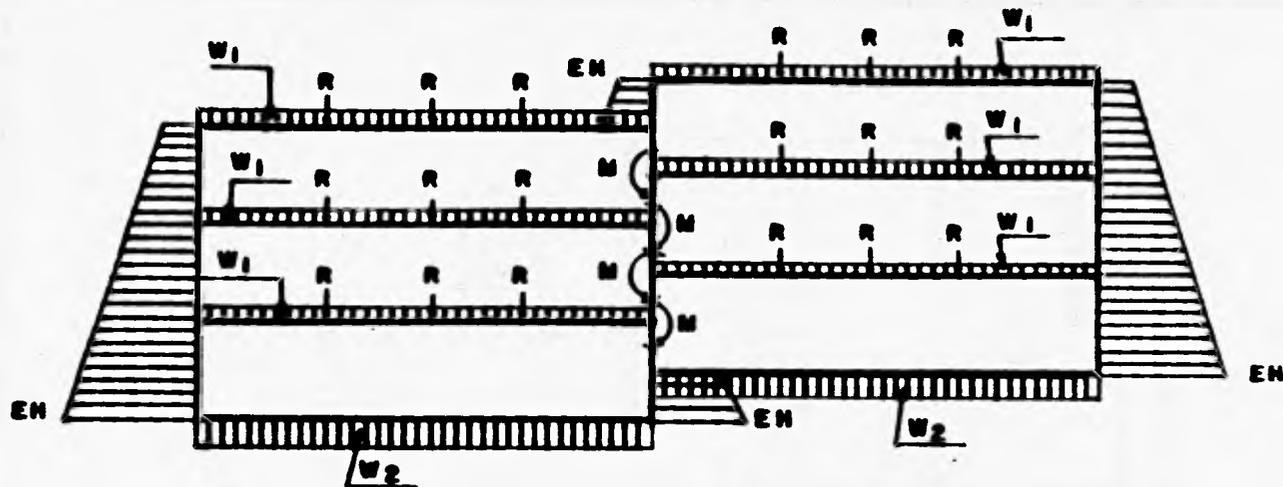


Figura II.29a Cargas durante la construcción del cajón en la celda sur.



Simbología

- W_1 = CARGA GRAVITACIONAL EN LOSAS.
- W_2 = REACCION DEL SUELO EN LOSA DE FONDO.
- R = CARGA DESPUES DE RETIRAR LOS PUNTALES (IGUAL A LA REACCION).
- M = MOMENTO EXTERNO DE SERVICIO.
- EH = EMPUJE HIDROSTATICO.

Figura II. 29b Cargas sobre el cajón terminado.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

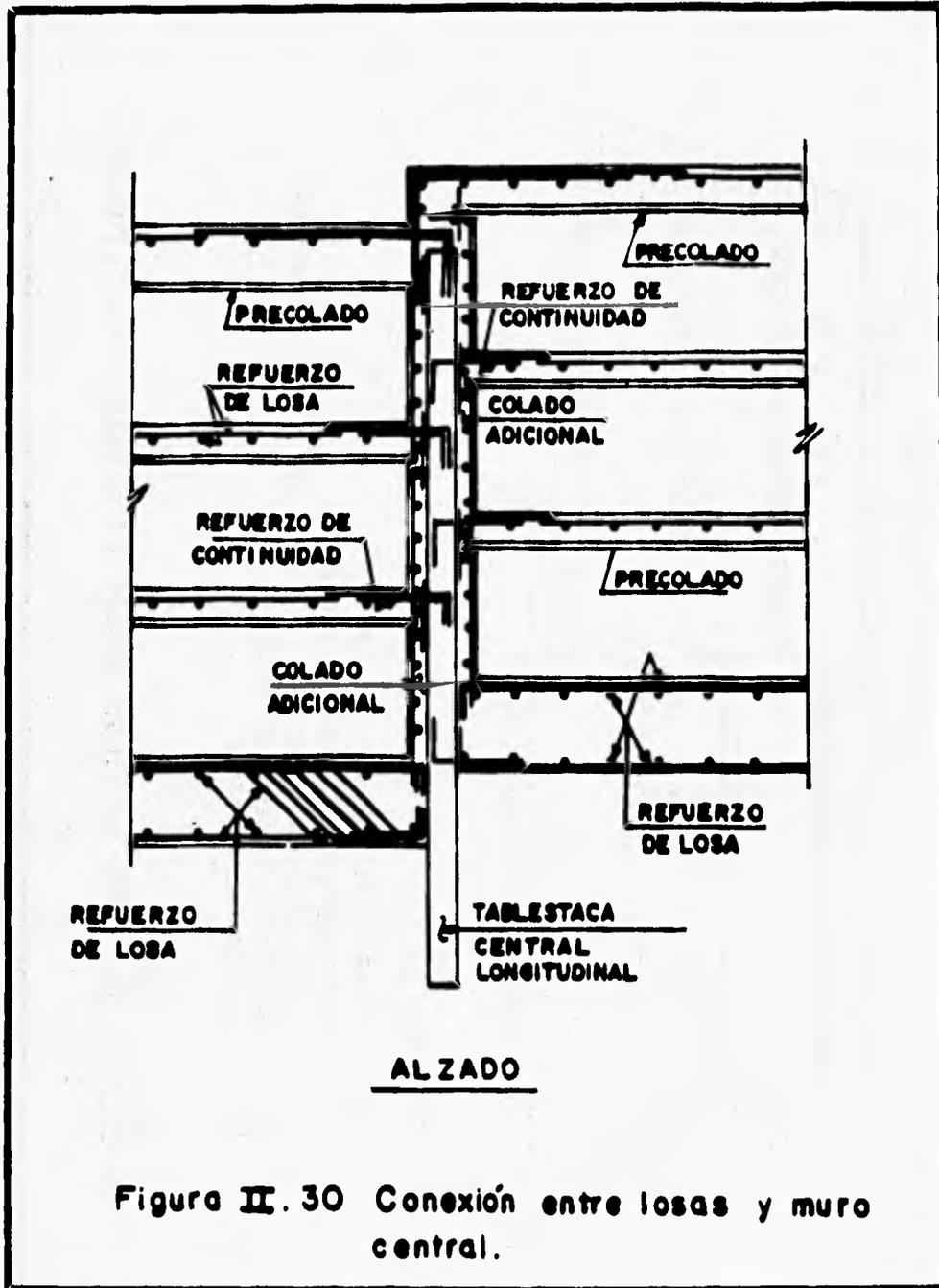


Figura II. 30 Conexión entre losas y muro central.

II.7.4 Dimensionamiento.

El dimensionamiento es la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo.

El procedimiento más utilizado en la actualidad es el denominado método plástico o de resistencia última. El procedimiento consiste en definir las acciones interiores correspondientes a las condiciones de servicio, mediante un análisis elástico y multiplicar las acciones internas por un factor de carga, según los distintos elementos, para así obtener las resistencias de dimensionamiento. El factor de carga puede introducirse también incrementando las acciones exteriores y realizando después un análisis elástico de la estructura.

Todos los elementos estructurales se diseñaron con este procedimiento utilizando los factores de carga y resistencia correspondientes que marca el RCDF-93.

En este caso:

$F_c = 1.5$ (por ser estructura perteneciente al subgrupo B1).

$F_R = 0.7$ (cortante).

$F_R = 0.9$ (flexión).

$F_R = 0.8$ (penetración).

El cajón del estacionamiento se diseñó para la combinación más crítica de cargas que fue la de carga muerta + carga viva máxima. (Este análisis no se presenta en esta tesis). El diseño estructural del muro milán se presenta en el Capítulo III.

II.7.5 Materiales utilizados.

De acuerdo al RCDF-93, el concreto que se utilice en las estructuras del subgrupo B1 debe ser clase 1, sin embargo dado que se trata de una construcción subterránea resistente a los efectos sísmicos, a la poca variación del gradiente de temperatura y a que las dimensiones de sus elementos estructurales se debieron principalmente a razones de compensación del terreno, se aceptó que sería satisfactorio utilizar concreto clase 2.

Características del concreto utilizado:

ELEMENTO	RESISTENCIA (kg/cm²)
Losas y muros estructurales	200
Tabletas prefabricadas	250
Firmes de compresión	200
Lastres	100
Muro milán	150
Tablestaca prefabricada	250

Se empleó acero de refuerzo con un nivel mínimo de esfuerzo de fluencia $F_y \geq 4,200 \text{ kg/cm}^2$

II.7.6 Control de filtraciones

En el caso del Estacionamiento Plaza Bellas Artes por ser subterráneo y estar bajo el nivel de aguas freáticas, requirió que en todas las juntas de colado se colocaran selladores expansivos los que al contacto con el agua, incrementan su volumen impidiendo el paso de ésta.

II.8 PROYECTO DE INSTALACIONES.

La operación del estacionamiento es de autoservicio, razón por la cual sus instalaciones cuentan con sistemas de automatización que proporcionan los servicios, comodidades y seguridad requeridos por los usuarios y el personal encargado de su funcionamiento. A continuación se describen las instalaciones principales.

II.8.1 Instalación hidráulica y sanitaria.

Las instalaciones hidráulicas y sanitarias tienen como objetivo satisfacer las necesidades de agua del personal, así como evacuar y disponer de las aguas servidas o en exceso de la manera más conveniente. En el proyecto se buscó optimizar el uso de éste vital líquido.

El suministro de agua se obtuvo de la red municipal de agua potable localizada en las calles colindantes al Palacio de Bellas Artes.

La dotación de agua que se considera es la especificada por el RCDF-93 para estacionamientos, es decir, $2 \text{ l}/(\text{m}^2 \times \text{día})$, por lo tanto, la demanda diaria se obtiene multiplicando los metros cuadrados de construcción por la dotación, resultando aproximadamente $20 \text{ m}^3/\text{día}$, sumando a esta cantidad la reserva para el sistema de protección contra incendio (instalación descrita posteriormente en este subcapítulo), que es de $33.50 \text{ m}^3/\text{día}$, se tiene que la capacidad de la cisterna es:

Demanda diaria (D_d) = $20 \text{ m}^3/\text{día}$.

Demanda para protección contra incendio (D_{pci}) = $33.50 \text{ m}^3/\text{día}$.

Capacidad cisterna = $(2 D_d + D_{pct}) = 73.50 \text{ m}^3/\text{día}$.

Por lo tanto la capacidad de la cisterna se ajustó a 75 m^3 y ésta se ubicó sobre la losa de techo y dentro de la jardinera. Consta de dos compartimientos con el fin de darle mantenimiento sin suspender el servicio.

La toma domiciliaria se diseñó para tener un gasto de $Q = 0.50 \text{ l/seg}$. Con un diámetro de 19 mm de fierro galvanizado, suponiendo una alimentación de doce horas diarias.

La red general inicia en el cuarto de máquinas, localizado junto a la cisterna. El trazo de la red es por el nivel de acceso al estacionamiento, alojándose ésta bajo terreno natural, para después bajar por los ductos y pasos alojados en el chapeo estructural previsto para tal efecto y alimentar por gravedad a cada una de las plantas en los puntos por abastecer. El material utilizado es cobre.

Para el cálculo de los gastos de alimentación a muebles sanitarios se aplicó el criterio de la "Unidad Mueble". Los muebles que se tienen son inodoro, lavabo, mingitorio y tarja. El total de las unidades muebles que se tiene son 8 con un gasto de diseño de 3.80 l/s.

Para el sistema de drenaje de las aguas negras se empleó el mismo método utilizado para calcular la alimentación, se utilizaron tuberías horizontales con diámetros de 75 mm, con una pendiente mínima del 2%. Para el cálculo de la velocidad de flujo, se utilizó la expresión de Manning:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{II.35})$$

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

Para el drenaje de las aguas pluviales existen coladeras con descarga de 51 mm de diámetro.

Una vez recolectadas todas las aguas negras y las pluviales en un cárcamo ubicado en el nivel 3A, se bombea a la red de alcantarillado municipal.

II.8.2 Instalación eléctrica.

La alimentación de energía eléctrica es proporcionada por la Comisión de Luz y Fuerza con un sistema de operación de 3 fases, 4 hilos y 200 V.

En cada uno de los niveles del estacionamiento existe una caseta de control donde se ubican tres tableros de distribución, de los cuales se tomará la energía para alimentar los equipos de ventilación y para el sistema de alumbrado que está integrado por unidades de iluminación equipadas con dos tubos slim line de 38 watts y unidades de iluminación equipadas con dos tubos de 74 watts, proporcionando un nivel de iluminación promedio de 50 lux cumpliendo con las normas vigentes, las cuales recomiendan un promedio de 30 lux.

II.8.3 Sistema de ventilación.

Para el sistema de ventilación se emplean doce ventiladores de extracción marca flakt tipo gimb-5 tamaño 070 de doble entrada con ductería de lámina galvanizada y rejilla de extracción, distribuidos de la siguiente manera: 2 ventiladores y 33 rejillas por cada sótano.

II.8.4 Sistema de circuito cerrado de televisión.

El circuito de televisión cubre todas las áreas del estacionamiento de cada uno de los niveles para garantizar la seguridad de automóviles y usuarios. Los monitores se localizan en la caseta de control.

II.8.5 Sistema contra incendio.

Todas las construcciones deben contar con las instalaciones y los equipos necesarios para prevenir y combatir los incendios. Estos deben de mantenerse en condiciones de funcionar en cualquier momento por lo cual deben ser revisados y probados periódicamente. De acuerdo al RCDF-93 el estacionamiento se clasificó en el grupo II de riesgo mayor que son las edificaciones de hasta 25 m de altura o más de 250 ocupantes o más de 3,000 m². Esto hace necesario la disposición de un sistema de hidrantes de gran capacidad de extinción localizados estratégicamente para cumplir con los reglamentos vigentes.

Este sistema consiste en un equipo de bombeo y la red de tubería necesaria para alimentar, con el gasto y la presión requerida, a los hidrantes. Para una mayor seguridad se cuenta con equipos portátiles que se utilizarán para combatir conatos de incendio.

La alimentación hidráulica y el almacenamiento en la cisterna se describió en el inciso II.8.1.

Los hidrantes se localizan de tal manera que entre unos y otros cubran perfectamente la superficie de riesgo a proteger, por lo que se consideraron mangueras de 30 m de longitud y se localizan en lugares visibles y de fácil acceso, por ejemplo cerca de las escaleras. El volante de las válvulas se encuentra localizado a 1.60 m sobre el nivel de piso terminado.

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El equipo de bombeo se localiza en el cuarto de máquinas adjunto a la cisterna, consta de tres bombas, una con un motor eléctrico, otra con un motor de combustión interna y la última jockey, la carga dinámica de cada una de ellas es de 30 m.

Las bombas inician su funcionamiento con una señal que se da como resultado de una baja presión en la red, sensada por un interruptor de presión. La bomba con motor de gasolina arranca automáticamente al no haber energía eléctrica y/o si se registra una baja presión en la línea. La bomba jockey entra en operación cuando se registra una baja presión.

Adicionalmente se ubica una toma siamesa por cada 90 m de fachada principal.

Cumpliendo con lo señalado por el RCDF-93, además del equipo señalado anteriormente se cuenta con diversos areneros equipados con pala, ubicados estratégicamente.

Como equipo adicional de seguridad, el estacionamiento cuenta con un sistema de alarma contra incendio.

II.8.6 Sistema de equipo automático de cobro y equipo de sonido.

El equipo automático de cobro tiene como objetivo proporcionar al usuario un servicio más rápido y cómodo. En el acceso al estacionamiento, una máquina expende su boleto de ingreso, en el momento que el usuario se retire puede efectuar el pago del servicio en máquinas que se localizan en las escaleras y después de hecha esta operación cuenta con un lapso de 15 minutos para subir a su vehículo y salir del estacionamiento.

El equipo de sonido proporciona seguridad a los usuarios por el hecho de que se pueden transmitir mensajes desde las casetas de control a la totalidad del área del estacionamiento.

II.9 SALVAMENTO ARQUEOLOGICO.

II.9.1 Impacto en el proyecto geotécnico.

Debido a que el predio en el que se construyó el estacionamiento se localiza en el Centro Histórico de la Ciudad de México y básicamente a que se tenía conocimiento de la anterior existencia del Convento de Santa Isabel fue necesaria la participación de la Dirección de Salvamento Arqueológico del Instituto Nacional de Antropología e Historia a través de un grupo interdisciplinario de arqueólogos, historiadores, etnohistoriadores, biólogos, restauradores, antropólogos físicos y sociales el cual coordinó, vigiló y aprobó la realización de las diferentes etapas de excavación con el propósito de no mantener los frentes de excavación abiertos durante más tiempo del supuesto en el proyecto de Mecánica de Suelos; se procuró que los trabajos de rescate arqueológico se realizaran antes de los respectivos al frente de excavación del estacionamiento.

Para garantizar esto último se realizaron investigaciones que permitieron conocer qué existía en la zona y así programar las actividades de rescate.

Dado que no se contó con información completa de la época prehispánica se adecuaron las actividades en base a los hallazgos que fueron apareciendo para lograr rescatar información y materiales descubiertos, todo sin provocar tiempos excesivos de espera en los frentes de excavación, los que tendrían movimientos fuera de lo previsto consecuentemente.



Colocación de la parte inferior del armado del muro millón.



Hincado de tablestacas prefabricadas a 10m de profundidad en la zona de rampas.

III MUROS MILAN Y TABLESTACAS PREFABRICADAS.

III.1 INTRODUCCION.

El proyecto de muchos edificios, principalmente en áreas urbanas, se realiza de tal manera que abarca la totalidad del predio disponible o adyacente a estructuras existentes lo cual implica que, al efectuar la excavación, ésta debe realizarse verticalmente, requiriendo un ademe o ataguía. Por lo general estos ademes son de acero y madera o de concreto pudiendo estos últimos ser colados en sitio o prefabricados.

En el caso del Estacionamiento Plaza Bellas Artes se optó por tener un ademe a base de tablestacas de concreto coladas en sitio en el perímetro del estacionamiento con el propósito de minimizar los efectos que la excavación pudiera ocasionar sobre las estructuras adyacentes, en especial sobre el Palacio de Bellas Artes y también porque el desarrollo del talud del frente de avance era muy grande.

En el presente capítulo se describirá brevemente el inicio del proceso constructivo general del estacionamiento. Sus etapas son: la construcción de los brocales, los muros milán perimetrales, los muros milán centrales, de los cuales se describe el procedimiento constructivo y se realiza el diseño estructural de los mismos, análogamente, se describe el procedimiento constructivo y el diseño de la tablestaca prefabricada. Los temas a describir seguirán este orden, con el objetivo de que se tenga una secuencia del proceso constructivo de la obra.

III.2 TRABAJOS PRELIMINARES.

Para iniciar los trabajos preliminares se debe tener en esta etapa el proyecto integrado y, que éste proporcione la información necesaria para la correcta planeación de la construcción de la obra.

PAGINACION VARIA

COMPLETA LA INFORMACION

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

La información necesaria para iniciar esta actividad es la siguiente:

- 1) Ubicación de la construcción (trazo).
- 2) Perfil estratigráfico.
- 3) Afectaciones e Interferencias.
- 4) Solución a desvíos de obras hidráulicas.
- 5) Ubicación de instalaciones para el personal y almacenes.

La ubicación ya se ha descrito en el Subcapítulo II.5.

El perfil estratigráfico se presenta en el Subcapítulo II.6.

Como afectaciones e interferencias se presentó el cambio de vialidad de las calles 5 de Mayo y Angela Peralta, quedando finalmente la vialidad por la calle Angela Peralta como salida del estacionamiento y la prolongación de la calle 5 de Mayo frente al Palacio de Bellas Artes desapareció para dar lugar a la integración de la Plaza con el Palacio. Es importante mencionar el movimiento de basamentos y esculturas de los pegasos nororiental y norponiente y de las dos astas bandera ubicadas dentro del trazo del estacionamiento, ya que las maniobras de estos movimientos se llevaron a cabo extremando las precauciones debido al alto valor cultural de estas piezas.

Se llevo a cabo el desvío de las paredes del drenaje y de agua potable, en el capítulo V se presenta información de estos desvíos.

La ubicación de las casetas para el personal y almacenes se localizó en el costado oeste del Palacio de Bellas Artes, debido a que en este lugar no se obstruía el paso al público que asiste a los eventos culturales y no se obstaculizó la zona peatonal de la Alameda.

III.3 BROCALES.

El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja cuya excavación se realiza obligadamente a mano con el objeto de detectar posibles interferencias e instalaciones municipales como pueden ser ductos de teléfono, líneas de gas, drenaje, agua potable, líneas de luz, etc. La construcción del brocal se debe a la necesidad de contar con una guía que permita garantizar la posición y verticalidad correcta del equipo guiado durante el proceso de excavación. Otra función es asegurar la estabilidad superior de la excavación.

La excavación de la zanja se propone generalmente con dimensiones de 1.60 x 0.95 m, partiendo del terreno natural como nivel inicial. La profundidad podrá tener variaciones hasta de un metro en función del desconocimiento exacto de la ubicación de las instalaciones municipales o bien por la inestabilidad del terreno debido a la presencia de cascajo o basura; el ancho de la zanja es de 65 cm.

Las partes que conforman el brocal son el alero o banqueta (fijado a la carpeta asfáltica con anclas de varilla para evitar movimientos) y el faldón y acero de refuerzo usuales que se aprecian en la Figura.III.1.

El colado de los brocales debe ser continuo, y es necesario dejar apuntalados los faldones al retirar la cimbra con puntales a cada 3 m, para evitar caídas y cerramientos del terreno, esta distancia varía según el tipo de terreno, el tránsito de vehículos cercanos a la obra y el tipo de maquinaria que se utilice.

Las características del concreto a usar son: $f'_c = 100 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$, grava de 3/4" y revenimiento 10.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

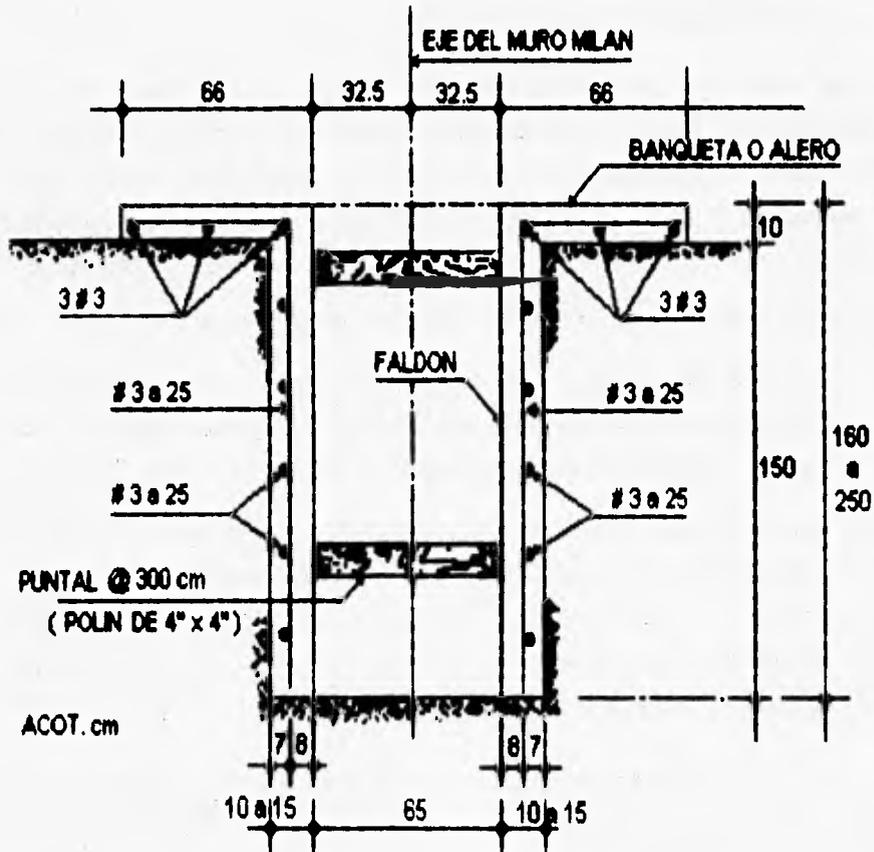


Figura III.1 Brocal.

Finalmente, el retiro del brocal se realiza en dos etapas: la primera cuando se excava el núcleo, automáticamente se lleva la parte interna del brocal de cada lado. La segunda etapa generalmente ocurre cuando se procede a demoler y retirar la parte externa del brocal en cada lado para restituir la carpeta asfáltica o el piso que quedará finalmente.

III.4 TIPOS DE TABLESTACAS.

Las tablestacas son elementos destinados a formar parte de una estructura anclada en el suelo para contener tierras o constituir ataguías, es una estructura flexible, es decir, permite el movimiento relativo entre las partículas de las estructuras y usualmente se utiliza en excavaciones en las que no se dispone de área suficiente para ser realizada con taludes.

Por sus condiciones de apoyo las tablestacas se dividen en:

- a) Las que están simplemente empotradas en el terreno y que son generalmente suficientes para contenciones de pequeña altura. En este caso la cabeza de la tablestaca está libre. Ver Figura III.2a.
- b) El otro tipo de tablestacas están igualmente empotradas en el suelo, pero se les llama ancladas, por el hecho de estar retenidas en la cabeza por tirantes unidos a anclajes previstos a una distancia conveniente de la tablestaca. Lo anterior es para asegurar una mejor estabilidad. Ver Figura III.2b.

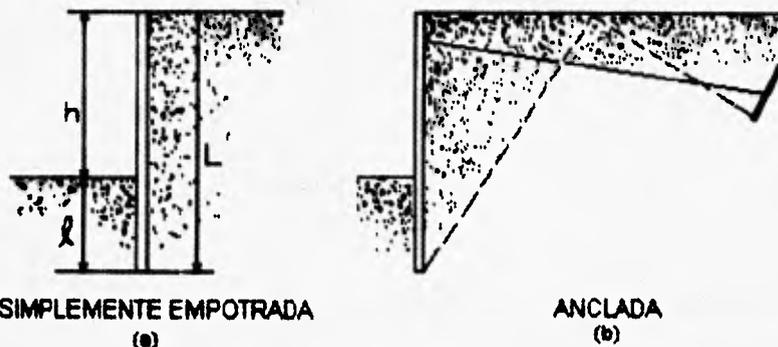


Figura III.2 Tipos de tablestaca.

En cuanto al tipo de material pueden ser metálicas o de concreto:

a) Francia y Holanda son los precursores en la fabricación y uso del tablestacado. Las de mayor uso son las tablestacas metálicas. En la Figura III.3 se presentan el tipo y las características de las tablestacas que producen las acerías. Algunas desventajas al usar este tipo de tablestacas son que al ser importadas se incrementa su costo y como ventajas se puede mencionar: son muy fáciles de colocar, si la excavación es temporal son recuperables y son muy versátiles por su diversidad de formas y tamaños. En el perímetro del Palacio de Bellas Artes se colocó una tablestaca de este tipo. Ver Subcapítulo II.2.2.

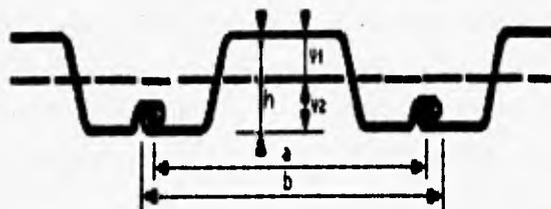
b) En otras ocasiones las tablestacas son de concreto y en este caso pueden ser coladas en sitio o prefabricadas. El procedimiento constructivo de las primeras consiste en excavar una zanja y ademaarla conforme avance la excavación con un fluido estabilizador de las paredes como puede ser el lodo bentonítico; posteriormente se introduce la parilla y se cuela la tablestaca mediante un tubo TREMIE. Este procedimiento consiste en excavar una zanja y llenarla de lodo para estabilizar paredes de ésta. La tablestaca (o la parilla, en caso de ser tablestaca colada en el sitio) se baja en el lodo (este procedimiento será descrito en los subcapítulos siguientes).

Aunque es más común en Europa, este método se ha usado en varias obras de Norte América, incluyendo el World Trade Center en la ciudad de Nueva York, donde los muros se construyeron en zanjas de lodo que estaban soportadas por un sistema de tirantes.

Por su función estructural las tablestacas pueden ser:

- a) De acompañamiento, cuando no forman parte definitiva de la estructura de la construcción.
- b) Estructurales, cuando forman parte de la estructura definitiva.

TABLETACAS DE WENDEL
Características de los perfiles

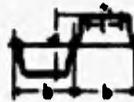


Número de los tableros-tacados	Espesores	Longitudes		Alturas	Peso		Momentos de inercia	Distancia de las fibras extremas		Módulos de resistencia			
		útil	total		por metro de tableros-tacados	por metro de tableros-tacados		por metro		por unidad			
		a	b		h	I		V1	V2	I/V1	I/V2	I/V1	I/V2
mm	mm	mm	mm	kg/ml	kg/m ²	cm ⁴	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³	
3300	3	711	743	125	23.00	32.20	873	6.2	6.2	141	141	196	196
3375	3.75	711	743	125	26.70	40.30	1091	6.2	6.2	174	174	245	245
5400	4	739	801	190	38.40	51.90	2820	10.7	8.3	264	340	356	460
5500	5	739	801	1490	47.60	64.40	3521	10.7	8.3	330	425	447	576
6500	5	866	728	240	47.00	70.60	5465	13.6	10.4	402	525	604	788
6600	6	866	728	240	56.60	84.90	6558	13.6	10.4	482	630	723	946

Figura III.3a Tablestacas metálicas

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

Tablestacas de origen francés
TABLESTACAS DE LARSEN



Características de los perfiles

- 1 Ancho útil
- 2 Altura
- 3 Espesor
- 4 Ancho disponible entre alas
- 5 perímetro desarrollado de un m corriente de tablestacado

- 6 Sección de un m corriente de tablestacado
- 7 de 1m de tablestacado
- 8 de 1m de tablestacado
- 9 Módulo de resistencia
- 10 Módulo de inercia

- 11 per m corriente de tablestacado
- 12 Radio de inercia

Perfil	1 b mm	2 h mm	3 mm	4 r mm	5 cm	6 cm	Para		9 cm	10 cm	12 cm
							7	8			
							kg/m	kg/m ²			
SL 1	345	30	4.5	255	250	69	19.7	54	146	505	2.92
SL 2	450	30	6.0	310	270	92	22.4	72	300	1050	4.61
SL 3	450										
SL 4	450	200	9.0	260	322	133	46.0	104	650	10400	9.95
I	400	160	7.0	210	260	127	40.0	100	500	3700	5.40
II	400	200	10.0	200	270	156	48.0	122	650	5500	7.40
III	400	247	14.0	250	280	190	62.0	155	1260	16000	9.20
IV	400	310	19.0	250	310	239	74.0	187	2000	31600	11.50
V	420	344	21.0	260	330	300	100.0	230	2660	50000	13.00
VI	420	400	22.0	250	360	369	122.0	290	4200	92000	15.00
I _n	400	220	7.5	225	260	113	35.4	89	600	6400	7.65
II _n	400	270	9.5	250	301	156	40.0	122	1100	14050	9.75
III _n	400	290	12.0	250	300	190	62.0	155	1600	23200	10.95
IV _n	500	340	12.4	260	320	177	69.6	150	1600	27500	12.64
V _n	500	390	14.3	270	344	201	79.0	155	2000	38000	13.73
VI _n	500	460	15.5	240	355	224	80.0	170	2500	54000	15.70
VII _n	500	480	20.6	230	366	270	106.0	212	3200	72000	16.33

Figura III.3b Tablestacas metálicas

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

Tablestacas de origen alemán
Características mecánicas extraídas «Beton Kalender»
I. Perfiles normales

Perfil	Firma Boverit				Pesos		Para un muro de un metro de anchura		
	Mediciones				g placa	Q muro	V_{10}	F acero	U perimetro
	b	h	t	t ₁	kg/m	kg/cm ²	cm ²	cm ²	cm
1a	400	220	7.0	6.3	30.6	99	600	113	260
1b	400	190	6.0	5.5	26.0	100	600	127	230
II	400	200	10.2	9.7	40.8	122	900	104	270
III	400	270	9.0	7.9	40.0	122	1000	104	301
IV	400	247	14.2	9.2	52.0	100	1000	104	300
V	400	200	17	9.0	52.0	100	1000	104	300
VI	420	260	14.0	10.0	74.0	100	2000	226	320
VII	420	240	20.0	12.0	100.0	230	3000	303	320
VIII	420	400	22	14.0	121.0	290	4200	370	340
IX	460	400	26	14.0	142.0	310	5000	394	370
1a	420	160	7	7	37.0	11	600	113	252
I	420	140	6	6	42.0	100	700	124	254
II	420	200	4.0	3.0	51.0	122	1000	100	270
III	400	230	12	9.0	52	100	1000	107	291
IV	400	247	14	10.0	74	100	2000	226	300
V	420	200	16	12	101.2	230	3000	303	327
MS1a	430	160	7.0	6.3	30.6	91	600	110	236
MS1b	430	140	6.0	5	43.0	100	600	120	230
MS1c	430	160	9.3	9.7	40.4	100	610	120	230
MSII	430	100	11.7	10	52.0	122	900	120	240
MSIII	400	200	6.2	6	40.0	122	1000	100	240
MSIV	400	200	10.0	9	32.0	100	1000	100	240
MSV	400	200	15	10	32.0	100	1200	100	240
MSVI	400	200	12.2	10	74.0	100	2200	226	320
MSVII	340	320	14.0	12	107.7	270	3000	204	370
MSVIII	340	320	22	12	10.4	290	3000	240	372

Figura III 3c Tablestacas metálicas

III.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL MURO MILAN.

III.5.1 Procedimiento constructivo.

El muro milán es un elemento estructural colado en sitio, cuya finalidad es la de contener los empujes del terreno y mantener la estabilidad de las construcciones aledañas, durante la excavación del núcleo. Su construcción inicia una vez construidos los brocales.

El muro milán puede clasificarse como:

- a) De acompañamiento: cuando será necesario adosarle un muro estructural para que forme parte de la estructura. Como el que se tiene a lo largo del eje 1 del estacionamiento. Ver Figura II.6.
- b) Estructural: cuando el muro formará parte de la estructura definitiva, con la cantidad de acero estructural con que fue diseñado desde su inicio. Como el que se tiene sobre el eje 3. Ver Figura II.6.

El proceso constructivo del muro milán inicia con la excavación de la zanja, mediante el uso de una excavadora equipada con un equipo guiado. Ver Figura III.4. Las dimensiones más comunes de un muro terminado son: 0.66 m de espesor, 7.20 m de largo y profundidad variable.

La excavación se realiza hasta el nivel de desplante del proyecto y se usa lodo bentonítico para garantizar la estabilidad de las paredes. Las características del lodo bentonítico y la alternativa del uso del agua para la estabilización se describen posteriormente.

El nivel de la bentonita se debe de mantener constante, el cual será del orden de 1.00 m por debajo del borde superior de los brocales. Ver Figura III.5

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

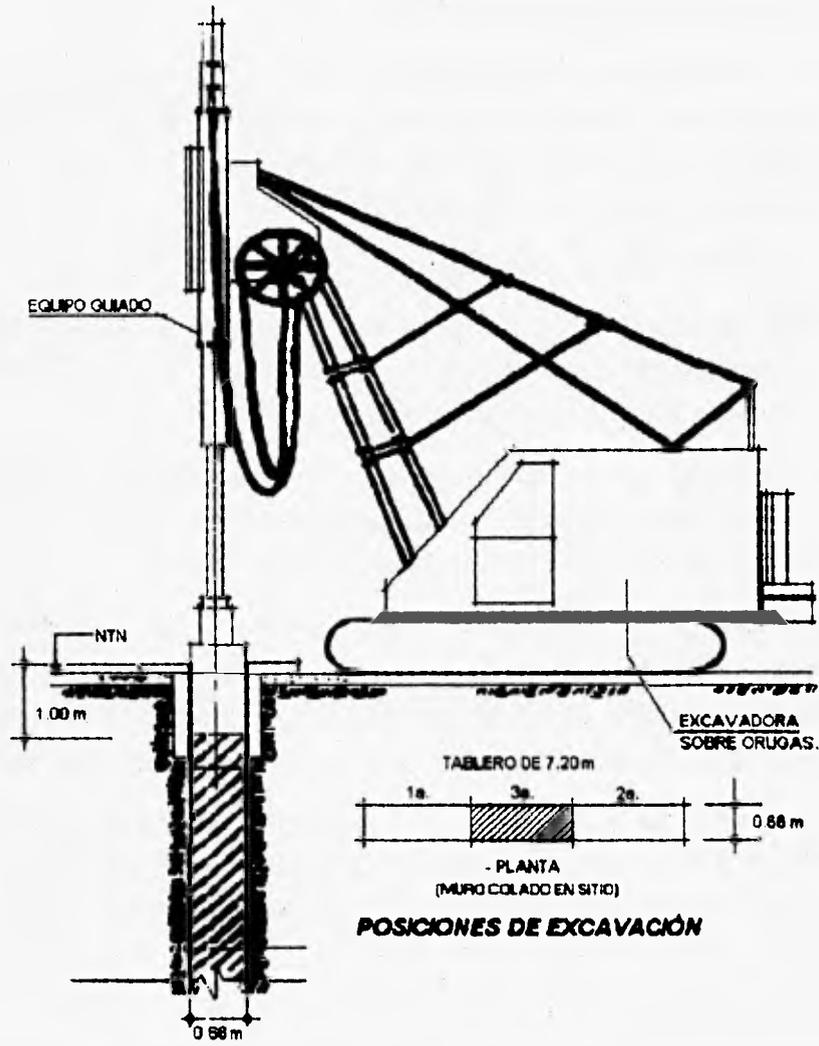


Figura III.4 Excavación de muro milán.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

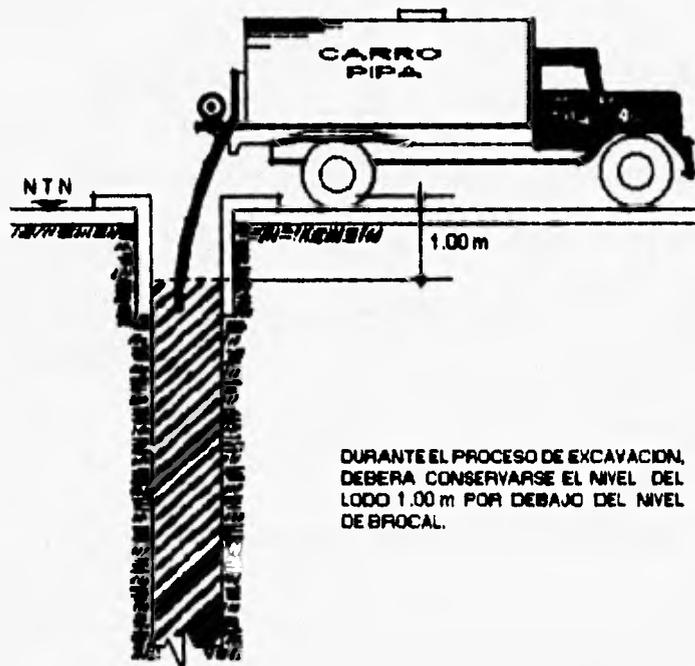


Figura III.5 Vaciado de lodo bentonítico para proceder a etapa de excavación.

Una vez alcanzado el nivel de desplante de proyecto en la excavación, se colocan en los extremos del muro, las juntas de colado, las cuales son elementos metálicos huecos de forma trapezoidal, en cuya cara frontal llevan una ranura para alojar la banda de PVC que quedará ahogada en el muro colado, su parte inferior tiene una forma tal que permite hincarse y asentarse firmemente en el fondo de la excavación. Ver Figuras III.6 y III.7.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

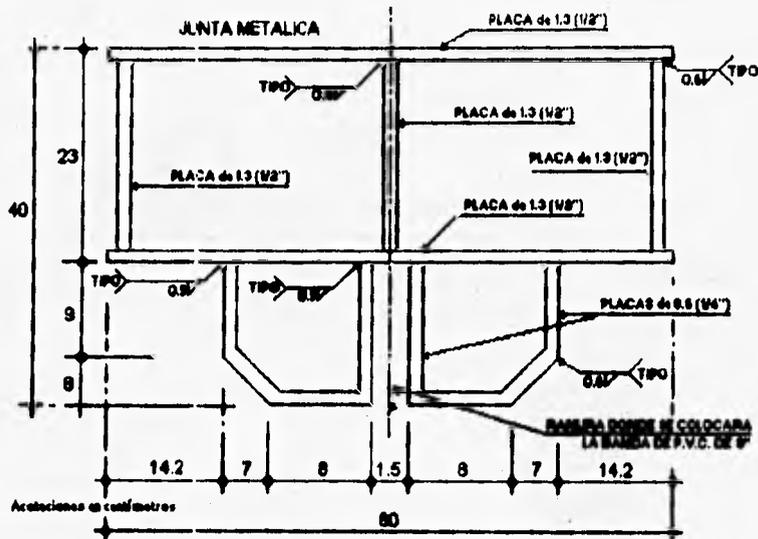


Figura III.6 Junta metálica de sección trapecial.

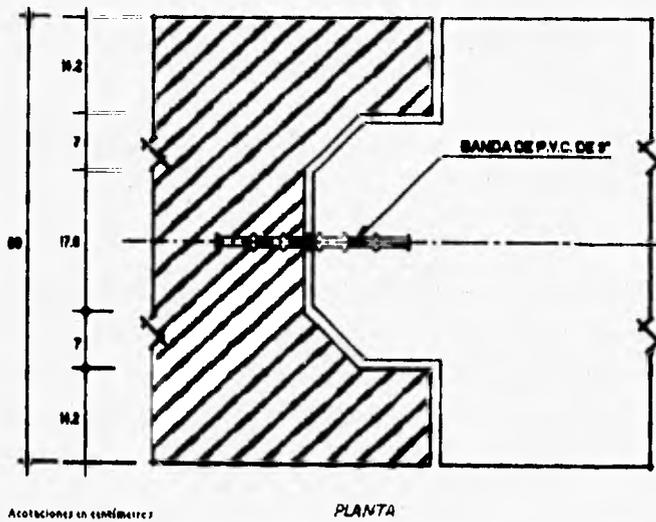


Figura III.7 Junta de construcción entre tableros.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

Las juntas metálicas también funcionan como cimbra tapón para contener el concreto en estado fresco del muro y dejar la forma machimbrada para el colado subsecuente.

Cuando se han colado dos muros con estas juntas, el muro que se construye entre éstos se cuela ya sin ellas, debido a que la pared de los extremos de estos muros funcionan como cimbra; para la colocación de estas juntas es necesario la ayuda de una grúa hidráulica. Ver Figura III.8

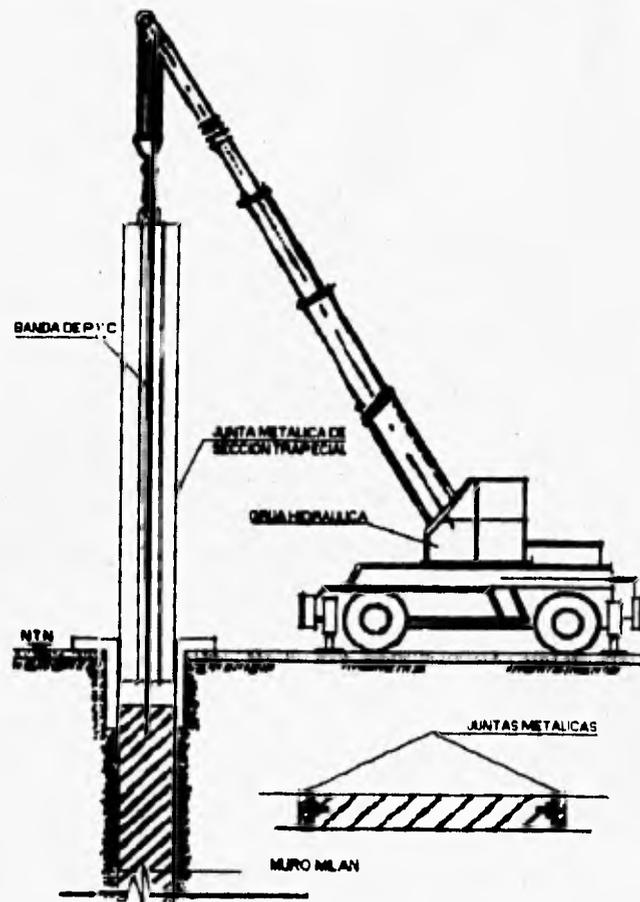


Figura III.8 Introducción de juntas metálicas.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

Con las juntas en su sitio, se procede a colocar el acero de refuerzo (parrilla), para su colocación es necesario la ayuda de la grúa hidráulica. Ver Figura III.9. La parrilla deberá contar con estrobo de longitud adecuada para evitar que al momento del izaje sufra deformaciones.

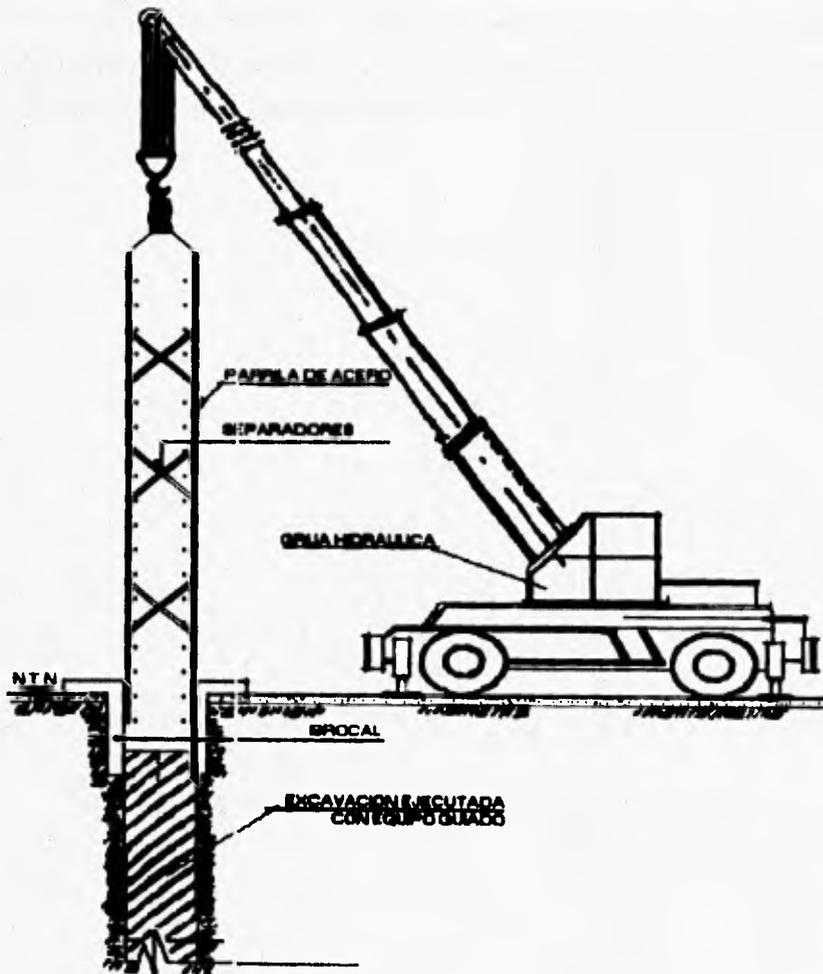


Figura III.9 Hincado de la parrilla de acero.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

En ambas caras de la parrilla de acero se colocan roles o donas, que son elementos precolados que van sujetos al armado mediante un segmento de varilla que los sostienen por el centro, la función de estos roles es ayudar al correcto deslizamiento de la parrilla en la zanja y servir de separadores para asegurar el recubrimiento indicado. Ver Figura III.10.

Una vez que la parrilla ha sido colocada, centrada y nivelada en su lugar correcto, se procede al colado, para lo cual es necesario introducir las trompas de colado o lingadas entre la parrilla del muro milan, las lingadas consisten en tramos de tubo de acero de 8" de diámetro, con longitudes no mayores a 2.00 m para su fácil manejo, roscados en sus extremos y unidos mediante coples para conformar la longitud requerida para el colado. Este tipo de sujeción permite un hermetismo que impide, al momento de su introducción, la absorción de aire o lodo que contamine el concreto. En su parte superior, la lingada tiene una forma de embudo (tolva) para la recepción del concreto, la cual descansa sobre un marco metálico apoyado en los aleros del brocal, compuesto por cuatro canales con dimensiones tales que no permiten el desplazamiento lateral de la tolva y garantizan su verticalidad.

La tolva queda a un nivel inferior de la boca de descarga de la olla revolverora para facilitar el vaciado del concreto. La boca de descarga de la lingada no debe quedar ahogada menos de 1.50 m en el concreto fresco para evitar que el muro quede contaminado.

El concreto utilizado deberá ser lo suficientemente fluido; con un revenimiento de 18 cm, para que sin necesidad de vibrarlo penetre y tenga por sí solo una distribución uniforme en el tablero. Con el propósito de garantizar el correcto acomodo del concreto se utiliza un malacate con

MUROS MILAN Y TABLETACA PREFABRICADA.

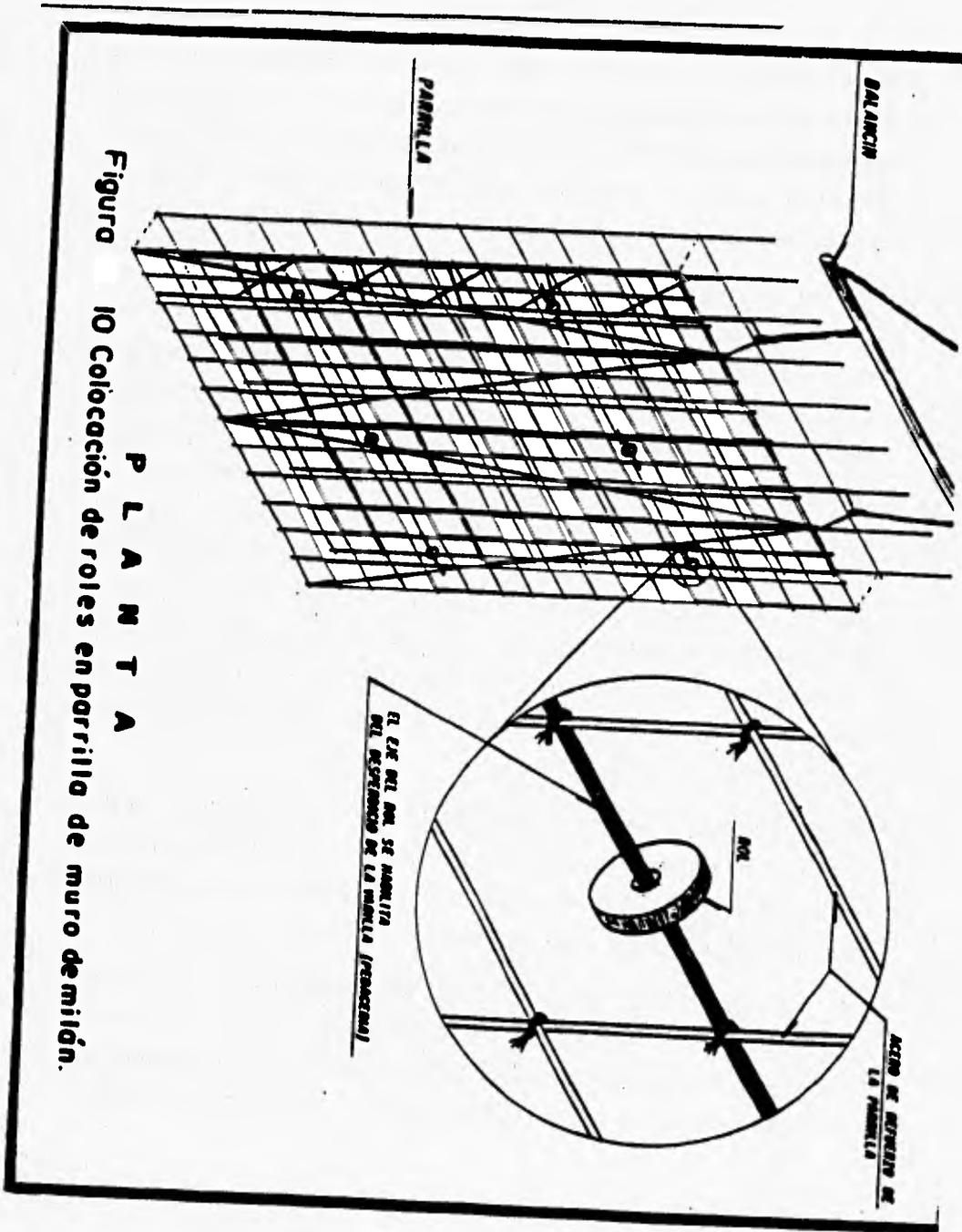


Figura 10 Colocación de roles en parrilla de muro de millón.
P L A N T A

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

el que se provoca un movimiento hacia arriba y hacia abajo de las lingadas, propiciando así el efecto del vibrado.

Dado que por la diferencia de densidades, el volumen de concreto desplaza hacia al exterior al lodo, es obligado contar con bombas de succión de lodos para llevarlo hacia pipas o tanques de almacenamiento. Y posteriormente, dependiendo de la calidad del mismo, desecharlo o reutilizarlo. Ver Figura III.11

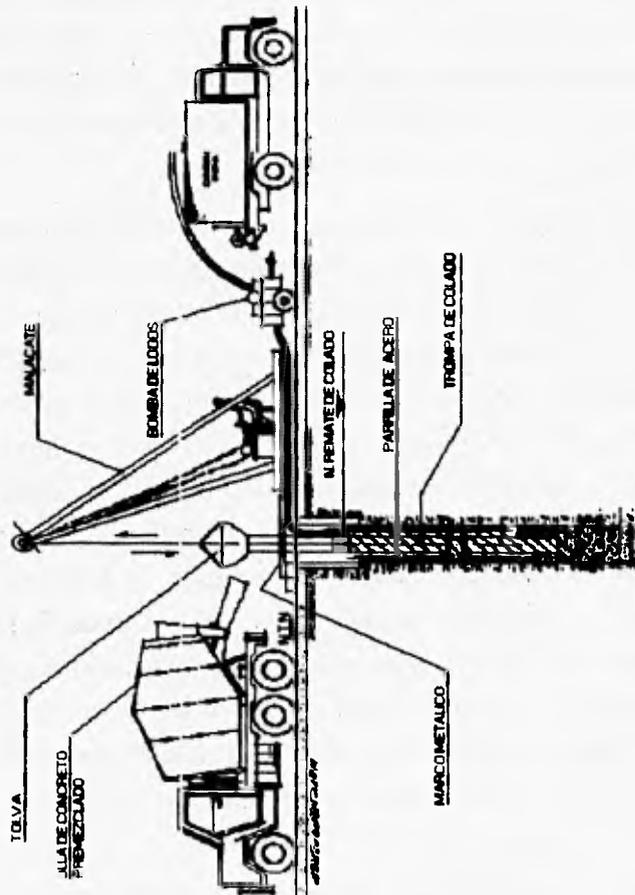


Figura III.11 Colado de muro milán y extracción de lodo.

Una vez alcanzado el primer fraguado del concreto, se procede al retiro de las juntas para su uso en el próximo tablero en turno.

III.5.2 Lodo Bentonítico.

Las paredes de las zanjas se excavan para construir el muro milán, no son estables por sí solas, aún cuando se conserve un tirante de agua, equivalente al del nivel freático o mayor. Para evitar que se demumben se estabilizan con un lodo tixotrópico. Se dice que es tixotrópico porque presenta una cierta resistencia al corte en reposo, que es cuando actúa como un gel, mientras que cuando está en movimiento, como cuando se agita o bombea, actúa como un sol y no se presenta esta resistencia. El paso de gel a sol es un proceso reversible.

El lodo estabilizador puede ser una suspensión estable de bentonita sódica en agua, debe tener una densidad mayor a la del agua con el objeto de que el empuje ejercido sobre las paredes de la zanja sea mayor al hidrostático. El nivel del lodo estabilizador debe ser mayor al del nivel freático, con objeto de que genere un gradiente de presiones sobre las paredes de la excavación que ayude a mantenerlas estables. Además, el gradiente produce infiltraciones del lodo hacia el interior de las paredes, por lo que debe controlarse la proporción agua-coloides con objeto de que la infiltración sea mínima. Al producirse la infiltración, se forma en la frontera suelo-lodo, una capa de pequeño espesor de moléculas de lodo que constituye una membrana impermeable y resistente, conocida como "cake". La tixotropía del lodo al pasar de sol a gel y las fuerzas electroquímicas y de tensión capilar que se generan en la frontera durante el filtrado, contribuyen a la formación de esta película o capa y a la adquisición de su resistencia.

El lodo estabilizador generalmente es una suspensión estable de bentonita sódica en agua, es decir, que no debe existir sedimentación o flotación de

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

las partículas de bentonita. La cantidad de bentonita sódica que contenga el lodo será tal que cumpla con las propiedades de la Tabla III.1. Una proporción inicial de agua-bentonita que se puede tomar como base para la dosificación del lodo, varía entre 12:1 ó 15:1 en peso, sin embargo la dosificación definitiva es aquella cuyo lodo cumple con las propiedades mencionadas. No debe usarse bentonita cálcica ya que ésta reacciona con el cemento del concreto del muro milán.

CONCEPTO	LIMITES ESPECIFICADOS
VISCOSIDAD PLASTICA (centipoises)	10-15
LIMITE DE FLUENCIA (lb _r /100ft ²)	5-25
VISCOSIDAD DE MARCH (segundos)	35-50
CONTENIDO DE ARENA (%)	3 máx.
VOLUMEN DE AGUA FILTRADA (cm ³)	20 máx.
DENSIDAD (g/cm ³)	1.03-1.06
ESPESOR DE LA COSTRA (mm)	1.0-1.5
pH	7-10

Tabla III.1 Propiedades del lodo bentonítico.

Como se aprecia en la Tabla III.1 es necesario mantener el límite de fluencia del lodo (que es el punto de cambio de la ley de variación del esfuerzo cortante con la velocidad de deformación), debido a que el radio de penetración del lodo en los poros del suelo, así como el tamaño de partículas sólidas no coloidales (limo y arena) que puede mantener en suspensión, están en función del límite de fluencia.

Otras propiedades que juegan un papel muy importante en la calidad de los lodos son sus características, tanto físicas como mecánicas, por lo que adicionalmente se controlan los valores correspondientes a su viscosidad, contenido de arena, índice de alcalinidad (pH) y volumen de agua en prueba de infiltrado.

Las propiedades se controlan para establecer la relación agua-bentonita y se verifican periódicamente en el campo.

El lodo puede ser utilizado más de una vez en función del cumplimiento de las propiedades mencionadas, por lo que en cuanto las haya perdido deberá desecharse y utilizarse uno nuevo.

Mediante desarenado o regeneración y recirculación, se le pueden dar al lodo varios usos; la recirculación puede efectuarse pasando por la planta central de fabricación y almacenamiento, o bien, mediante una batería portátil de hidrociclones. En este último caso, se puede recircular localmente de un tramo de zanja a otro cuando sea antieconómico bombearlo y llevarlo a la planta central para limpiarlo y recircularlo.

Para la elaboración del lodo bentonítico, es necesario contar con una mezcladora o bacha de alta velocidad, en la cual se mezcla agua y bentonita, este proceso se realiza en un promedio de 15 minutos y una vez obtenida la mezcla, se bombea a un tanque de almacenamiento donde permanecerá en reposo durante 12 h.

III.5.3 Alternativa del uso de agua en sustitución de lodo bentonítico.

El programa experimental de COVITUR, con base en observaciones de campo, ha demostrado que se puede utilizar agua en lugar de lodo bentonítico para la estabilidad de la excavación necesaria para la construcción de muros milán en las arcillas del Valle de México.

El trabajo abarca la observación directa de aproximadamente 3,000 m de muros milán construidos.

Desde 1976, investigaciones teóricas y experimentales hechas en el Instituto Geotécnico Noruego sobre muros milán estabilizados con agua, sirvieron para demostrar la factibilidad de aplicar esa técnica en las peculiares arcillas blandas y de baja plasticidad de la ciudad de Oslo. En nuestro país en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han realizado investigaciones teóricas que ratifican la aplicabilidad de la solución noruega al subsuelo de la ciudad de México.

Utilizando el agua como fluido estabilizador, durante la etapa de la excavación, se transforma de manera espontánea en un lodo arcilloso de baja viscosidad debido a la natural integración de coloides; el lodo que así se forma es capaz de obturar y sellar los estratos de arena y vidrios volcánicos que se encuentran intercalados en las arcillas.

Al igual que los lodos bentoníticos, los lodos arcillosos son capaces de formar la costra o "cake", que funciona como membrana de muy baja permeabilidad y permite el desarrollo y aplicación de la presión del fluido estabilizador a las paredes de la excavación. Es evidente que en las arenas permeables se requiere de un lodo viscoso y que sólo con bentonita se puede lograr la costra, en cambio en las arcillas y en arenas con porcentajes significativos en finos, un lodo de baja viscosidad es suficiente, ya que en las paredes de la excavación queda untada una capa

de arcilla remoldeada por la almeja de excavación, la cual funciona como un costra estabilizadora, que, además está complementada en las eventuales superficies sin costra con los coloides del lodo arcilloso.

III.6 ANALISIS Y DISEÑO DEL MURO MILAN.

III.6.1 Consideraciones generales.

Los ademes, las tablestacas apuntaladas y las tablestacas ancladas, son estructuras de retención que se consideran flexibles y los empujes que se toman en cuenta para su análisis, siguen una distribución de esfuerzos diferente a la que se utiliza para analizar las estructuras de contención rígidas.

Este tipo de estructuras normalmente tienen una rigidez a la flexión relativamente pequeña, y están apoyadas a diferentes alturas ya sea por anclas, puntales o por el empotramiento a que se someten al hincarse en el suelo. Por lo tanto, al profundizar en la excavación las tablestacas o ademes, se deforman y desplazan tomando las siguientes formas características. Ver Figura III.12

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

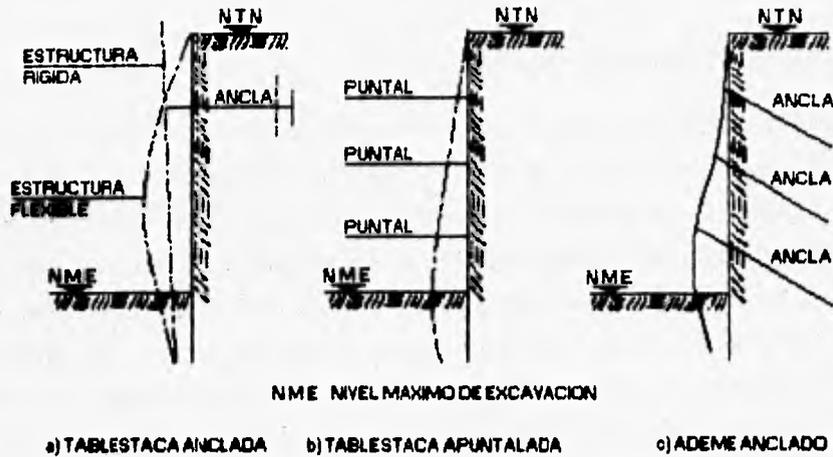


Figura III.12 Deformaciones típicas de estructuras flexibles.

En la Figura III.12a se observa que las deformaciones en el extremo superior de una estructura flexible, son considerablemente menores que las deformaciones de una estructura rígida, mientras que en el nivel máximo de excavación ocurre lo contrario, en consecuencia, la magnitud de la presión de tierra contra los muros es diferente a la presión activa calculada con las teorías de Rankine, ya que la distribución de presiones no es lineal y depende básicamente de las propiedades mecánicas del suelo que la soporta, de los desplazamientos laterales que se producen en el terreno y de la relación entre la profundidad a la que se colocan los puntales y la profundidad de la excavación.

III.6.2 Tablestacas apuntaladas.

El diagrama de presiones que actúa sobre este tipo de estructuras se puede comprender si se toma en cuenta la forma en que el suelo se deforma al ir avanzando la excavación. Al colocar el puntal superior no se permitirá un desplazamiento horizontal apreciable del suelo en ese punto. Al llegar la excavación a un nivel más bajo, el suelo tenderá a desplazarse hacia afuera hasta que se coloque el siguiente puntal. Así pues, el esquema general de desplazamiento del suelo es una rotación en torno a un cierto punto próximo al extremo superior del tablestacado (punto O de la Figura III.13 b).

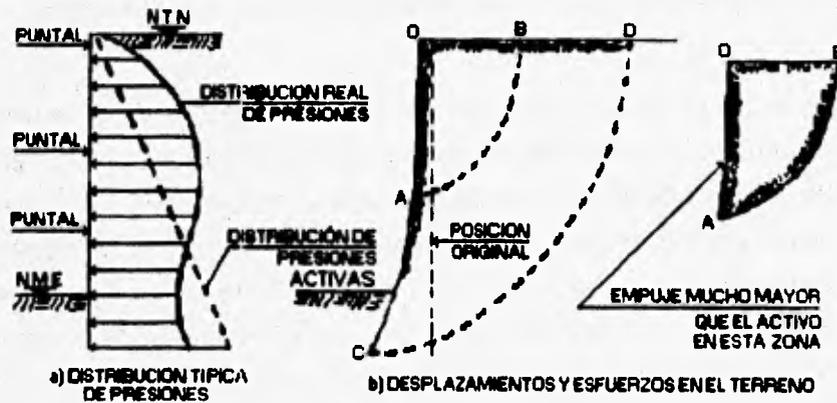


Figura III.13 Distribución de presiones, desplazamientos y esfuerzos en una tablestaca apuntalada.

Aunque la distribución de presiones sobre un tablestacado apuntalado es muy diferente a la distribución del empuje activo propuesta por Rankine, el valor del empuje total es muy similar, por lo tanto se permite calcular un diagrama de presiones equivalente llamándosele a éste, empuje de presiones redistribuido, el cual representa una envolvente de posibles

distribuciones reales de presiones, tal como lo especifica el Manual de Diseño Geotécnico de COVITUR, cálculo realizado en el Subcapítulo II.6.

Los dos puntos principales que se deben considerar al analizar el apuntalamiento de la tablestaca son los siguientes:

- a) Los puntales superiores estarán sometidos a cargas mucho mayores de las que se podrán deducir a partir del análisis considerando el empuje activo.
- b) Los puntales a compresión constituyen un sistema en equilibrio inestable que puede fallar en cuanto comience a ceder elásticamente, de manera que para evitar esta falla, muchas veces se aplica una precarga inicial.

Las elevaciones de los diferentes puntales se eligen por comodidad para evitar interferencias con la estructura que se va a construir dentro de la zona que se está aislando y para evitar grandes deformaciones durante la excavación.

Una vez que se han elegido las elevaciones, se obtiene la carga con la que deben diseñarse los puntales, partiendo del diagrama de presiones redistribuido. Si no se colocan los puntales en el fondo de la excavación, la parte tributaria de la carga que les corresponde, es tomada como reacción del suelo dentro de la porción embebida de la tablestaca considerada como empotramiento.

La profundidad máxima de hincado de la tablestaca depende fundamentalmente de la revisión por pateo de la misma, ya que el valor del empuje pasivo nos va a determinar la profundidad de apoyo.

A continuación se presenta la secuencia para el análisis y diseño de una tablestaca de acompañamiento ($L = 7.20 \text{ m}$), ubicada en el lado sur del estacionamiento.

III.6.3 Cálculo de empujes sobre el muro milán.

En el Subcapítulo II.6 se calculó el empuje activo redistribuido que actúa sobre el muro milán desde el nivel de remate del mismo hasta su nivel de desplante (19.00 m) como se indica en la Figura II.16. Este empuje activo se redistribuye tal como se muestra en la Figura III.14 teniéndose entonces un empuje igual a $7.22 \text{ t}_f / \text{m}^2$ por cada metro de muro.

El empuje pasivo se determinó igualmente en el Subcapítulo II.6 y se indica en la Figura II.17 teniéndose una resultante de $51.77 \text{ t}_f / \text{m}$ en cuyo punto de aplicación se considerará un apoyo simple con fines de análisis.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

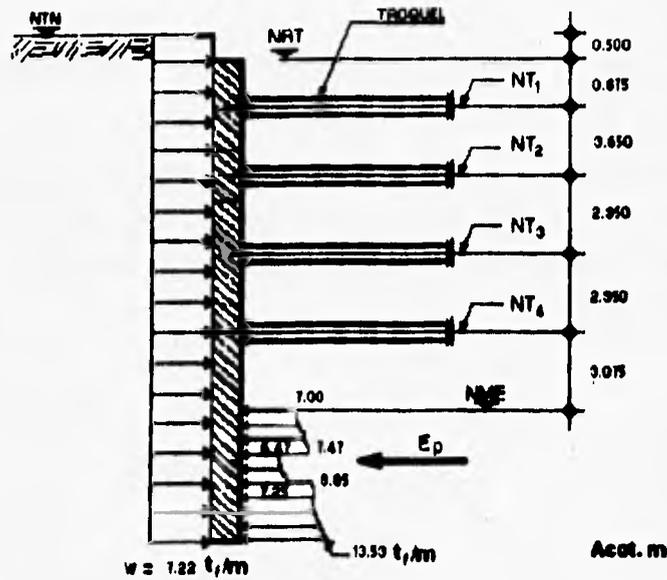


Figura III.14 Empujes activo redistribuido y pasivo.

SIMBOLOGIA

- NTN Nivel de Terreno Natural.
- NRT Nivel de Remate de Tablestaca.
- NME Nivel máximo de Excavacion.
- E_p Empuje Pasivo.
- w Empuje Redistribuido.
- NT1 Primer nivel de Troqueles.
- NT2 Segundo nivel de troqueles.
- NT3 Tercer nivel de troqueles.
- NT4 Cuarto nivel de troqueles.

III.6.4 Determinación de los puntos de aplicación de los troqueles.

Se propone para este caso colocar troqueles 50 cm arriba del tope de las losas de fondo, entrepiso y azotea. Esto permite tener espacio suficiente para el colado de las losas tal como se muestra en la Figura. III.15

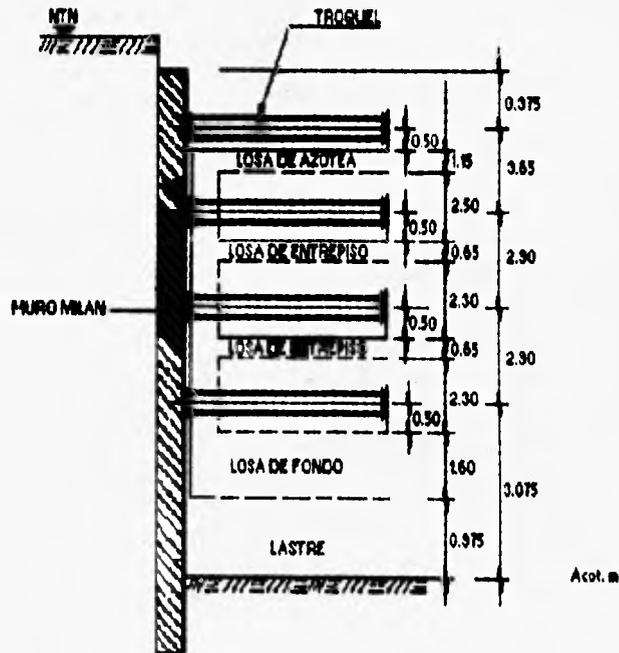


Figura III.15 Puntos de aplicación de los troqueles.

III.6.5 Determinación de las condiciones de carga y análisis del muro milán durante las etapas de proceso constructivo.

1ª Condición de carga.- Se presenta cuando la excavación ha alcanzado un nivel de 30 cm abajo del primer nivel de troqueles (NT1) y antes de colocar el troquel. Para el análisis se considera que el muro milán está empotrado a 1 metro bajo el nivel de la excavación correspondiente. El empuje que se considera actuando sobre el voladizo es el activo redistribuido. Ver Figura. III.16.

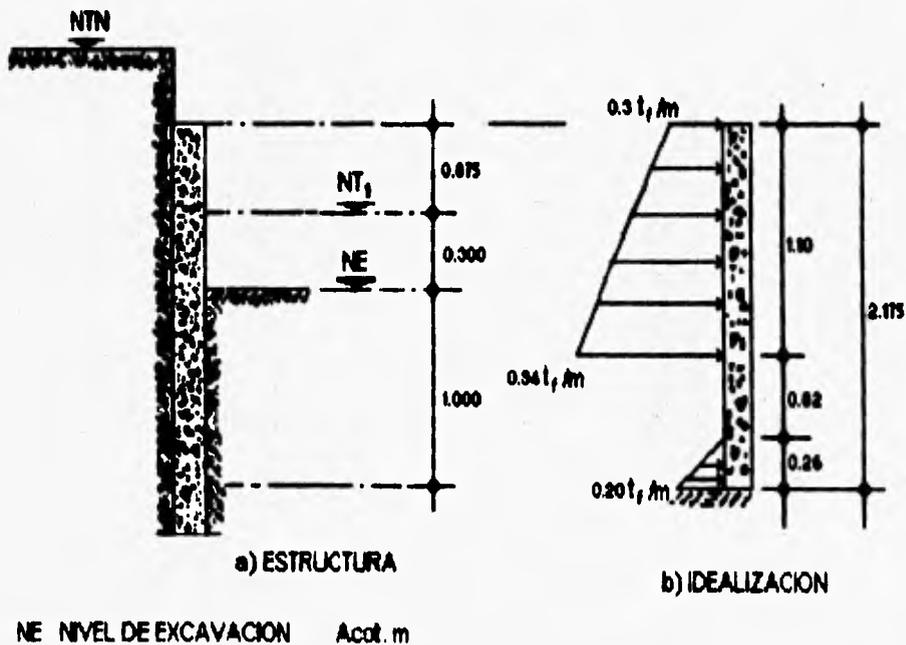


Figura III.16 Primera condición de carga.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

2ª Condición de carga.- La excavación se considera hasta 30 cm abajo del segundo nivel de troqueles (NT2) y antes de colocar éste, considerados el primer nivel de troqueles como apoyo simples, el empotramiento se ubica a 1 metro bajo el nivel de excavación, el empuje actuante es el activo redistribuido. Ver Figura III. 17 .

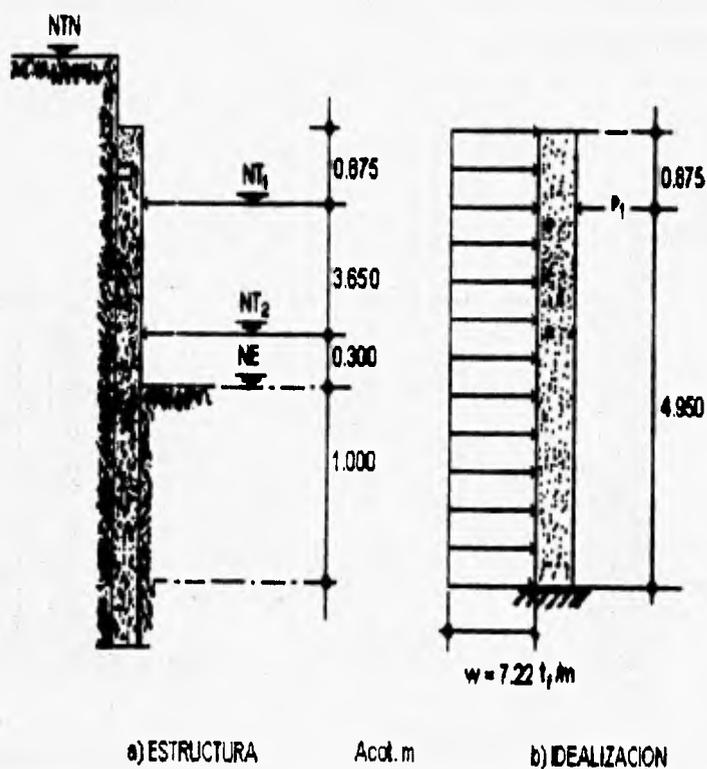


Figura III.17 Segunda condición de carga.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

3ª Condición de carga.- La excavación se considera hasta 30 cm abajo del tercer nivel de troqueles (NT3) y antes de colocar éste, el primer y segundo nivel se consideran como apoyos simples y de igual forma que en los casos anteriores, el nivel de empotramiento se ubica a 1 metro bajo el nivel de excavación, el empuje actuante es el activo redistribuido. Ver Figura III.18.

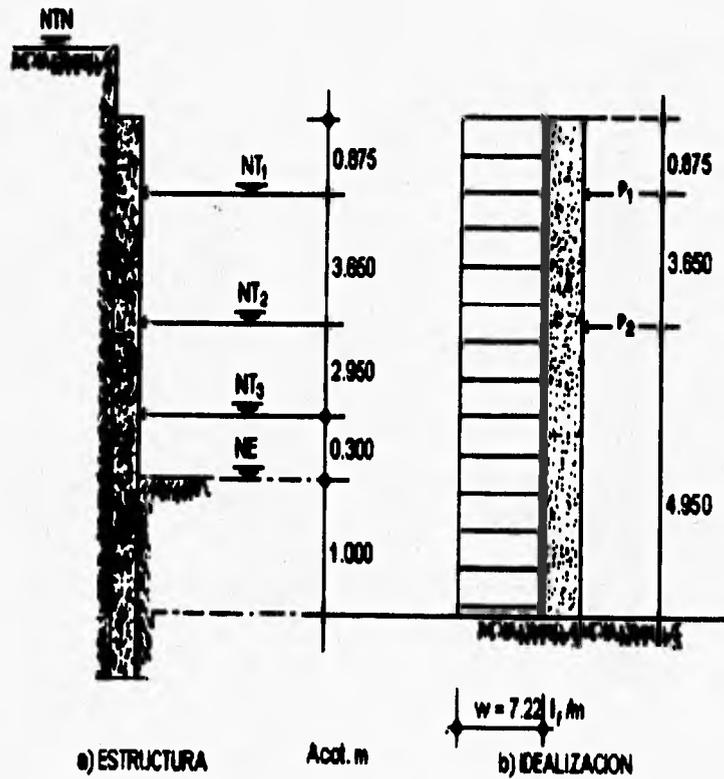
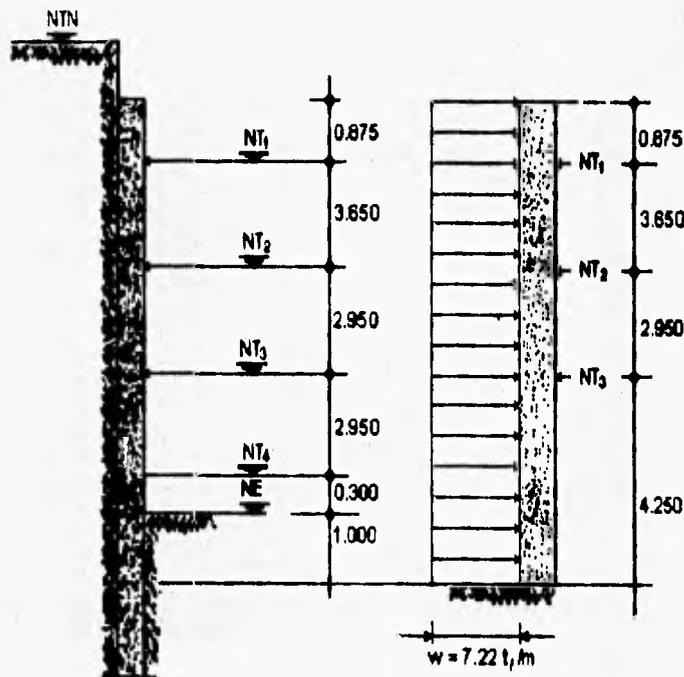


Figura III.18 Tercera condición de carga.

4° Condición de carga .- Ocurre antes de colocar el cuarto nivel de troqueles (NT4), se considera que los tres niveles superiores funcionan como apoyos simples, análogamente, la excavación se encuentra 30 cm abajo del cuarto nivel de troqueles y el empotramiento se ubica a 1 metro bajo el nivel de excavación; el empuje que actúa es el activo redistribuido. Ver Figura III.19.



a) ESTRUCTURA Acot. m b) IDEALIZACION

Figura III.19 Cuarta condición de carga.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

5ª Condición de carga .- La condición final es analizada para revisar la estabilidad y resistencia del muro al llegar al nivel máximo de excavación; los cuatro niveles anteriores se consideran como apoyos simples y en la posición donde actúa la resultante del empuje pasivo se considera también un apoyo simple. Ver Figura III.20.

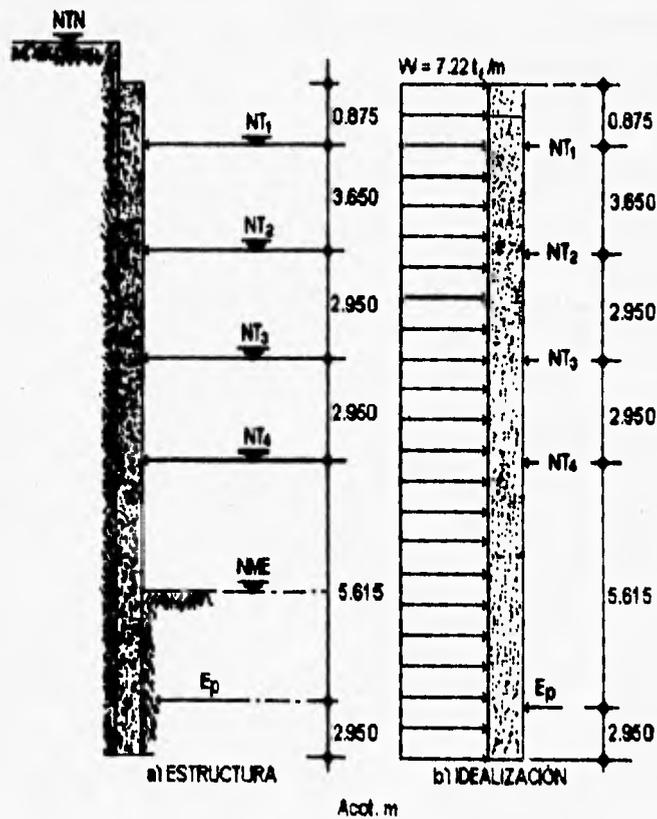


Figura III.20 Quinta condición de carga.

III.6.6 Análisis estructural del muro milán.

Definidas las condiciones de carga a las que estará sometido el muro, se procede a realizar el análisis estructural, del cual resultan los diagramas de elementos mecánicos de cada una de las condiciones de carga.

A partir de los diagramas de momentos flexionantes se determina la envolvente de los mismos para el diseño. En la Figura III.21 se muestran los momentos flexionantes para las distintas condiciones de carga y el diagrama de la envolvente.

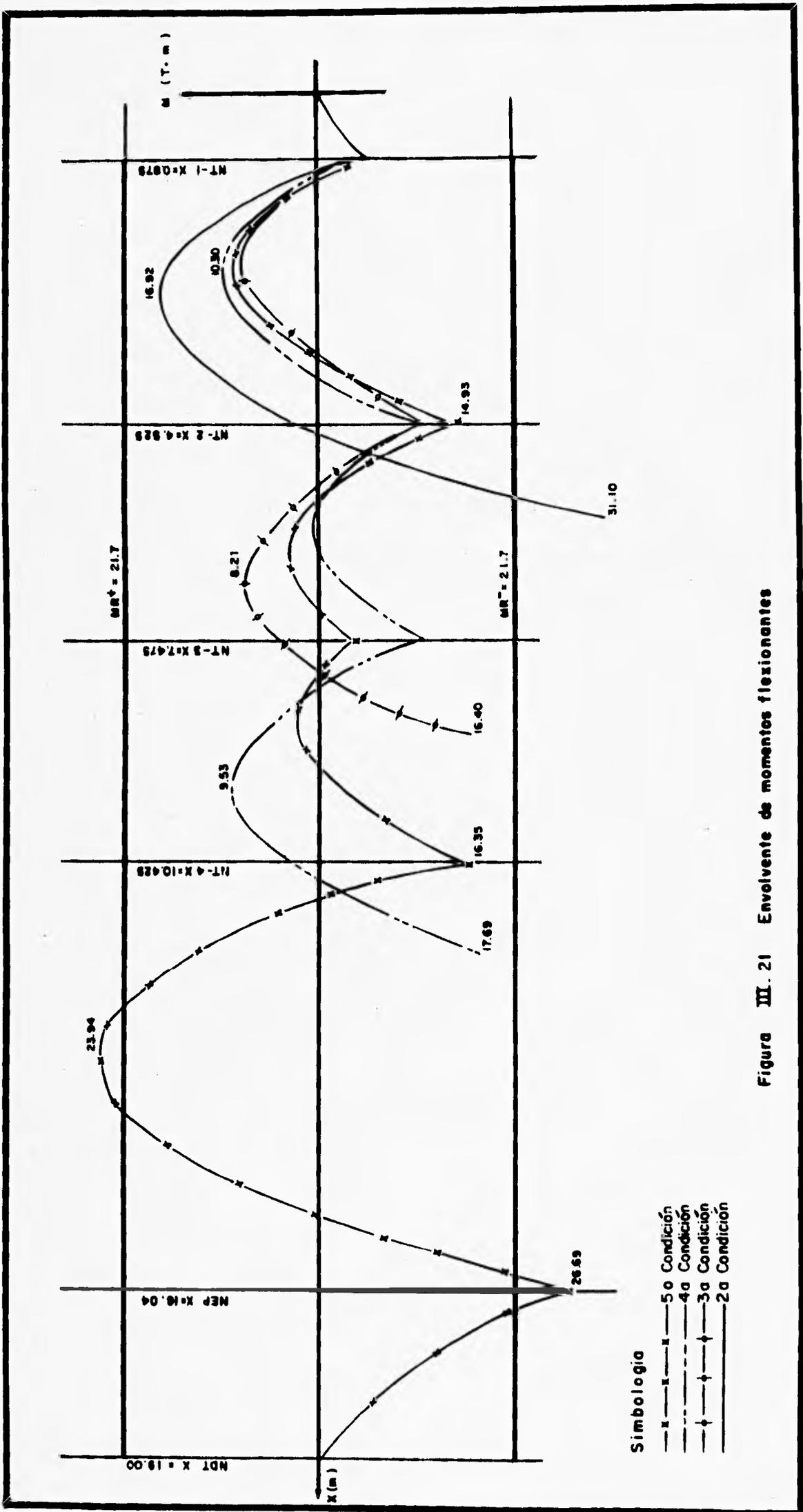


Figura III.21 Envolvente de momentos flexionantes

III.6.7 Revisión del muro milán por pateo.

De acuerdo a la descripción hecha en el Capítulo II, se revisa la estabilidad del muro por pateo.

En primer lugar se determina mediante integración, el centroide de la superficie de falla en donde estará aplicado el peso del suelo, con los datos que se muestran en la Figura. III.22

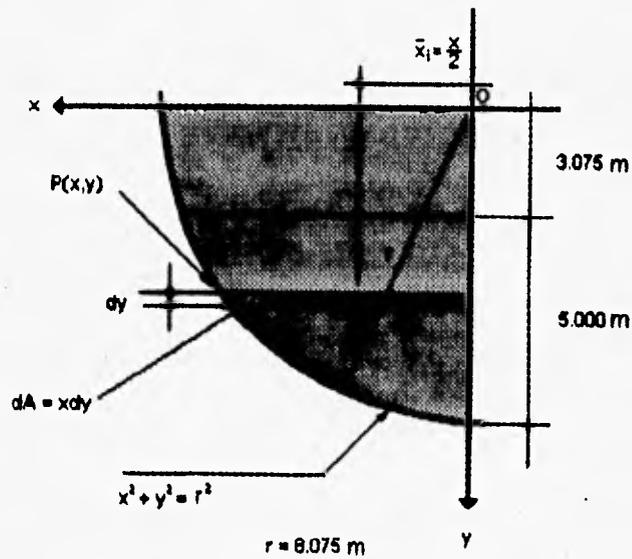


Figura III.22 Centroide de la superficie deslizando por pateo.

$$x = f(y) = \sqrt{r^2 - y^2}; dA = x dy \Rightarrow A = \int dA$$

$$\therefore A = \int_{3.075}^{8.075} dA = \int_{3.075}^{8.075} \sqrt{r^2 - y^2} dy$$

$$\therefore A = \frac{1}{2} r^2 \left[\text{ang sen } \frac{y}{r} + \frac{1}{2} \text{sen } 2 \left(\text{ang sen } \frac{y}{r} \right) \right]_{3.075}^{8.075}$$

$$A = 51.212 + 24.217 = 26.995 \text{ m}^2$$

Primer momento estático respecto al eje "y":

$$Q_y = \int \bar{x}_1 dA = \int_{3.075}^{8.075} \frac{x}{2} (x dy) = \int_{3.075}^{8.075} \frac{x^2}{2} dy$$

$$\therefore Q_y = \frac{1}{2} \int_{3.075}^{8.075} (r^2 - y^2) dy = \frac{1}{2} \left[r^2 y - \frac{y^3}{3} \right]_{3.075}^{8.075} = 80.104 \text{ m}^3$$

$$\therefore \bar{x} = \frac{\int \bar{x}_1 dA}{\int dA} = \frac{80.104 \text{ m}^3}{26.995 \text{ m}^2} = 2.97 \text{ (m)} \Rightarrow \bar{x} = 2.97 \text{ (m)}$$

Aplicando la expresión II.34 con los siguientes datos:

$$F_s = \frac{\bar{c} L r + W l + M_p}{\frac{D^2}{2}} \quad (\text{II.34})$$

$$D = 8.08 \text{ m}$$

$$\bar{c} = 3.68 \text{ t/m}^2$$

$$L = 9.53 \text{ m}$$

$$r = 8.08 \text{ m}$$

$$\gamma_m = 1.19 \text{ t/m}^3$$

$$W = \gamma_m A(1\text{m}) = 1.19(26.995)(1) = 32.13 \text{ t}$$

$$l = 2.97 \text{ m} = \bar{x}$$

$$M_p = 21.70 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\bar{p} = 7.22 \text{ t/m}$$

$$(F_s)_p = \frac{3.68(9.53)(8.075) + 32.13(2.97) + 21.70}{7.22 \left[\frac{(8.075)^2}{2} \right]} = 1.70$$

$$(F_s)_p = 1.70 > 1.5 \quad \text{por lo tanto cumple.}$$

III.6.8 Diseño del muro milan por flexión en la dirección vertical.

El diseño por flexión se realizó de acuerdo al RCDF-93 y sus NTCDCC-87 correspondientes, considerando un metro de ancho de muro.

De la envolvente de momentos (Figura. III.21), se tiene:

Momento (positivo) máximo = 23.94 t,

Momento (negativo) máximo = 31.10 t,

Se consideraron lo siguientes datos:

F_c = factor de carga = 1.5

$$M_u = F_c(M_{max})$$

$$f_c' = 150 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \left(150 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right) = 120 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} < 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

$$f_c'' = 0.85 f_c' = 0.85(120 \frac{kg_f}{cm^2}) = 102 \frac{kg_f}{cm^2}$$

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $F_y = 4200 \frac{kg_f}{cm^2}$

Peralte total, $h = 60 \text{ cm}$

Peralte efectivo, $d = 53 \text{ cm}$

Recubrimiento, $r = 7 \text{ cm}$

Ancho, $b = 100 \text{ cm}$

Factor de resistencia a la flexión, $F_R = 0.90$

Porcentaje de acero mínimo:

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = 0.00204$$

Aplicando la siguiente expresión, se calculó el porcentaje de acero requerido:

$$\rho_{req} = \frac{f_c''}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \quad (III.1)$$

Sustituyendo para el momento (negativo) máximo, se obtiene:

$$\rho_{req} = 0.00313$$

$$\rho_{req} > \rho_{min}$$

Por lo tanto, el área de acero requerido es igual a:

$$A_{s_{req}} = \rho_{req} b d \quad (III.2)$$

$$\therefore A_{s_{req}} = 0.00313(100 \text{ cm})(53 \text{ cm}) = 16.59 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla corrida del #6 a cada 25 cm centro a centro (c.a.c.) se tiene un área de $11.40 \text{ cm}^2 < 16.59 \text{ cm}^2$, por lo que se colocaron bastones en las zonas donde se requerían.

El área requerida para los bastones es de:

$$A_{\text{requerida}} = 16.59 \text{ cm}^2 - 11.40 \text{ cm}^2 = 5.19 \text{ cm}^2.$$

Con bastones del #4 a cada 25 cm c.a.c. se tiene:

$$A_{\text{requerida}} = 5.08 \text{ cm}^2 \cong 5.19 \text{ cm}^2$$

Con el propósito de localizar las zonas donde se requirió colocar bastones, se trazaron los momentos resistentes del acero corrido sobre la gráfica de la Figura. III.21.

El momento resistente (M_R) para el área de acero corrido es:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (\text{III.3})$$

en donde:

$$q = \rho \frac{F_y}{f_c''} = \frac{A_s F_y}{b d f_c''} \quad (\text{III.4})$$

$$M_R = 2,169,377 \text{ kg}_f \text{ cm} = 21.70 \text{ t}_f \text{ m}$$

Para el cálculo de la longitud de desarrollo básica (L_{db}) de los bastones, se utilizó la siguiente expresión:

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s F_y}{\sqrt{f_c'}} \geq 0.006 d_b F_y \quad (\text{III.5})$$

en donde:

d_b , diámetro de la varilla, en cm

a_s , área transversal de la varilla, en cm^2

sustituyendo valores en la expresión (III.5), se obtiene:

$$26.13 \text{ cm} < 32.00 \text{ cm}$$

por lo tanto: $L_d = 32.00 \text{ cm}$

Por estar construido el muro contra el terreno y dado que el acero de refuerzo tiene más de 30 cm abajo de éste, se aumentó la longitud de desarrollo de acuerdo a lo que establece el RCDF-93 para varilla del #4, por lo tanto:

$$L_d = 1.4(32 \text{ cm}) = 44.8 \text{ cm}$$

por lo que $L_d = 45 \text{ cm}$

Los bastones se prolongaron más allá del punto teórico de corte, una distancia igual a $L_d + d = 45 + 53 = 98 \text{ cm}$

Análogamente, para el momento (positivo) máximo, se tiene:

$$\rho_{req} = 0.00237 > \rho_{min}$$

$$\therefore A_{s,req} = \rho b d = 0.00237(100)(53) = 12.56 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al área requerida de acero, se utilizó varilla corrida del #6 a cada 25 cm c.a.c. en la cara interior del muro milán.

La colocación de bastones fue hecha con el criterio utilizado para el momento (negativo) máximo.

En la Figura. III.23, se presenta el armado, por flexión en el sentido vertical, del muro milán en un corte transversal del mismo.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

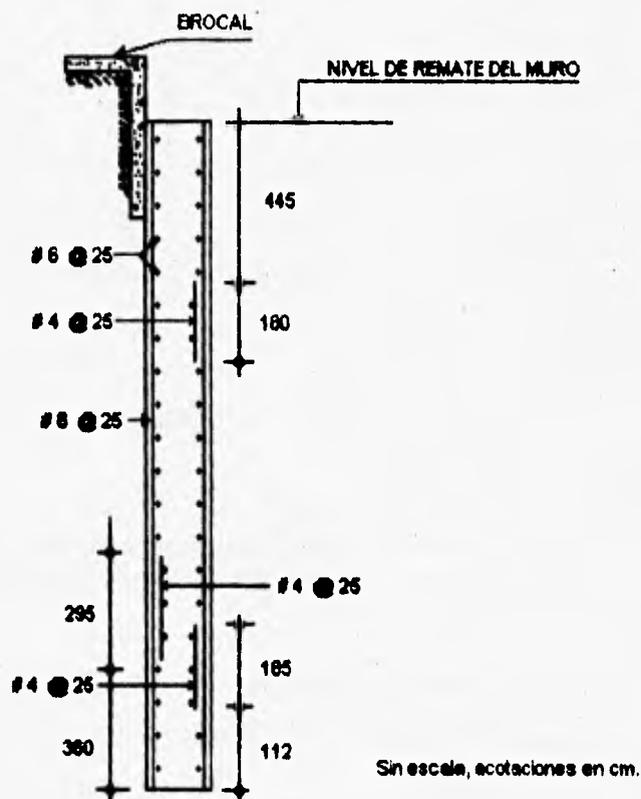


Figura III.23 Armado del muro milán.

III.6.9 Diseño del muro milán por flexión en la dirección horizontal.

En la dirección horizontal el muro milán se analizó como una losa plana apoyada en dos puntales y con dos voladizos en sus extremos, actuando sobre él una carga equivalente producida por el empuje activo redistribuido correspondiente al área tributaria del análisis. Ver Figura III.24

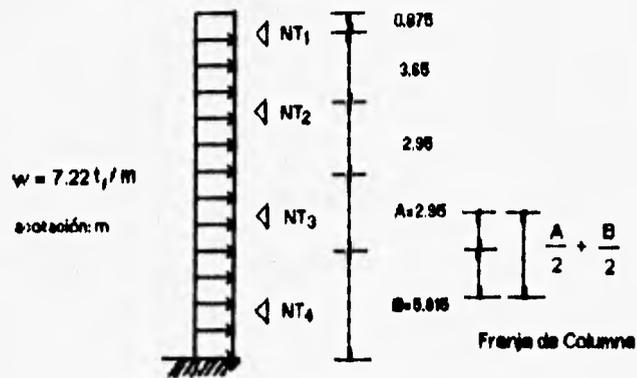


Figura III.24 Área tributaria para diseño por flexión en la dirección horizontal del muro milán.

Para nuestro caso la zona crítica, es la correspondiente al área tributaria del cuarto nivel de troqueles, en un metro de ancho:

$$A_{T(NT4)} = \left(\frac{5.815m + 2.95m}{2} \right) (1m) = 4.38m^2$$

por lo tanto, la carga de diseño uniformemente distribuida, w' es:

$$w' = (4.38m^2) \left(7.22 \frac{t_f}{m^2} \right) = 31.62 \frac{t_f}{m}$$

Para un muro milán de 7.20 m de longitud y troqueles ubicados a 1.5 m de las juntas de colado, como se muestra en la Figura III.25, tenemos que:

MUROS MILAN Y TABLESTA PREFABRICADA.

a) El momento máximo (positivo), $M_{m\acute{a}x}(+)$, en la franja de columna es :

$$M_{m\acute{a}x}(+) = \frac{\left[\frac{w'b^2}{8} - \frac{w'a^2}{2} \right] (0.60)}{\frac{A+B}{4}} \quad (III.6)$$

b) El momento máximo (negativo), $M_{m\acute{a}x}(-)$, en la franja de columna es :

$$M_{m\acute{a}x}(-) = \frac{\left[\frac{w'b^2}{8} - \frac{w'a^2}{2} \right] (0.75)}{\frac{A+B}{4}} \quad (III.7)$$

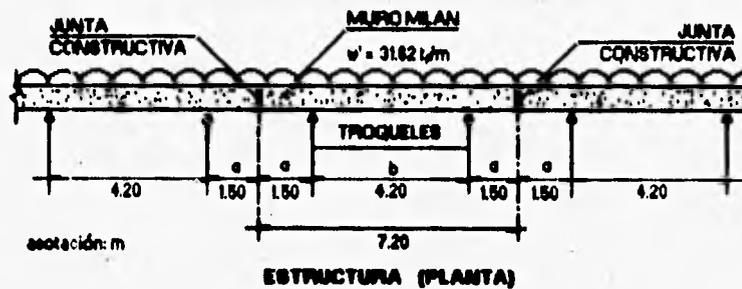


Figura. III.25 Distribución horizontal de los troqueles.

Sustituyendo valores en las expresiones (III.6) y (III.7), se tiene:

$$M_{(+)} = 14.00 \text{ t}_f \text{ m}$$

$$M_{(-)} = 17.50 \text{ t}_f \text{ m}$$

Considerando los datos anteriores, excepto el peralte que cambia a 52 cm, se calcula el porcentaje y área de acero requeridos.

Para el momento máximo negativo, $M_{m\acute{a}x(-)}$:

$$\rho_{req} = 0.00180 (\rho_{min} = 0.00204)$$

$$\therefore \rho = 1.33(0.00180) = 0.00240 > \rho_{min} = 0.00204$$

por lo tanto se utilizó el porcentaje de acero mínimo y el área de acero requerida será:

$$A_s = (0.00204)(100cm)(52cm) = 10.61cm^2$$

Se utilizó varilla del #6 a cada 25 cm c.a.c. en la cara exterior.

Como el momento positivo es menor que el negativo, se utilizó el mismo armado para la cara interior.

III.6.10 Diseño de troqueles.

Del análisis de las diversas condiciones de carga, se obtiene la siguiente información:

Condición de carga	REACCIONES			
	NT1 (t)	NT2 (t)	NT3 (t)	NT4 (t)
1	-	-	-	-
2	20.56	-	-	-
3	17.31	30.67	-	-
4	18.14	25.23	24.78	-
5	17.53	28.27	16.02	33.14

Tabla III.2

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

Se propone diseñar un troquel para la carga máxima en el primer nivel, en este caso:

$$R_{máx} = \frac{20.56(7.20)}{2} = 74.02 t_f$$

y otro troquel para la carga máxima en los niveles restantes:

$$R_{máx} = \frac{33.14(7.20)}{2} = 119.30 t_f$$

Se propone un troquel de sección tubular de 20" de diámetro, cédula 30, para utilizarse en el 2º, 3º y 4º nivel; y se revisa a flexocompresión.

Del manual AHMSA, se obtienen las características de dicha sección:

$$A \text{ (área)} = 199.80 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ (módulo de sección)} = 2,388.00 \text{ cm}^3$$

$$r \text{ (radio de giro)} = 17.50 \text{ cm}$$

$$w_p \text{ (peso propio)} = 156.30 \text{ kg}_f/\text{ml}$$

Para su revisión el troquel se idealizó como una columna con apoyos articulados en ambos extremos, sometida a una carga de compresión ($R_{máx}$) y a una carga transversal debida a su peso propio, que le produce flexión. Ver Figura III.26

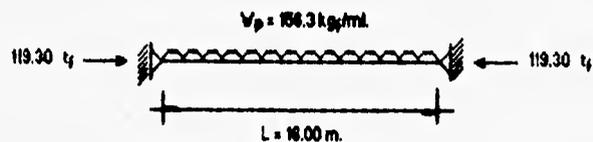


Figura III.26 Cargas actuantes sobre el troquel.

Aplicando la siguiente expresión para su revisión general a flexocompresión:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F_a'}\right) F_b} \leq 1.0 \quad (\text{III.8})$$

donde:

f_a esfuerzo axial actuante

F_a esfuerzo axial admisible.

f_b esfuerzo de compresión por flexión actuante.

F_b esfuerzo de compresión por flexión admisible.

C_m factor de amplificación de momentos.

F_a' esfuerzo de Euler.

a) Determinación del esfuerzo axial actuante:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{R_{\text{traz}}}{A} = \frac{119.3t_f}{199.6\text{cm}^2} = 597.7 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

b) Determinación del esfuerzo axial admisible, F_a :

El troquel se considera como una columna doblemente articulada, por lo que su factor de longitud efectiva, K , se considera igual a uno, $K=1$.

Su relación de esbeltez se define de la siguiente manera:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(1600\text{cm})}{17.60\text{cm}} = 90.9$$

MUROS MILAN Y TABLETACA PREFABRICADA.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.13$$

donde:

E módulo de elasticidad del acero.

F_y esfuerzo de fluencia del acero.

El acero A-36 por lo que: $E = 2,040,000.00 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$

y $F_y = 2,530 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$

Dado que $\frac{KL}{r} < C_c$, el pandeo es inelástico y se aplica la siguiente expresión:

$$F_c = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{KL}{r}\right)}{8C_c} - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^3}{8C_c^3}} \quad (\text{III.9})$$

Valuando la expresión anterior:

$$F_c = 986.85 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

Por otro lado:

c) Determinación del esfuerzo de compresión por flexión actuante:

$$f_b = \frac{M}{S} = 209.22 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \quad (\text{III.10})$$

donde:

M momento actuante.

El momento máximo actuante por flexión se presenta al centro del claro y vale:

$$M = \frac{w_p L^2}{8} = 4,996.20 \text{ kg}_f \cdot \text{m} = 499,620.00 \text{ kg}_f \cdot \text{cm} \quad (\text{III.11})$$

d) Determinación del esfuerzo de compresión por flexión permisible:

$$F_b = 0.60 F_y = 1,518 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \quad (\text{III.12})$$

e) Determinación del factor amplificación de momentos, C_m :

Por ser una columna con carga transversal a su eje y articulada en sus extremos: $C_m = 1$.

f) Determinación del esfuerzo de Euler:

$$F_e' = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{KL}{r} \right)^2} = 1,256.63 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \quad (\text{III.13})$$

Sustituyendo en la expresión (III.8), los valores anteriores, se tiene

$$0.61 + 0.26 = 0.87 < 1.00 \quad \text{sí cumple.}$$

De manera similar se diseñó el troquel del primer nivel, obteniéndose: que la sección requerida es de las siguientes características:

$$\phi = 18'' \quad \text{CED-30}$$

III.6.11 Revisión por penetración del muro milán.

Para la revisión por penetración, se representa a la superficie de falla como una pirámide, tal como se indica en la Figura III. 27:

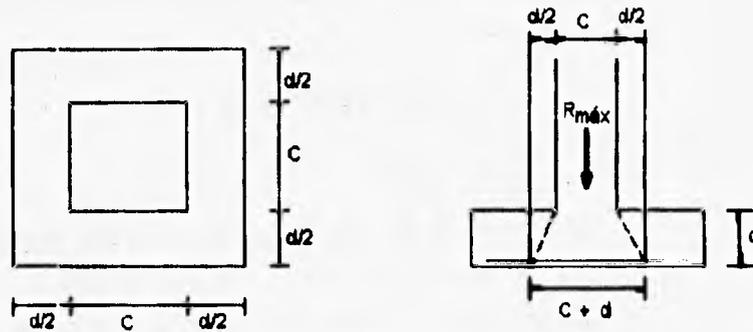


Figura III.27 Revisión del muro milán por penetración.

En donde la carga que soporta el concreto simple sin armar está definida por la siguiente expresión:

$$c = F_R \sqrt{f_c^*} b_o d \quad (III.14)$$

donde:

b_o es el perímetro de la sección crítica de la superficie de falla, así:

$$b_o = 4(c + d) \quad (III.15)$$

d es el peralte efectivo del muro milán, igual a 53 cm.

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.80(150) = 120 \frac{kg_f}{cm^2} \quad (III.16)$$

$$F_R = 0.80 \text{ (cortante)} \quad (III.17)$$

Por lo tanto:

$$V_c = 0.8\sqrt{120}[4(50 + 53)](53) = 191,361kg_f = 191.4t_f$$

Aplicando el factor de carga correspondiente ($F_c = 1.5$), la reacción máxima es:

$$V_v = 1.50[119.30] = 178.95t_f$$

$$\therefore V_c > V_u$$

Puede notarse que aún despreciando la resistencia que el acero pudiera aportar en contra de la penetración, la resistencia del concreto simple es suficiente, por lo tanto puede garantizarse que no habrá falla por penetración del troquel en el muro milán.

III.7 TABLESTACAS PREFABRICADAS

III.7.1 Procedimiento constructivo.

Con la finalidad de evitar la demolición posterior del muro milán, en la zona de rampas y en el área de escaleras, se colocaron tablestacas prefabricadas. Este tipo de solución agiliza el procedimiento constructivo, evitando la demolición en sitio, extrayéndose tableros completos, algunos de los cuales se aprovecharon como lastre en el fondo de la excavación y sobre losa de techo.

Para la fabricación de estas tablestacas se escogió una sección que fuera ligera y a la vez suficientemente rígida para facilitar su hincado; su fabricación se realizó en una mesa de colado habilitada

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

en la obra, reduciéndose de esta forma los problemas de maniobra y transporte que originarían sus dimensiones.

Las dimensiones de la sección se muestran en la Figura III.28

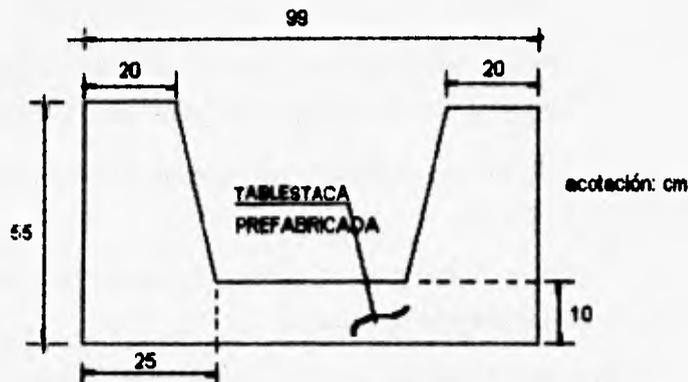


Figura III.28 Dimensiones de las tablestacas prefabricadas.

Al igual que en el proceso constructivo de los muro milán, las actividades que se realizaron antes de la colocación de las tablestacas son las siguientes:

- Construcción de brocales.
 - Excavación de las zanjas.
 - Colocación de los muros.
- a. Construcción de los brocales.
- Para la construcción de estos elementos se aplicó la secuencia descrita en el Subcapítulo III.3
- b. Excavación de las zanjas.
- Concluida la construcción de los brocales se inició la excavación de las zanjas que alojaron a las tablestacas. Para dicha excavación fue

necesario utilizar equipo guiado para garantizar la verticalidad e integridad de las paredes de la zanja. Al realizar la excavación se tomaron en cuenta las siguientes recomendaciones al utilizar el equipo:

- Deslizarlo con suavidad sin chicoteos ni golpes.
- Hincarlo, evitando que choque o caiga libremente contra el lodo o las paredes de la zanja para evitar desprendimientos o caídos.
- Introducirlo y sacarlo sin brusquedad para evitar efectos de émbolo en el lodo.
- Cortar firmemente el material hincando la almeja a presión sin sacudirla repentinamente.

Las paredes de la zanja se estabilizaron con lodo fraguante con el objeto de evitar caídos. El lodo fraguante contiene en su proporcionamiento un aditivo retardador de fraguado que permitió introducir posteriormente la tablestaca en la zanja sin problemas, las características del lodo utilizado en obra se mencionan más adelante.

c. Colocación de las tablestacas.

Se realizó en un sólo sentido, iniciándose a partir del muro milán, en el eje 3, donde se ubican las líneas de los muros tablestaca.

Una vez concluida la excavación de la zanja se procedió de inmediato a la colocación de las tablestacas de acuerdo con la secuencia que se indica a continuación:

- 1) Previo a la introducción de tableros se prepara un sistema de guías topográficas a fin de establecer un control en el alineamiento, tanto horizontal como vertical de los mismos.
- 2) Concluido lo anterior, se iza el primer tablero de tal forma que no tenga inclinación respecto a la vertical, como se muestra en la Figura III.29; esto es con el objeto de garantizar

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

que los ganchos localizados en los extremos inferior y superior del muro queden alojados en la preparación correspondiente al muro contiguo previamente colocado y descendan por dicha preparación hasta su posición final.

- 3) Una vez que el tablero alcanza su nivel de desplante definitivo, nuevamente se centra y nivela en el interior de la zanja.
- 4) Finalizada la colocación del primer tablero, se inicia la colocación del segundo de acuerdo con las indicaciones antes mencionadas y así sucesivamente.

d. Condiciones de avance.

El proceso de excavación e hincado de los tableros se puede realizar de manera continua siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- 1) En el caso de que el frente de hincados de prefabricados sufra retrasos por algún motivo, entonces el frente de excavación deberá detenerse temporalmente de tal forma que entre ambos exista una distancia no mayor de 5.00 m.
- 2) Debe tomarse en cuenta que la secuencia constructiva es un proceso continuo, por lo que en caso de preverse la suspensión de labores por fin de semana o días festivos, no podrá quedar una zanja abierta exclusivamente con lodo, siendo necesario el haber concluido el hincado del tablero correspondiente.

Ver Figura III.29

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

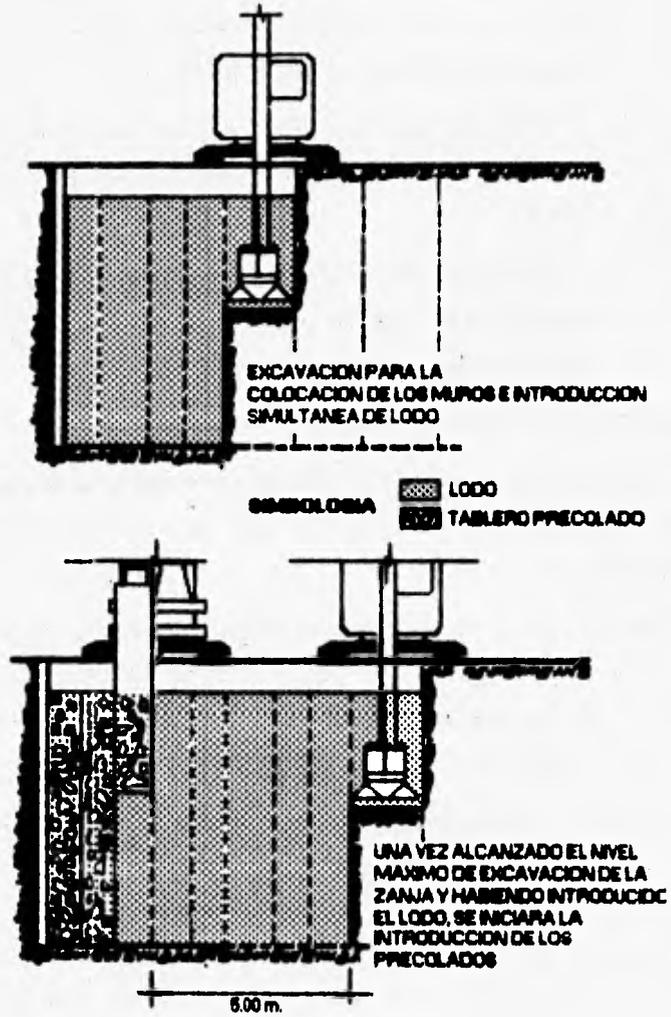


Figura III.29 Procedimiento de excavación e hincado de la tablestaca prefabricada.

III.7.2 Lodo fraguante.

En fechas recientes se ha combinado el lodo bentonítico, para formar mezclas plásticas autoendurecibles, que constituyen el material básico utilizado en la construcción de pantallas plásticas impermeables, en el empaquetamiento de muros precolados de concreto colados en zanjas, en el reemplazo de materiales que aseguren la estabilidad del frente durante el "lanzamiento" de escudo de frente presurizado y para rellenar los huecos dejados en el subsuelo durante la extracción de pilotes antiguos, etc.

Al mezclar lodo bentonítico con cemento se produce un nuevo material de construcción, cuyas propiedades básicas antes de fraguar, son similares a las de un lodo bentonítico, sin embargo pasado un cierto tiempo se endurece produciéndose un material plástico impermeable firme, de propiedades mecánicas similares a las del subsuelo arcilloso del Valle de México.

Para su preparación lo común y aconsejable es obtener la mezcla clásica de agua con bentonita seca, formando así un lodo bentonítico que reúna determinadas propiedades físicas, así la mezcla se deja hidratar por 24 horas. Posteriormente al lodo bentonítico se le añade cemento en polvo, cuya cantidad es función de la resistencia deseada. El lodo fraguante no inicia su fraguado mientras permanezca en movimiento, pero una vez en reposo fragua rápidamente y alcanza su resistencia de diseño, esto significa que mientras se esté acomodando en la zanja, la entrada y salida de la herramienta de excavación no permite que ocurra el fraguado (propiedad que permite su utilización como lodo estabilizador), sin embargo, una vez que la mezcla queda quieta el fraguado ocurre aunque el tiempo transcurrido en todo el proceso sea mayor que el del fraguado de la mezcla en reposo.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

Las propiedades del lodo fraguante, utilizado en el hincado de los precolados del Estacionamiento Bellas Artes, son las siguientes:

- a. El peso volumétrico debe ser de $1.20 \frac{t_f}{m^3}$, con una tolerancia de $\pm 5\%$.
- b. La resistencia axial sin confinar a los 28 días después de fraguado, no debe ser menor de $0.80 \frac{kg_f}{cm^2}$, con una tolerancia de $\pm 10\%$.

Las probetas son cilíndricas de 3.8 cm de diámetro y relación de esbeltez igual a 2, y extraídas tanto del lodo del depósito como de la zanja.

- c. El cemento por añadir al lodo bentonítico será Portland tipo I o II.
- d. Se elabora en primer lugar el lodo bentonítico dejándolo reposar durante un período mínimo de 24 horas, con el objetivo de garantizar la hidratación del mismo.
- e. Transcurrido el período de hidratación se añaden al lodo bentonítico 187 kg_f de cemento normal del tipo I o II por cada metro cúbico de lodo, cuyo porcentaje en peso corresponde al 15%
- f. El cemento se agrega al lodo bentonítico en un depósito que cuenta con agitadores con la potencia necesaria para mezclar el lodo con el cemento. Los agitadores se pondrán en funcionamiento en el momento de agregar el cemento al lodo, durante un lapso de 15 minutos, con el objetivo de lograr una mezcla homogénea.
- g. Se realiza una mezcla de agua-bentonita-cemento, verificando que finalmente el porcentaje en peso sea el siguiente:

Agua:	77%
Bentonita	8%
Cemento	15%

El agua que se utilice deberá estar libre de partículas nocivas y de materia orgánica.

Se introduce el lodo fraguante dentro de la zanja de manera que su altura sea la misma que la de la tablestaca. El volumen a introducir del lodo es variable según la zanja a excavar.

III.8 DISEÑO DE LAS TABLESTACAS PREFABRICADAS.

El análisis y las condiciones de carga en el sentido vertical de las tablestacas prefabricadas son de manera semejante a las que se consideran para el muro milán. El diseño estructural se efectúa considerando la sección canal de la tablestaca estructural.

Adicionalmente a las condiciones de carga anteriores, semejantes a las del muro milán, se deben considerar otras tres, que se presentan durante el retiro de las mesas de colado y las maniobras de acarreo e hincado en la zanja.

Cuando la tablestaca se retira de la mesa de colado se estroba con ganchos de izaje colocados como se muestra en la Figura III.30

La etapa de maniobras se subdivide en tres condiciones de carga, las cuales se representan en la Figura III.31:

- a. La tablestaca se encuentra izada de tres puntos y tiene una inclinación $\theta < 45^\circ$.
- b. La tablestaca se encuentra izada en dos puntos y la inclinación $\theta > 45^\circ$.
- c. En el momento de hincado la tablestaca está izada de un solo punto.

El armado resultante del diseño se muestra en la Figura III.32a-b-c.

En el sentido vertical los precolados se apoyan en vigas madrina que se fijan a éstos por medio de soldadura entre el patín de la viga madrina y placas dejadas previamente ahogadas en la tablestaca. Ver Figura III.33a-b.

Los troqueles de los precolados se apoyan en la viga madrina como se muestra en la Figura III.34, por lo cual el diseño de la viga madrina se realiza considerándola como una viga con dos apoyos simples y dos voladizos sujeta al empuje horizontal del área tributaria de la vigueta.

Una vez obtenidas las reacciones en los apoyos de las viguetas, se diseñan los troqueles de manera semejante a los troqueles del muro milán.

La falla por pateo también se revisa con condiciones similares a las del muro milán.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

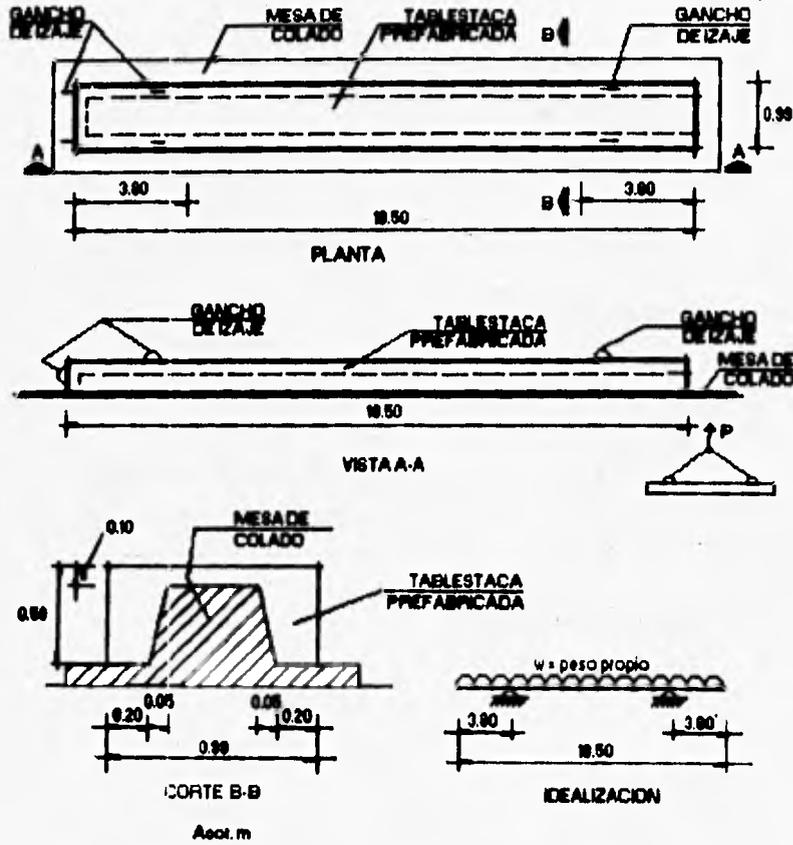


Figura III.30 Condición de carga de la tablestaca prefabricada durante el retiro de la mesa de colado.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

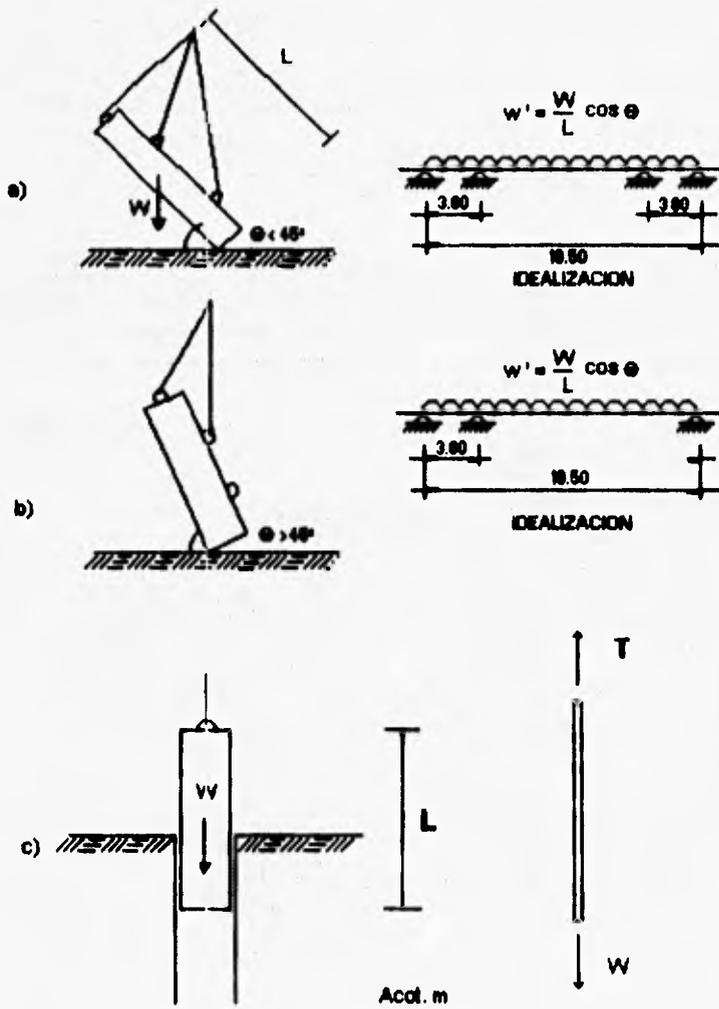


Figura III.31 Condiciones de carga por maniobras de izaje, acarreo e hincado.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

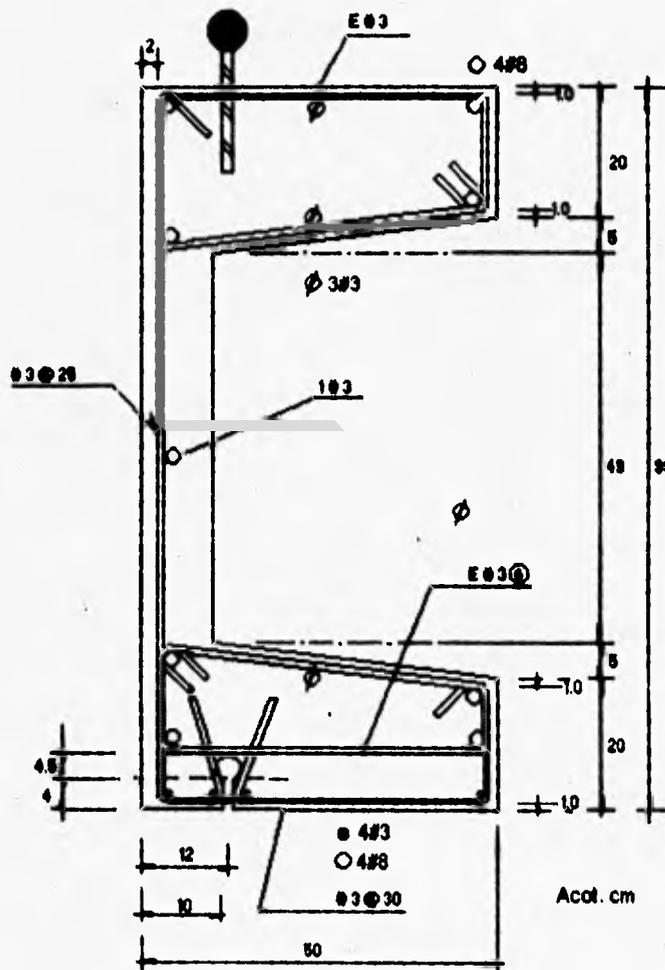


Figura II.32a Sección de tablestaca. Dimensiones generales y armado.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

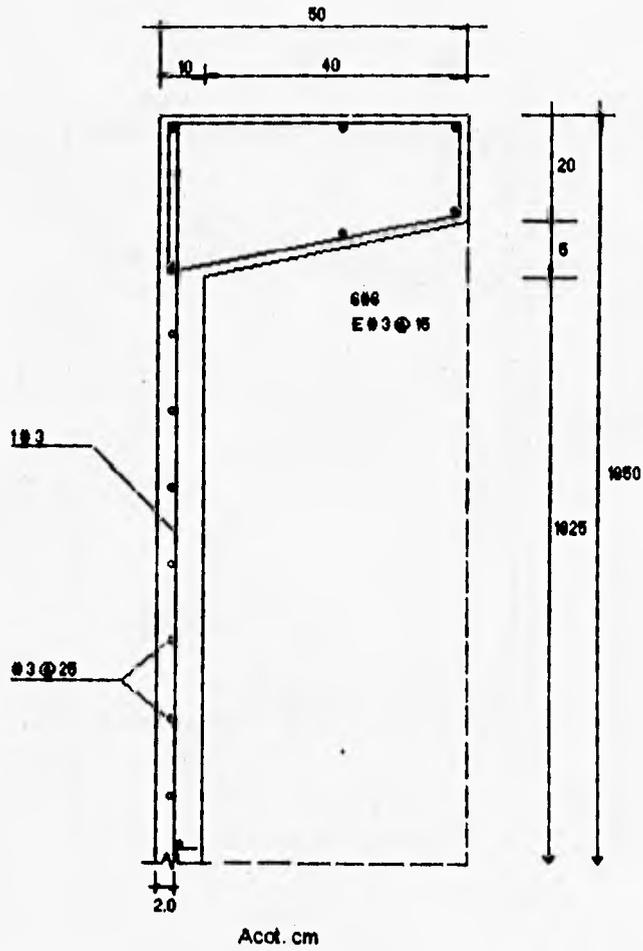


Figura III.32b Armado en la zona de losa y de remate superior.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

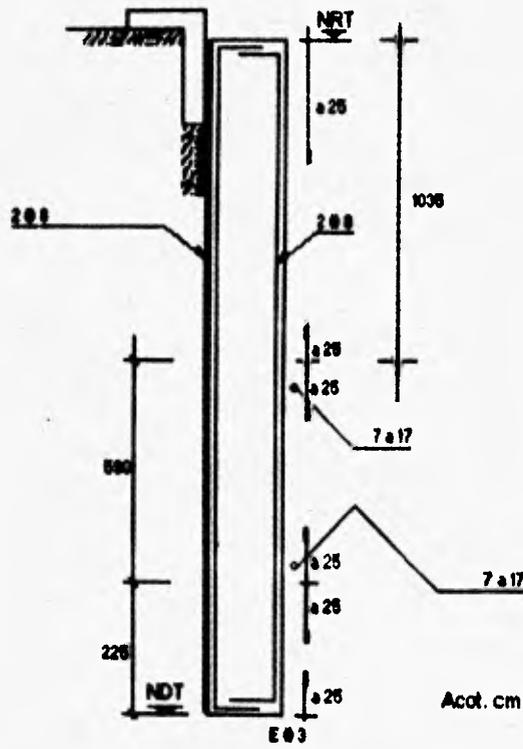


Figura III.32c: Detalle de armado en nervaduras.

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

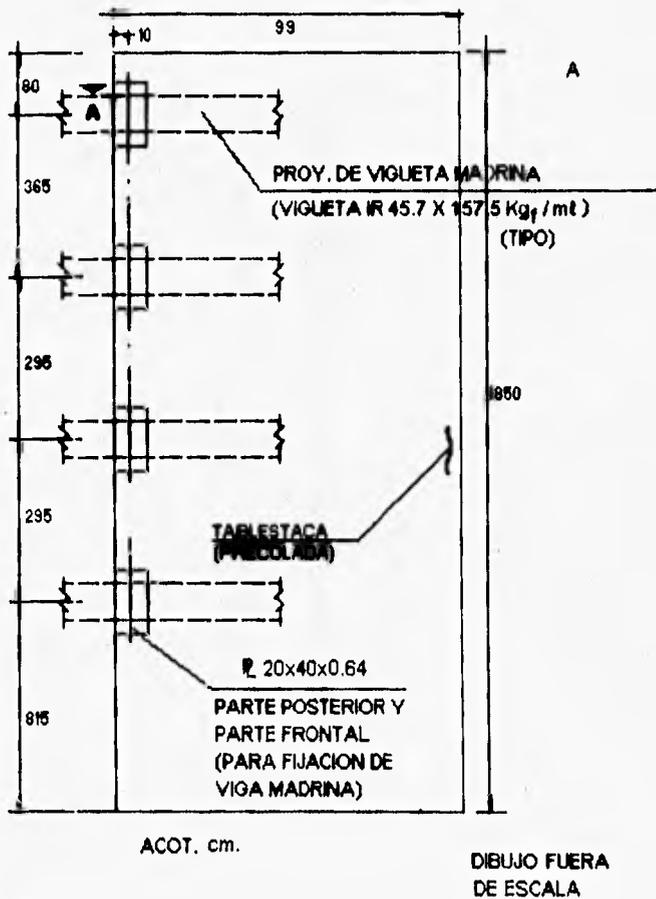


Figura III.33a Localización de placas para sujeción de viga (elevación).

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

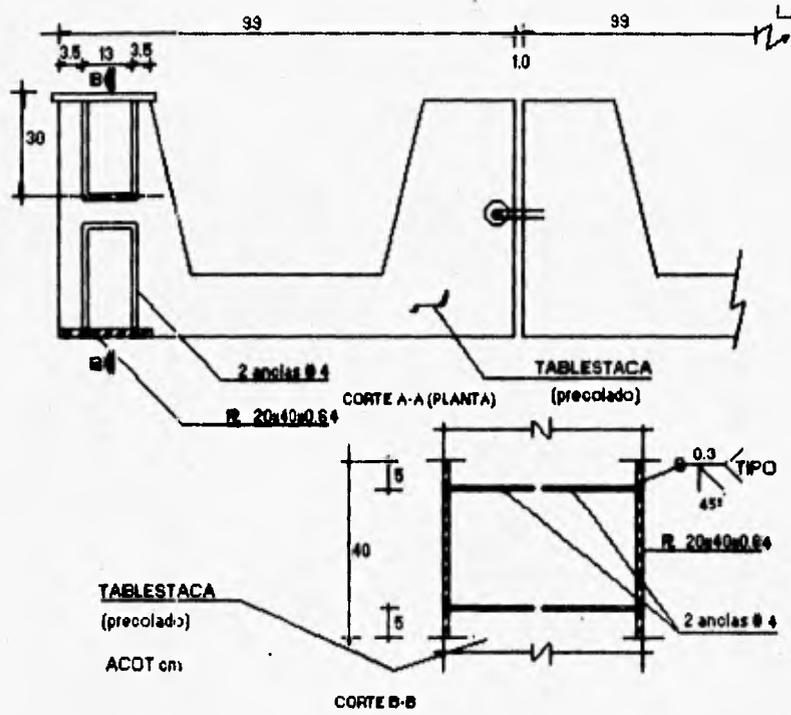


Figura III.33b Unión entre placas ahogadas en tablestaca y viga madrina .

MUROS MILAN Y TABLESTACA PREFABRICADA.

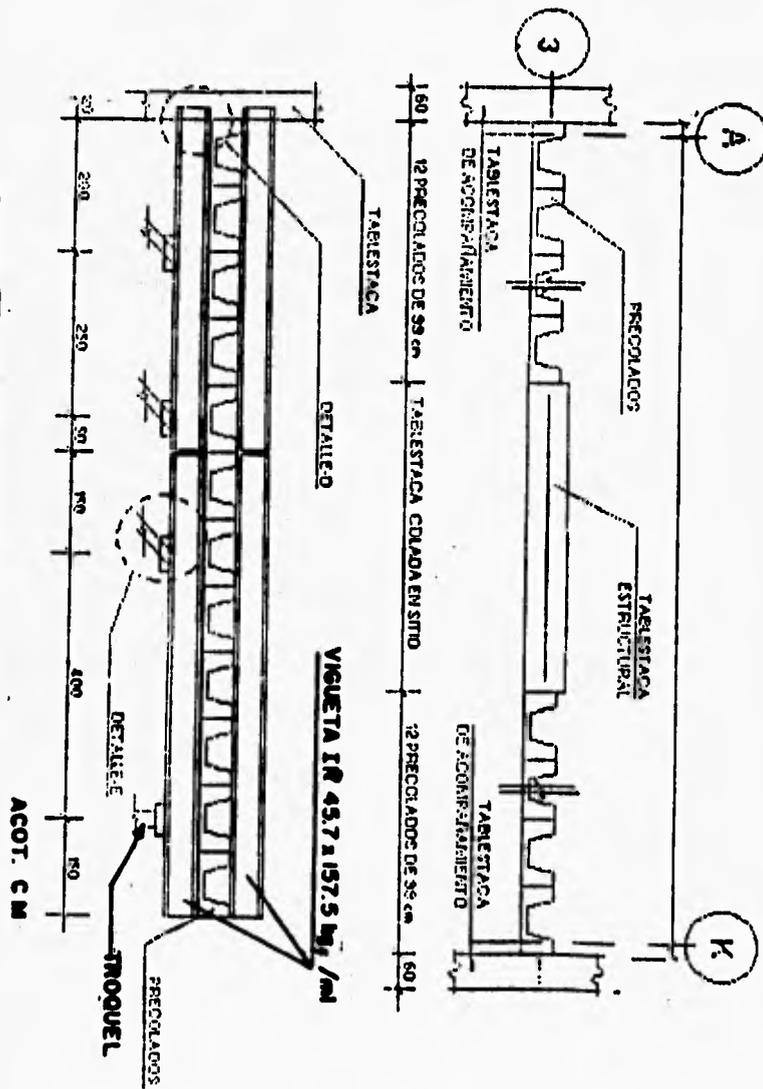
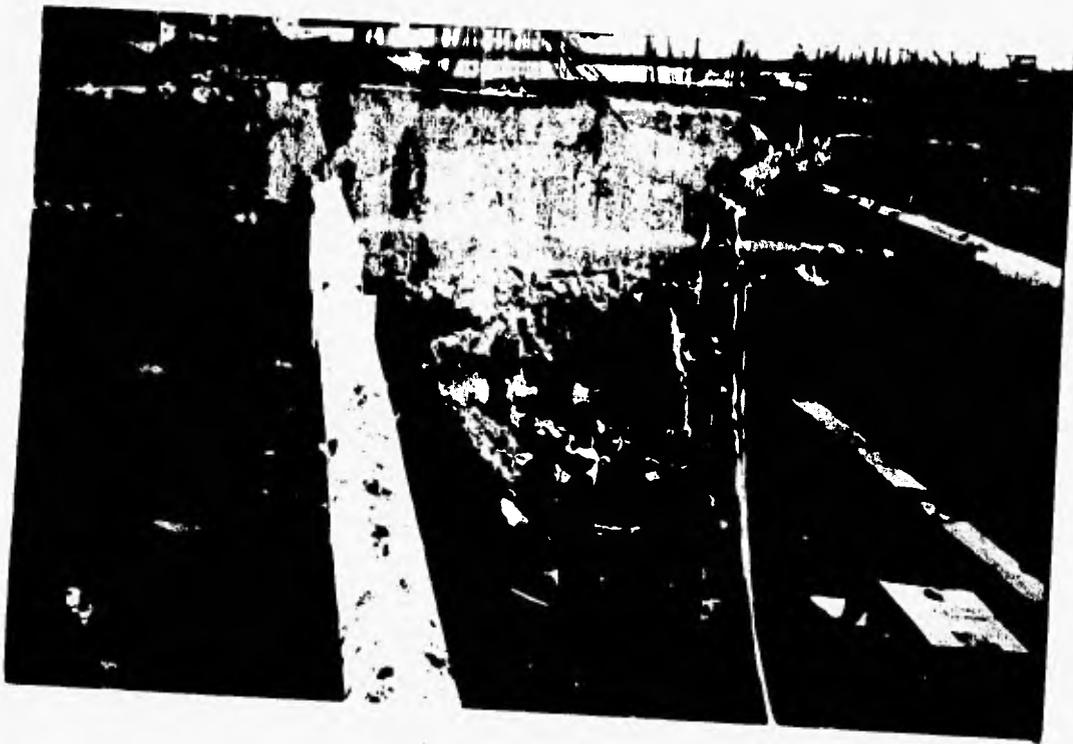


Figura III 34 Troquelamiento de precolados.
(Distribución).



Pozos de Bombeo.

IV ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

IV.1 INTRODUCCION.

Cuando se realizan excavaciones profundas en el área urbana del Valle de México, en especial en la zona III o de lago, se presentan una serie de problemas relacionados con la estabilidad de las mismas y con el control del flujo de agua.

En este capítulo se hará referencia al control del flujo de agua y al abatimiento de las cargas hidráulicas dentro de las excavaciones por debajo del nivel máximo de excavación.

El control de flujo de agua hacia la excavación es importante, pues permite mantener seca la excavación misma y trabajar en ella en forma cómoda y eficiente.

El abatimiento de las cargas hidráulicas tiene como objetivo incrementar la seguridad de la estabilidad de los taludes y disminuir la posibilidad de que ocurra una falla de fondo.

IV.2 CONTROL DE FLUJO DE AGUA EN LAS EXCAVACIONES Y ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

En la zona de lago de la Ciudad de México, las excavaciones profundas requieren abatir el nivel de cargas hidráulicas por debajo de los taludes y del fondo de la excavación para prevenir un deslizamiento del talud y mantener firme y seco el terreno durante la excavación y construcción de la edificación. La excavación puede estar sobre un estrato permeable, bajo presión artésiana, la cual si no es aliviada puede provocar una falla de fondo.

Cuando la profundidad de la excavación sea mayor que la distancia a la superficie libre del agua en un suelo permeable, que tenga un coeficiente de permeabilidad aproximadamente mayor que 10^{-03} cm/s,

PAGINACION VARIA

COMPLETA LA INFORMACION

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

el suelo se deberá desaguar para permitir la construcción de las cimentaciones en seco. Si el coeficiente de permeabilidad del suelo está comprendido entre 10^{-03} y 10^{-05} cm/s, la cantidad de agua que fluye hacia la excavación puede ser pequeña, pero existe la posibilidad de que pueda requerirse drenaje para mantener la estabilidad de los taludes y el fondo de la excavación.

Si el coeficiente es todavía menor que 10^{-07} cm/s, es probable que el suelo posea suficiente cohesión para vencer las fuerzas de filtración y puede no ser necesario el drenaje, aún cuando la excavación se extienda a considerable profundidad abajo del nivel de agua freática.

En el caso de que el material excavado sea una arena limpia y permeable, la presencia del agua dificulta extraordinariamente o imposibilita el progreso de la excavación bajo el nivel freático; según se va removiendo el material, el agua de las masas vecinas fluye hacia la excavación y las fuerzas de filtración que este flujo produce arrastran arena, de manera que el fondo de la excavación se va rellenando en forma continua; así, al tratar de profundizar la excavación bajo el nivel freático, sólo se logra ensancharla, pero sin avance práctico en la dirección vertical. Aparte de estas dificultades, la presencia de agua anegando la excavación dificulta y encarece los trabajos de cimbrado y colado de la estructura. Resulta así muy deseable el lograr dejar la excavación en seco para profundizarla o trabajar en ella en forma cómoda y eficiente; esto se logra bajando el nivel freático en toda el área de la excavación misma.

Si el material que se ha de excavar es una arcilla compresible e impermeable, ha sido frecuente extender a él las mismas ideas que se expusieron para las arenas; sin embargo, el problema es, por lo menos en ciertos aspectos, diferente. En una arcilla, si se pudiese hacer la excavación y posterior construcción de la estructura con una rapidez ideal, no existiría problema alguno; ahora el material se está

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

extrayendo con su contenido natural de agua y su impermeabilidad hará que, si el tiempo de exposición es suficientemente corto, el material no sufra expansiones volumétricas ni cambie su resistencia. En realidad, los tiempos de excavación no satisfacen estas condiciones ideales y la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla a su alrededor, disminuyendo su resistencia, con las previsibles consecuencias sobre sus taludes y propiciando expansiones. Ahora el problema ya no es bajar el nivel freático, que baja por sí solo simultáneamente con el fondo de la excavación, sino el controlar el flujo del agua de la excavación, que aunque no llegue a inundarla por su escaso gasto, producirá todos los efectos dañinos mencionados.

Por lo general los casos que se presentan en la práctica son una combinación de los dos casos mencionados anteriormente. Uno frecuente es una excavación en arcilla cuyo fondo queda próximo a un manto acuífero arenoso; como el agua en la arena está a la presión hidrostática, pudiera ser que ésta fuera igual o superior a la presión debida al peso de la capa de arcilla sobre la arena, en cuyo caso se rompería el fondo de la excavación. Problemas como éste pueden evitarse controlando la presión del agua en el manto de arena.

En suelos estratificados, con estratos permeables y arcillosos alternados, como fue el caso de la excavación para el Estacionamiento Plaza Bellas Artes, se logran muy buenos resultados abatiendo las presiones del agua en los mantos permeables, de tal forma que el nivel freático quede por debajo del fondo de la excavación.

IV.3 METODOS DE BOMBEO Y ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

El nivel de cargas hidráulicas puede ser controlado por medio de uno o más tipos de sistemas de bombeo apropiados a las dimensiones y

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

profundidad de la excavación, condiciones geológicas y características del suelo. Un sistema de bombeo y alivio de presiones apropiadamente diseñado, instalado y operado facilitará la construcción al:

1. Bajar el nivel de cargas hidráulicas eliminando las fuerzas de filtración que de otro modo emergerían por los taludes y fondo de la excavación, manteniendo así seca la excavación.
2. Incrementar la estabilidad de los taludes excavados.
3. Prevenir la pérdida de material desde abajo de los taludes o fondo de la excavación.
4. Reducir las cargas laterales sobre las tablestacas.
5. Prevenir la falla de fondo, en caso de excavaciones ademadas, favoreciendo el factor de seguridad contra este tipo de falla.
6. Prevenir expansiones excesivas del fondo de la excavación, en caso de excavaciones de materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo cargas y alta expansibilidad al descargarlos. El abatimiento de las cargas hidráulicas favorece el control de expansiones que se producen durante la excavación. Al disminuir las expansiones a su valor mínimo posible, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuya grandemente conservando los factores de seguridad que se tienen contra la estabilidad de la excavación.

Los métodos de abatimiento, como se mencionó anteriormente, dependen del tamaño y profundidad de la excavación, así como de la estratigrafía y condiciones geológicas del suelo, pudiendo aplicarse los siguientes métodos según sea el caso:

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

- a) Cárcamos y zanjas.
- b) Pozos punta.
- c) Pozos con sistema de vacío.
- d) Electrósmosis.
- e) Bombeo profundo por gravedad.

Para lograr un abatimiento efectivo es de fundamental importancia que el sistema este bien diseñado, instalado y operado. En la Figura IV.1 se presenta en una gráfica el sistema de abatimiento que es recomendable utilizar, en función de la granulometría del suelo en el que se desea realizar el abatimiento.

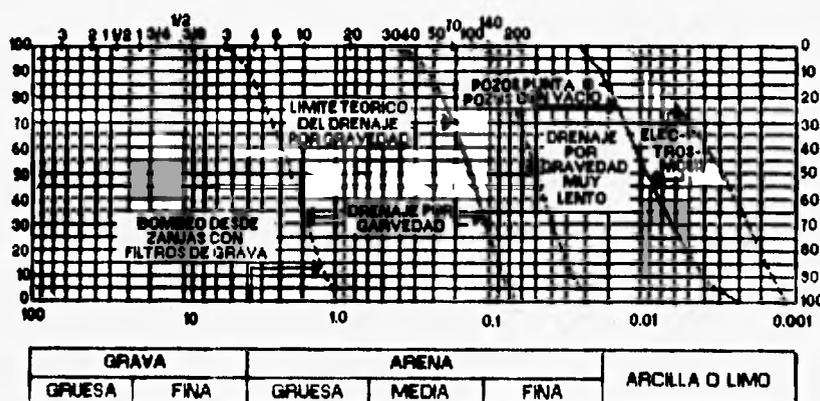


Figura IV.1 Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos.

IV.3.1 Zanjas y cárcamos.

Donde el espacio lo permita, pueden usarse zanjas para abatir el nivel del agua freática en arena o en otros materiales que se han hecho permeables por grietas o juntas. En arenas limosas o finas, los taludes

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

laterales ordinariamente deben ser relativamente tendidos debidos a las presiones de filtración que produce el agua que penetra.

Los taludes relativamente tendidos que se requieren para las zanjas abiertas en arena, generalmente impiden el uso de zanjas para abatir el nivel de agua freática más que unos cuantos decímetros, sin embargo, se usan las zanjas abiertas en el fondo de una excavación para recolectar el agua que se filtra en ella.

Estas zanjas conducen a cárcamos desde los cuales se bombea el agua.

Un cárcamo es una fosa a nivel más bajo que el de las zanjas que entran en él, debe tenerse mucho cuidado para evitar que la arena y el limo de los lados y del fondo del cárcamo se deslaven y se incorporen en el agua que se bombea. Para reducir la pérdida de arena por bombeo y evitar la consecuente inestabilidad, con frecuencia es conveniente revisar las paredes del cárcamo y cubrir el fondo con un material de grano grueso que funcione como filtro. La Figura IV.2 muestra un dispositivo de este tipo al pie de un corte de arena. Un tubo de diámetro grande, colocado verticalmente, con material de filtro en su parte inferior, es con frecuencia satisfactorio.

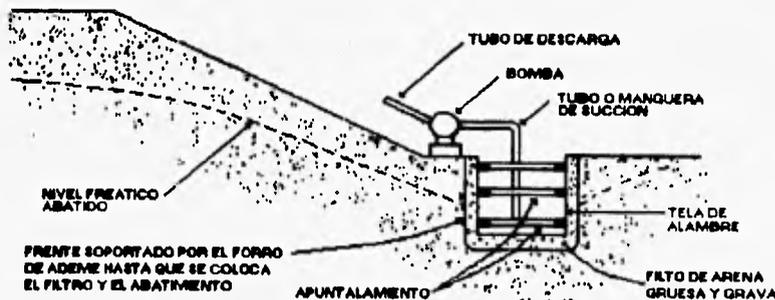


Figura IV.2 Cárcamo protegido con filtro.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

El drenaje de construcciones temporales o permanentes también puede efectuarse, excavando en capas en vez de zanjas, colocando tubos de barro o tubos de fierro perforados en ellas y llenando las capas de material permeable. Para evitar que se deslave el material fino del relleno que rodea la excavación, puede ser necesario rodear los drenes de material granular que satisfaga los requisitos de los filtros.

IV.3.2 Pozos punta.

En los materiales granulares se puede abatir al nivel de agua freática por medio de pozos punta. Un pozo punta es un tubo de fierro perforado de longitud aproximada de 90 cm y de 38 mm de diámetro, cubierto con una tela de alambre para evitar la entrada de partículas finas. Se unen al extremo inferior de un tubo vertical de 38 ó 50 mm que se encaja verticalmente en el terreno. Usualmente, el pozo punta puede introducirse en el terreno con ayuda de un chiflón de agua, sin golpearlo, aunque en algunos estratos duros se requiere una pulseta o una barrena. En la obra, las líneas de pozos punta separadas de 0.5 a 1.5 m conectan a una tubería colectora de 15, 20 ó 25 cm tendida sobre la superficie del terreno. El colector a su vez, está conectado a una bomba autocebante.

En la Figura IV.3 se muestran las diferentes partes del conjunto.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

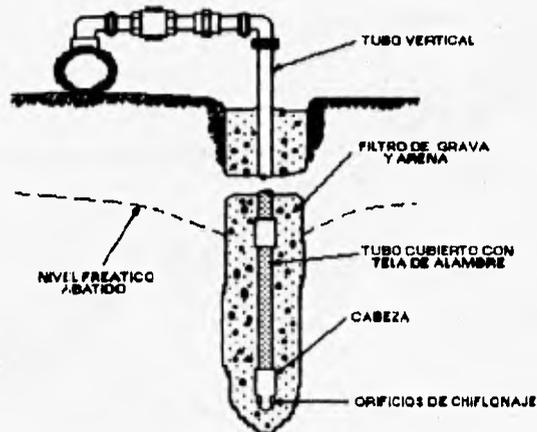


Figura IV.3 Detalle de un pozo punta.

Si la profundidad de excavación abajo del nivel de agua freática es mayor que 4 ó 5 m, posiblemente se requiere varias filas de pozos punta.

Generalmente la primera excavación se hace a una profundidad del orden de 4 m y se hinca la segunda línea de pozos antes de excavar los siguientes 4 ó 5 m. Los pozos se disponen generalmente de manera que los bordes de la excavación quedan formados por un conjunto de taludes interrumpidos por bermas, en las que se alojan las zanjas de drenaje; a esta disposición se le llama de varios pisos y se muestra en la Figura IV.4.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.



Figura IV.4 Instalación de pozos punta en varios niveles.

IV.3.3 Pozos con sistema de vacío.

Si la permeabilidad es menor que 10^{-4} cm/s el drenaje no puede lograrse bombeando simplemente de pozos punta, debido a que las fuerzas de capilaridad impiden la salida del agua de los poros del suelo. Sin embargo, el drenaje puede efectuarse por consolidación. Esto puede lograrse haciendo funcionar los pozos punta con una presión inferior a la atmosférica lo que provoca una succión. Ver Figura IV.5. En este método los pozos se colocan en perforaciones de 20 cm de diámetro, hechas con barrena o con chiflón. Se coloca luego un filtro de arena media o gruesa, alrededor del pozo hasta 0.5 ó 1.0 m de la superficie. Arriba del filtro, se coloca un material impermeable tal como arcilla compactada para formar un sello. En perforaciones que no se mantienen abiertas pueden ser necesarias técnicas especiales.

Las bombas para estas instalaciones deben tener la capacidad para mantener la succión en los pozos y filtros que los rodea. Por lo tanto, la presión alrededor de los pozos se reduce a una pequeña fracción de

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

la presión atmosférica, mientras que en la superficie del terreno obra el peso de la atmósfera. Así, el suelo se consolida bajo una presión de $10 \frac{t_f}{m^2}$. El proceso de succión, es muy efectivo en limos y en limos orgánicos, pero el tiempo necesario para obtener la consolidación y la estabilidad es probable que sea de varias semanas.

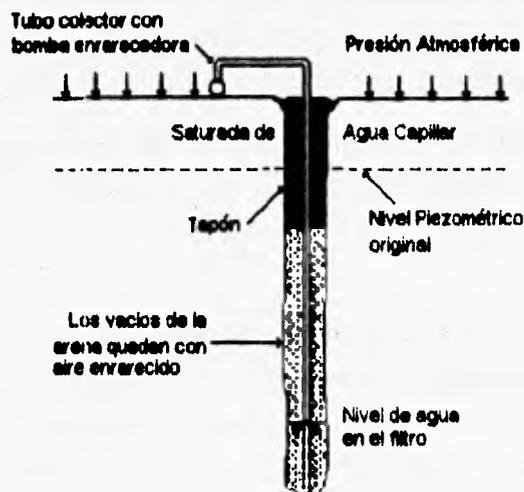


Figura IV.5 Instalación de un pozo con sistema de vacío.

IV.3.4 Electrósmosis.

En la mayoría de los suelos en que se realizan excavaciones bajo el nivel freático, éste puede ser abatido por alguno de los métodos descritos anteriormente en Subcapítulos IV.3.1, IV.3.2 y IV.3.3 o por combinaciones de ellos, sin embargo, algunos materiales como limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas (materiales muy impermeables), no pueden ser drenados por gravedad, debido a que la baja permeabilidad hace que el efecto de extracción del agua del

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente retraso en la ejecución de la obra. Para acelerar el proceso de abatimiento se ha recurrido a la ejecución del proceso electrosmótico, haciendo uso del efecto acelerador de flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo. Si dos electrodos son introducidos en el suelo y se les aplica una corriente eléctrica continua, el agua contenida en el subsuelo tenderá a emigrar del polo positivo (ánodo) al polo negativo (cátodo). Si el pozo de bombeo se convierte en cátodo, el agua que fluye hacia él, puede ser extraída por bombeo.

En la Ciudad de México y en otras partes, se ha empleado con éxito el drenaje electrosmótico para controlar las expansiones que sufre el fondo de una excavación y para evitar la falla de sus taludes perimetrales.

Las instalaciones para un drenaje electrosmótico consisten en una serie de pozos de bombeo generalmente dispuestos en hilera a modo de crear una pantalla de captación de flujo. La separación entre pozos es variable, pero magnitudes entre 3 y 5 m han trabajado satisfactoriamente; el diámetro de los pozos es del orden de los 20 cm y en la Ciudad de México, con un espesor del primer estrato de arcilla algo superior a los 30 m, se han llevado hasta 15 ó 20 m de profundidad. Dentro de cada pozo se instala un tubo de hierro, ranurado, de unos 10 cm de diámetro, relleniéndose con arena y gravilla el espacio entre el tubo y la perforación, tratando de formar un filtro. En el extremo inferior del tubo metálico se dispone una barra de hierro de 2 ó 3 m de longitud y 2 ó 3 cm de diámetro, para formar el cátodo. Ver Figura IV.6. El ánodo se forma simplemente con barras de hierro de menor longitud que el cátodo, dispuestas en hileras paralelas a los pozos-cátodo.

En el caso de tratar de proteger los taludes, el cátodo se dispone en la corona del talud y el ánodo en el pie y alejado de la estructura, de esta

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

manera se logra la orientación de las fuerzas de filtración más favorables a la estabilidad, pues éstas dejan de ser un peligro para trabajar, hasta cierto punto contra el deslizamiento. Ver Figura IV.7.

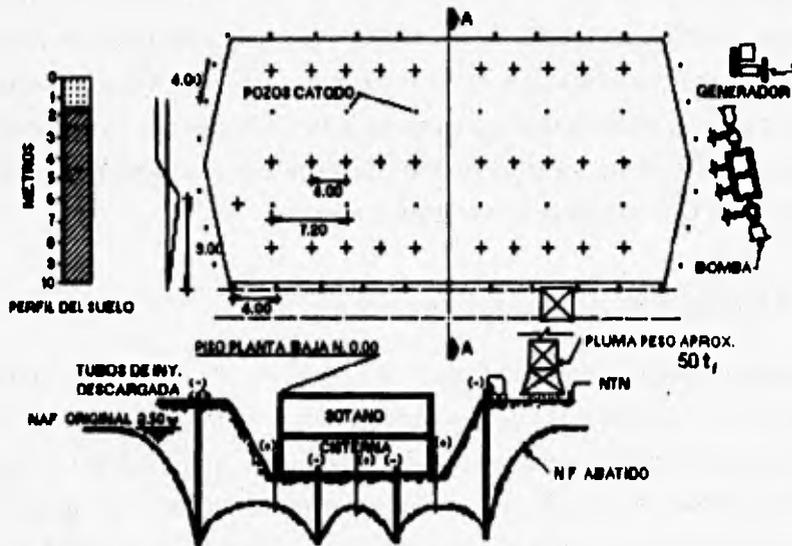


Figura IV.6 Instalación de bombeo por electrósmosis.

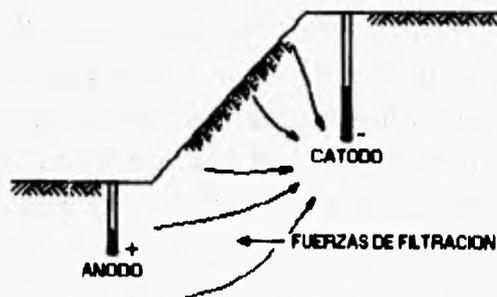


Figura IV.7 Fuerzas de filtración en taludes con bombeo electrosmótico.

El verdadero objeto de una instalación electrosmótica para impedir la expansión del fondo de la excavación, no es abatir el nivel freático bajo esa profundidad; de hecho, el nivel freático se abate por sí solo en una excavación practicada en arcilla, algo más abajo del fondo de la excavación realizada. De lo que se trata es impedir el flujo de agua de las zonas aledañas a la propia excavación, causado por el hecho de que, en esas zonas, el nivel freático se mantiene a su altura original, mayor que el fondo de la excavación realizada.

IV.3.5 Bombeo profundo por gravedad.

En excavaciones muy profundas, la instalación de pozos punta en varios pisos, como el que se describió anteriormente, tiene la desventaja de que el nivel desciende en forma súbita en los bordes de la excavación. En consecuencia, el gradiente hidráulico cerca de la excavación es bastante grande y las presiones de filtración resultantes pueden producir la inestabilidad de los taludes. Bajo estas circunstancias, es más seguro, y algunas veces más económico, instalar pozos de gran diámetro equipados con bombas de pozo profundo. La separación, que comúnmente varía entre 6 y 60 m, depende de varios factores, incluyendo la permeabilidad del suelo y espesor del estrato permeable. Con el fin de controlar las filtraciones, reducir las expansiones y mantener la excavación estanca, durante la excavación para la construcción del Estacionamiento Plaza Bellas Artes, se operó un sistema de bombeo profundo por gravedad antes y durante el proceso de excavación.

A continuación se describen los pasos que se siguen para la instalación del sistema de bombeo mediante pozos con bomba eyectora para abatir el nivel de cargas hidráulicas por gravedad:

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

a) Localización

El sistema de abatimiento está formado por una serie de pozos profundos, que deben atravesar el estrato de arena que subyace el fondo de la excavación, penetrando 1.5 m por debajo del estrato. Ver Figura IV.8.

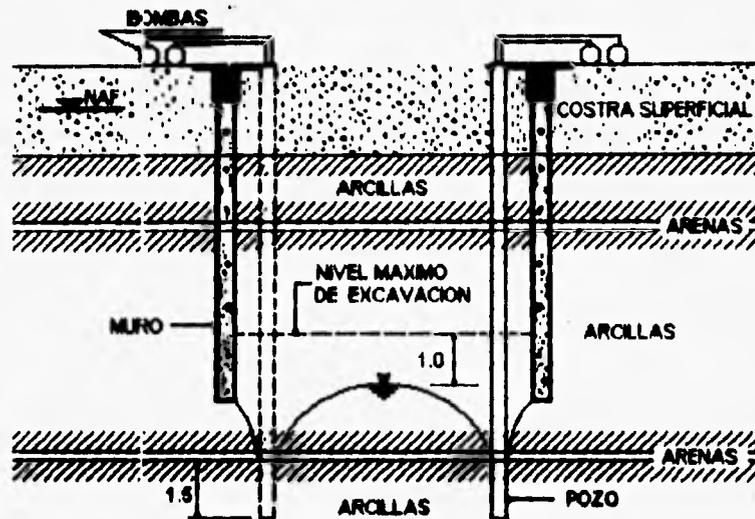


Figura IV.8 Bombeo por gravedad.

En el caso del Estacionamiento Subterráneo Plaza Bellas Artes, para cada una de las celdas, se manejaron dos líneas de pozos, con una separación de 9 m entre los pozos de una misma línea y de 7.9 m entre ambas líneas de pozos. Cada línea se localiza a 4.3 m de los muros milán longitudinales. El arreglo de los pozos es en "tres bolillo". La distribución de los pozos de bombeo se muestra en la Figura IV.9.

ESTACIONAMIENTO BELLAS ARTES

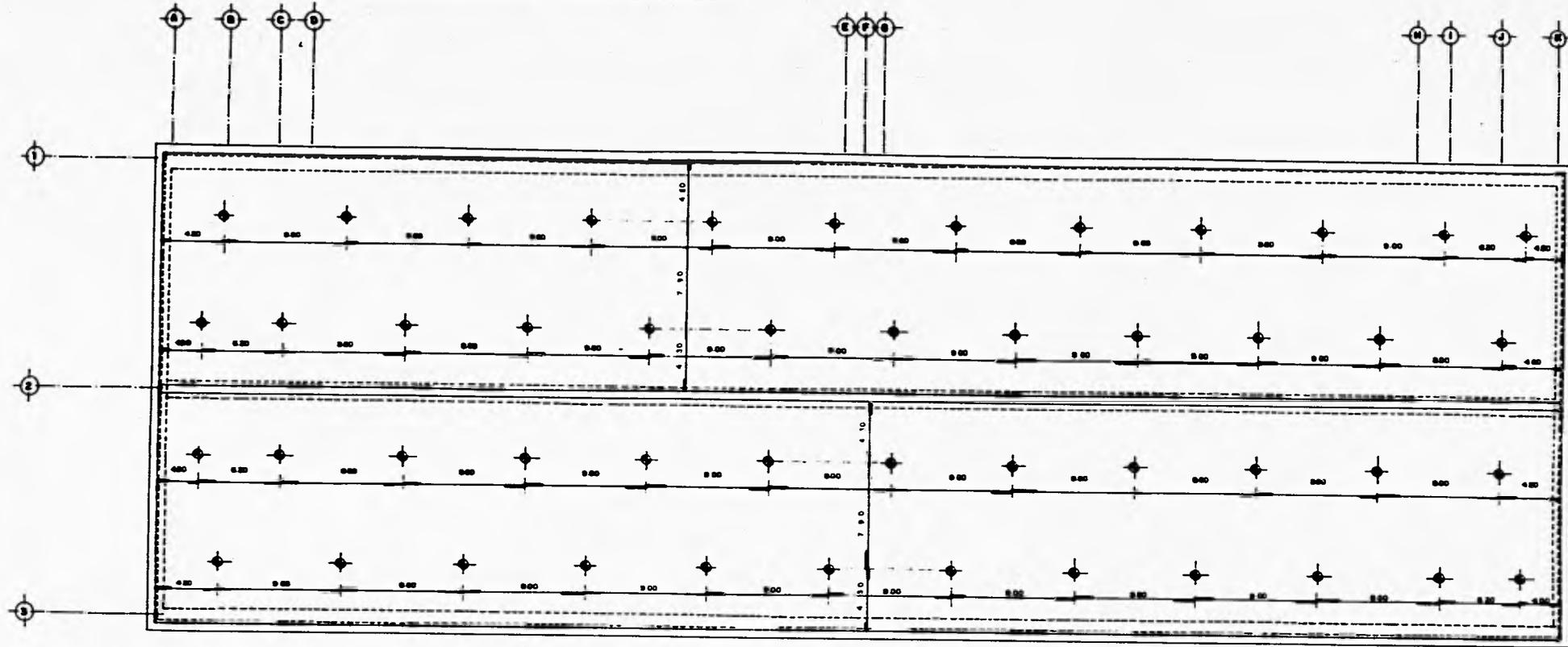


Figura IV 9 Planta de localización de pozos de bombeo.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

b) Perforación de los pozos de bombeo

La mayor parte de los pozos profundos para gasto grande se construyen con perforación previa, con ayuda de máquinas perforadoras de tipo rotatoria como el caso del estacionamiento, en el cual se equipó la máquina rotatoria con una broca de tipo de aletas, inyectando agua como fluido de perforación.

Por ningún motivo se debe utilizar lodo para hacer la perforación ya que tapa las paredes e impide la circulación del agua.

Usualmente las perforaciones tienen un diámetro de 20 a 30 cm, siendo este último el que se utilizó en el sistema de abatimiento para la excavación del Estacionamiento Plaza Bellas Artes. Ver Figura IV.10.

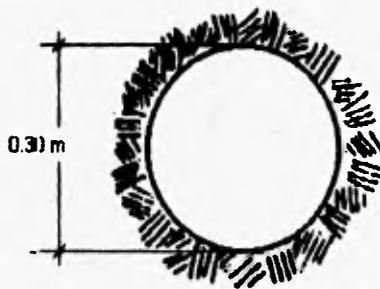


Figura IV.10 Diámetro de la perforación.

c) Limpieza de las perforaciones.

Para permitir la instalación correcta del equipo de bombeo, las perforaciones deben estar limpias y libres de azolve; para su limpieza se emplean cucharas de percusión con objeto de extraer el azolve grueso y después se lava la perforación con agua a presión.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Esta operación se considera terminada hasta que el agua retorne libre de partículas.

d) Ademe de los pozos de bombeo.

Antes de ademar la perforación, es necesario mantenerla llena de agua hasta rebosar. Para evitar el cierre de las paredes deberá adecuarse al equipo por utilizar para extraer el gasto indicado por las especificaciones, que para el caso del estacionamiento fue de 10.5 l/min por pozo a lo largo del estacionamiento.

Los ademes se ranuran con el objeto de permitir el paso del agua por bombear hacia su interior; las ranuras son de 30 cm de largo y de 3 mm de ancho. Ver Figura IV.11. El porcentaje de área de filtración del tubo no deberá ser menor del 3% ni mayor del 5% del área perimetral del tubo.

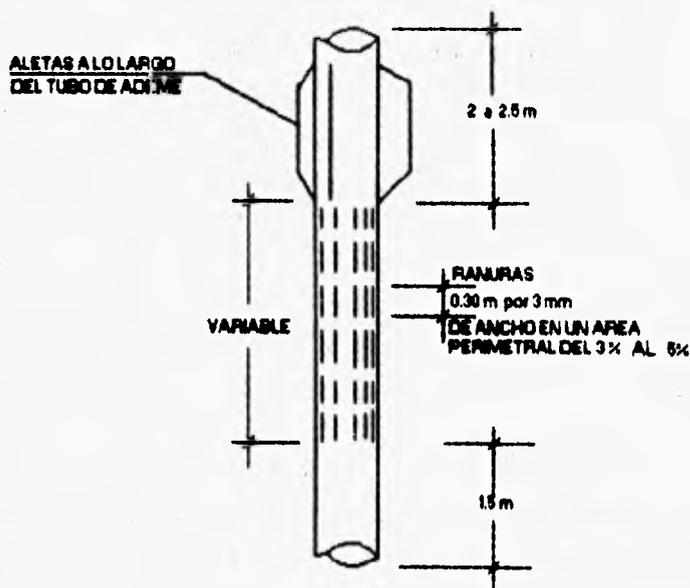


Figura IV.11 Tubo de ademe.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Para evitar que el filtro de arena pase a través del ademe, se coloca una malla del # 8 alrededor del mismo, debiendo quedar perfectamente sujeta, con el objeto de que no se desprenda durante las maniobras de instalación. Ver Figura IV.12.

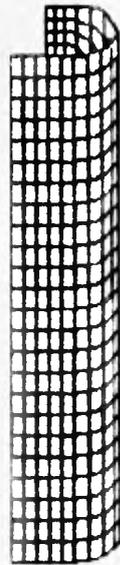


Figura IV.12 Malla.

e) Colocación de filtro.

Entre las paredes del pozo y las del ademe, se coloca un filtro de arena gruesa y grava fina limpias o lavadas cuya granulometría está comprendida entre los siguientes tamaños: 1.00 cm para el máximo y 0.25 cm para el mínimo.

El material empleado debe contener partículas de todos los tamaños intermedios y debe cribarse y lavarse previamente a su colocación para eliminar todos los materiales finos que contenga y que pueden obstruir el filtro durante su funcionamiento. Ver Figura IV.13.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.



Figura IV.13 Filtro de arena y grava.

f) Desarrollo del flujo hidráulico.

Para establecer el flujo hidráulico en el pozo y hacer con ello más eficaz el bombeo, inmediatamente después de colocado el ademe y el filtro, se agita el interior del ademe con una cuchara de percusión, en caso de no funcionar, se arroja hielo seco al fondo del pozo, para que el monóxido de carbono liberado destape los espacios bloqueados entre las partículas.

g) Bombas.

Las bombas que se emplean deben tener la capacidad de extraer el gasto indicado en el proyecto, para lo cual se colocan sistemas de aforamiento con objeto de verificar los volúmenes extraídos.

El nivel dinámico de las bombas se ubicó 50 cm arriba del despiante de cada pozo. Ver Figuras IV.14 y IV.15.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

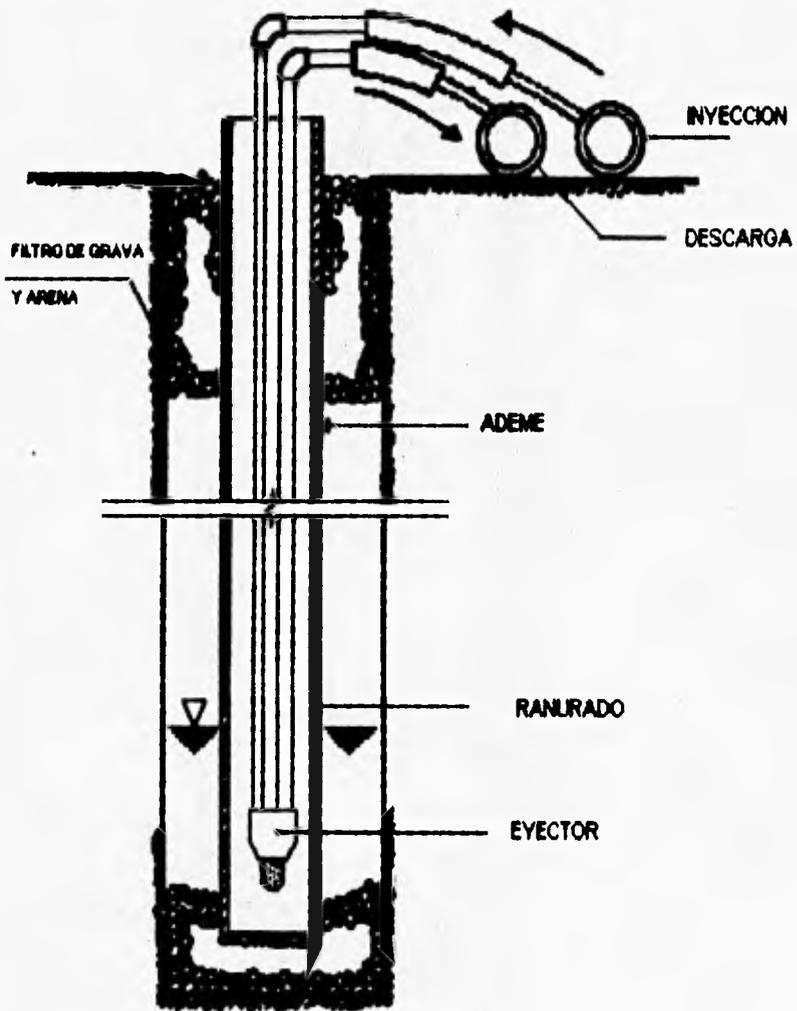


Figura IV.14 Instalación de un pozo.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

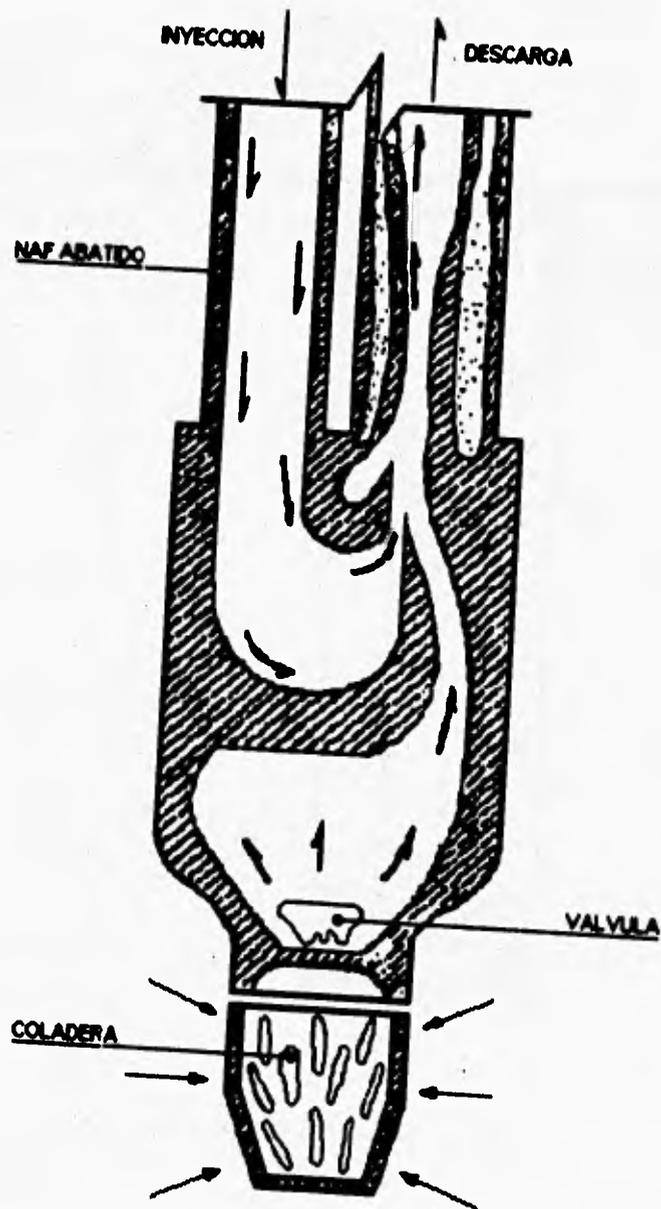


Figura IV.15 Detalle del eyector.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Para el control de abatimiento del nivel de cargas hidráulicas, se registra cada 12 h el gasto de extracción y el nivel dinámico de cada pozo, elaborándose gráficas "tiempo vs. nivel dinámico".

h) Período de bombeo.

El tiempo previo de bombeo al inicio de la excavación, deberá ser el necesario para abatir las cargas hidráulicas hasta el nivel requerido por el proyecto; 48 horas para el bombeo utilizado en el Estacionamiento Plaza Bellas Artes, en caso de suspensión de la excavación (del núcleo por procedimiento constructivo o días feriados, el bombeo debe continuar operando en forma regular, suspendiéndolo de manera definitiva una vez que se haya colado la plantilla correspondiente.

Cuando se tiene conocimiento de que el inicio de la excavación se ha de retrasar, el bombeo se suspende hasta conocer la fecha de inicio de excavación, debiendo en este momento cumplir con el bombeo previo ya indicado.

Una vez suspendido definitivamente el bombeo en cualquier etapa, deberán cancelarse los pozos correspondientes rellenándose con un mortero cemento-arena, con una relación 1:3 en peso del cemento, hasta 30 cm por abajo del tope de colado de la losa en cuestión; la parte restante se rellena con concreto provisto de aditivo estabilizador de volumen.

i) Longitud de bombeo.

La longitud de bombeo será aquella que permita excavar los taludes en condiciones de seguridad.

La longitud de bombeo, en caso del estacionamiento, fue de 10 m medida a partir del hombro del talud de la losa de piso en construcción, siempre y cuando estén colados los muros tablestaca en una longitud no menor a 50 m a partir del hombro del talud. Esta

restricción es con el objeto de no afectar con el bombeo la vecindad de la excavación.

IV.4 EXPRESIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO.

El diseño de un sistema de bombeo y/o abatimiento de cargas hidráulicas requiere la determinación del número, medida, espaciamiento y penetración de los pozos, así como el gasto de extracción de los estratos con el propósito de alcanzar el abatimiento del nivel de aguas freáticas o de presiones. La medida y capacidad de los colectores y bombas depende del gasto y correspondiente abatimiento en los pozos. Por lo tanto, es necesario establecer las relaciones fundamentales entre el gasto de extracción de los pozos y el correspondiente abatimiento producido en los estratos permeables, los cuales penetran. No es el propósito de este subcapítulo presentar la deducción detallada de todas las expresiones que se utilizan en el diseño, sino simplemente, presentar algunas de las más comúnmente usadas y su desarrollo de una manera breve con el fin de permitir la comprensión de los procedimientos usados en la derivación de las expresiones, así como las limitaciones de éstas.

El gasto de extracción requerido para producir el abatimiento del nivel freático y/o presiones, se calcula de expresiones que relacionan la pérdida de carga hidráulica y el flujo de agua a través de un estrato permeable. Las leyes básicas que gobiernan el flujo de agua a través de los medios porosos consideran el flujo laminar de acuerdo con la ley de Darcy. Las consecuentes expresiones de diseño de flujo en pozos y abatimiento de cargas hidráulicas están basadas en la hipótesis de que la ley de Darcy es válida y que el flujo es continuo. Además se supone que el estrato permeable es homogéneo e isotrópico.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Por lo general los pozos se dividen en pozos de gravedad y en pozos artesianos, dependiendo de sus condiciones de funcionamiento. Algunos pozos son la combinación de ambos tipos.

Para facilitar la comprensión del diseño de un pozo o de un sistema de pozos para el bombeo o abatimiento de cargas hidráulicas, es necesario considerar los principios que gobiernan el flujo en pozos de penetración total en acuíferos artesianos para un pozo; posteriormente la influencia de una pantalla impermeable vertical y finalmente para un conjunto de pozos.

IV.4.1 Ley de Darcy.

Para entender cuales son las fuerzas que regulan el paso del agua a través de los materiales térreos, es necesario conocer el significado de ciertos términos que se usan en la hidráulica. En la Figura IV.16 los puntos *a* y *b* representan los extremos de la trayectoria a lo largo de la cual pasa el agua a través de una muestra de suelo. En cada extremo se ha instalado un tubo vertical conocido con el nombre de tubo piezométrico, que permite la observación del nivel a que sube el agua en esos puntos. El nivel del agua en el tubo *b* se conoce como nivel piezométrico en *b* y la distancia vertical desde ese nivel al punto *b*, es la carga piezométrica en *b*. La distancia vertical entre *a* y *b* representa la carga de posición, ΔH , en *b* con respecto a *a*. Si el nivel piezométrico en *a* es igual al nivel piezométrico en *b* el sistema está en reposo, y cualquiera que sea la magnitud de ΔH , no habrá ninguna corriente de *a* hacia *b*. El agua correrá solamente si existe una diferencia en los niveles piezométricos de *a* y *b*. A esta diferencia se le llama carga hidráulica *h* o diferencia de nivel piezométrico entre *a* y *b*. En la Figura IV.16 los dos puntos *a*, y *b*, están a la misma elevación.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

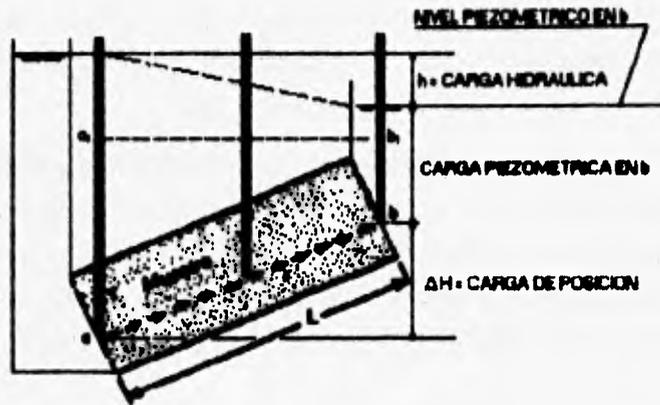


Figura IV.16 Diagrama que ilustra el significado de carga hidráulica, carga piezométrica y carga de posición.

En las condiciones representadas, la presión en *a*, , excede la de *b*, , en una cantidad igual al peso específico del agua, multiplicado por la diferencia de nivel piezométrico. Esta cantidad, $\gamma_w h$, se denomina presión en exceso de la hidrostática en *b* con respecto a *a* y se designa con el símbolo *u*. Esta presión es la que hace mover el agua de *a* a *b*. La relación:

$$i_p = \gamma_w \left(\frac{h}{l} \right) = \frac{u}{l} \quad (IV.1)$$

se conoce como gradiente de presión de *a* a *b*, y la relación:

$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{h}{l} \quad (IV.2)$$

se define como el gradiente hidráulico entre *a* y *b*.

IV.4.2 Flujo establecido radial en pozos con penetración total en acuíferos artesianos.

Si consideramos el caso de una isla circular en la cual existe un estrato acuífero artesiano de espesor, D , constante, según se ilustra en la Figura IV.17.

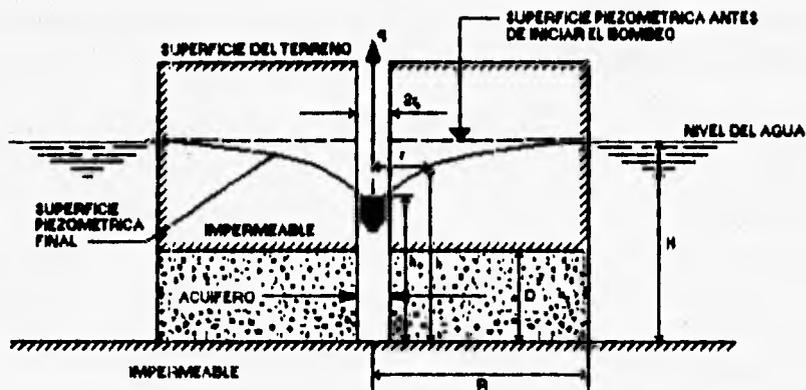


Figura IV.17 Flujo radial establecido hacia un pozo de bombeo con penetración total en un estrato acuífero artesiano.

Consideremos que se construye un pozo en el centro de la isla de manera que penetre totalmente en el acuífero artesiano; en el pozo se efectúa un bombeo, extrayendo un gasto constante q .

Cuando el flujo de agua hacia el pozo se ha establecido, el nivel del agua del pozo permanece ya constante, y la superficie piezométrica original se abate en la forma mostrada en la Figura IV.17, formándose así el llamado cono de depresión de la superficie piezométrica.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Interesa encontrar una relación que ligue el gasto que se bombea del pozo con el abatimiento que se produce en la superficie piezométrica. Para ello son aplicables sin error las hipótesis de Dupuit, pues el flujo hacia el pozo es horizontal en todo punto del acuífero; el gradiente hidráulico en todo punto del acuífero está dado por la tangente de la superficie piezométrica en la sección vertical que se considere y vale:

$$i = \frac{dh}{dr} \quad (IV.3)$$

Usando coordenadas polares, con el eje del pozo como origen, el gasto extraído a través de un cilindro de radio r vale:

$$q = kA = k \frac{dh}{dr} 2\pi r D \quad (IV.4)$$

de donde:

$$dh = \frac{q}{2\pi k D} \frac{dr}{r} \quad (IV.5)$$

integrando,

$$h = \frac{q}{2\pi k D} \ln r + C \quad (IV.6)$$

donde C es la constante de integración que puede valuararse considerando la condición de frontera, según la que:

$$r = R \text{ cuando } h = H \quad (IV.7)$$

así:

$$H = \frac{q}{2\pi k D} \ln R + C \quad (IV.8)$$

y

$$C = H - \frac{q}{2\pi k D} \ln R \quad (IV.9)$$

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Llevando este valor de C a la expresión IV.6 se obtiene:

$$h = H - \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{R}{r} \quad (\text{IV.10})$$

La expresión anterior permite calcular la depresión de la superficie piezométrica en cualquier punto en torno al pozo y, en especial, el nivel del agua en el pozo mismo, h_0 (para r_0).

De la expresión IV.10 particularizada para el nivel del pozo puede despejarse el valor de q :

$$q = 2\pi kD \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (\text{IV.11})$$

La expresión IV.11 debida a G. Thiem, es conocida con el nombre de ecuación de equilibrio y permite calcular el gasto que puede extraerse de un pozo para un abatimiento dado $H - h_0$, siempre y cuando se conozcan D , R , r_0 y k . En un caso como el mostrado en la Figura IV.17 la única incógnita es k , coeficiente de permeabilidad del acuífero, valor que puede obtenerse por aplicación de la misma expresión de Thiem, extrayendo del pozo un gasto conocido. En efecto, para ello basta despejar k de la expresión IV.11, obteniéndose:

$$k = \frac{q}{2\pi D(H - h_0)} \ln \frac{R}{r_0} \quad (\text{IV.12})$$

En realidad el caso presentado en la Figura IV.17, al cual se han venido refiriendo las expresiones anteriores, es esquemático y poco frecuente en los problemas reales, pero la herramienta matemática que permite introducir es susceptible de extensión a casos de mayor interés práctico.

Los casos reales más frecuentes son aquellos en los que el estrato artesiano es lo suficientemente extenso en todas las direcciones

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

horizontales a partir del eje del pozo, como para que la zona de depresión pueda considerarse como una de flujo radial hacia el pozo. Si se tienen dos pozos de observación llevados hasta el acuífero artesiano, a las distancias r_1 y r_2 a partir del eje del pozo de bombeo y el nivel del agua en esos pozos es h_1 y h_2 , respectivamente, la aplicación de la ecuación IV.10 produce:

$$h_1 = H - \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{R}{r_1} \quad (\text{IV.13})$$

y

$$h_2 = H - \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{R}{r_2} \quad (\text{IV.14})$$

restando:

$$h_1 - h_2 = \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad (\text{IV.15})$$

La expresión IV.15, no contiene a los términos R y H , lo cual la hace aplicable a casos con simetría radial más allá del caso particular de la isla a la cual se refirió la Figura IV.17.

Matemáticamente la expresión IV.15 es equivalente a la IV.10, suponiendo una isla imaginaria de radio r_1 rodeada con agua con tirante h_1 . En todo lo anterior se ha supuesto $r_1 > r_2$.

De la expresión IV.15 se puede despejar el valor de k :

$$k = \frac{q}{2\pi D(h_1 - h_2)} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad (\text{IV.16})$$

y entonces proporciona un método de campo para obtener dicho valor en casos de flujo establecido en acuíferos artesianos.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Conocido el valor de k la propia expresión IV.15 permite fácilmente el cálculo del gasto que es posible extraer de un acuífero artesiano en condiciones de flujo establecido, utilizando dos pozos de observación:

$$q = 2 \pi k D \frac{h_1 - h_2}{\ln \frac{r_1}{r_2}} \quad (\text{IV.17})$$

El nivel del agua en el pozo puede obtenerse también con la expresión IV.15 haciendo en ella $r_2 = r_w$ y usando un solo pozo de observación.

Debe notarse que las expresiones anteriores se han desarrollado suponiendo que la carga en el pozo h_w , corresponde exactamente al nivel del agua en el mismo punto. Esto es cierto solamente cuando no se toman en cuenta por pequeñas las pérdidas de carga hidráulica que el agua sufre al pasar a través del filtro y la malla que protege la base del pozo para entrar a éste.

IV.4.3 Acuíferos limitados por una frontera infinita con agua permanente. Método del pozo imagen.

Con el propósito de comprender el cálculo del sistema de abatimiento, para una excavación confinada con muros milán, conviene tratar el caso de un pozo de bombeo situado cerca de una frontera lineal, de extensión infinita normal al plano del papel, que limita una masa de agua permanente, con un acuífero del tipo artesiano. Ver Figura IV.18.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

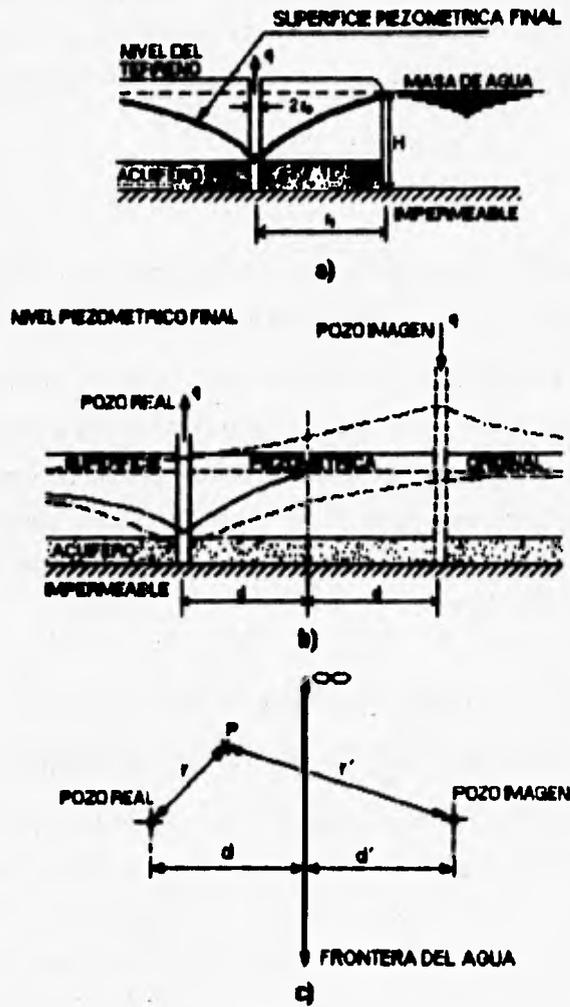


Figura IV.18 Aplicación del método del pozo imagen a la solución del flujo hacia un pozo en un acuífero artesiano próximo a una frontera infinita con agua permanente.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

La solución a este caso puede simplificarse mucho recurriendo al llamado método del pozo imagen. Un pozo imagen es un pozo imaginario introducido para crear un sistema de flujo hidráulico que sea equivalente a los efectos de las condiciones de frontera del problema real, pero que haga a éste más sencillo.

Con un pozo imagen de inyección, el problema propuesto en la Figura IV.18a se transforma en otro más sencillo y fácil de resolver. En efecto, supóngase (Ver Figura IV.18b) que se coloca, prolongando imaginariamente las condiciones estratigráficas e hidráulicas del problema hacia la derecha, un pozo simétricamente con respecto a la frontera lineal. Este pozo será de inyección y recibirá el mismo gasto q que se extrae del pozo real. La frontera está ahora simétricamente colocada respecto a ambos pozos y el abatimiento en la superficie piezométrica que en cualquier punto produzca el pozo de bombeo se compensará con la elevación que produce el pozo de inyección; a fin de cuentas la frontera resulta una línea equipotencial (de carga constante, H), lo cual reproduce exactamente la condición de frontera del problema real (Ver Figura IV.18a).

Si únicamente existiese flujo radial hacia el pozo real (considerando que no existe la frontera de agua), la altura piezométrica en un punto P (Ver Figura IV.18c) a la distancia r del pozo estaría dada, de acuerdo a la expresión IV.15.

$$h = H - \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{R}{r} \quad (\text{IV.18})$$

Por otra parte, si sólo existiese el pozo imagen de inyección, en las mismas condiciones hipotetizadas, la altura piezométrica (que ahora sería una sobre-elevación $h > H$) podría calcularse con la misma expresión, pues un pozo de inyección es teóricamente equivalente a uno de bombeo en donde el gasto extraído es negativo ($-q$). Así:

$$h = H + \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{R}{r'} \quad (IV.19)$$

En ambos casos, la constante H es la constante de integración de la ecuación diferencial que deben satisfacer los dos flujos establecidos supuestos para cumplir con la condición de frontera $h = H$, para $r = R$, en el pozo de extracción y $h = H$, para $r' = R$, en el de inyección.

Las expresiones IV.15 y IV.18 representan soluciones de la expresión de Laplace. Haciendo ahora uso de la propiedad de que si dos funciones son solución de la expresión de Laplace su suma también lo es, puede escribirse:

$$h = \frac{-q}{2\pi kD} \ln \frac{R}{r} + \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{R}{r'} + C \quad (IV.20)$$

Por lo tanto la expresión IV.19 representa también una solución de la expresión de Laplace. Simplificando:

$$h = C - \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{r'}{r} \quad (IV.21)$$

Si ahora se hace $C = H$ se obtiene que $h = H$ cuando $r = r'$, es decir a lo largo de la frontera mostrada en la Figura IV.18c. Entonces:

$$h = H - \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{r'}{r} \quad (IV.22)$$

representa la solución de un problema de flujo de agua con la condición de frontera $h = H$, para $r = r'$ o sea, las condiciones del problema real considerado y es, por lo tanto, la solución buscada. Se observa que en la expresión IV.21 no aparece R , la cual se supuso para el caso del pozo de inyección igual a la del pozo de bombeo, si en aquél se inyecta un gasto igual al extraído del primero.

La expresión IV.22 proporciona, por lo tanto, la altura piezométrica en cualquier punto P debida a la influencia simultánea de los pozos real e imagen en el planteamiento imaginario, sin embargo, en el problema

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

original se tiene un pozo de extracción y una frontera continua de agua, cuyo efecto fue exactamente reproducido por el pozo imagen; por ello la expresión IV.22 representa la altura piezométrica en cualquier punto P debido al bombeo en un pozo influenciado por una frontera continua de agua, de longitud infinita.

De la expresión IV.22 puede calcularse el nivel h_0 que el agua tiene en el pozo influido por la frontera de agua. Para este caso, $r = r_0$ y $r' = 2d$. Ver Figura IV.18c; se obtiene así, que el abatimiento en el pozo vale:

$$H - h_0 = \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{2d}{r_0} \quad (\text{IV.23})$$

De la expresión IV.22 puede obtenerse el gasto del pozo de bombeo para un abatimiento dado:

$$q = 2\pi kD \frac{H - h_0}{\ln \frac{2d}{r_0}} \quad (\text{IV.24})$$

La superposición de las soluciones matemáticas utilizadas antes, constituye toda una técnica que permite resolver una cierta variedad de problemas de flujo. Como un primer ejemplo, susceptible de aplicación práctica, se tiene el caso de un pozo de bombeo que trabaja próximo a una frontera impermeable vertical. Ver Figura IV.19.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

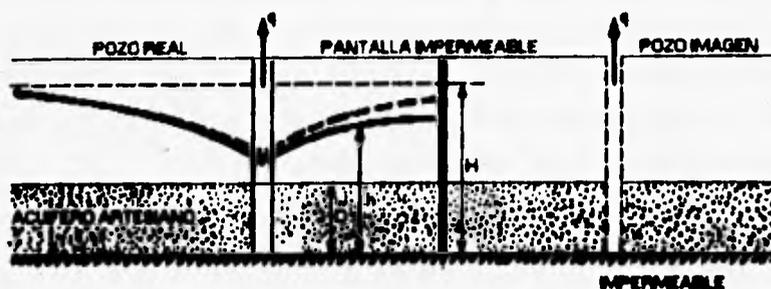


Figura IV.19 Pozo totalmente penetrante en un acuífero artesiano con influencia de una pantalla impermeable vertical.

La condición de frontera real es que no hay flujo hacia el pozo a través de la pantalla. Esta condición se reproduce por el método del pozo imagen suponiendo uno de éstos simétricamente colocado respecto de la pantalla impermeable, imagen del real; este pozo debe ser de extracción con un gasto q idéntico al del pozo real. La suma de dos expresiones del tipo de la IV.15, proporciona la solución del caso:

$$h = H - \frac{q}{2\pi kD} \ln \frac{R^2}{rr'} \quad (\text{IV.25})$$

Para un conjunto de pozos totalmente penetrantes en un acuífero artesiano con influencia de una pantalla impermeable vertical, el problema se resuelve de un modo totalmente similar a como se ha resuelto el caso para un solo pozo, puesto que la función h satisface la expresión de Laplace en acuíferos artesianos de manera que la solución de un caso con varios pozos puede obtenerse por superposición, calculando la h total como la suma de las h de cada pozo. La constante de integración C mencionada anteriormente, en

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

acuíferos artesianos resulta siempre igual a H , de manera que las diferencias $H - h$ podrán calcularse como las sumas de tales términos producidas por cada pozo del conjunto supuesto aislado.

Con este criterio se obtiene la expresión para un conjunto de pozos:

$$H - h = \frac{1}{2\pi kD} \sum_{i=1}^n q_i \ln \frac{R^2}{r \cdot r_i} \quad (IV.26)$$

IV.5 ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

El cálculo del sistema de abatimiento de cargas hidráulicas en el caso del estacionamiento subterráneo Bellas Artes, se basó en el criterio del pozo imagen para un conjunto de pozos, de acuerdo a la expresión IV.26.

Los pozos de bombeo se desplantaron a partir del primer lente de arena bajo el nivel máximo de excavación (NME), es decir, a una profundidad de 24 m, y el abatimiento de la carga hidráulica en dicho lente, será de 0.50 m por debajo del nivel máximo de excavación, igual a 14.50 m bajo el nivel de terreno natural, con el fin de garantizar que el fondo de la excavación se mantenga seco. Debido a que el nivel de aguas freáticas se localiza a 1.20 m, de acuerdo al estudio de Mecánica de Suelos, el abatimiento requerido será:

$$(H-h) = 14.50 \text{ m} - 1.20 \text{ m} = 13.30 \text{ m}$$

Conocido el espesor del lente de arena a bombear, $D = 30$ cm, y la permeabilidad del estrato, $k = 10^{-03}$ cm/s y debido a que la experiencia durante la construcción de la Línea 8 del Sistema de Transporte Colectivo Metro de la Ciudad de México, indica que los gastos de extracción, q , en condiciones similares fueron de 3.5 l/min y el radio de influencia, R , correspondiente a un solo pozo es de

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

aproximadamente 16 a 22 m, considerando para nuestro caso $R = 20$ m, primeramente se propuso un sistema de bombeo con arreglo de pozos como el mostrado en la Figura IV.20.

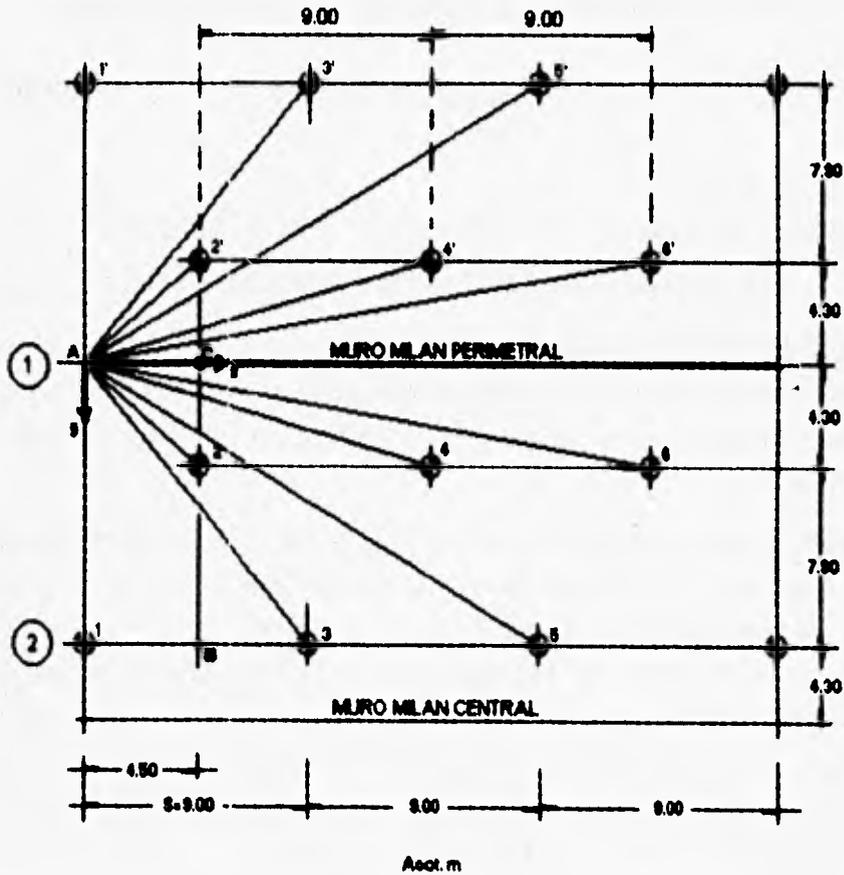


Figura IV.20 Planta de arreglo de pozos.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Se consideró que los puntos más desfavorables podrían ser los indicados en la figura como A, B y C; el punto B entre dos pozos y los puntos A y C junto a la tablestaca.

El primer paso consistió en calcular las coordenadas de los pozos de bombeo y sus pozos imagen, para una separación $S = 6, 9, 12$ y 15 m, Ver Tabla IV.1.

POZO REAL	S = 6 m		S = 9 m		S = 12 m		S = 15 m	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	0	12.2	0	12.20	0	12.20	0	12.20
2	3	4.30	4.5	4.30	6	4.30	7.5	4.30
3	6	12.20	9	12.20	12	12.20	15	12.20
4	9	4.30	13.5	4.30	18	4.30		
5	12	12.20	18	12.20				
6	15	4.30						
7	18	12.20						

POZO IMAGEN	S = 6 m		S = 9 m		S = 12 m		S = 15 m	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	0	-12.2	0	-12.20	0	-12.20	0	-12.20
2	3	-4.30	4.5	-4.30	6	-4.30	7.5	-4.30
3	6	-12.20	9	-12.20	12	-12.20	15	-12.20
4	9	-4.30	13.5	-4.30	18	-4.30		
5	12	-12.20	18	-12.20				
6	15	-4.30						
7	18	-12.20						

Tabla IV.1 Coordenadas de los pozos reales e imágenes para diversas separaciones.

Posteriormente se obtuvieron las coordenadas de los puntos A, B y C para arreglos similares, es decir, considerando $S = 6, 9, 12$ y 15 m de separación. Ver Tabla IV.2.

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

PUNTO	S=6m		S=9m		S=12m		S=15m	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
A	0	0	0	0	0	0	0	0
B	3	12.20	4.5	12.20	6	12.20	7.5	12.20
C	3	0	4.5	0	6	0	7.5	0

Tabla IV.2 Coordenadas de los puntos A, B y C en función del arreglo de pozos.

Los pozos a considerar son aquellos que en función de su separación se encuentren a una distancia menor a R , que es el radio de influencia del primer pozo. Ver Figura IV.21.

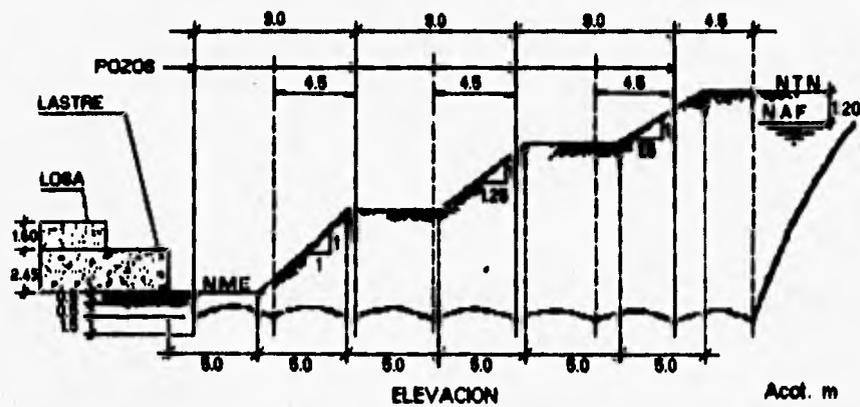


Figura IV.21 Arreglo de pozos.

Realizado lo anterior se calculan r y r' , correspondientes a las distancias entre los puntos A, B y C y los pozos reales e imágenes.

Con los datos anteriores se evalúa la expresión IV.26, para los diversos puntos y separaciones de los pozos, con los que se realiza la

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

Tabla IV.3 y se grafica para los puntos A, B y C, el abatimiento para las diversas separaciones de pozos. Ver Figura IV.22.

Una vez realizada la gráfica, se entra a ella con el abatimiento requerido, en nuestro caso $H - h = 13.30$ m, obteniéndose que el punto crítico es el B y que para lograr dicho abatimiento se requiere una separación de pozos de 9 m como máximo.

S(m)	H - h (m)		
	A	B	C
15	8.46	8.03	13.65
12	10.67	10.47	17.08
9	14.13	13.33	19.73
6	20.54	19.13	26.15

Tabla IV.3

ABATIMIENTO DE CARGAS HIDRAULICAS.

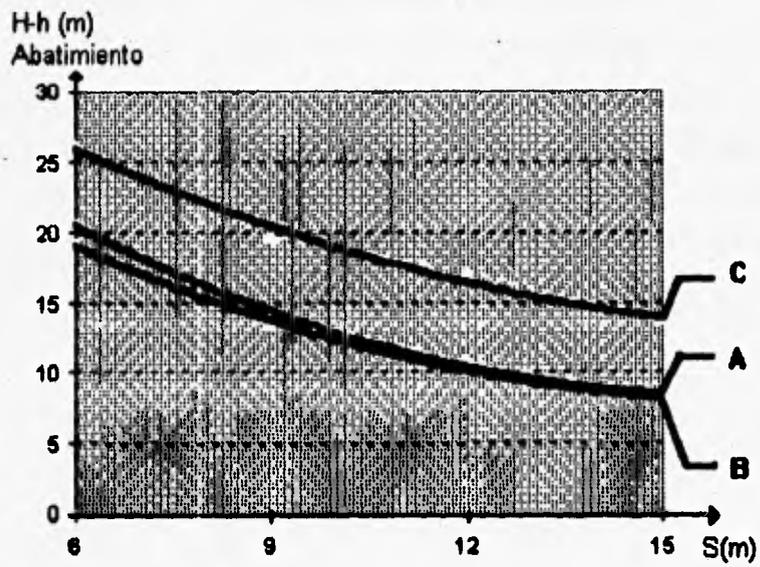
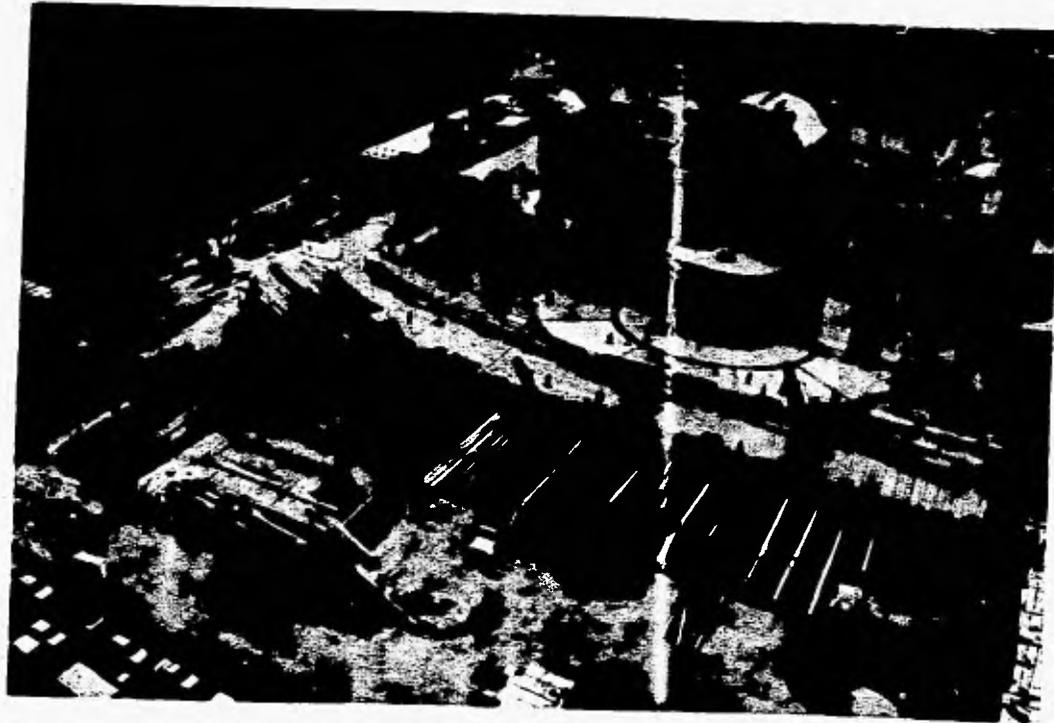


Figura IV.22 Gráfica de abatimiento de cargas hidráulicas (H-h) vs. separación entre pozos (S).



Panorámica de la excavación y apuntalamiento.

V EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

V.1 INTRODUCCION.

Dadas las características del subsuelo del Centro de la Ciudad de México, en el caso de cimentaciones profundas, el diseño de la excavación es tan importante como el diseño de la cimentación misma y especialmente en el caso de una cimentación compensada no pueden separarse.

En el diseño de la excavación y cimentación del Estacionamiento Plaza Bellas Artes se siguieron los lineamientos vistos en el Capítulo II, de los cuales se pueden mencionar los siguientes: la configuración adecuada de los taludes y la influencia de las dimensiones de la excavación y tiempo durante el cual ésta permanece abierta en los movimientos verticales de la misma; además se revisó la seguridad de la cimentación teniendo en consideración la capacidad de carga del suelo y el asentamiento a largo plazo ocasionado por el incremento neto de carga inducido al suelo.

Las revisiones anteriores se realizaron en cada una de las etapas del procedimiento constructivo, el cual fue planeado de tal forma que existiera una adecuada coordinación con los frentes de excavación.

El procedimiento constructivo contempló los desvíos de instalaciones municipales que interferían con la construcción del estacionamiento.

Finalmente, la instrumentación antes, durante y después del proceso de excavación y estructuración resultó ser de gran importancia para corroborar las teorías empleadas en las revisiones antes mencionadas y detectar oportunamente cualquier desviación en el comportamiento de la excavación o estructura predicho en el análisis.

PAGINACION VARIA

COMPLETA LA INFORMACION

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

V.2 DESVIOS.

Antes de iniciar la excavación para alojar la estructura del estacionamiento se efectuaron los correspondientes desvíos de las instalaciones municipales que interferían con dicha excavación.

Estos consisten principalmente en un colector de aguas residuales de 1.52 m de diámetro perteneciente al colector San Juan de Letrán y de una tubería de agua potable de 12" de diámetro que forma parte del circuito secundario que distribuye el agua en la zona. Ver Figura V.1.

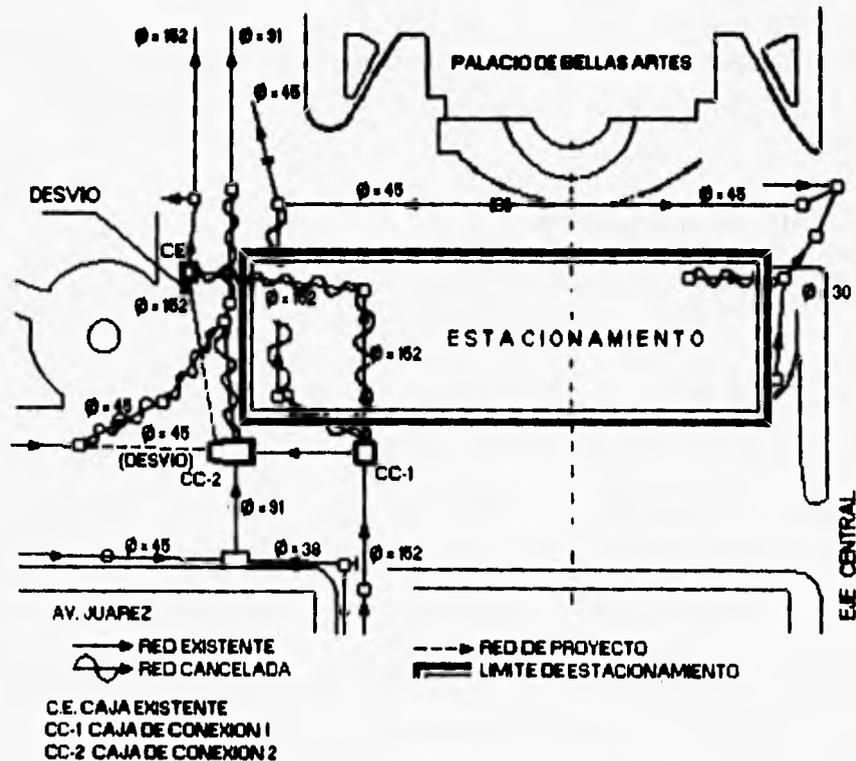


Figura V.1 Desvío del colector $\phi = 1.52$ m de aguas residuales y drenaje $\phi = 0.45$ m.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Para el desvío del colector de aguas residuales se realizó una excavación a cielo abierto entre una estructura de contención, integrada por viguetas de acero hincadas en el terreno, ademando con tablonos y apuntalando el sistema con elementos tubulares de acero.

Adicionalmente se realizó la construcción de dos cajas de conexión y una de deflexión, las primeras se ubicaron sobre el colector por lo que se necesitó la construcción de silletas para soportar la tubería existente durante la construcción de las cajas.

A continuación se describe el procedimiento constructivo de la estructura de contención para alojar al colector:

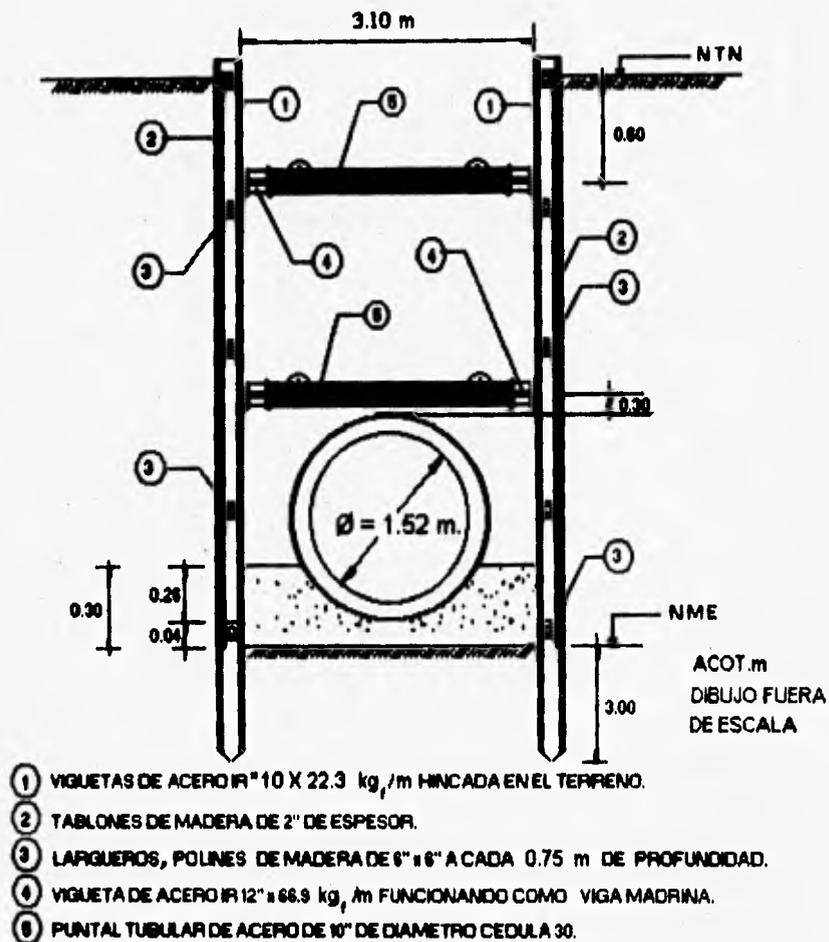
a. Estructura de contención.

Esta estructura se integró con los siguientes elementos:

- a.1) Viguetas de acero perfil IR 10" de 22.3 kg/m hincadas en el terreno.
- a.2) Viguetas de acero IR 12" de 66.9 kg/m colocadas horizontalmente funcionando como vigas madrinas.
- a.3) Puntales tubulares de acero cédula 30 de 10" de diámetro.
- a.4) Tablonos de madera de 2" de espesor.
- a.5) Polines de madera (largueros) de 6" x 6".

La distribución, dimensiones y ubicación de estos elementos se indica en las Figuras V.2a-b.

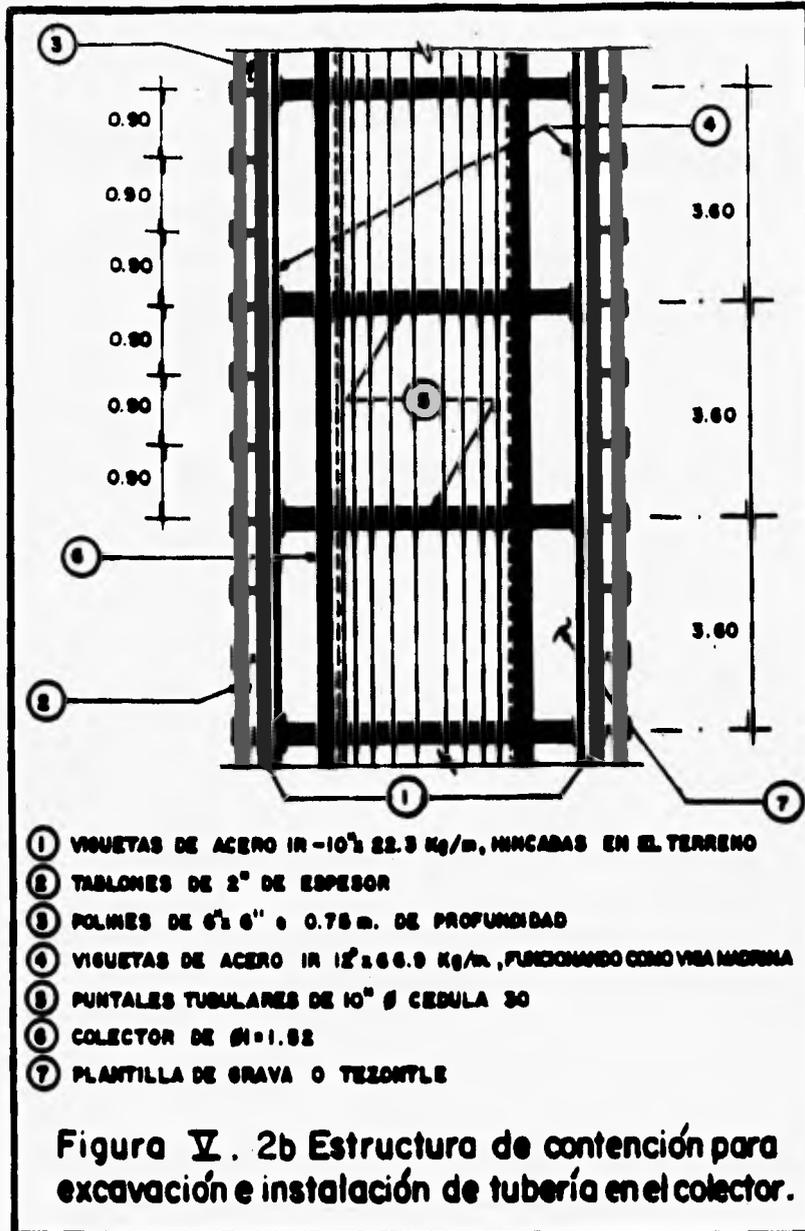
EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.



ELEVACION

Figura V.2a Estructura de contención para la excavación a cielo abierto y tubería de desvío del colector $\phi = 1.52\text{m.}$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.



EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

b) Excavación e instalación de tubería.

La excavación e instalación se efectuó por etapas en tramos de longitud $L = 10$ m, colocando viguetas hincadas a cada 90 cm en ambos lados del tramo por excavar, con el fin de contener las paredes verticales generadas por el desarrollo de los taludes. Ver Figura V.3.

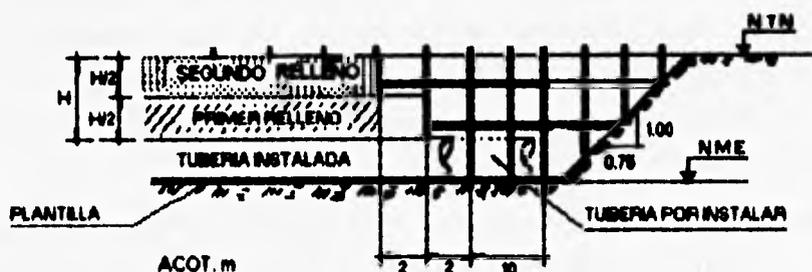


Figura V.3 Tren de trabajo para la excavación, colocación y relleno para el desvío del colector $\phi = 1.52$ m.

El espesor de la plantilla para recibir la tubería fue de 4 cm y 30 cm y se formó con material compactado. Exceptuando las viguetas hincadas, la colocación de los demás elementos que integraron la estructura de contención se realizó conforme avanzó la excavación.

- b.1) Definido el trazo del tramo por excavar se hicieron zanjas de 0.60 m de ancho por 1.50 m de profundidad para localizar instalaciones municipales que pudieran existir. Las zanjas se ubicaron a ambos lados del eje del colector.
- b.2) Se procedió al hincado de las viguetas en el fondo de las zanjas hasta 3 m abajo de la profundidad máxima de excavación de proyecto.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

- b.3) Hincadas las viguetas se prosiguió la excavación y se colocaron los tablonés en forma vertical en contacto con el terreno, los largueros de madera sujetaron los tablonés y se colocaron entre los patines de las viguetas a cada 75 cm en el sentido vertical. Las vigas madrinas y viguetas proporcionaron el apoyo requerido en las paredes verticales del terreno. Las vigas madrina se colocaron horizontalmente y se unieron a las viguetas hincadas mediante soldadura. Provisionalmente las vigas madrina se sostuvieron con ángulos formados por varillas de acero de 1" de diámetro soldados a las viguetas hincadas. Los puntales se apoyaron en las vigas madrina.
- b.4) Colocadas las vigas madrina y los puntales se prosiguió con la excavación hasta alcanzar la profundidad de proyecto.
- b.5) Alcanzado el nivel máximo de excavación se colocó en el fondo de la zanja una plantilla de tezontle compactada con pisón metálico.
- b.6) Se colocaron y unieron las secciones de tubería correspondientes al tramo excavado.
- b.7) Instalada la tubería se acostilló con tepetate hasta $\frac{1}{8}$ de su diámetro exterior, a partir de su nivel de desplante, en capas de 20 cm de espesor compactadas con pisón metálico. El acostillado continuó hasta una altura por encima del colector equivalente a $\frac{1}{8}$ del "colchón" de relleno que gravita sobre el tubo, en capas de 20 cm compactadas con pisón metálico. A partir de la altura antes descrita y hasta 20 cm abajo del nivel de subrasante de la carpeta asfáltica, se relleno con tepetate compactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo, colocado en capas de 20 cm de espesor. La última capa fue compactada al 95%. El relleno restante se sujetó a las condiciones del pavimento existente.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

El procedimiento constructivo para las cajas de conexión y deflexión fue similar al descrito anteriormente.

Para el caso de la tubería de agua potable de 12" de diámetro la excavación se efectuó con la colocación de una estructura de contención a base de elementos de madera. Las trayectorias originales y de proyecto de los desvíos se indican en la Figura V.4.

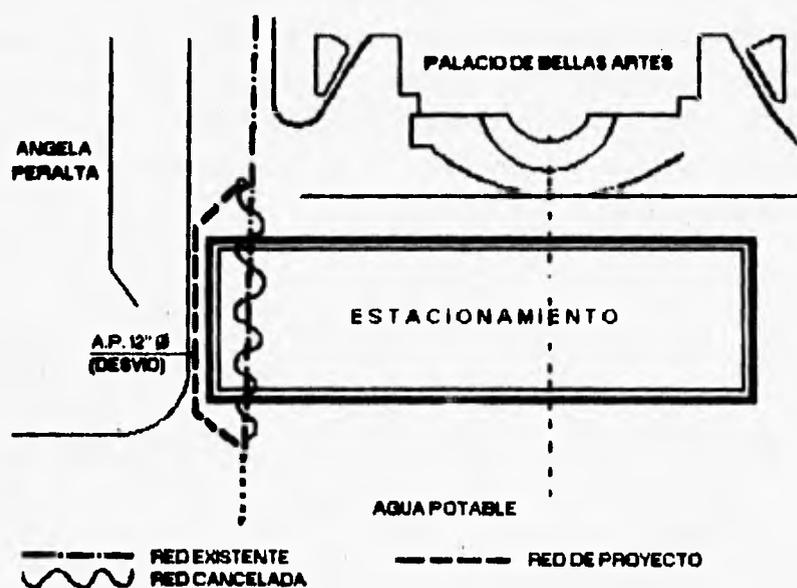


Figura V.4 Desvío de la tubería de agua potable $\phi = 12"$.

El control del flujo de agua hacia la excavación se realizó mediante pequeños cárcamos de bombeo rellenos de grava para evitar el arrasate de finos, contruidos a lo largo del eje longitudinal de la excavación y comunicados entre sí por zanjas, desde los cuales se extrajo el agua por

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

medio de bombas autocebantes. Estos cárcamos fueron de 30 x 30 x 30 cm y se construyeron a cada 5 m de separación. La excavación siempre se mantuvo estanca.

V.3 ETAPAS DE EXCAVACION Y CONFIGURACION DE TALUDES.

Para confinar la excavación del estacionamiento se recurrió al uso de muros tabiestaca de acompañamiento en su perímetro y un muro auxiliar central longitudinal que formó parte de la estructura definitiva y que la dividió en dos celdas independientes las cuales se excavaron por etapas con el objeto de reducir el ancho de la excavación facilitando así el proceso constructivo y disminuyendo las expansiones inmediatas que pudieran presentarse. Ver Figura V.5.

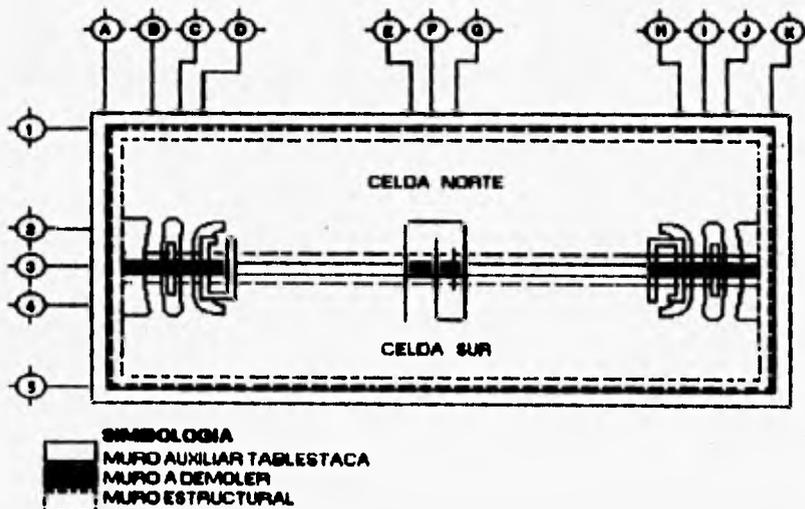


Figura V.5 División de celdas para la excavación.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

La excavación se planeó originalmente para realizarse en 35 etapas por celda, cada una de ellas con una longitud de 3 m y un ancho de 16.5 m, a una profundidad de 14 m, sin embargo, al avanzar en la excavación se observó que la respuesta del terreno fue favorable y se optó por incrementar la longitud de las etapas a 5 m.

En la Figura V.6a se indican las etapas de excavación en planta y en la Figura V.6b las etapas de excavación en elevación correspondientes a la celda norte.

Ya construidos los muros milán y antes de iniciar la excavación de cualquier etapa, se requirió instalar y operar un sistema de bombeo que mantuviera estanca la excavación, controlara las fuerzas de filtración y redujera las expansiones inmediatas del fondo. Para efectuar el abatimiento de cargas hidráulicas se instalaron pozos de bombeo. Las características, instalación, análisis y diseño del sistema de bombeo utilizado se indicaron anteriormente en el Capítulo IV. La excavación inició en la celda sur con las etapas 1,2,3,...,etc.; las etapas 1',2',3',...,etc., de la celda norte se excavaron una vez estructuradas las etapas de excavación adyacentes en la celda sur.

Debido a la profundidad de desplante (14 m), la conformación del talud se realizó a base de bermas y taludes, con el propósito de disminuir el momento motor del talud e incrementar su estabilidad. En la Figura V.7 se muestran algunas de las configuraciones propuestas, siendo la correspondiente al inciso f de dicha figura la utilizada en el estacionamiento. En este caso se puede observar que se manejaron tres bermas de 5 m cada una y cuatro taludes. El talud inferior es un corte vertical de 2.45 m de altura para la celda norte y 0.975 m para la celda sur.

Las pendientes de los taludes subsecuentes fueron de 1:1, 1.25:1 y 1.5:1 (horizontal a vertical), respectivamente. La revisión de la estabilidad de los taludes se muestra en el Subcapítulo V.7.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

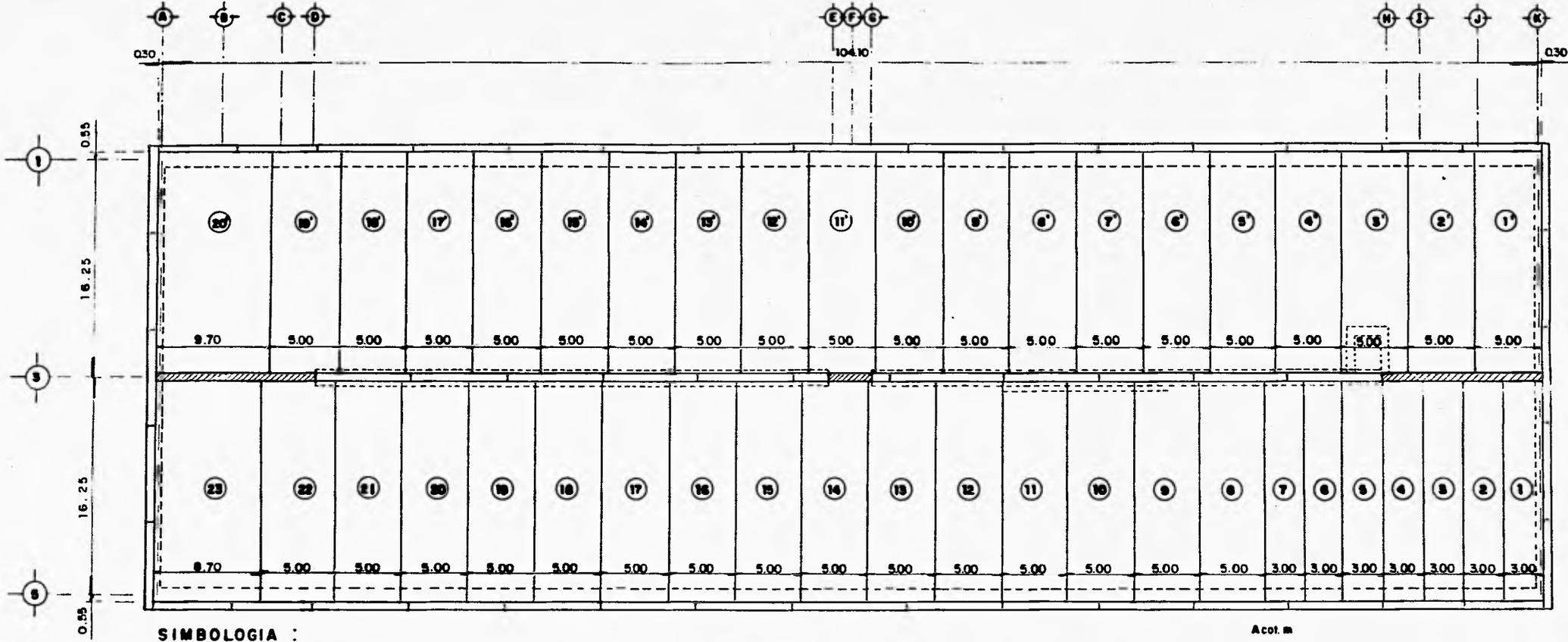
La excavación inició a partir del nivel del terreno natural y se suspendió al descubrir los puntos de aplicación del primer nivel de troqueles, continuándola una vez que se colocaron éstos, así, de esta manera se fueron alternando la excavación y apuntalamiento hasta alcanzar el nivel máximo de excavación (NME).

El equipo de excavación se colocó perimetralmente a la celda en turno con el fin de no tener sobrecargas en la corona del talud.

Iniciada la excavación de una etapa no se interrumpió hasta alcanzar la profundidad de proyecto, es decir 14 m. Para evitar problemas de expansión los días festivos o los fines de semana ésta no alcanzó el 40% de la profundidad especificada, colocándose los troqueles respectivos.

Se restringió el tiempo de excavación y colocación de los puntales a no más de seis días con el fin de evitar movimientos indeseables del fondo de la excavación.

ESTACIONAMIENTO BELLAS ARTES



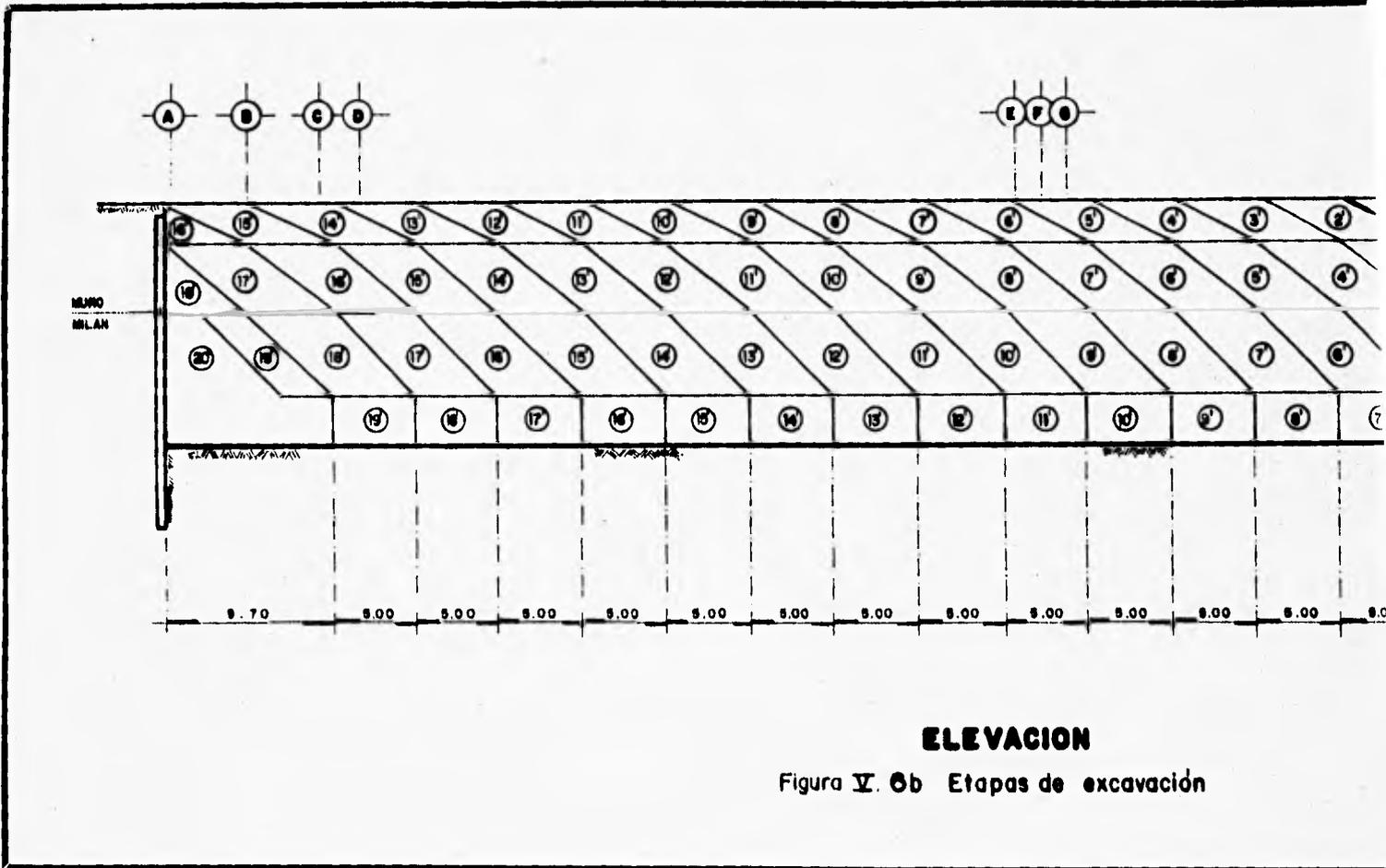
SIMBOLOGIA :

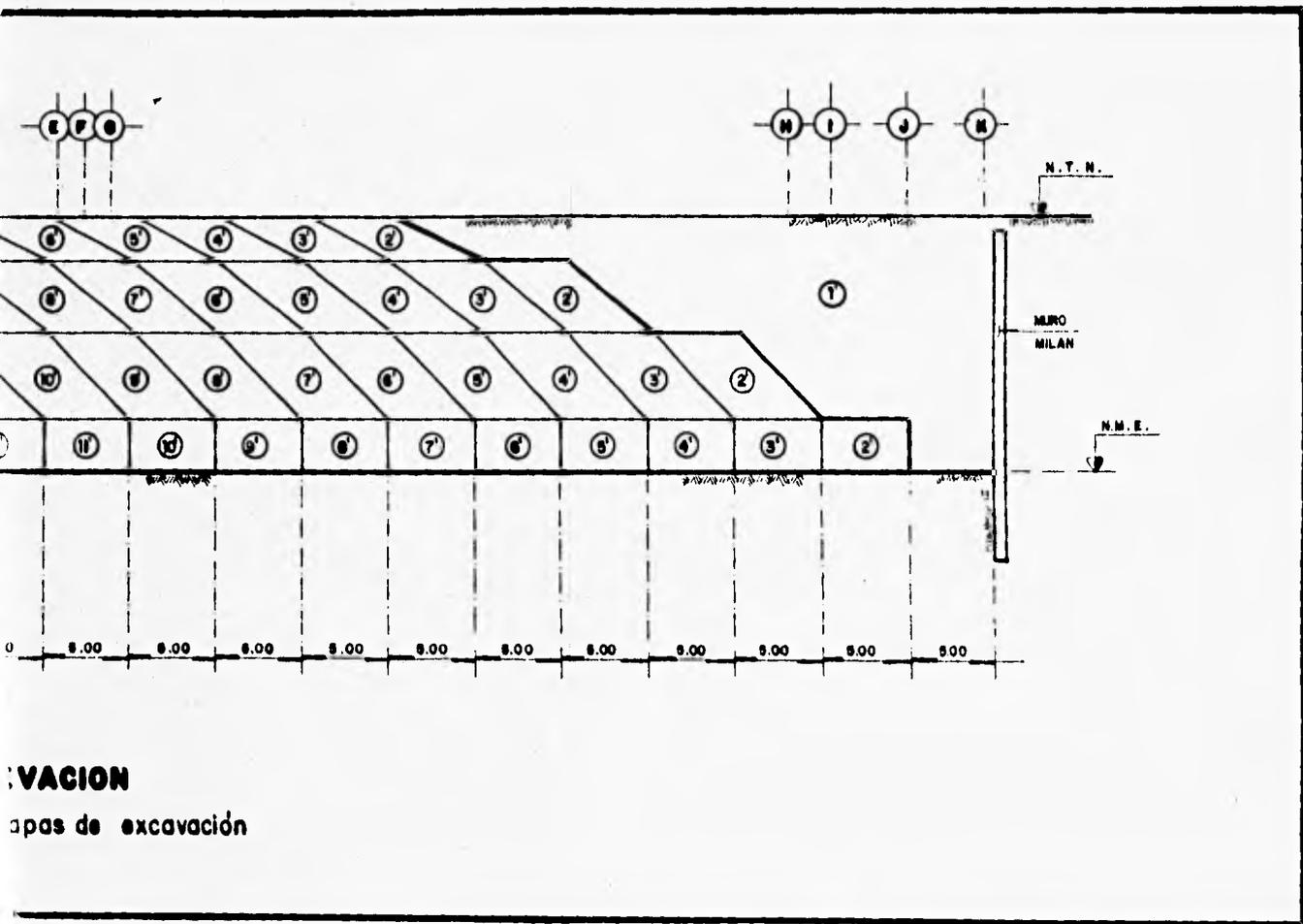
- Muro tablarca
- Muro estructural
- Etapas de excavación
- Muro a demoler

PLANTA

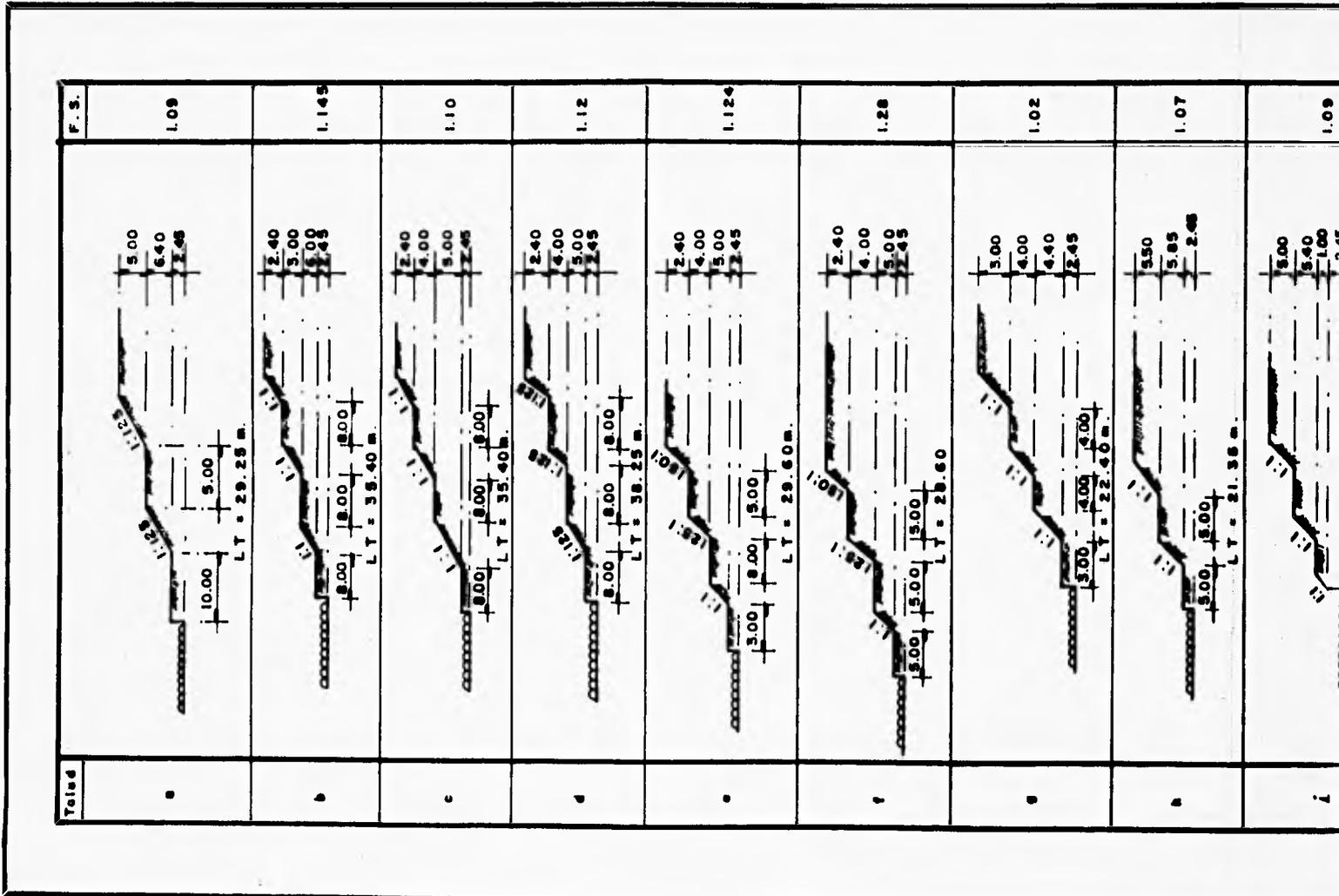
Figura V.6a Etapas de Excavación.

Acot. m





EXCAVACION
 capas de excavación



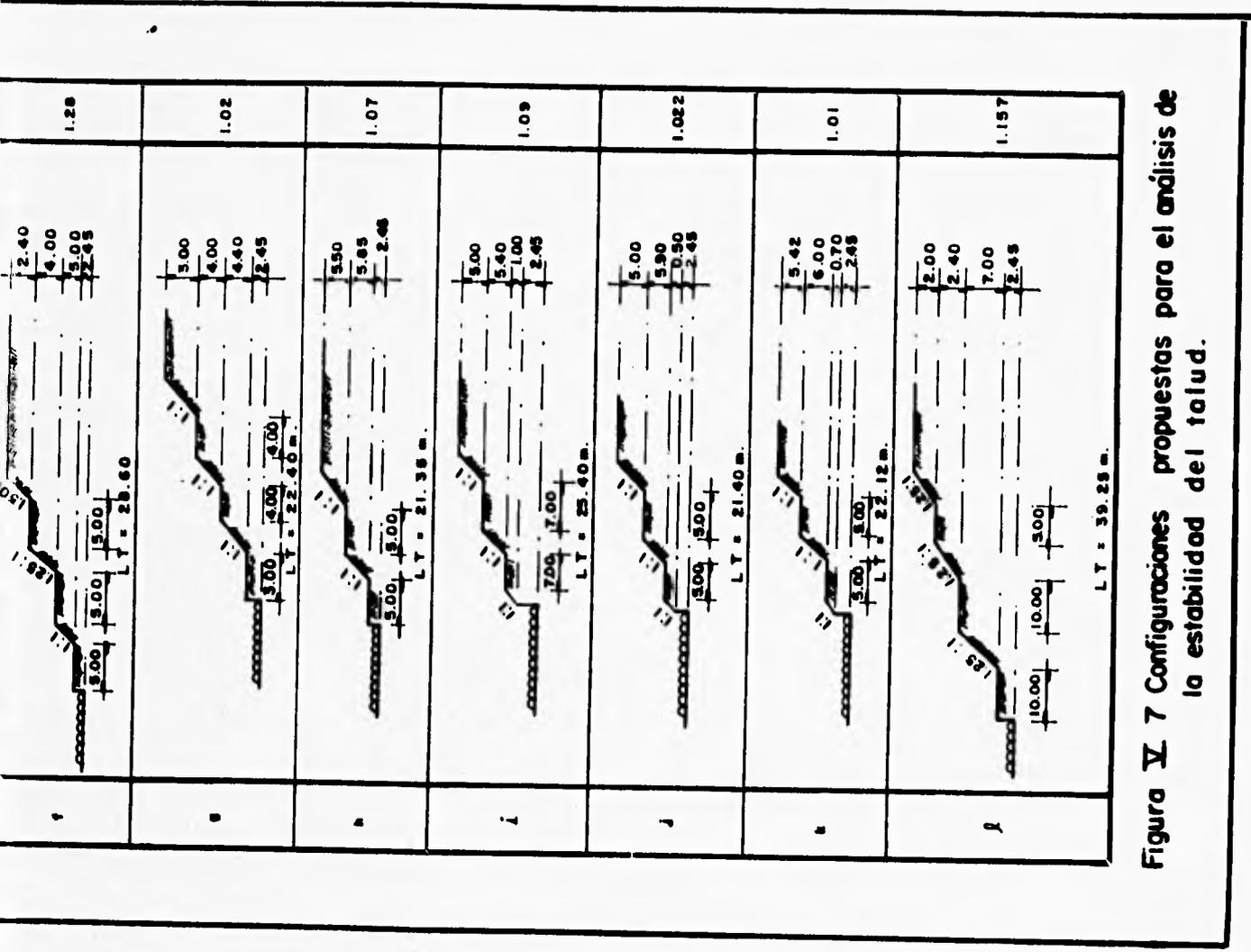


Figura V 7 Configuraciones propuestas para el análisis de la estabilidad del talud.

V.4 TROQUELAMIENTO.

Es de suma importancia para la estabilidad de la excavación colocar los troqueles inmediatamente después que se descubren sus puntos de aplicación, alternando el troquelamiento con la excavación. Ver Figura V.8.

Un detalle del apoyo del troquel sobre el muro se puede apreciar en la Figura V.9.

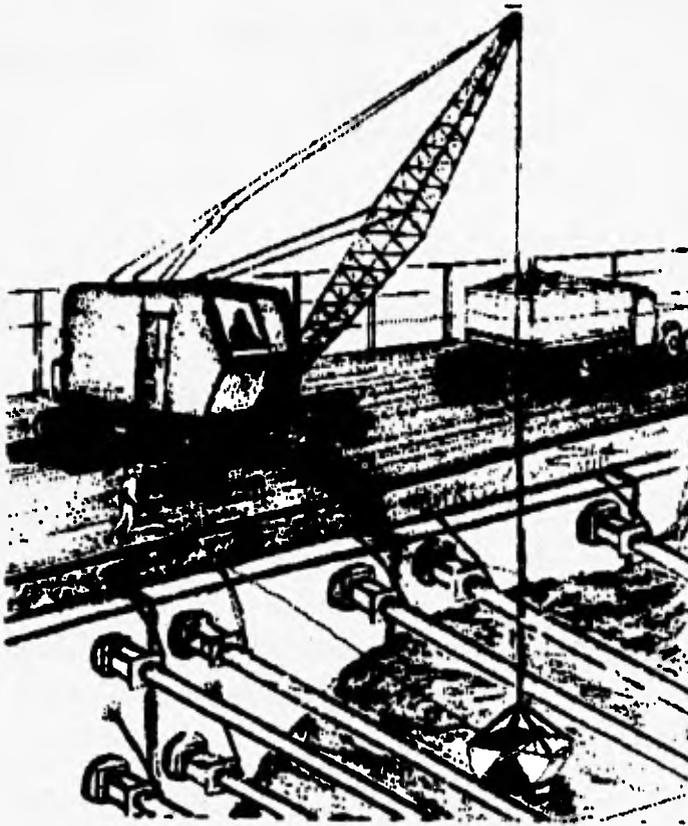


Figura V.8 Excavación del núcleo entre troqueles.

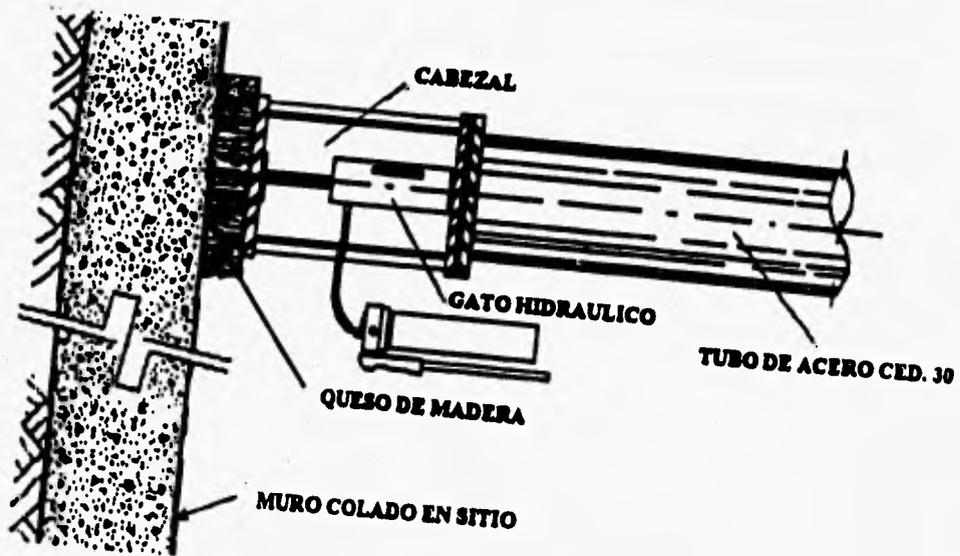


Figura V.9 Detalle del apoyo del troquel sobre el muro.

En la Figura V.10a se indica la planta de apuntalamiento para las celdas norte y sur, en general, se aprecia que los troqueles se colocaron a 1.5 m de las juntas constructivas, excepto en aquellos casos en los que los muros son de pequeña longitud, como por ejemplo, en los muros de las zonas de escaleras y los muros que son ajustes. La mayoría de los muros milán construidos fueron de 7.20 m de longitud.

En relación al apuntalamiento, en la celda sur se colocaron cuatro niveles de troqueles y en la celda norte cinco niveles.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

En las Figuras V.10b y V.10c se muestran los niveles de apuntalamiento fuera de la zona de rampas.

Los niveles de apuntalamientos en la zona de rampas se muestran en la Figura V.10d.

Las elevaciones de troqueles antes indicadas fueron el resultado de análisis similares al mostrado en el Subcapítulo III.6. Los puntos de aplicación de los troqueles son aquellos que permiten que las deformaciones del muro sean mínimas, sin embargo, también se buscó no interferir con el colado de las losas o muros y simplificar el procedimiento constructivo.

Inmediatamente después de que se colocó cada troquel se sujetó cada uno de sus extremos por medio de cables de acero, los cuales se colgaron del armado de los muros tablestaca.

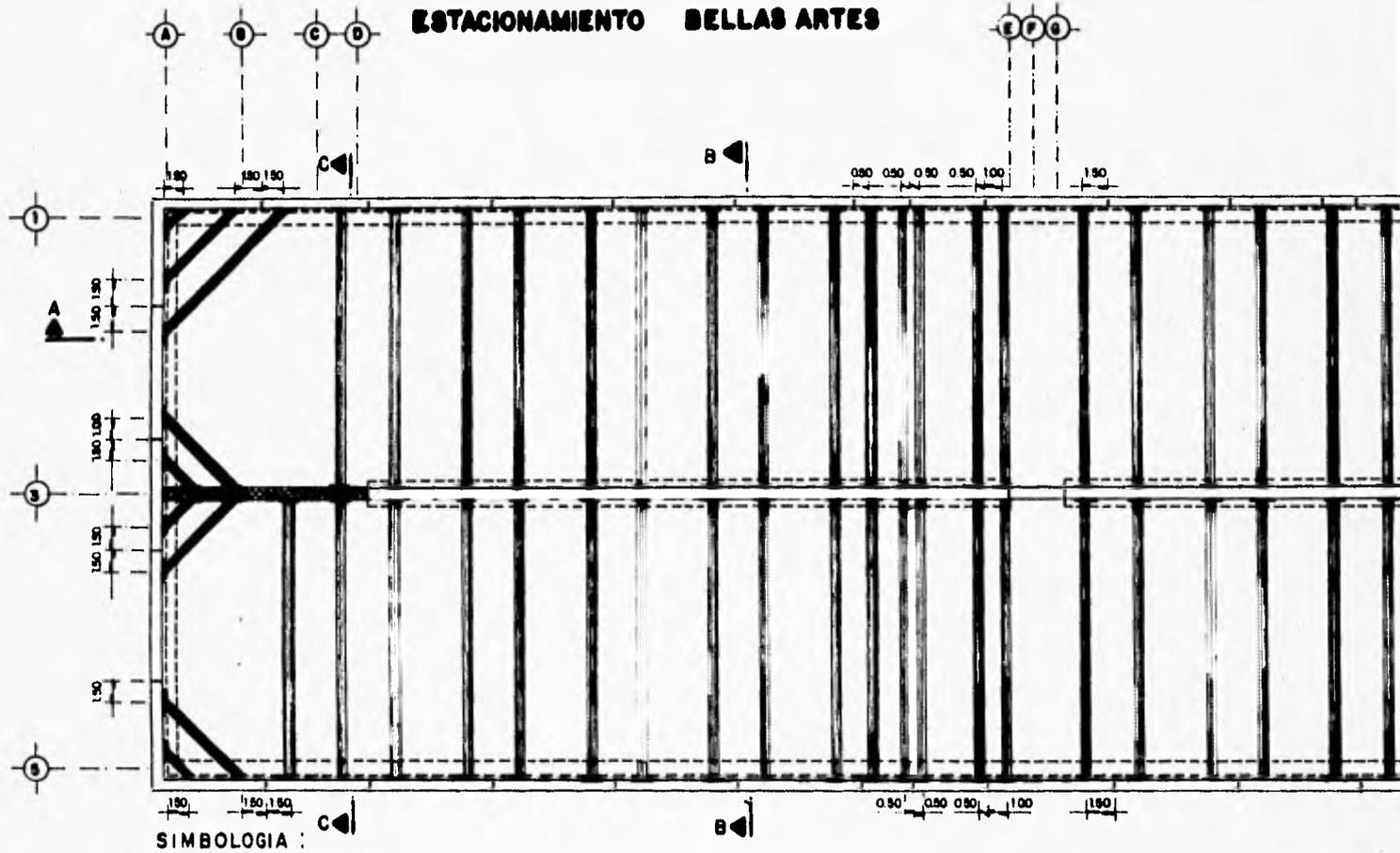
Los troqueles se apoyaron en concreto sano y en los casos en que se encontró contaminada la zona de apoyo, ésta se reconstruyó de tal manera que se garantizó la continuidad estructural.

Con el propósito de igualar el empuje activo redistribuido actuando sobre el muro milán, se aplicó una precarga de 30 t, a los troqueles del primer nivel y una precarga de 80 t, a los troqueles del segundo al quinto nivel. Estas precargas se verificaron cada 12 horas.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

V-22

ESTACIONAMIENTO BELLAS ARTES



- SIMBOLOGIA :**
- MURO TABLESTACA COLADO EN ESTE SITIO (MURO MILAN)
 - MURO ESTRUCTURAL
 - PUNTEL
 - TABLESTACA PREFABRICADA

Figura V. 10a Planta de Apuntalamien

AS ARTES

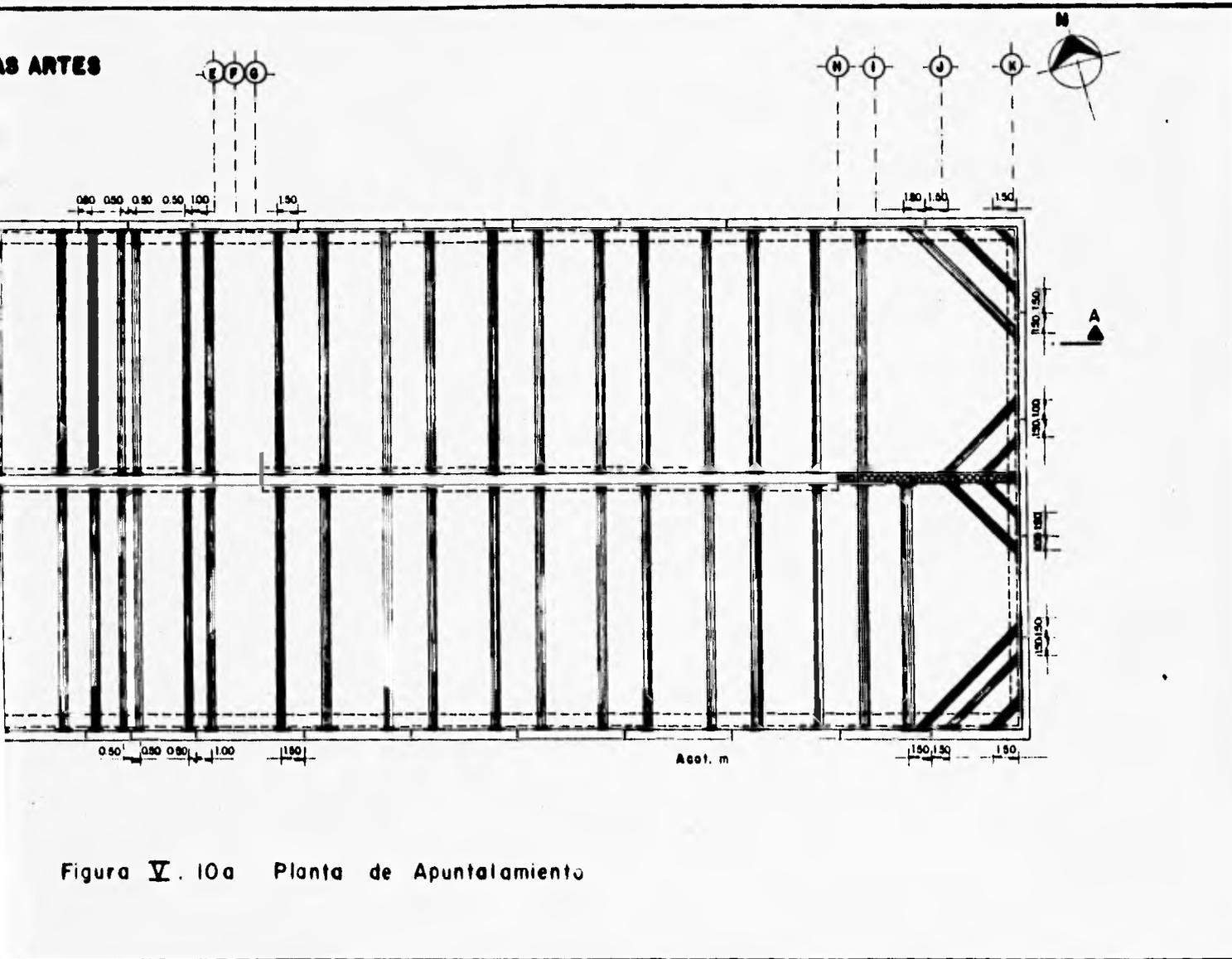
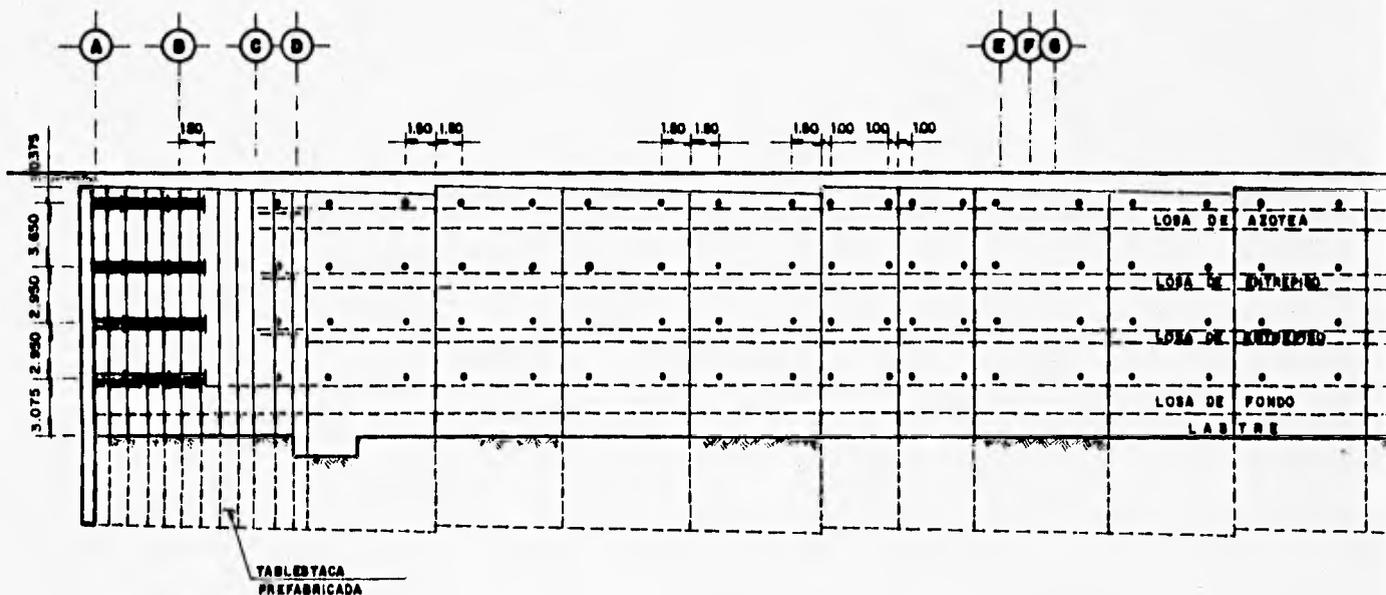


Figura V. 10a Planta de Apuntalamiento

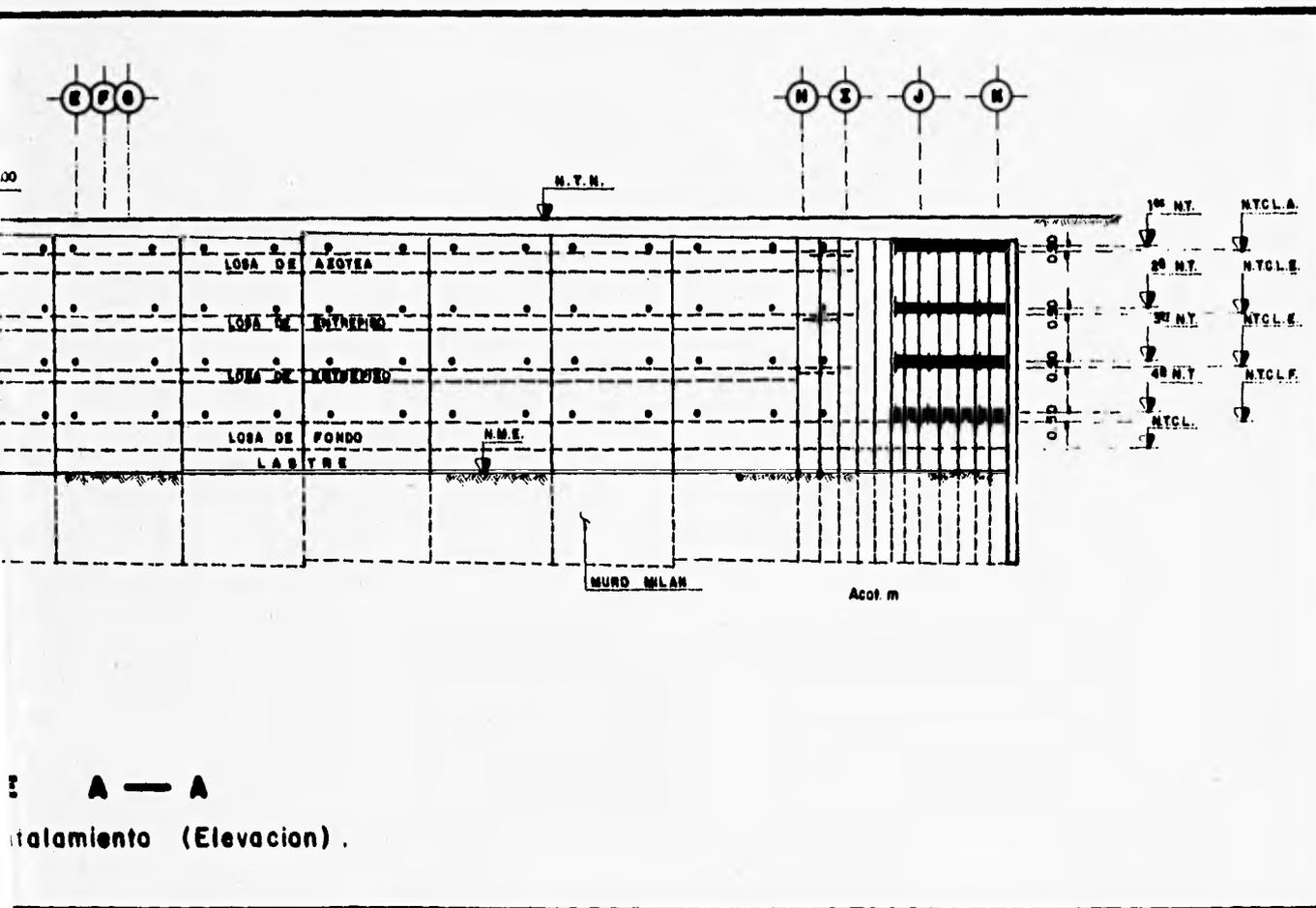


SIMBOLOGIA :

- TROQUEL.
- N.T. NIVEL DE TROQUELES.
- N.T.N. NIVEL DE TERRENO NATURAL.
- N.M.E. NIVEL MAXIMO DE EXCAVACION.
- N.T.C.L. NIVEL TOPE DE COLADO LASTRE.
- N.T.C.L.A. NIVEL TOPE DE COLADO LOSA DE AZOTEA.
- N.T.C.L.E. NIVEL TOPE DE COLADO LOSA DE ENTREPISO.
- N.T.C.L.F. NIVEL TOPE DE COLADO LOSA DE FONDO.

CORTE A — A

Figura V.10b Apuntalamiento (Elevacion).



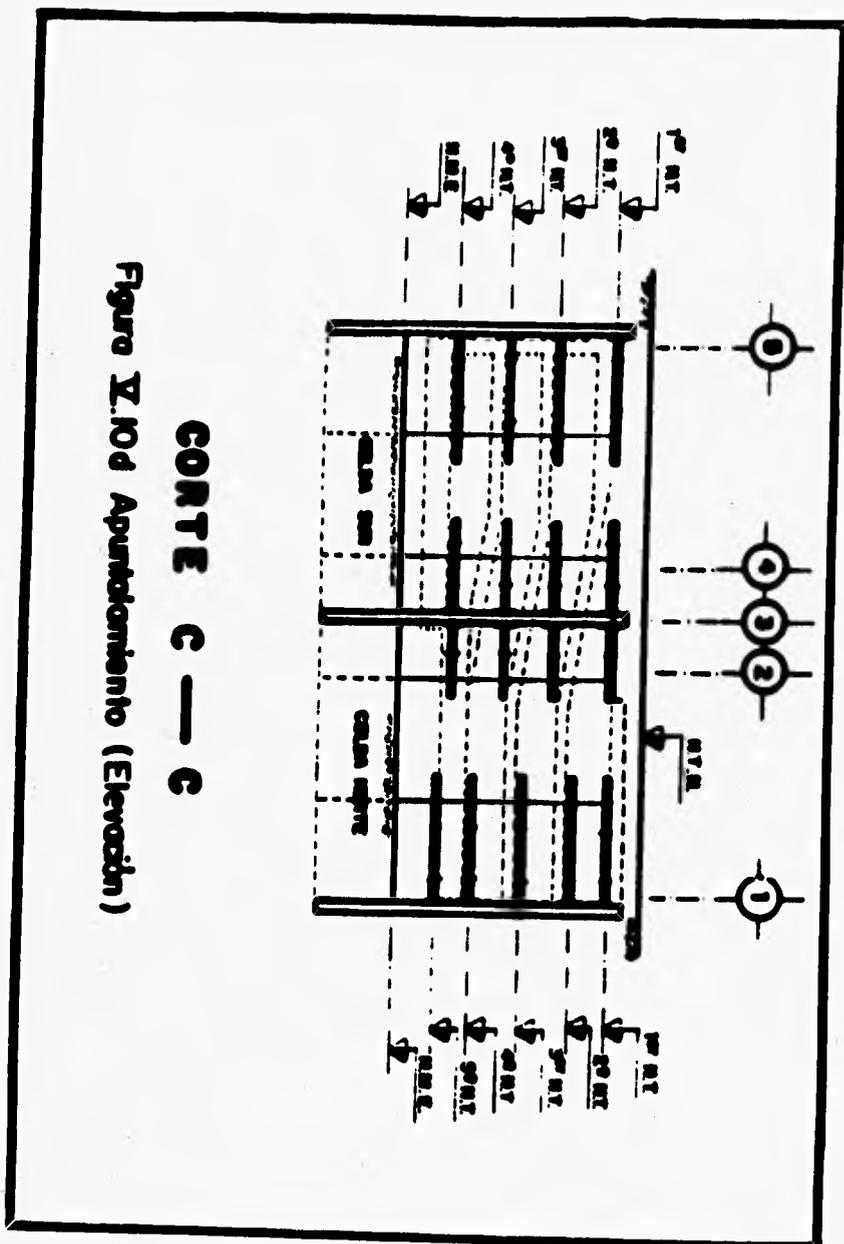


Figura V.104 Apuntalamiento (Elevación)

V.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO FUERA DE LA ZONA DE RAMPAS.

Anteriormente se han descrito algunos aspectos del procedimiento constructivo como son los trazos, los desvíos, la construcción de los brocales y tablestacas, la excavación y apuntalamiento y el abatimiento de cargas hidráulicas; en el presente subcapítulo describiremos el procedimiento de estructuración a partir del momento en que se alcanza el nivel máximo de excavación para una cierta etapa fuera de la zona de rampas.

El procedimiento constructivo en ambas celdas fue similar, por lo que se describirá el procedimiento para la celda sur y sólo se indicarán las diferencias con respecto a la zona norte.

Una vez alcanzado el NME se coló la plantilla de concreto pobre ($f_c=100$ kg/cm²) limitada por la pared del talud inferior y las paredes del muro milán. Esta plantilla, con espesor de 0.975 m en la celda sur y 2.45 m en la celda norte, funcionó como un lastre cuyo propósito fue aportar rápidamente peso al terreno, además de contribuir a la disminución de posibles filtraciones e incrementar la estabilidad del talud ante la falla por su base, al proporcionar un aumento en el momento resistente. Otra función de la plantilla fue incrementar la seguridad de la excavación ante una falla de fondo por subpresión.

Una vez que la plantilla alcanzó su fraguado inicial se procedió al armado y colado de la losa de fondo.

El armado y colado del muro estructural y del muro chapeo se realizó una vez que la losa de fondo adquirió una resistencia tal que permitió retirar el cuarto nivel de troqueles.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Cuando los muros estructural y chapeo adquirieron la resistencia suficiente para permitir que se apoyen sobre ellos las tabletas prefabricadas, se procedió a la colocación de éstas y al colado del firme de compresión conformando así la losa de entrapiso.

Cabe mencionar, como se describió en el Subcapítulo II.7, que una vez colocadas las tabletas y apoyadas en los muros chapeo y estructural se apuntalaron en los cuartos de claro antes de colocar el firme de compresión.

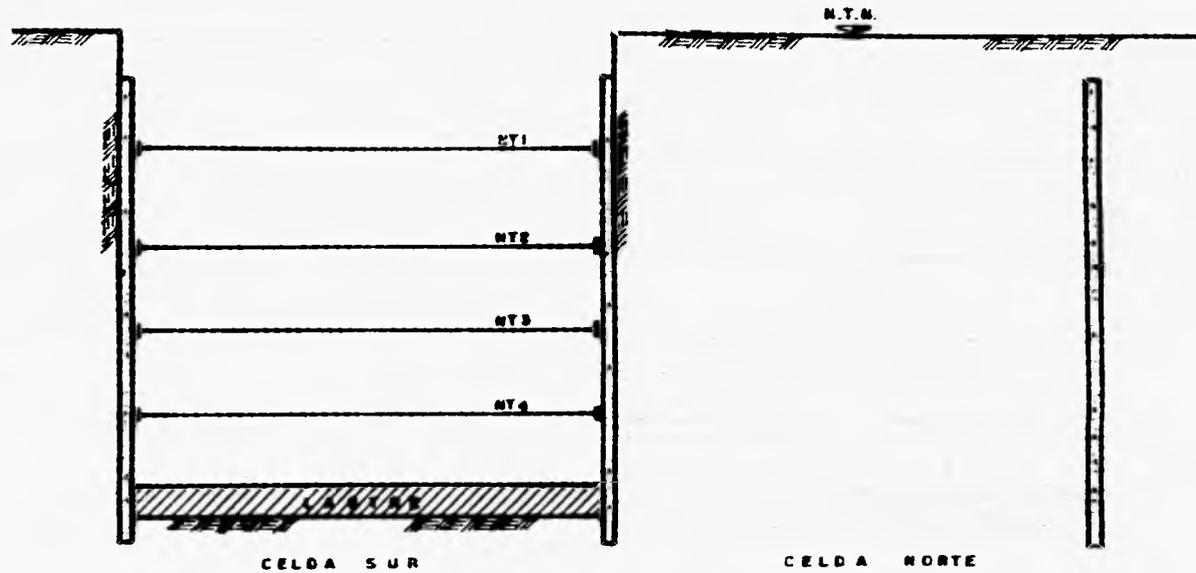
Cuando la losa de entrapiso adquirió una resistencia tal que permitió el retiro de los troqueles que se ubican sobre ésta, se continuó la secuencia del colado de los muros estructurales y chapeo, colocación de tabletas, apuntalamiento de éstas, y colado del firme de compresión del siguiente nivel, de manera similar a como se describió anteriormente.

Esta secuencia continuó hasta llegar a la losa de techo.

Finalmente, el lastre sobre la losa de techo se colocó una vez que ésta alcanzó su resistencia.

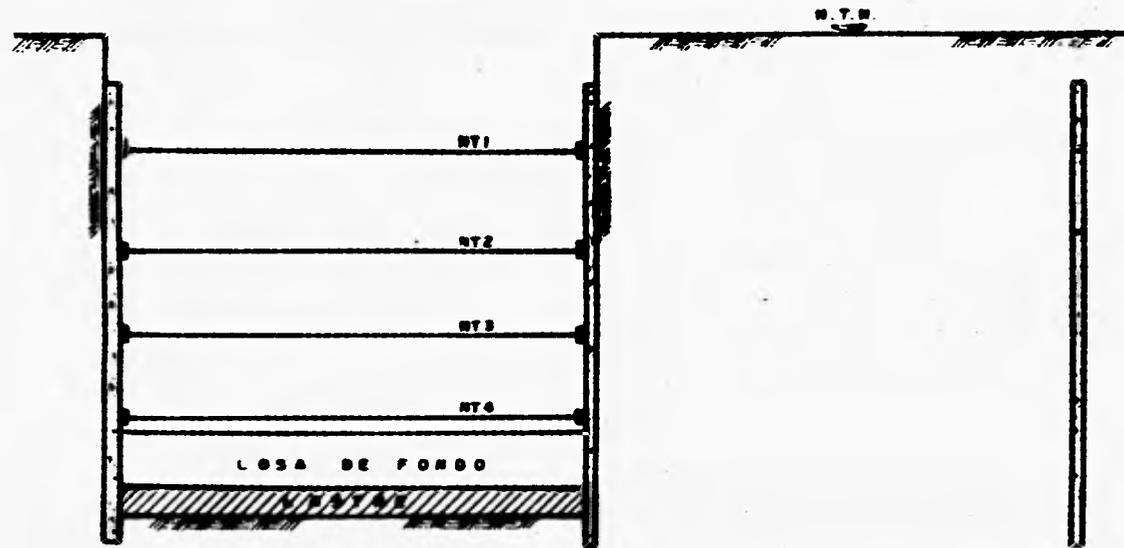
La excavación de las etapas de la celda norte se inició una vez estructuradas las etapas contiguas en la celda sur. Colada la plantilla, se procedió al retiro del quinto nivel de troqueles y al colado de la losa de fondo. De esta actividad en adelante, la secuencia de estructuración fue semejante a la descrita para la celda sur.

La secuencia de estructuración se muestra esquemáticamente en la Figura V.11a hasta la Figura V.11q.



a) Colado del lastre inferior una vez alcanzado el nivel máximo de excavación.

Figura V. 11a Procedimiento Constructivo del Cajón.

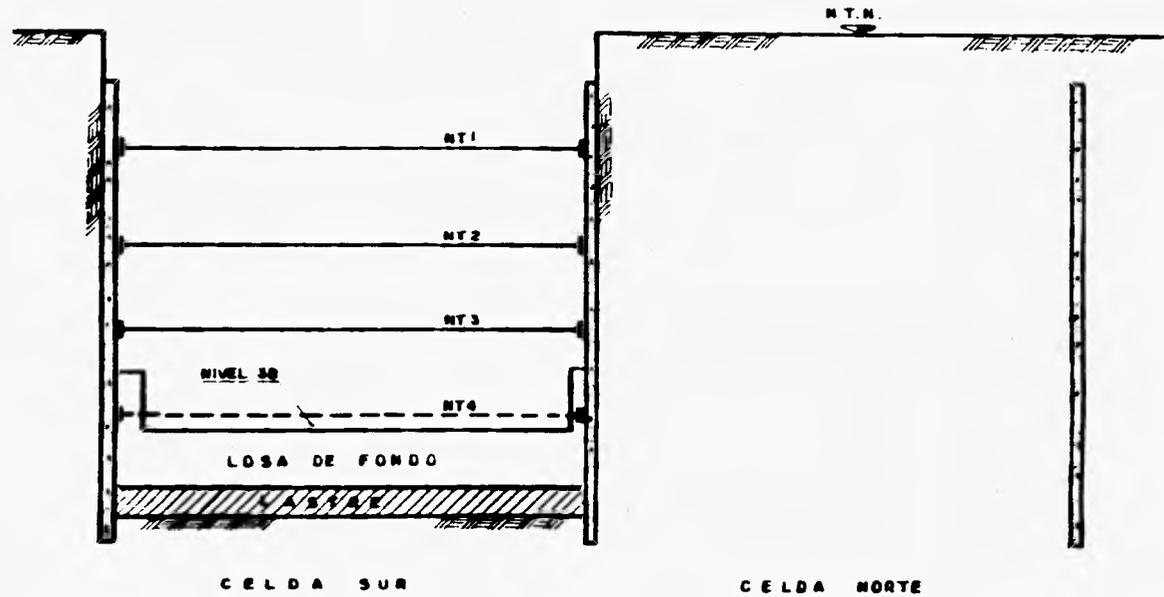


CELSA SUR

CELSA NORTE

b) Colado de la losa de fondo.

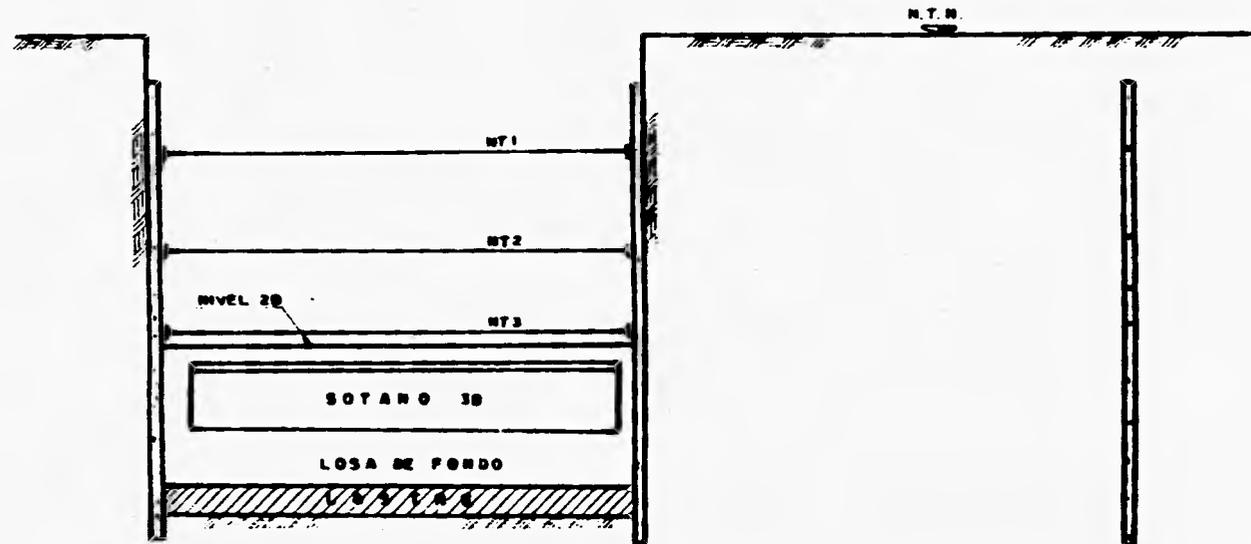
Figura V. II b Procedimiento Constructivo del Cajón.



c) Retiro del 4^o nivel de traqueles y colado del muro chopeo y del muro estructural del sótano 38

Figura V. Ilc Procedimiento Constructivo del Cajón.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

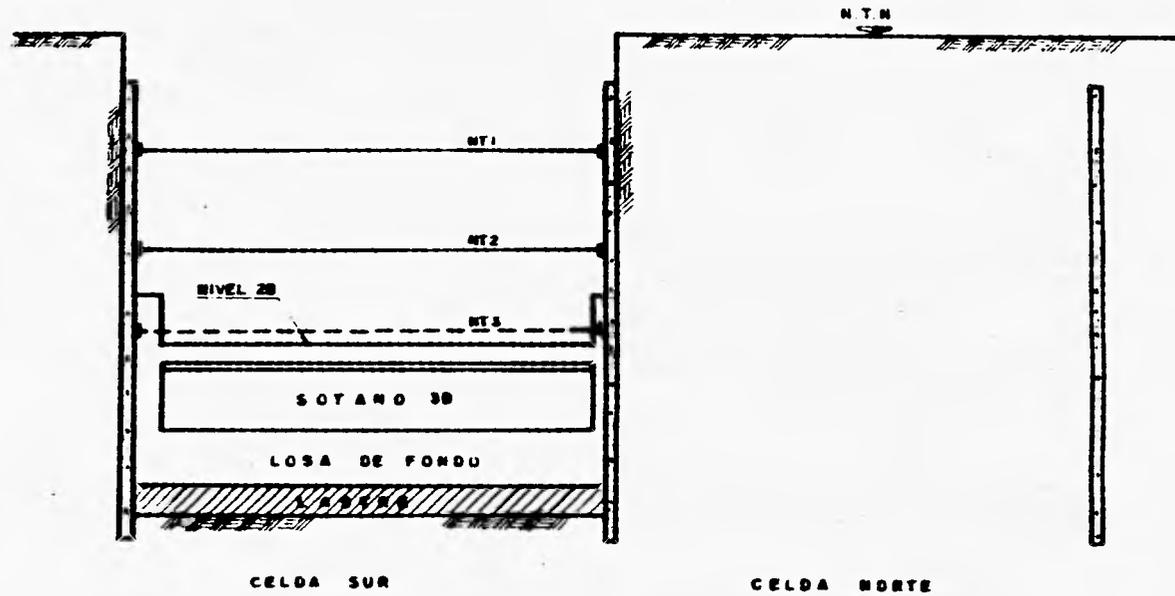


CELDA SUR

CELDA NORTE

d) Colocación de la tableta prefabricada y colado del firme de compresión del nivel 3B

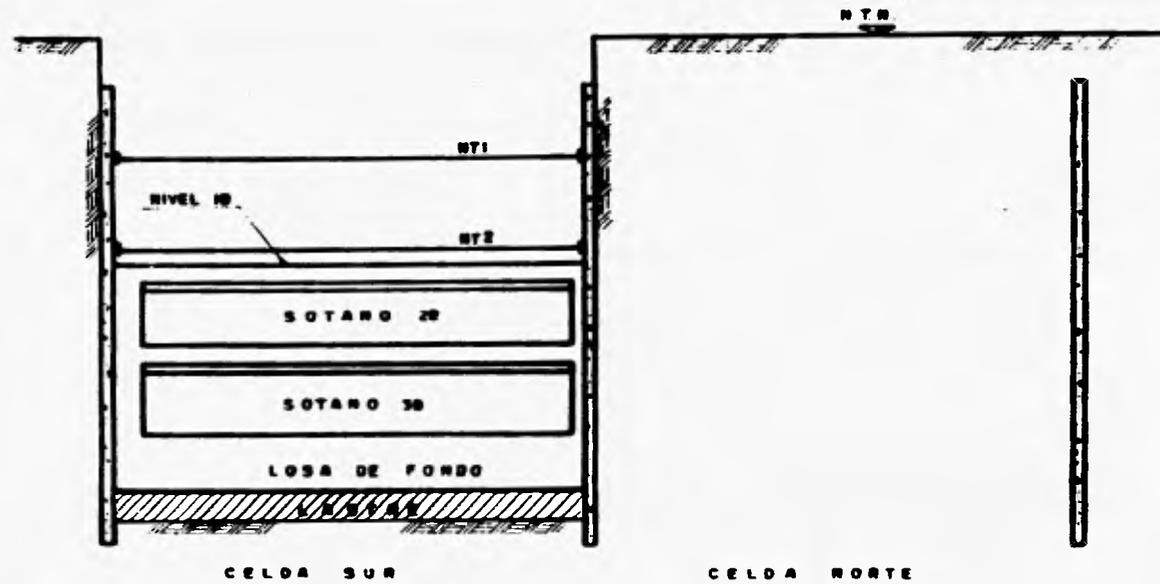
Figura V . IId Procedimiento Constructivo del Cajón.



EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

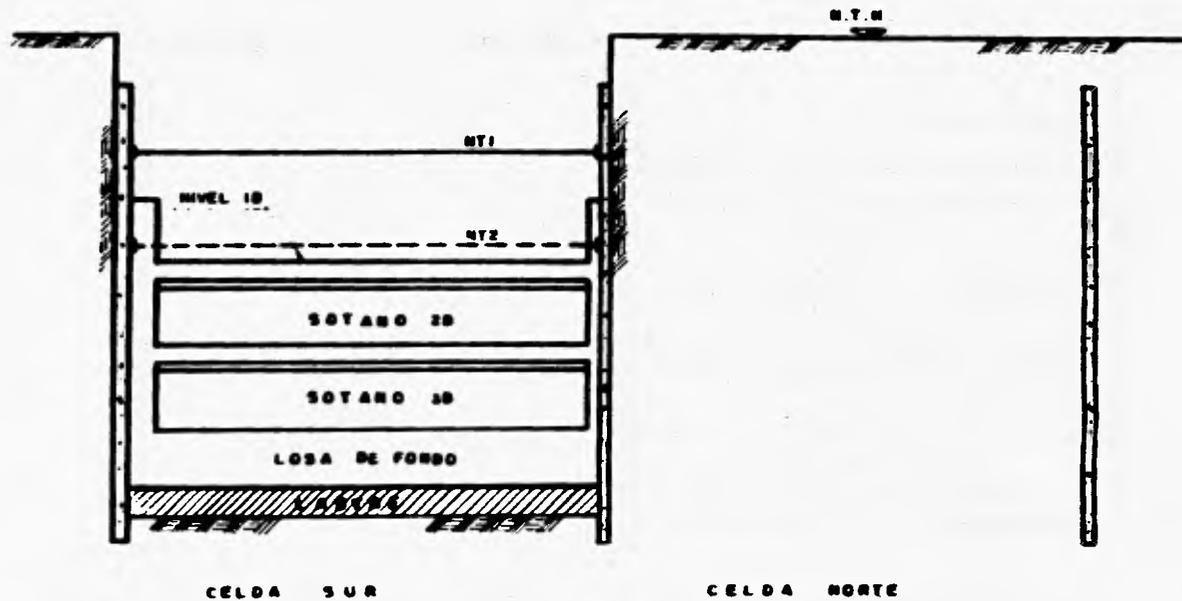
- e) Retiro del 3^{er} nivel de troqueles y colado del muro chapeo y del muro estructural del sótano 2B.

Figura V. IIe Procedimiento Constructivo del Cojón.



f) Colocación de tableta prefabricada y colado del firme de compresión del nivel 10

Figura V. If Procedimiento Constructivo del Cajón.

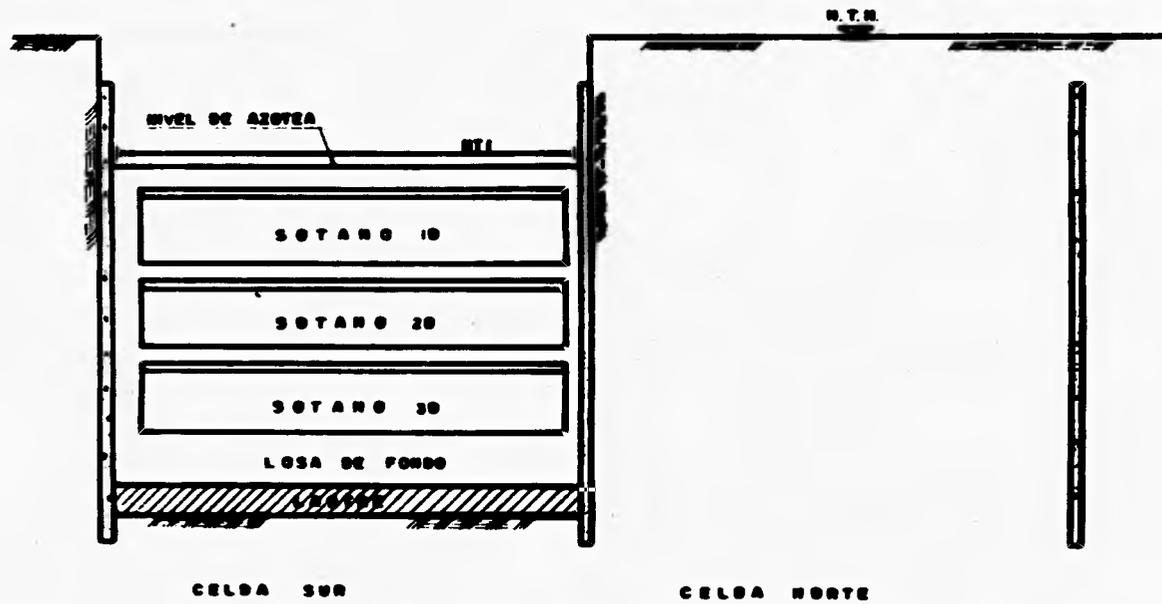


EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

- g) Retiro del 2º nivel de traqueles y colado del muro chapeo y muro estructural del nivel 1B

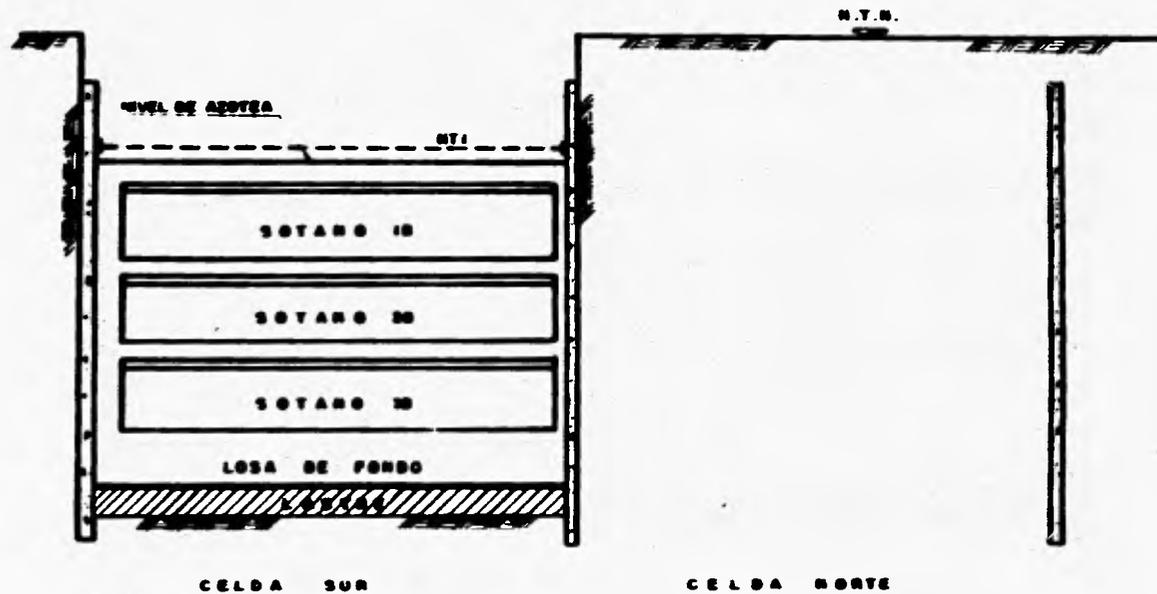
Figura V. II g Procedimiento Constructivo del Cajón.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.



n) Colocación de tablas prefabricadas y colado de firme de concreto nivel de azotea.

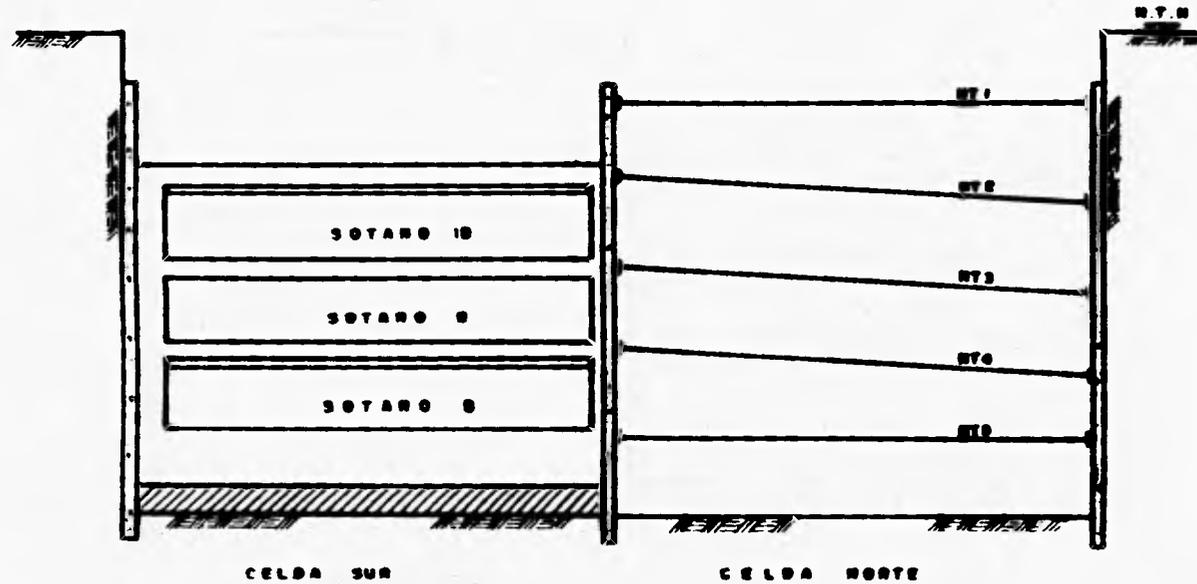
Figura V. II h Procedimiento Constructivo del Cajón.



i) Retiro del nivel de troqueles

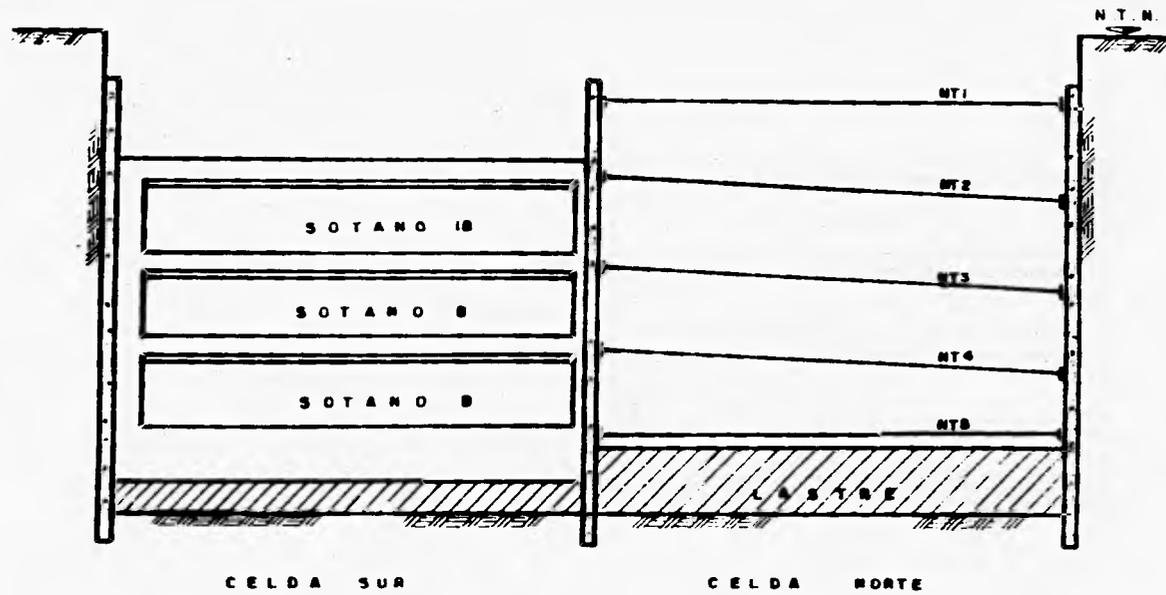
Figura V. Ili Procedimiento Constructivo del Cajón.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.



j) La excavación de alguna etapa de la celda norte se puede iniciar cuando estén estructurados las etapas de la celda sur en las que se apoyen los traqueles

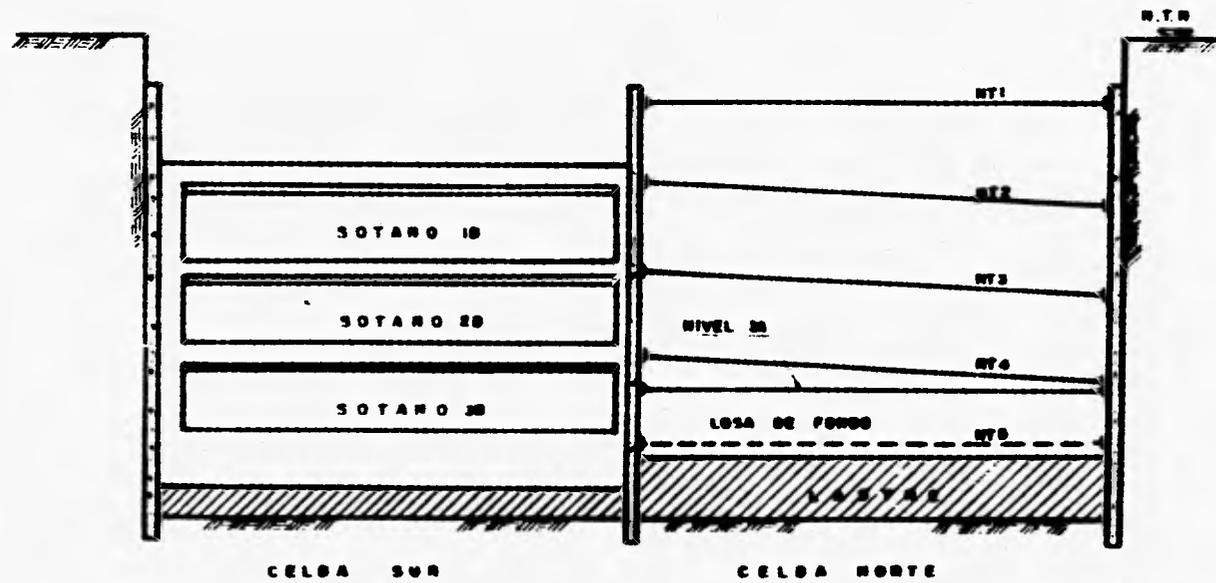
Figura V.11j Procedimiento Constructivo del Cajón.



EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

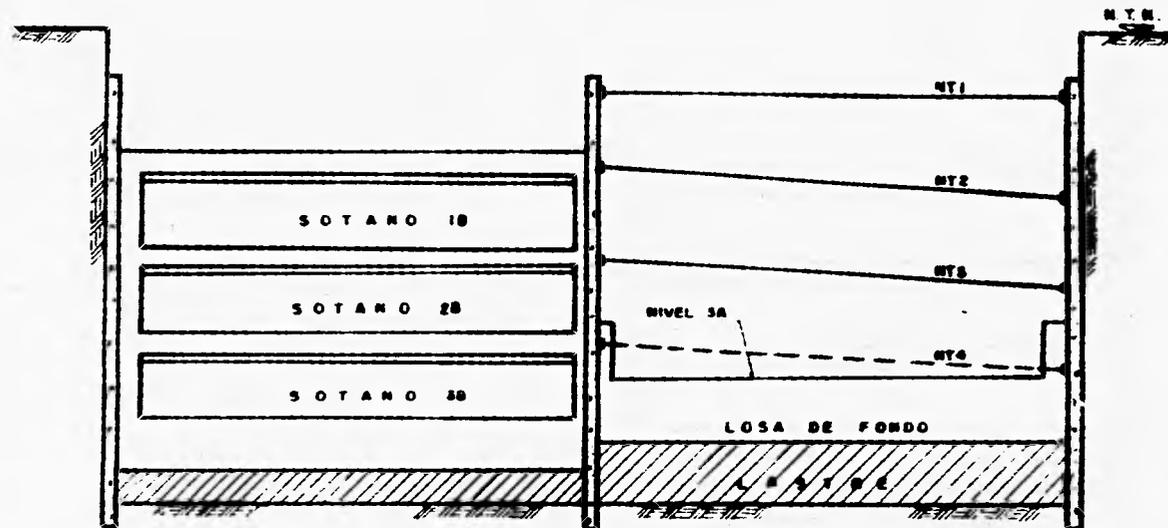
k) Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación, en la celda sur, se procede al colado del lastre inferior

Figura V. II k Procedimiento Constructivo del Cajón.



f) Se retira el 5º nivel de troques y se cuela la losa de fondo

Figura V. 111. Procedimiento Constructivo del Cajón.

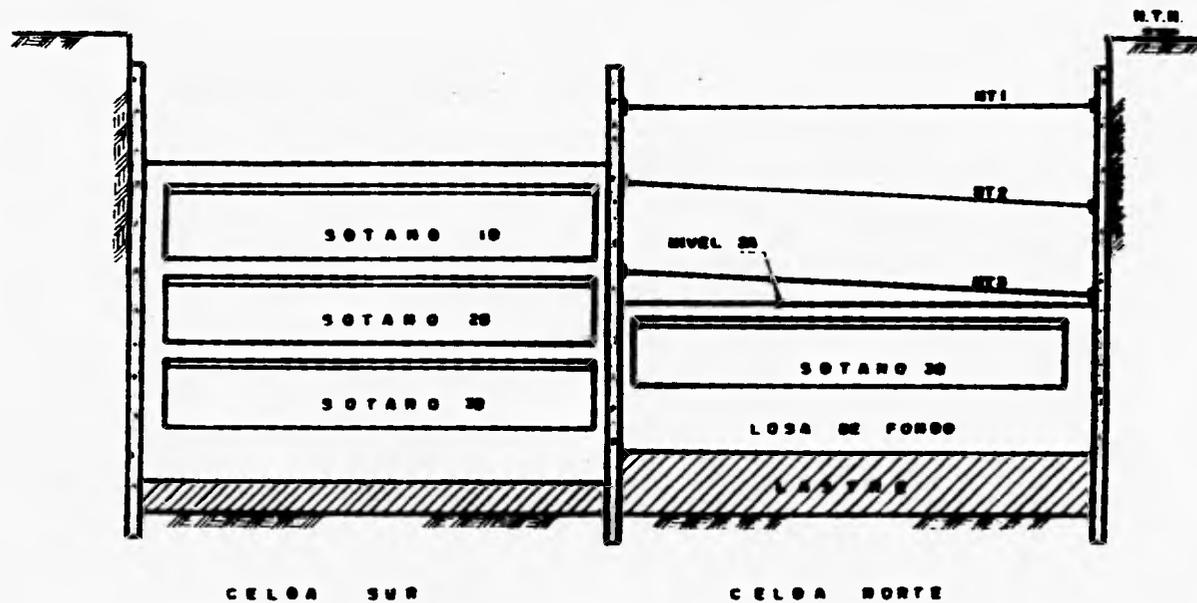


CELDA SUR

CELDA NORTE

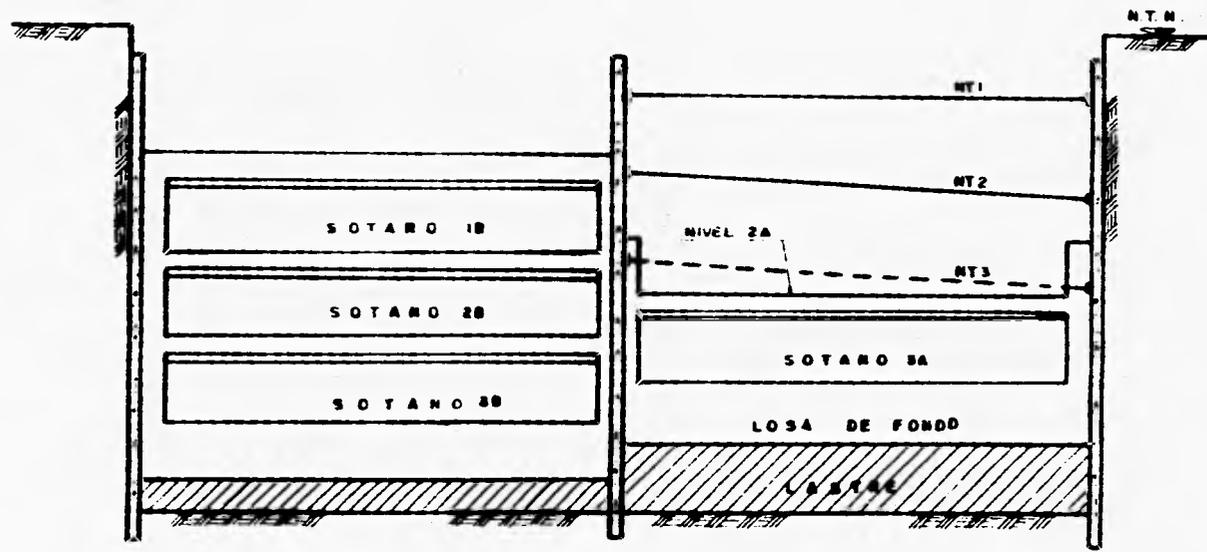
m) Retiro del 4º nivel de troqueles y colado del muro chepeo y muro estructural del sótano 3A

Figura V . Ilm Procedimiento Constructivo del Cajón.



n) Colocación de tableta prefabricado y colado de firme de compresión del nivel 2A.

Figura V. II n Procedimiento Constructivo del Cajón.



EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CELDA SUR

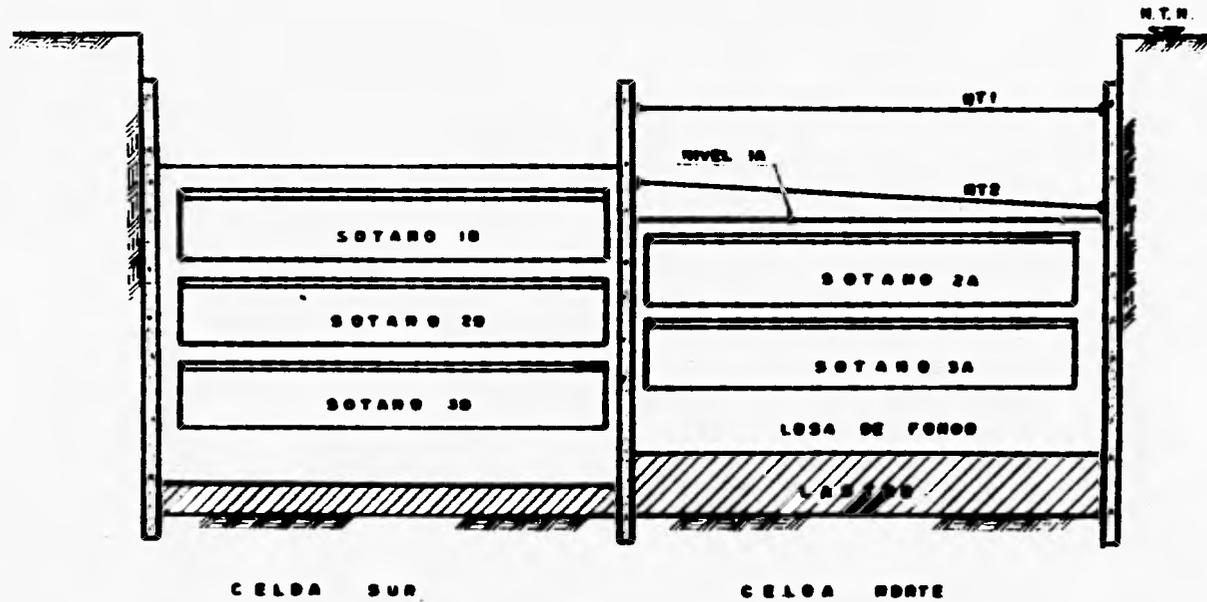
CELDA NORTE

n) Retiro del 3er nivel de troqueles y colado de muro chapeo y muro estructural del sótano 2A.

Figura V. IIñ Procedimiento Constructivo del Cajón.

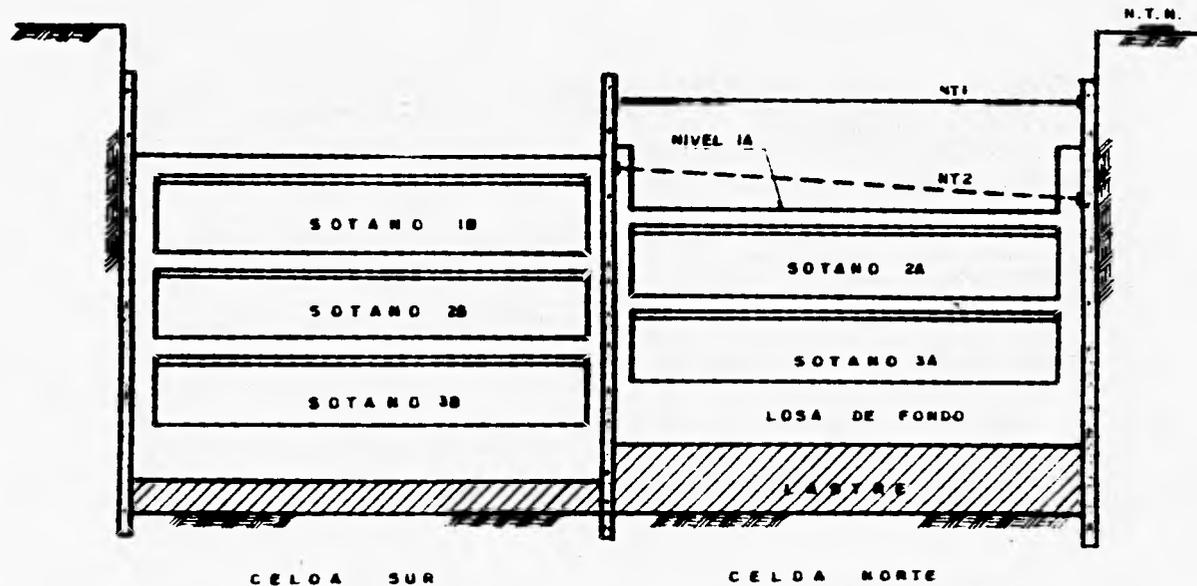
V-45

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.



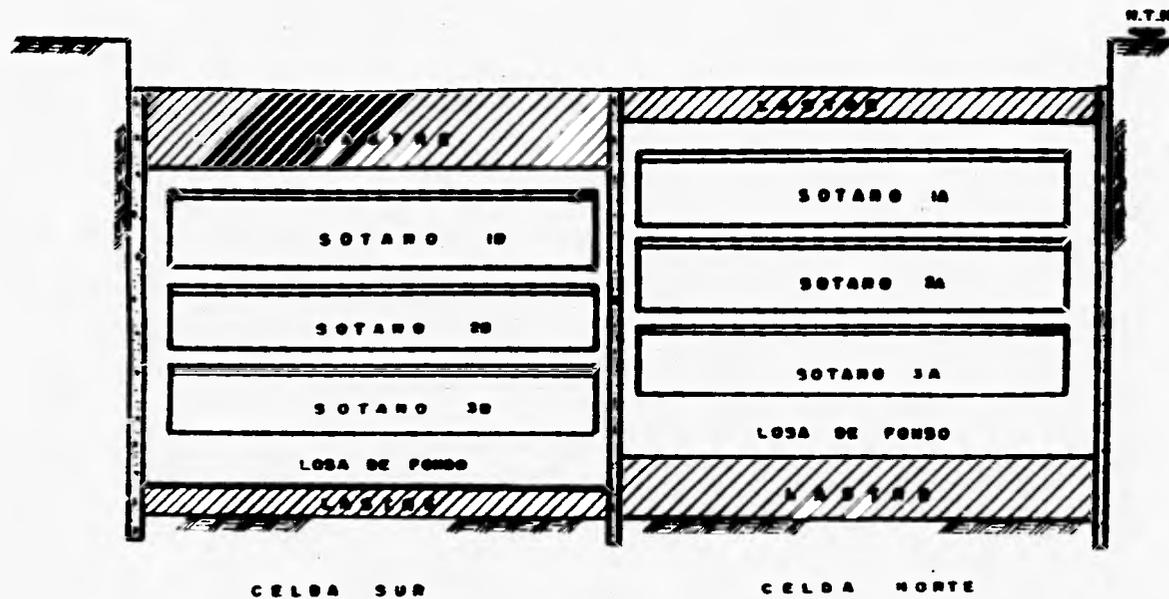
o) Colocación de tableta prefabricada y colado de firme de compresión del nivel 1A.

Figura V. Ilo Procedimiento Constructivo del Cajón.



p) Retiro del 2º nivel de troqueles y colado del muro chapeo y del muro estructural del sótano 1A. Una vez que estos alcancen su resistencia se retira el 1º nivel de troqueles.

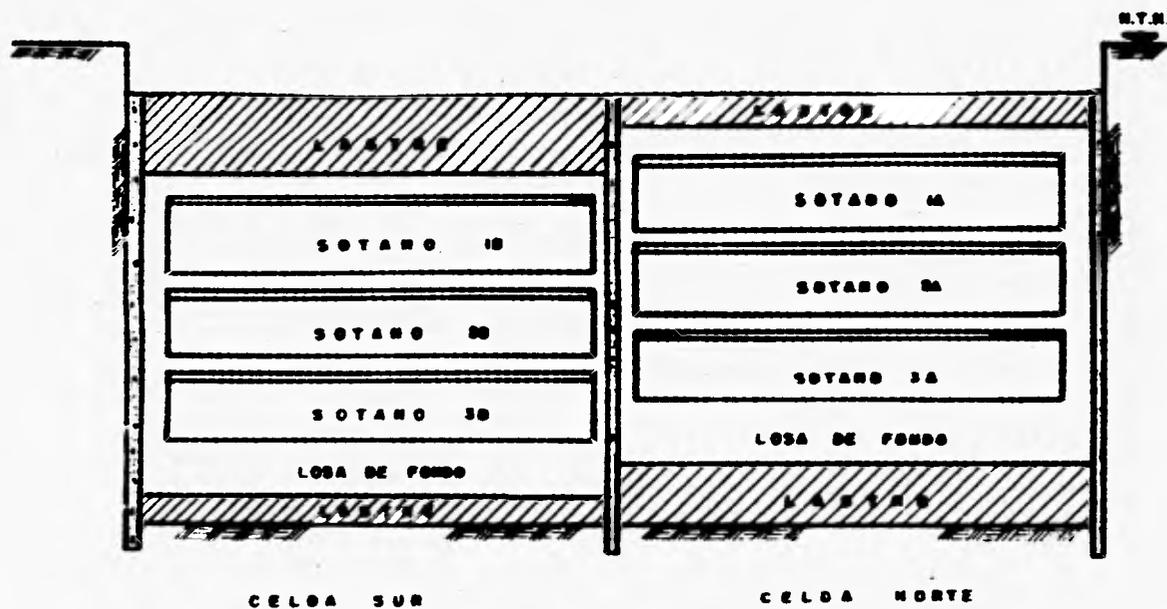
Figura V.11p Procedimiento Constructivo del Cajón.



q) Colada de losa de techo. Una vez que ésta alcanza su resistencia se realiza el colado del lastre de concreto simple. Inicio de trabajos de obra exterior

Figura V. II q Procedimiento Constructivo del Cajón.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.



g) Colado de losa de techo. Una vez que ésta alcance su resistencia se realiza el colado del lastre de concreto simple. Inicio de trabajos de obra exterior

Figura V. 11 q Procedimiento Constructivo del Cajón.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

De acuerdo con el procedimiento constructivo, restrictivamente, para poder iniciar un nuevo avance de excavación es necesario que en los avances de excavación anteriores se cumpla con la siguiente secuencia de colados: en el avance inmediatamente anterior se haya colado la plantilla, dos avances atrás se haya colado la losa de fondo, y tres avances atrás, estén construidos también los muros estructurales y chapeo por debajo del primer nivel de troqueles.

El tren de trabajo se muestra en la Figura V.12 y las restricciones de tiempo se especifican en la Tabla V.1.

CELDA	① (m)	② (m)	L (m)
NORTE	0.800	2.450	10.000
SUR	1.150	0.975	15.000

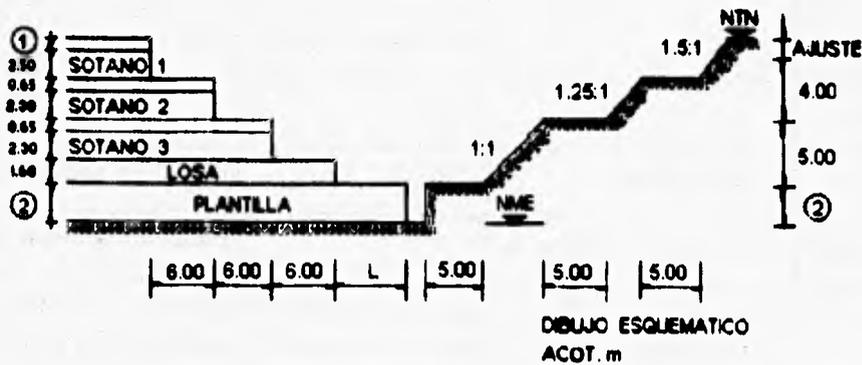


Figura V.12 Tren de trabajo para la estructuración del estacionamiento.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Horse	Actividad		
	1° Etapa	2° Etapa	3° Etapa
0	excavacion -colado de plantilla		
10	colado de losa		
30		excavacion -colado de plantilla	
40	retiro 4° nivel de troqueles	colado de losa	
50	colado muro estructural		
60		retiro 4° nivel de troqueles	excavacion -colado de plantilla
70		colado muro estructural	colado de losa
80			
110	colocacion de tabletas		retiro 4° nivel de troqueles
120	colado firme de compresion		colado muro estructural
140	retiro de troqueles ubicados a nivel sup. de las tabletas .inicio de colado de muro estructural sup.	colocacion de tabletas . Se continua con la misma secuencia de la primera etapa	Se continua con la misma secuencia de la primera etapa

TABLA V.1 Restricciones de tiempo para los frentes de excavación y estructuración.

V.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ZONA DE RAMPAS.

Este proceso se efectuó considerando lo siguiente:

Se coló la plantilla a 50 cm de distancia del muro estructural con el fin de dejar espacio para la demolición posterior de éste. La losa de fondo se coló después, separada 1 m del muro central, dejando preparaciones para su liga a la contratrabe y muros. Colada la losa de fondo faltante y la contratrabe alojada sobre el eje 3, se armaron, cimbraron y colaron los muros estructurales de la misma.

Simultáneamente se construyeron las columnas ubicadas en ambos lados de las rampas. Las trabes se colaron después de colocadas las tabletas y su colado fue monolítico con el firme de compresión. Colado el firme de la losa se inició el armado y colado de los muros estructurales que siguen hacia arriba. El proceso de colado de muros y losas se continuó hasta la superficie, dejando la estructuración de ambas celdas a 1 m del muro auxiliar.

Los muros estructurales cabeceros de ambas celdas del cajón se unieron demoliendo parte del muro central en los extremos del estacionamiento. La demolición se realizó a partir de la superficie en un espacio suficiente para colar el muro estructural.

Hecha la demolición se coló el muro en el tramo faltante, uniendo así, todo el muro estructural perimetral del estacionamiento. El colado del muro estructural se llevó hasta la superficie dejando preparaciones para unir las rampas a ellos.

En los ejes B y J existen muros-trabe que soportan las rampas. Durante el colado de la losa de fondo se dejaron preparaciones para el colado del

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

muro-trabe, que se realizó a partir del nivel del tope de colado de la losa de fondo.

Colado el muro-trabe hasta el nivel respectivo para colocar la losa piso de los niveles 3A y 3B se procedió a su armado, cimbrado y colado. Colada la losa de techo de los sótanos 3A y 3B, se procedió a su armado, cimbrado y colado. Colada la losa anterior se inició la construcción del muro-trabe y losas de los niveles restantes hasta la losa de techo.

Colada la losa de la zona de rampas a una distancia igual a 1 m del muro auxiliar éste se demolió retirando los puntales cuando la demolición alcanzó sus respectivos niveles. Demolido el muro auxiliar hasta el nivel de despiante de la plantilla de la contratrabe se coló la misma uniendo los tramos de losa.

Finalmente se ligaron los muros y losas de ambas celdas en cada nivel. Ver Figura V.13.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

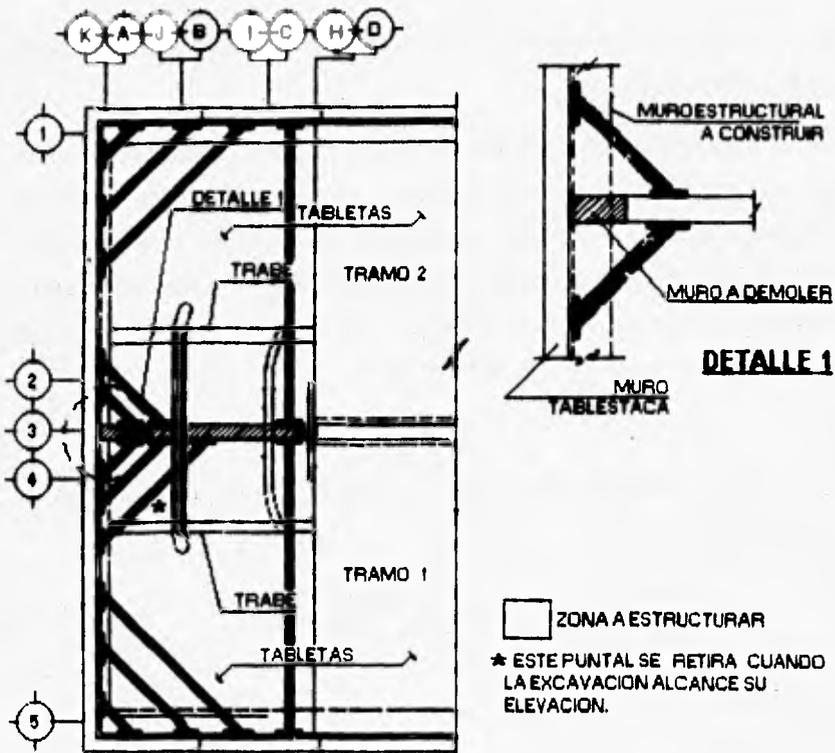


Figura V.13 Planta de estructuración en zona de rampas.

V.7 ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.

Como se presentó en el Subcapítulo II.6, el análisis de la estabilidad de los taludes se puede realizar superponiendo el método de W. Fellenius y el de A. Casagrande a los taludes formados para alojar la cimentación del estacionamiento.

En la Tabla V.2 se presenta el cálculo de la estabilidad de la configuración de taludes de proyecto.

En la Figura V.14 se muestra el círculo de falla propuesto, dividido en dovelas acorde a los estratos existentes y numeradas desde la dovela 1 a la 32. Se definió una costra superficial que comprende del estrato 1 al estrato 5 en la cual se aplicó el criterio de W. Fellenius, así como a la dovela 19 cuya base es un estrato de arena. Los estratos restantes se trataron con el método de A. Casagrande.

El momento motor para suelos cohesivos se obtuvo como (columna 23 Tabla V.2):

$$M_m = \sum_{i=1}^{27} W_i d_i \quad (V.1)$$

donde:

W_i es el peso de la dovela i , t_f .

d_i es la distancia del centroide de la dovela al eje vertical que pasa por el centro del círculo de falla, m.

De acuerdo a la Tabla V.2: $M_{m.c} = 12,861 t_f m$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

El momento motor para los suelos friccionantes se obtuvo como:

$$M_{mf} = R \sum_{i=28}^{32} T_i \quad (\text{II.25})$$

es decir:

$$M_{mf} = R \sum_{i=28}^{32} W_i \text{sen } \theta_i \quad (\text{V.2})$$

donde:

R radio del círculo de falla, m.

$$R = 44.5 \text{ m.}$$

$\sum T_i$ es la sumatoria de las fuerzas tangenciales en la base de las dovelas de suelo cohesivo-friccionante.

Ver columna 25 de la Tabla V.2

$$\sum T_i = 42.05 \text{ t}$$

Aplicando la expresión II.25

$$M_{mf} = 44.50 \text{ m} \times 42.05 \text{ t}$$

$$M_{mf} = 1,871.23 \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento motor producido por los suelos cohesivos y los friccionantes es:

$$M_{mcf} = \sum_{i=1}^{27} W_i d_i + R \sum_{i=28}^{32} W_i \text{sen } \theta_i \quad (\text{V.3})$$

$$M_{mcf} = 12,861.37 \text{ t}\cdot\text{m} + 1,871.23 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{mcf} = 14,732.60 \text{ t}\cdot\text{m}$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

El momento motor producido por el lastre de concreto simple, (M_{mL}), es igual al peso del lastre, dentro del círculo de falla, multiplicado por la distancia que existe de su centroide al eje vertical que pasa por el centro del círculo de falla:

$$M_{mL} = W_L d_L$$

$$M_{mL} = 77.42 \text{ t} \times 29.85 \text{ m}$$

$$M_{mL} = 2,310.99 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto el momento motor total es:

$$M_{mT} = M_{mQ} - M_{mL} \quad (V.4)$$

$$M_{mT} = 14,732.60 \text{ t}\cdot\text{m} - 2,310.99 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{mT} = 12,421.61 \text{ t}\cdot\text{m}$$

La contribución al momento resistente de los suelos cohesivos de acuerdo a la expresión II.21, haciéndola extensiva a varias dovelas, está dada por:

$$M_{Rc} = R \sum_{i=1}^{27} c_i \Delta L_i \quad (V.5)$$

donde:

c_i cohesión en la base de la dovela i , t/m^2 .

ΔL_i longitud de la base de la dovela i , m.

Valuando la expresión V.5, ver columna 30 de la Tabla V.2, tenemos:

$$M_{Rc} = 14,387 \text{ t}\cdot\text{m}$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

La contribución al momento resistente de los suelos cohesivos-friccionantes se calculó con la expresión II.26:

$$M_{Rd} = R \sum_{i=28}^{32} s_i \Delta L_i \quad (\text{II.26})$$

donde:

s_i resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de la dovela i , t/m^2 .

Los demás términos de la expresión II.26 se definieron anteriormente.

Valuando la expresión II.26, ver columna 28 de la Tabla V.2, tenemos:

$$M_{Rd} = 1,545.05 \text{ t}\cdot\text{m}$$

El momento resistente total será:

$$M_{RT} = R \left(\sum_{i=1}^{27} c_i \Delta L_i + \sum_{i=28}^{32} s_i \Delta L_i \right) \quad (\text{V.6})$$

Sustituyendo valores en la expresión V.6:

$$M_{RT} = 14,387 \text{ t}\cdot\text{m} + 1,545.05 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto:

$$M_{RT} = 15,932.05 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto el factor de seguridad para el círculo de falla analizado es:

$$F_s = \frac{M_{RT}}{M_{mT}} \quad (\text{V.7})$$

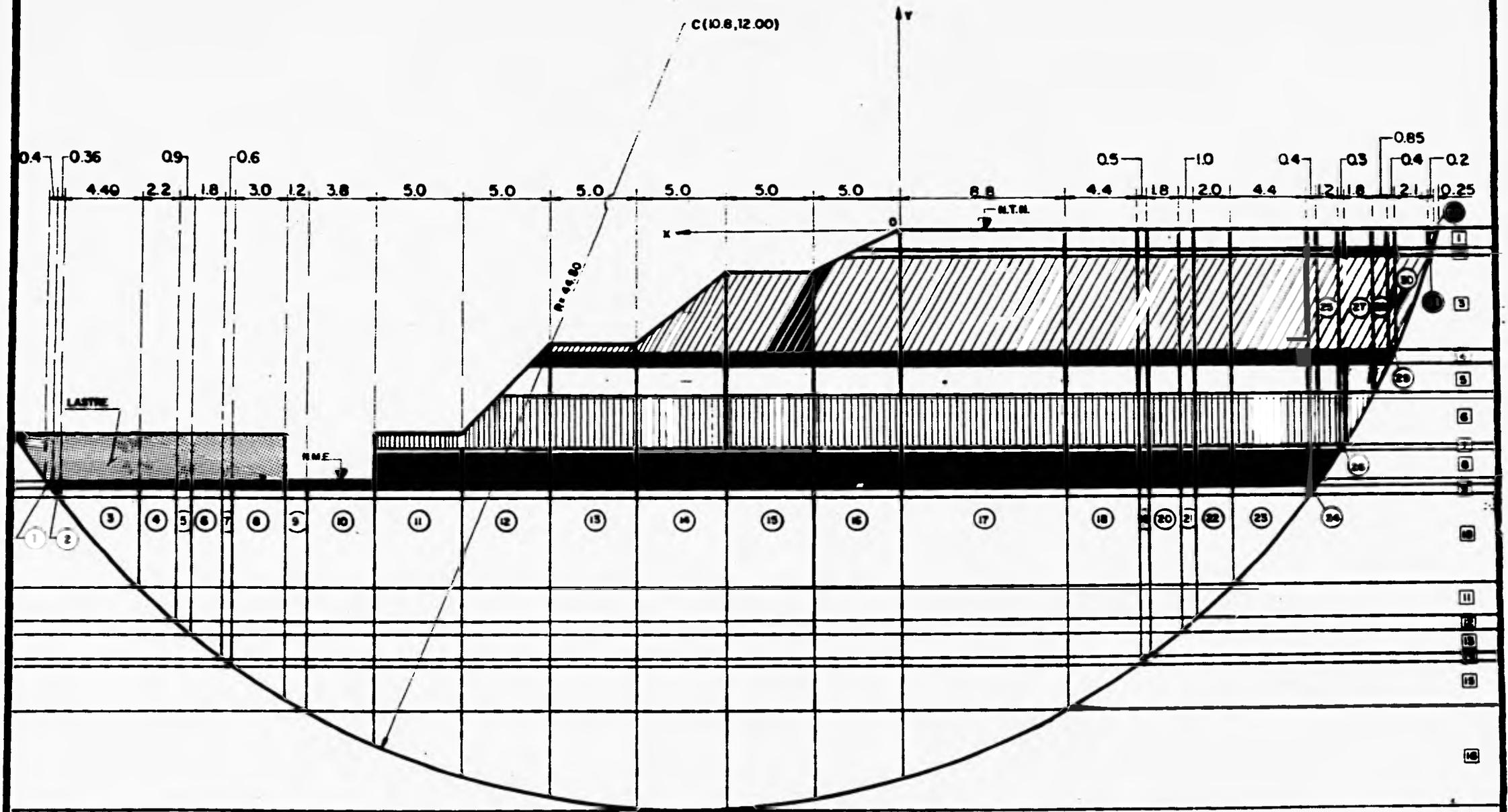
Sustituyendo valores:

$$F_s = \frac{15,932.05 \text{ t}\cdot\text{m}}{12,421.61 \text{ t}\cdot\text{m}} = 1.28 < 1.50$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Tal como se indicó en el Subcapítulo II.6, el método es por tanteos, proponiéndose diversos centros y radios para el círculo de falla hasta encontrar el círculo crítico.

En esta tesis sólo se presenta el análisis del círculo crítico cuyo factor de seguridad es menor al recomendado por las NTCDC-87, y que sin embargo, se aceptó en base a la experiencia obtenida en varias excavaciones similares en la misma zona.



SIMBOLOGIA:

- DOVELAS
- ESTRATOS

N.M.E. NIVEL MAXIMO DE EXCAVACION
 N.T.N. NIVEL DE TERRENO NATURAL

Acol. m

Figura .V.14 Círculo de falla para el análisis de estabilidad de taludes

R A T O S										Mm_c	N	T	\bar{U}_i	s_i	$R_{si} \Delta L_i$	c	cALAR
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	(tf/m)	(tf)	(tf)	(tf/m^2)	(tf/m^2)	(tf)	(tf/m^2)	(tf)
	0.06									-2.55						3.50	48.21
	0.11	0.11								-9.68						3.00	113.41
	1.32	2.64	11.00							-591.17						3.80	1168.41
	0.60	1.20	10.00	3.80						-554.28						4.00	539.34
	0.27	0.54	4.50	1.71	0.63					-261.85						4.00	165.54
	0.54	1.08	9.00	3.42	1.26	1.26				-538.11						3.50	350.44
	0.18	0.36	3.00	1.14	0.42	0.84	0.10			-188.81						2.00	75.65
	0.90	1.80	15.00	5.70	2.10	4.20	0.90	3.00		-979.67						4.00	829.43
	0.36	0.72	6.00	2.28	0.84	1.68	0.36	2.88		-401.97						4.00	249.21
	1.14	2.28	19.00	7.22	2.66	5.32	1.14	10.26	3.42	-1236.50						3.50	629.23
50	8.50	3.00	25.00	9.50	3.50	7.00	1.50	13.50	14.00	-1691.55						3.50	847.23
50	8.50	3.00	25.00	9.50	3.50	7.00	1.50	13.50	21.50	-1384.60						3.50	870.64
50	8.50	3.00	25.00	9.50	3.50	7.00	1.50	13.50	25.50	-798.30						3.50	725.81
50	8.50	3.00	25.00	9.50	3.50	7.00	1.50	13.50	26.80	0.00						3.50	750.72
50	8.50	3.00	25.00	9.50	3.50	7.00	1.50	13.50	25.50	942.85						3.50	761.62
50	8.50	3.00	25.00	9.50	3.50	7.00	1.50	13.50	21.50	1935.83						3.50	809.90
64	14.96	5.28	44.00	16.72	6.16	12.32	2.64	23.76	15.84	5483.86						3.50	1451.53
32	7.48	2.64	22.00	8.36	3.80	6.16	1.32	5.94		3426.23						4.00	954.03
15	0.85	0.30	2.50	0.95	0.35	0.70	0.08			—	12.72	9.24	16.30	7.93	275.46		
54	3.06	1.08	9.00	3.42	1.26	1.26				1482.10						3.50	423.64
30	1.70	0.60	5.00	1.90	0.35					825.87						4.00	165.54
60	3.40	1.20	10.00	1.90						1647.00						4.00	498.40
32	7.48	2.64	11.00							3403.11						3.80	1116.06
12	0.68	0.12								285.51						3.00	113.48
36	1.02									812.76						3.50	241.41
05										194.03						1.00	31.15
										1061.26						3.00	456.57
										—	4.93	9.47	3.18	4.16	286.58		
										—	1.96	4.11	1.58	5.57	307.50		
										—	4.31	10.95	0.77	2.28	565.15		
										—	2.54	8.05	3.25	2.38	82.77		
										—	0.07	0.23	0.06	0.53	27.59		
										12,361.37	M	42.05		M	1,545.05	M	14,387.00
50	1.18	1.30	1.17	1.22	1.35	1.18	1.50	1.20	1.22								

Tabla V.2 Cálculo de la estabilidad del talud.

V.8 ANALISIS DE LA FALLA DE FONDO POR SUBPRESION.

En el caso del Estacionamiento Plaza Bellas Artes que presenta, por debajo del nivel máximo de excavación, estratos de arena intercalados entre los estratos de arcilla, se revisó la seguridad ante una falla por subpresión que levantara el fondo de la excavación, como consecuencia de un exceso de carga hidráulica en los estratos de arena.

Por medio de bombeo se abatieron las cargas hidráulicas por encima del nivel máximo de excavación, por lo que se revisó el efecto que pudieran ocasionar los estratos que quedan por debajo de éste, ya que al no ser cortados por el muro milán, que alcanza los 19 m de profundidad, y estar aislados del desplante de los pozos de bombeo por la existencia de capas de arcilla, tienen una carga hidráulica que, dependiendo de su magnitud, puede ser capaz, de levantar el prisma de suelo que queda por encima.

En los piezómetros instalados en el exterior de la excavación y cuya ubicación se puede ver en la Figura V.28, se registraron cargas piezométricas del orden de 22.8 m en el estrato de arena ubicado a 24 m de profundidad el cual resultó ser el crítico.

Para esta revisión se utilizó la expresión II.33 que es la que recomienda el MDG-87. Cabe hacer notar que este criterio, a diferencia de otras expresiones comunes (Bowles), además del peso de prisma de suelo por encima del estrato en cuestión considera la contribución de la cohesión del terreno para resistir la subpresión, sin embargo, ignora la contribución de la adherencia entre la arcilla y la pata de la tablestaca como fuerza resistente.

En la Figura V.15 se presentan los datos para obtener el factor de seguridad para la falla por subpresión.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Peso volumétrico del agua: $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$

Altura piezométrica del estrato de arena: $h_w = 22.8 \text{ m}$

Ancho de la excavación: $B = 16.5 \text{ m}$

Longitud de la excavación: $L = 5 \text{ m}$

De acuerdo a la expresión II.33, tenemos:

$$F_s = \frac{\gamma_m h_f BL + 2c(Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL} \quad (\text{II.33})$$

Sustituyendo valores:

$$F_s = \frac{1.2(10)(5)(16.5) + 2(3.75)[16.5(10) + 5(5)]}{1(22.8)(5)(16.5)} = 1.28(1.3)$$

Este resultado es menor que el valor recomendado por el MDG-87, sin embargo, dado que la plantilla se coló inmediatamente que se alcanzó el NME, incrementándose entonces la seguridad, se aceptó esta situación circunstancial.

V.9 ANALISIS DE FALLA DE FONDO POR CORTE.

Analizando la falla de fondo por corte en nuestro proyecto, apoyándonos en las teorías antes descritas (Capítulo II), se revisó con la teoría de Skempton en la cual se propone un factor de seguridad (F_s), cuyo valor debe ser mayor que o igual a 1.50:

$$F_s = \frac{cN_c}{\gamma_m D_f + q} \quad (\text{II.29})$$

Para la aplicación de la expresión II.29 se consideraron dos casos:

- a) La superficie de falla alcanza una profundidad igual al 70% del ancho de la excavación a partir del NME.
- b) La superficie de falla alcanza una profundidad igual al ancho de la excavación a partir del NME.

Para la evaluación de los parámetros que intervienen en la expresión citada se consideraron sus promedios pesados desde el NME hasta la profundidad máxima de la superficie de falla, que resultó ser igual al 70% del ancho de la excavación.

c es la resistencia del suelo a lo largo de la superficie de falla.

$$c = 3.84 \text{ t/m}^2 \text{ (correspondiente al primer caso).}$$

γ_m es el peso volumétrico, obtenido como un promedio pesado de los diferentes estratos, hasta el NME.

$$\gamma_m = 1.37 \text{ t/m}^3$$

B es el ancho de la excavación en la dirección del análisis.

$$B = 16.5 \text{ m}$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

q es la sobrecarga que se presenta en la superficie del terreno a un costado de la excavación.

$$q = 2 \text{ t/m}^2$$

N_c es el factor de capacidad de carga debido a la cohesión.

Determinación de N_c :

Se obtiene de la Figura II.20, en la cual se lee el valor de correspondiente a la relación $\frac{D}{B}$ para cimiento largo.

$$\text{Para } \frac{D}{B} = \frac{14.00\text{m}}{16.50\text{m}} = 0.85,$$

$$\text{entonces } N_c = 6.30$$

En este caso $D = D_f$ es la profundidad de desplante.

$$D_f = 14 \text{ m.}$$

Por lo tanto, sustituyendo valores en la expresión II.29:

$$F_s = \frac{3.84 t_f / m^2 (6.30)}{1.37 t_f / m^3 (14\text{m}) + 2 t_f / m^2} = 1.14 < 1.50$$

Vemos que no cumple.

El MDG-87 de COVITUR define el factor de seguridad contra la falla de fondo por corte con la expresión II.30:

$$F_s = \frac{c \left(N_c + \frac{2H_p}{L} \right)}{\gamma_m H_s + P} \quad (\text{II.30})$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Esta expresión considera la contribución de la pata del muro milán a la resistencia al corte.

donde:

H_p es la longitud de pata del muro milán. $H_p = 5$ m

L es la longitud del tramo a excavar. $L = 5$ m

P es el valor de los esfuerzos de sobrecarga en la superficie.

$P = 2$ t/m². Ver Figura II.25.

$\gamma_m H_e$ es la presión inicial al NME.

Entonces:

$$\gamma_m H_e = 1.37 \text{ t/m}^3 \times 14 \text{ m} = 19.18 \text{ t/m}^2$$

Determinación de N_c de acuerdo a la expresión II.31:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H_m}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \quad (\text{II.31})$$

donde:

$$H_m = H_p + H_e = 5 \text{ m} + 14 \text{ m} = 19 \text{ m}$$

$$\frac{H_m}{B} = \frac{19.00 \text{ m}}{16.50 \text{ m}} = 1.15 < 2.50$$

por lo tanto; $\frac{H_m}{B} = 1.15$

$$\frac{B}{L} = \frac{16.50 \text{ m}}{5.00 \text{ m}} = 3.30 > 1.00$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

por lo tanto; $\frac{B}{L} = 1.00$

Dado que $\frac{H_p}{L} = 1.00 > 0.50$ \therefore no se desprecia la influencia de la profundidad de la pata de la tablestaca en la estabilidad del fondo.

Evaluando la expresión II.31:

$$N_c = 5.14(1 + 0.2 \times 1.15)(1 + 0.2 \times 1.00) = 7.59$$

Sustituyendo en la expresión II.30:

$$F_s = \frac{3.84(7.59 + 2 \times 1)}{1.37(14) + 2} = 1.74 > 1.50 \quad \text{si cumple}$$

Haciendo una comparación entre el método de Skempton y el de COVITUR, observamos que el método de Skempton solamente toma en consideración la resistencia al corte de la arcilla en la superficie de falla, en tanto que el método de COVITUR toma en cuenta la contribución de la adherencia entre la tablestaca y el suelo y ésta ofrece resistencia al momento que produce la falla de fondo, incrementándose así el factor de seguridad. En la Figura V.16 se indican los datos a utilizar

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

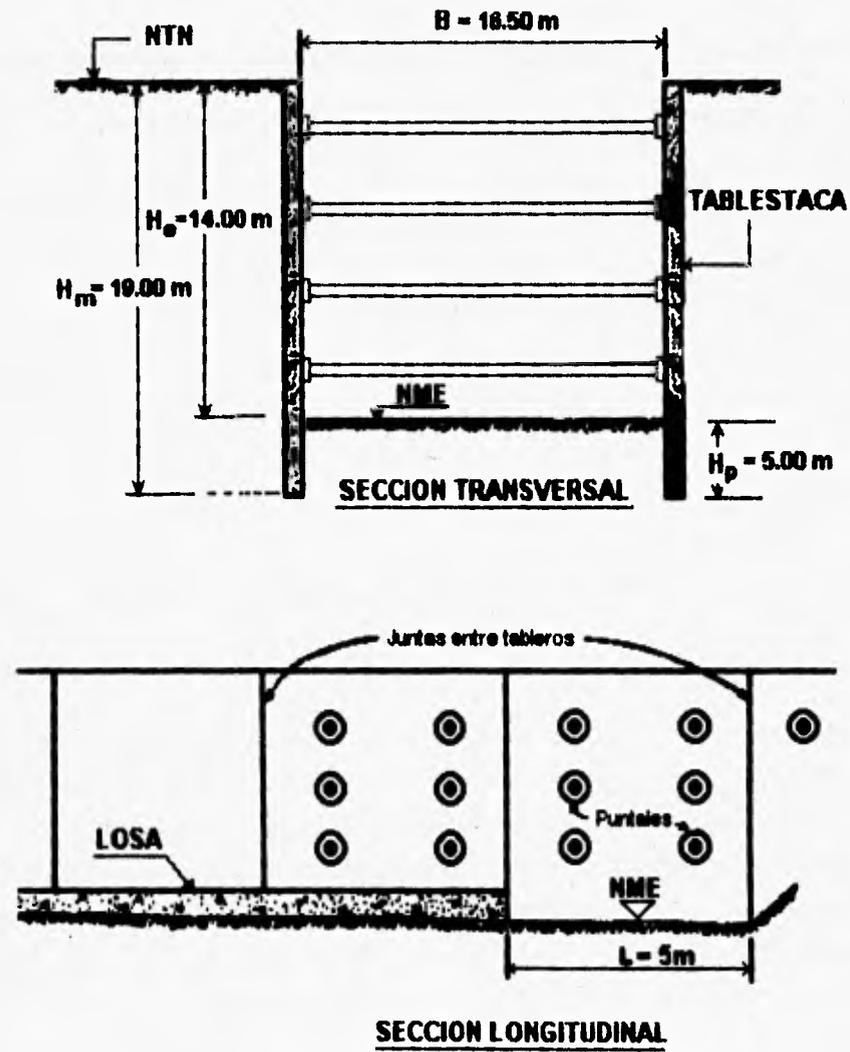


Figura V.16 Datos para la revisión de falla de fondo por corte. Criterio de COVITUR.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

V.10 ESTADOS LIMITE DE FALLA DE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo con lo descrito en el Subcapítulo II.6., se revisó la seguridad de la cimentación de la siguiente manera:

Datos:

Edificio subterráneo de seis medios niveles.

Area de cimentación: 3,685.32 m²

Profundidad de desplante: 14.00 m

Estratigrafía: Figura II.13

Curvas de compresibilidad: Figuras V.20. a V.27.

Primer tipo de combinación de cargas:

Acciones permanentes más acciones variables.

Carga muerta: 71,158.70 t_y

Carga viva media: 504.40 t_y

Carga total media: 71,663.10 t_y

Peso unitario medio: 19.45 t/m²

Carga viva máxima: 3,487.70 t_y

Carga total máxima: 74,626.40 t_y

Peso unitario máximo: 20.25 t/m²

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

V.10.1 Revisión por flotación.

Tal como se mencionó en el Capítulo II, el empuje inducido por la presión del agua, dada la posición del nivel de aguas freáticas (NAF), tiene que ser menor que el peso de la estructura para no tener problemas por flotación.

Peso de la estructura: 71,158.70 t_f

A la profundidad de desplante (14.00 m) se tiene una presión ejercida por el agua igual a:

$$\gamma_w h = (1 t_f/m^3)(14.00 \text{ m} - 1.20 \text{ m}) = 12.80 t_f/m^2$$

Sea E el empuje inducido al cimiento por el agua, entonces:

$$E = (12.80 t_f/m^2) \times (3,685.32 \text{ m}^2) = 47,393.00 t_f$$

Se tiene entonces que 71,158.70 $t_f > 47,393.00 t_f$

Por lo tanto sí cumple.

En estos términos se tiene un factor de seguridad contra flotación, F_{sf} :

$$F_{sf} = \frac{71,158.70 t_f}{47,393.00 t_f} = 1.50 > 1.00$$

Por lo tanto sí cumple.

V.10.2 Revisión del desplazamiento plástico general del suelo bajo el cimiento (No se revisa el caso de falla local debido a que se tratará principalmente con suelo "cohesivo").

Se utiliza la siguiente combinación de acciones: acciones permanentes más acciones variables con intensidad máxima, en este caso entonces el peso del cimiento es:

$$W_c = 74,626.40 \text{ t}_f$$

Del perfil estratigráfico se observa que el subsuelo bajo la cimentación es básicamente cohesivo por lo que debe usarse la expresión II.10.

$$\frac{\sum QF_c}{A} < c_u N_c F_R + P_v \quad (\text{II.10})$$

Sean:

$$q_{cv} = \frac{\sum QF_c}{A} \quad \text{y} \quad q_{Rc} = c_u N_c F_R + P_v$$

por lo tanto debe verificarse que:

$$q_{cv} < q_{Rc}$$

donde:

$\sum QF_c$, suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación de carga considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

$$\sum QF_c = (74,626.40 \text{ t}_f)(1.50) = 111,939.60 \text{ t}_f$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

$$A \text{ (área del cimiento)} = 3,685.32 \text{ m}^2$$

$$p_v \text{ (presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo)} = 19.26 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

c_u , cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial UU.

Dado que el suelo es puramente cohesivo, la profundidad a la que se presenta la superficie de falla por corte del suelo es igual al 70% del ancho del cimiento, medida a partir de la profundidad de desplante. Por lo tanto, teóricamente, debe tomarse un promedio pesado de la cohesión, entre las profundidades 14.00 m y 38.42 m, sin embargo, a 32.50 m se encuentra la primera capa dura y por encima de ella la formación arcillosa superior., por lo que dicho promedio se evaluó desde la profundidad de 14.00 m hasta 32.50 m.

Entonces se tiene que:

$$\sum C_i L_i = 67.94 \text{ t}_f / \text{m}$$

$$L_T = 32.50 \text{ m} - 14.06 \text{ m}$$

$$= 18.44 \text{ m}$$

$$c_u = (67.94 \text{ t}_f / \text{m}) / (18.44 \text{ m})$$

$$c_u = 3.68 \text{ t}_f / \text{m}^2$$

$$B \text{ ancho del cimiento} = 34.80 \text{ m}$$

$$F_R, \text{ factor de resistencia} = 0.70$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

$$\frac{D_f}{B} = 14.06 \text{ m} / 34.80 \text{ m} = 0.40 < 2.00, \text{ cumple}$$

$$\frac{B}{L} = 34.80 \text{ m} / 105.90 \text{ m} = 0.33 < 1.00, \text{ cumple}$$

Las últimas dos relaciones cumplen con los límites establecidos, para la aplicación de la expresión II.11.

$$N_c = 5.14 \left[1.00 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right] \quad (\text{II.11})$$

Sustituyendo valores en la expresión II.11 tenemos :

$$N_c = 5.14 [1.00 + 0.25 \times 0.4 + 0.25 \times 0.33]$$

$$N_c = 6.08$$

se tiene entonces que:

$$q_{cu} = \frac{\sum QF_c}{A} = \frac{111,939.60}{3,685.32} = 30.37 \text{ t/m}^2$$

$$q_{Rc} = c_v N_c F_R + P_v$$

$$q_{Rc} = 3.68(6.08)(0.70) + 19.26$$

$$q_{Rc} = 34.94 \text{ t/m}^2 < 30.37 \text{ t/m}^2$$

se cumple que:

$$q_c < q_{Rc}$$

Por lo tanto se espera que no habrá problemas por la resistencia al corte del suelo.

V.11 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO PARA LA EXCAVACION Y ESTRUCTURA.

Las NTCDDC-87 recomiendan la revisión de los movimientos verticales de la estructura, dentro y fuera de la excavación.

En el presente subcapítulo sólo se calculan dentro de la excavación y en su perímetro.

V.11.1 Movimientos instantáneos.

Debido a la excavación necesaria para alojar la cimentación, se produce una expansión instantánea en el fondo, la cual puede estimarse en forma aproximada utilizando la Teoría de la Elasticidad. Al construir el edificio se vuelve a cargar el terreno, induciéndole un asentamiento por recompresión a corto plazo, el cual se puede determinar también con la Teoría de la Elasticidad.

Los valores del módulo de elasticidad E_s de la arcilla se definieron incrementando en un 40% los módulos de compresión E_c determinados en los sondeos de apoyo SM-7 y SM-8; esto fue debido a la no realización de pruebas de carga-descarga en compresión no confinada (pruebas de rebote elástico) en el sondeo realizado en el predio (SM8-33). Experimentalmente, para la arcilla de la Ciudad de México se ha comprobado que aproximadamente $E_s = 1.4 E_c$.

Se considerarán los módulos así obtenidos y se aplicará la Teoría del Dr. Leonardo Zeevaert para determinar la expansión instantánea del fondo de la excavación y el asentamiento instantáneo por recompresión. El asentamiento instantáneo por compresión se calcula con la Teoría de la Elasticidad.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

En las pruebas de rebote elástico, el suelo se somete a un esfuerzo axial hasta la mitad de su resistencia en compresión no confinada, después se descarga para determinar el módulo de elasticidad (E_s) del material, el cual se emplea para determinar la expansión del suelo producida por la excavación. Ver Figura V.17.

Al cargar de nuevo al suelo hasta σ_c , se presenta un asentamiento por recompresión aproximadamente igual a la expansión, despreciando el efecto de histéresis, ya que la energía perdida durante el fenómeno es pequeña.

La carga de σ_c a σ_c , produce un asentamiento por compresión, el cual se puede evaluar en forma aproximada apoyándose en la Teoría de la Elasticidad, pero empleando el módulo de deformación E_s .

a) Expansión instantánea por excavación.

Se ha observado que mediante la Teoría de la Elasticidad se sobrestiman las expansiones reales del suelo, debido fundamentalmente a que el módulo E_s , no es constante, sino que depende del nivel de esfuerzos en el campo. El método del Dr. L. Zeevaert corrige lo anterior y consiste en lo siguiente:

Consideremos un elemento de suelo sometido a una presión total p_0 , como se muestra en la Figura V.18, y supongamos que se realiza una descarga del suelo; experimentalmente se ha observado que la ley de descarga está dada por la expresión siguiente:

$$\varepsilon_s = a \sigma_c^c \quad (V.8)$$

donde a es un coeficiente y c un exponente, que dependen del tipo de suelo.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Supongamos que se realiza una descarga completa del suelo; el módulo de elasticidad para descarga completa vale:

$$E_s = \frac{p_o}{\varepsilon_o} = \frac{1}{a p_o^{c-1}} \quad (V.9)$$

Consideremos ahora una descarga parcial; el módulo de elasticidad para descarga parcial es:

$$E_{er} = \frac{\sigma_r}{\varepsilon_r} = \frac{1}{a \sigma_r^{c-1}} \quad (V.10)$$

Definamos un factor de expansión como la relación del módulo E_s al módulo E_{er} , esto es:

$$\rho_s = \frac{E_s}{E_{er}} \quad (V.11)$$

Por lo tanto:

$$\rho_s = \frac{1}{a p_o^{c-1}} [a \sigma_r^{c-1}] = \left[\frac{\sigma_r}{p_o} \right]^{c-1} \quad (V.12)$$

La deformación unitaria de un estrato de suelo en el campo se puede determinar utilizando la ley de Hooke con $\sigma_r = \sigma_z$ y el módulo de elasticidad de campo E_{er} , es decir:

$$\varepsilon_{er} = \frac{[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]}{E_{er}} \quad (V.13)$$

sabemos que de la expresión V.11:

$$E_{er} = \frac{E_s}{\rho_s} \quad (V.14)$$

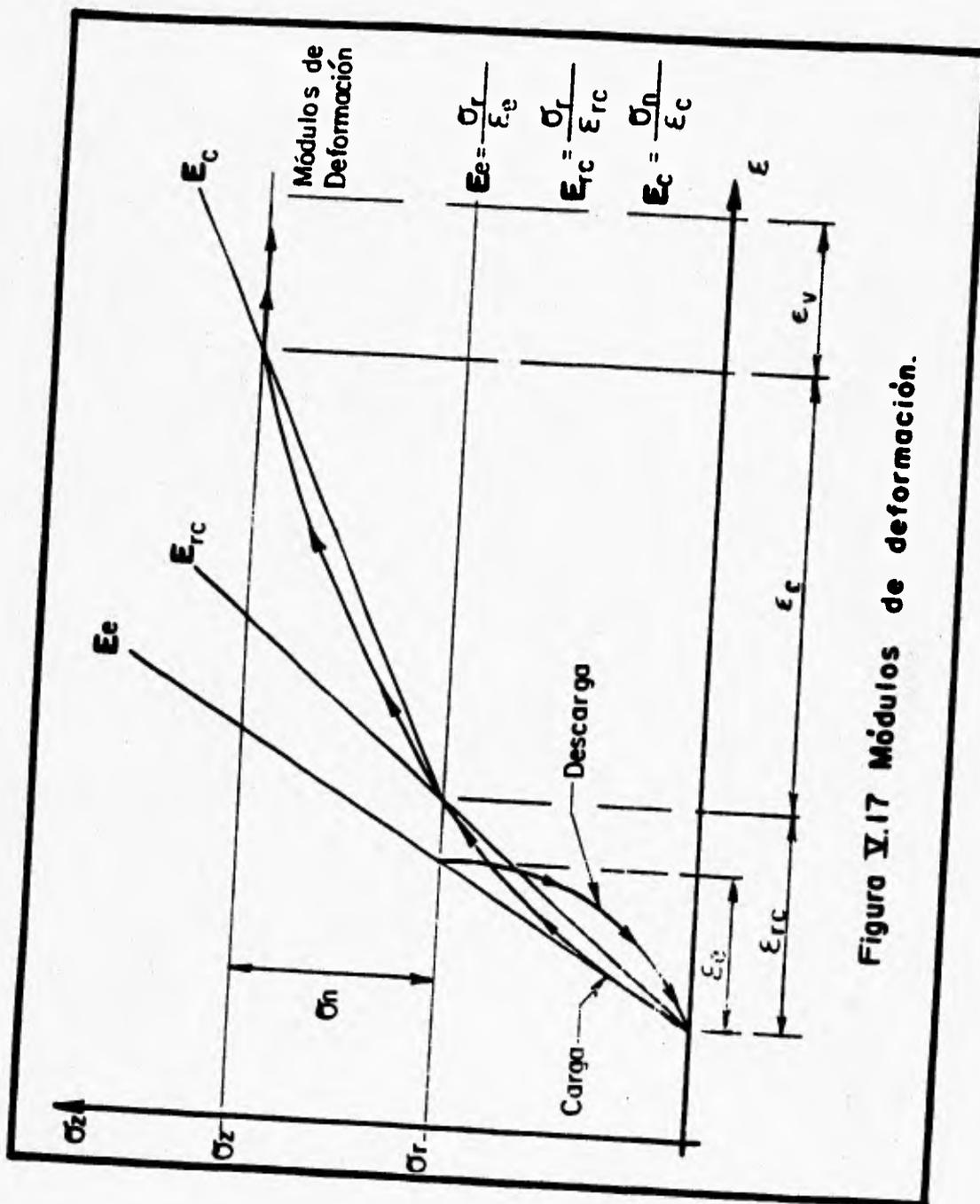


Figura V.17 Módulos de deformación.

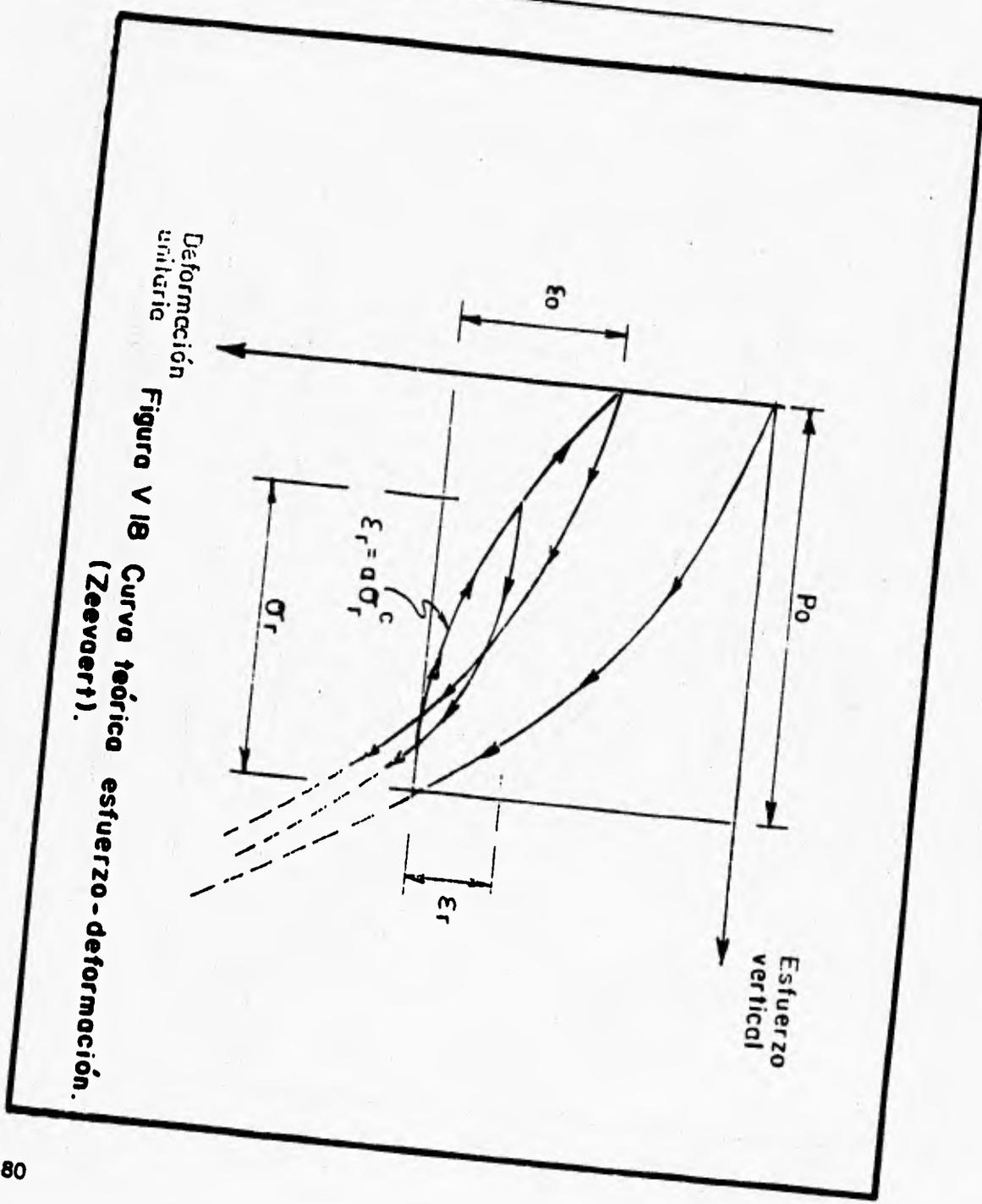


Figura V18 Curva teórica esfuerzo - deformación.
(Zeevoert).

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Sustituyendo la expresión V.14 en la expresión V.13, la deformación unitaria es:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\rho_a}{E_s} [\sigma_x - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (V.15)$$

La deformación de cada estrato, en unidades de longitud, se obtiene multiplicando la deformación unitaria por el espesor de cada estrato.

Por lo tanto:

$$\delta_{xx} = \varepsilon_{xx} H \quad (V.16)$$

$$\delta_{xx} = \frac{\rho_a H}{E_s} [\sigma_x - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (V.16a)$$

La descarga por excavación se aplicará en un área comprendida entre dos muros milán y cinco metros de avance de excavación. Ver Figura V.19a. Los puntos para los que se realizaron estos cálculos se presentan en la Figura V.19b

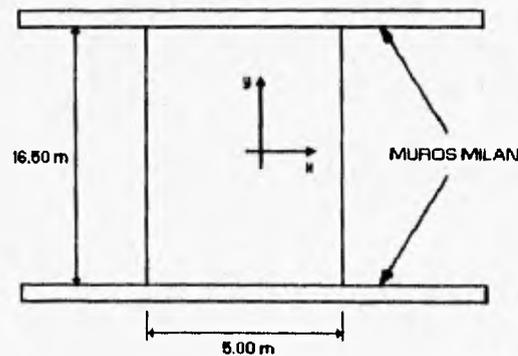


Figura 19a Área descargada por excavación.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

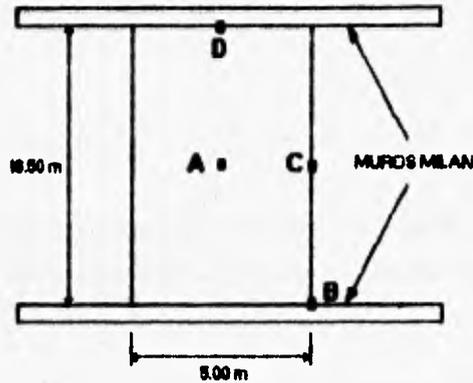


Figura V.19b Puntos en los que se determinó la expansión instantánea por excavación.

Los incrementos de esfuerzo $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ y $\Delta\sigma_z$, se obtienen utilizando las siguientes expresiones aplicables a un área rectangular uniformemente descargada:

Para $\Delta\sigma_z$ (Damy 1965):

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{angtan} \frac{xy}{zA} \right] \quad (\text{V.17})$$

Para $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ (Dashkó-Kagán 1960):

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} - \text{angtan} \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\text{angtan} \frac{y}{x} - \text{angtan} \frac{yA}{xz} \right) \right] \quad (\text{V.18})$$

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \operatorname{angtan} \frac{zA}{xy} \right. \\ \left. + (1 - 2\nu) \left(\operatorname{angtan} \frac{x}{y} - \operatorname{angtan} \frac{xA}{yz} \right) \right] \quad (\text{V.19})$$

Además:

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (\text{V.20})$$

donde:

q es la descarga uniformemente repartida.

$$q = 19.26 \text{ t/m}^2$$

x e y son las magnitudes correspondientes al área rectangular descargada por excavación.

z es la profundidad medida desde la profundidad de desplante hasta la correspondiente a la mitad del estrato en estudio.

En las Tablas V.3 a V.6 se muestran los cálculos realizados para determinar las expansiones instantáneas en distintos puntos del área descargada con la Teoría de L. Zeevaert.

b) Asentamiento instantáneo por recompresión.

El hundimiento instantáneo por recompresión es aproximadamente igual a la expansión instantánea por excavación, es decir, es del orden de 9.70 cm, al centro del área cargada.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

c) Asentamiento instantáneo por compresión.

Debido al incremento neto de carga, se produce un asentamiento por compresión, el cual se determina a continuación:

Incremento neto de carga (q_n):

$$q_n = \text{peso unitario máximo} - \gamma_m D_f = 20.25 \text{ t/m}^2 - 19.26 \text{ t/m}^2$$

$$q_n = 0.99 \text{ t/m}^2$$

Se considerará:

$$q_n = 1.00 \text{ t/m}^2$$

Con este valor, y empleando la Teoría de la Elasticidad, con los módulos de deformación en compresión, se obtiene la deformación unitaria de cada estrato de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{1}{E_c} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{V.21})$$

y la deformación en unidades de longitud de cada estrato será:

$$\delta = \varepsilon H = \frac{H}{E_c} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{V.22})$$

En la Tabla V.7. se muestran los cálculos realizados para determinar el asentamiento instantáneo por compresión empleando la Teoría de la Elasticidad.

V.11.2 Asentamiento diferido.

La determinación de los asentamientos a largo plazo debe hacerse con el incremento neto de carga media en el contacto cimentación-suelo, utilizando para su evaluación el peso unitario medio de la estructura.

De esta manera se tiene:

Incremento neto de carga (q_n):

$$q_n = \text{peso unitario medio} - \gamma_n D_f = 19.45 \text{ t/m}^2 - 19.26 \text{ t/m}^2$$

$$q_n = 0.19 \text{ t/m}^2$$

El asentamiento de la cimentación es ocasionado fundamentalmente por el incremento de esfuerzo normal vertical $\Delta\sigma_v$, ya que la deformación vertical del suelo debida a cedencia lateral del mismo es pequeña comparada con la deformación debida al cambio de volumen del suelo (Terzaghi-Peck, 1967). En consecuencia, el asentamiento diferido se calcula utilizando únicamente el incremento de esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_v$.

El asentamiento diferido de un estrato se obtiene utilizando la expresión II.18:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} (\Delta z) \quad (\text{II.18})$$

$$\Delta e = e_o - e_f \quad (\text{II.18a})$$

En la expresión II.18 los valores de e_o y e_f se determinan a partir de las curvas de compresibilidad de cada estrato.

La relación de vacíos e_o se obtiene con la presión efectiva p'_o actuante a la profundidad de la probeta de suelo en la que se realizó la prueba de consolidación.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

La relación de vacíos e_f se determina con la presión efectiva p'_f que vale:

$$p'_f = p'_o + \Delta\sigma_v \quad (V.23)$$

donde $\Delta\sigma_v$ es el incremento de esfuerzo normal vertical, a la profundidad de la probeta de suelo en la que se realizó la prueba de consolidación, ocasionado por el incremento neto de carga de la cimentación.

En la Tabla V.8. se presentan los cálculos con los que se determinó el asentamiento diferido, obteniéndose un valor de 5 cm en el centro del área cargada.

De las Figuras V.20 a V.27, se presentan las curvas de compresibilidad necesarias para definir las relaciones de vacíos (e_o y e_f) a utilizar en la expresión II.18.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD 12.70 m

ESTRATO 7

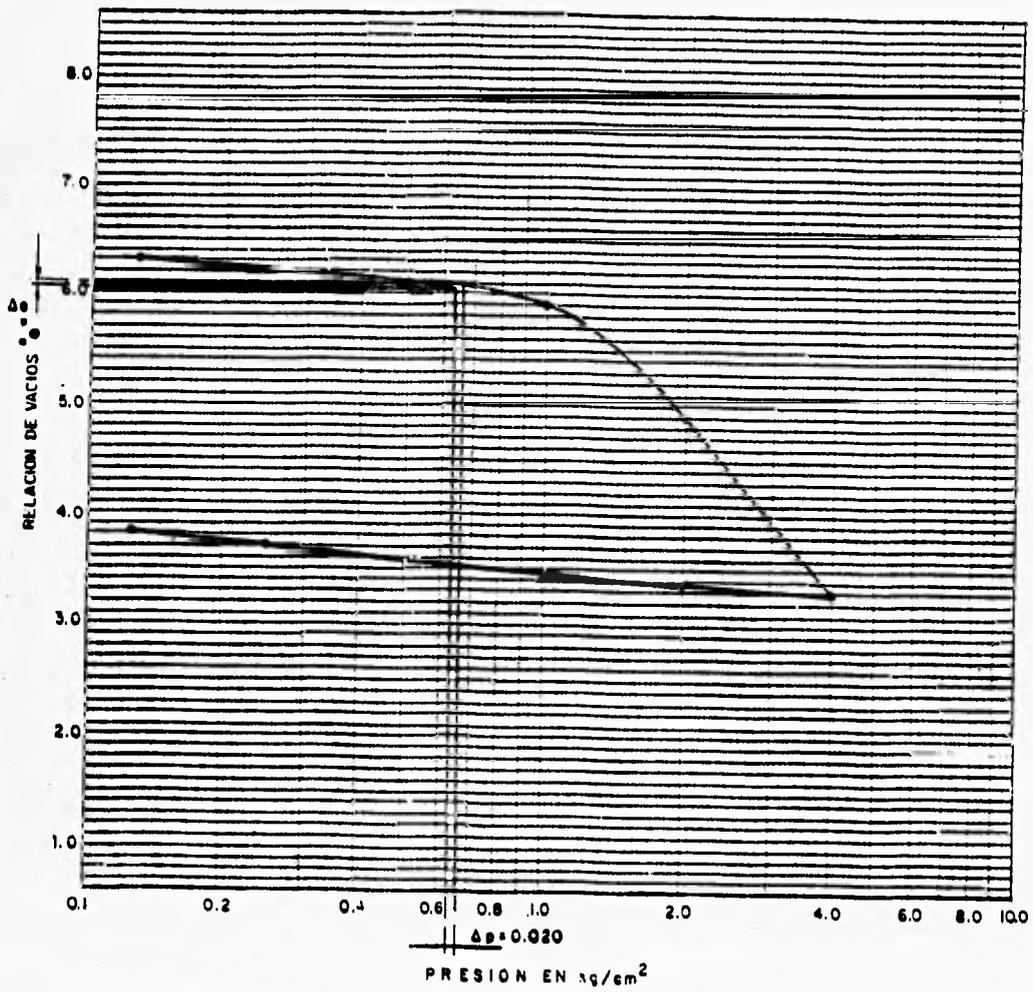
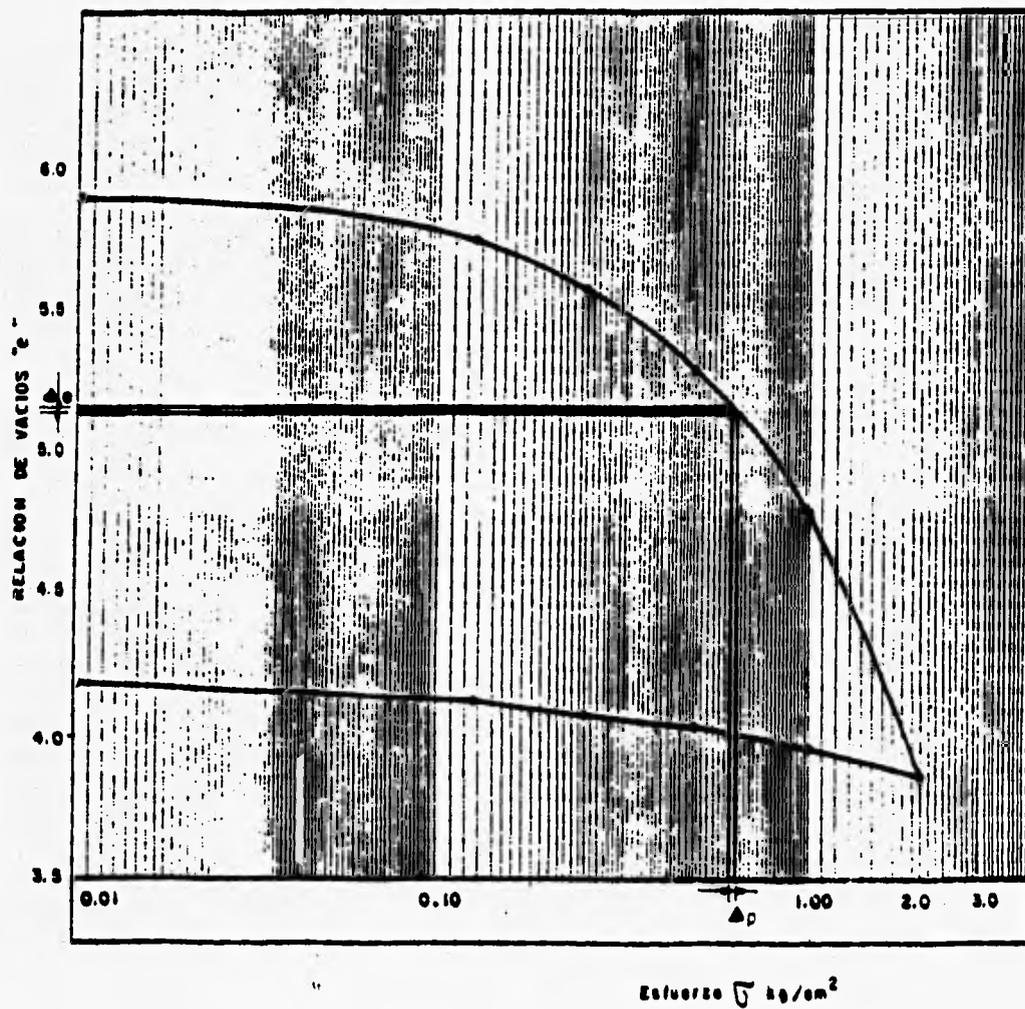


Figura V. 20

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD 14.70m ESTRATO 8



Figuro V. 21

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD 18.40

ESTRATO 9

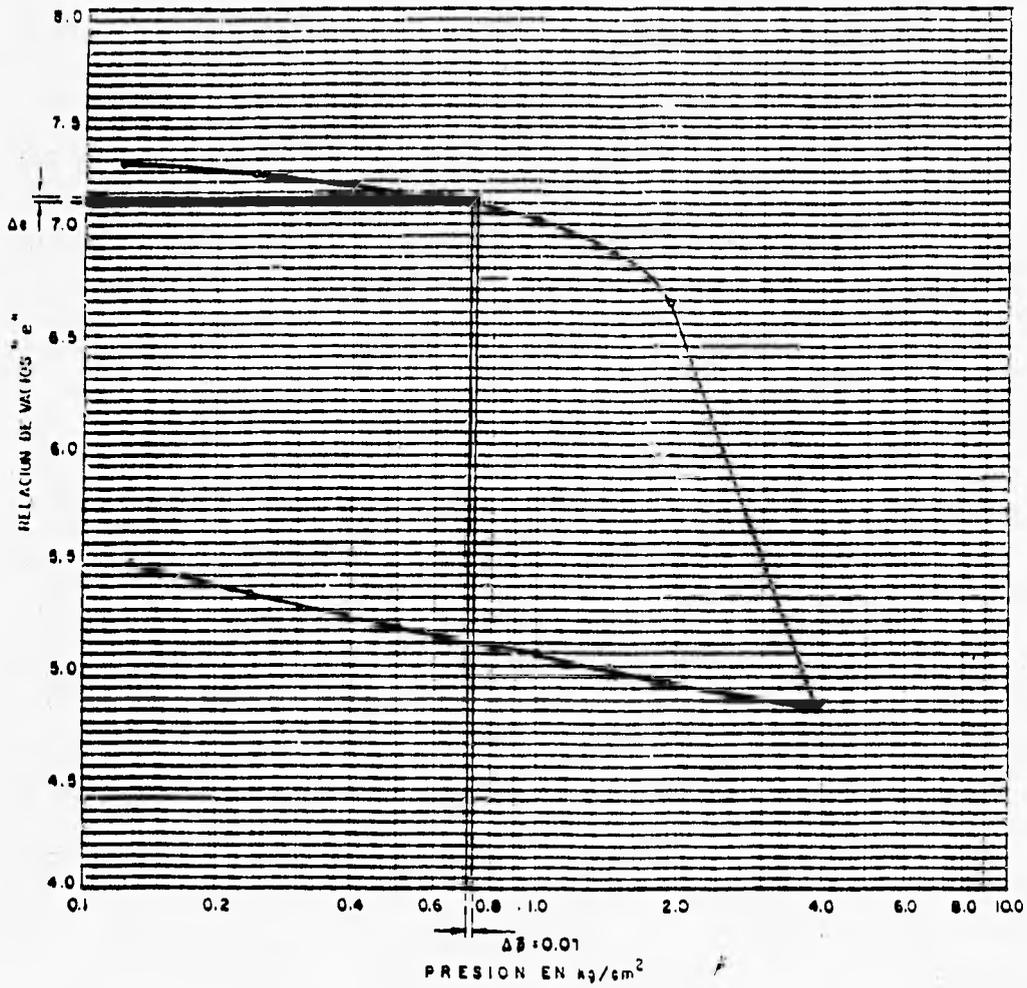


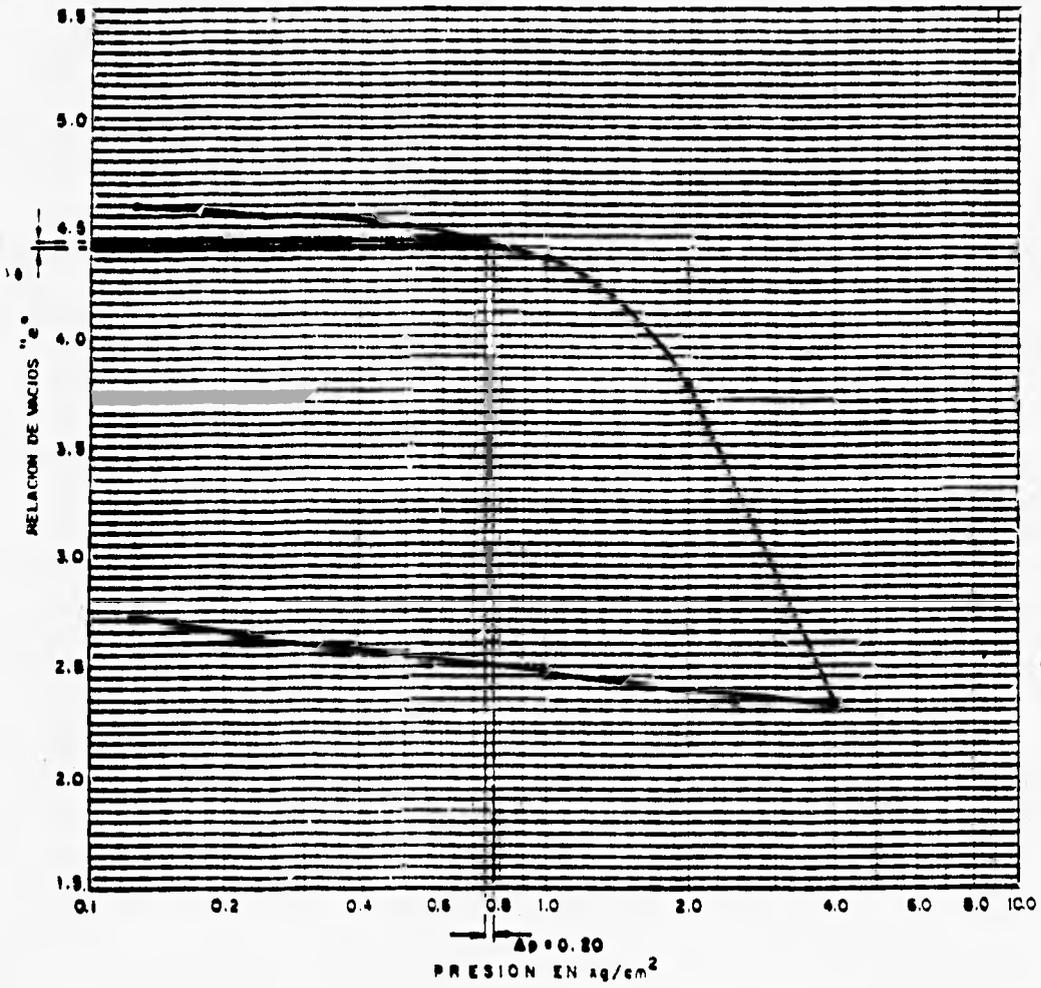
Figura V. 22

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD 20.50 m

ESTRATO 10



Figuro V. 23

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD 22.4 m ESTRATO 11

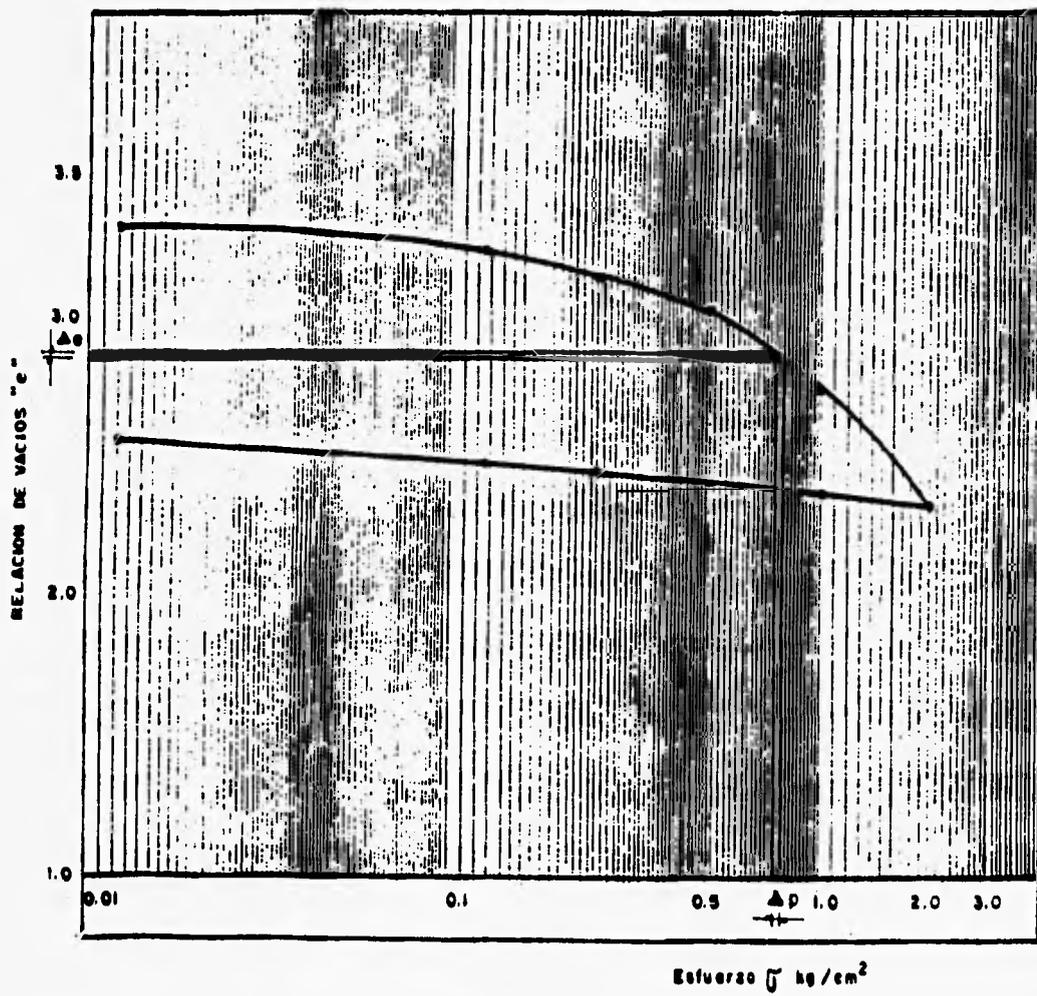


Figura V. 24

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD 23.60

ESTRATO 12

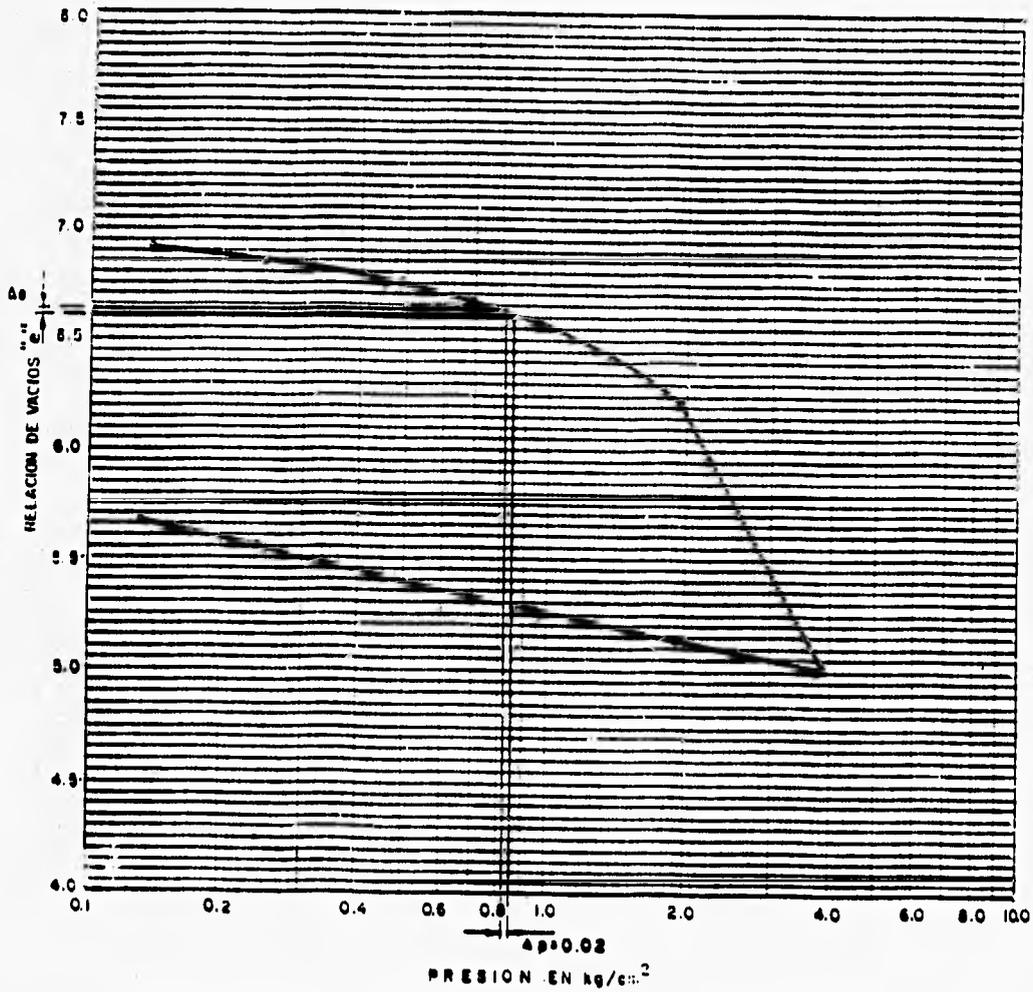


Figura V. 25

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD 26.90

ESTRATO 14

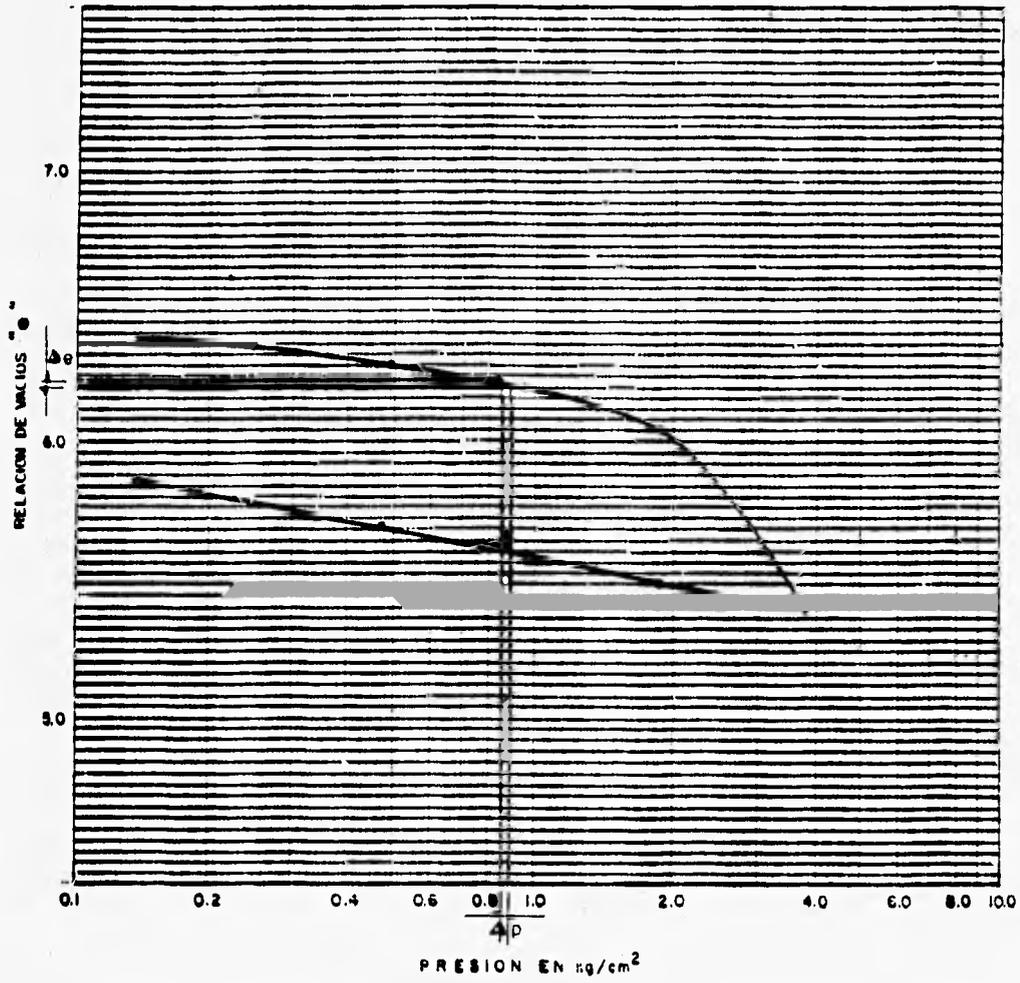


Figura V. 26

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

PROFUNDIDAD 31.00 m

ESTRATO 15

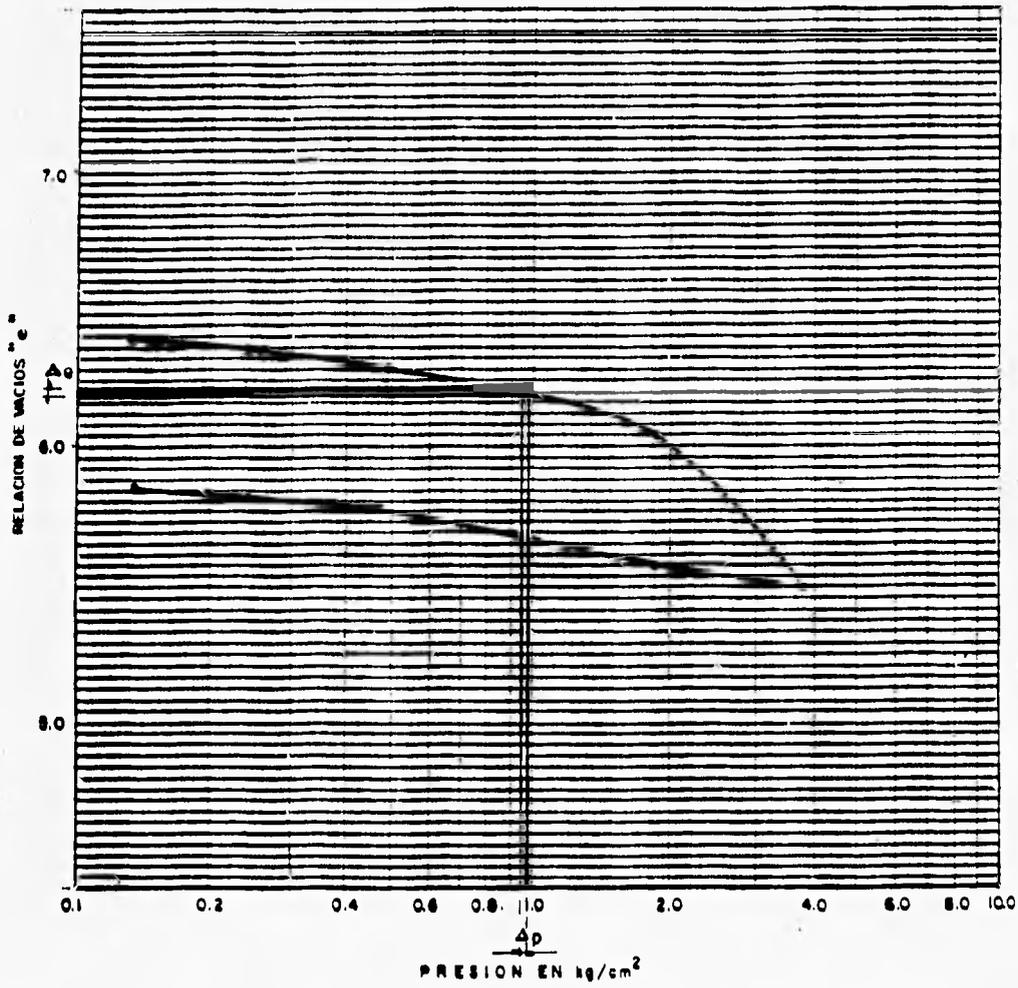


Figura Σ . 27

Estrato	H(m)	ρ (t/m ³)	ν	P_0 (t/m ²)	Z(m)	σ_z (t/m ²)	σ'_z (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	ρ_c	E	δ (m)
7	0.34	476	0.45	19.46	0.17	19.2574	17.2425	16.8313	0.9948	0.0082	0.0028
8	0.60	616	0.45	20.05	0.64	19.1317	12.9020	14.5019	0.9768	0.0108	0.0065
9	5.00	678	0.45	23.37	3.44	13.3886	1.6257	5.3796	0.7569	0.0114	0.0570
10	1.90	689	0.45	27.45	6.89	7.5534	0.1773	1.6879	0.5246	0.0051	0.0097
11	0.70	589	0.45	29.09	8.19	6.2234	0.7510	1.1226	0.4625	0.0045	0.0032
12	1.40	560	0.45	30.39	9.24	54.3669	0.3520	0.8176	0.4202	0.0037	0.0052
14	2.70	557	0.45	33.28	11.59	3.9490	0.0000	0.4184	0.3445	0.0023	0.0062
15	5.50	560	0.45	38.25	15.69	2.4821	0.0000	0.1460	0.2547	0.0011	0.0061
											0.0965

Tabla V.3 Expansión al centro del área descargada (punto A).

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Estrato	H(m)	E (t/m ²)	ν	Po (t/m ²)	Z (m)	σ_z (t/m ²)	σ_x (t/m ²)	σ_y (t/m ²)	ρ_c	ϵ	δ (m)
7	0.34	476	0.45	19.46	0.1700	4.8149	4.5172	4.3156	0.4974	0.0009	0.0003
8	0.60	616	0.45	20.05	0.6400	4.8108	3.9512	4.0188	0.4898	0.0010	0.0006
9	5.00	678	0.45	23.37	3.4400	4.3935	1.4605	2.4862	0.4336	0.0017	0.0085
10	1.90	689	0.45	27.45	6.8900	3.3442	0.4050	1.3426	0.3490	0.0013	0.0025
11	0.70	589	0.45	29.09	8.1900	2.9868	0.2595	1.0704	0.3204	0.0013	0.0009
12	1.40	560	0.45	30.39	9.2400	2.7289	0.1837	0.8939	0.2997	0.0012	0.0017
14	2.70	557	0.45	33.28	11.5900	2.2444	0.0875	0.6025	0.2597	0.0009	0.0024
15	5.50	560	0.45	38.25	15.3900	1.6360	0.0238	0.3122	0.2068	0.0005	0.0028
											0.0196

Tabla V.4 Expansión en una esquina del área descargada (punto B.)

Estrato	H(m)	E (t/m ²)	ν	Po (t/m)	Z (m)	σ_z (t/m ²)	σ_x (t/m ²)	σ_y (t/m ²)	ϵ_c	ϵ	δ (m)
7	0.34	476	0.45	19.46	0.1700	4.8149	4.5172	4.3156	0.4974	0.0009	0.0003
8	0.60	616	0.45	20.05	0.6400	4.8108	3.9512	4.0188	0.4898	0.0010	0.0006
9	5.00	678	0.45	23.37	3.4400	4.3935	1.4605	2.4862	0.4336	0.0017	0.0085
10	1.90	689	0.45	27.45	6.8900	3.3442	0.4050	1.3426	0.3490	0.0013	0.0025
11	0.70	589	0.45	29.09	8.1900	2.9868	0.2595	1.0704	0.3204	0.0013	0.0009
12	1.40	560	0.45	30.39	9.2400	2.7289	0.1837	0.3939	0.2997	0.0012	0.0017
14	2.70	557	0.45	33.28	11.5900	2.2444	0.0875	0.6025	0.2597	0.0009	0.0024
15	5.50	560	0.45	38.25	15.3900	1.6360	0.0238	0.3122	0.2068	0.0005	0.0028
											0.0196

Tabla V.4 Expansión en una esquina del área descargada (punto B.)

Estrato	H(m)	E (t/m)	ν	Po (t/m ²)	Z (m)	σ_z (t/m ²)	σ_x (t/m ²)	σ_y (t/m ²)	β	ϵ	δ (m)
7	0.34	476	0.45	19.46	0.17	9.6298	8.8808	8.7098	0.7035	0.0025	0.0009
8	0.60	616	0.45	20.05	0.64	9.6205	7.7489	7.9104	0.6927	0.0029	0.0017
9	5.00	678	0.45	23.37	3.44	8.6655	2.7794	3.9146	0.6089	0.0051	0.0255
10	1.90	689	0.45	27.45	6.89	6.1673	0.7126	1.4346	0.4740	0.0036	0.0068
11	0.70	589	0.45	29.09	8.19	5.3109	0.4398	0.9838	0.4273	0.0034	0.0024
12	1.40	560	0.45	30.39	9.24	4.7022	0.3018	0.7302	0.3934	0.0030	0.0042
14	2.70	557	0.45	33.28	11.59	3.6013	0.1343	0.3853	0.3290	0.0020	0.0054
15	5.50	560	0.45	38.25	15.69	2.3492	0.0329	0.1386	0.2478	0.0010	0.0055
											0.0524

Tabla V.5 Expansión en el punto medio del lado largo del área descargada (punto C)

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Estrato	H(m)	E(t/m ²)	ν	Po(t/m ²)	Z(m)	σ_z (t/m ²)	σ_x (t/m ²)	σ_y (t/m ²)	ρ_c	ϵ	δ (m)
7	0.34	476	0.45	19.46	0.17	9.6287	8.7075	8.3699	0.7034	0.0029	0.0010
8	0.60	616	0.45	20.05	0.64	9.5664	6.5318	7.3212	0.6907	0.0037	0.0022
9	5.00	678	0.45	23.37	3.44	6.7625	0.8628	3.2773	0.5379	0.0039	0.0195
10	1.90	689	0.45	27.45	6.89	4.0612	0.1098	1.5216	0.3846	0.0019	0.0036
11	0.70	589	0.45	29.09	8.19	3.4699	0.0513	1.1829	0.3454	0.0017	0.0012
12	1.40	560	0.45	30.39	9.24	3.0888	0.0252	0.9732	0.3188	0.0015	0.0021
14	2.70	557	0.45	33.28	11.59	2.4441	0.0000	0.6413	0.2710	0.0010	0.0028
15	5.50	560	0.45	38.25	15.69	1.7210	0.0000	0.3252	0.2121	0.0006	0.0032
											0.0356

Tabla V.6. Expansión en el punto medio del lado corto del área descargada (punto D).

Estrato	H(m)	E (t/m ²)	ν	Z (m)	σ_z (t/m ²)	σ_x (t/m ²)	σ_y (t/m ²)	ϵ	δ (m)
7	0.34	340	0.45	0.17	0.9999	0.8953	0.8739	0.0006	0.0002
8	0.60	440	0.45	0.64	0.9933	0.6699	0.7530	0.0008	0.0005
9	5.00	484	0.45	3.44	0.6951	0.0844	0.2793	0.0011	0.0055
10	1.90	492	0.45	6.89	0.3922	0.0092	0.0876	0.0007	0.0013
11	0.70	421	0.45	8.19	0.3231	0.0039	0.0583	0.0007	0.0005
12	1.40	400	0.45	9.24	0.2787	0.0017	0.0425	0.0006	0.0008
14	2.70	398	0.45	11.59	0.2050	0.0000	0.0217	0.0005	0.0014
15	5.50	400	0.45	15.69	0.1289	0.0000	0.0076	0.0003	0.0017
									0.0118

Tabla V.7 Asentamiento instantáneo por compresión al centro .
del área cargada.

Estrato	H(m)	Po'(t/m ²)	Z(m)	σ_z (t/m ²)	P(t/m ²)	σ	e	σ	δ (m)
7	0.34	6.4315	0.17	0.1900	6.6215	6.025	6.000	0.025	0.001
8	0.60	6.5520	0.64	0.1900	6.7420	5.012	5.096	0.084	0.008
9	5.00	7.0670	3.44	0.1894	7.2564	7.020	7.000	0.020	0.012
10	1.90	7.7010	6.89	0.1857	7.8870	4.420	4.400	0.020	0.007
11	0.70	8.0350	8.19	0.1833	8.2180	2.860	2.830	0.030	0.005
12	1.40	8.2850	9.24	0.1809	8.4660	6.640	6.600	0.044	0.007
14	2.70	8.8106	11.59	0.1745	8.9851	6.220	6.208	0.012	0.005
15	5.50	9.7020	15.69	0.1608	9.8630	6.200	6.196	0.004	0.003
									0.047

Tabla V.8 Asentamiento diferido al centro del área cargada (punto A).

V.12 INSTRUMENTACION.

V.12.1 Aspectos Generales.

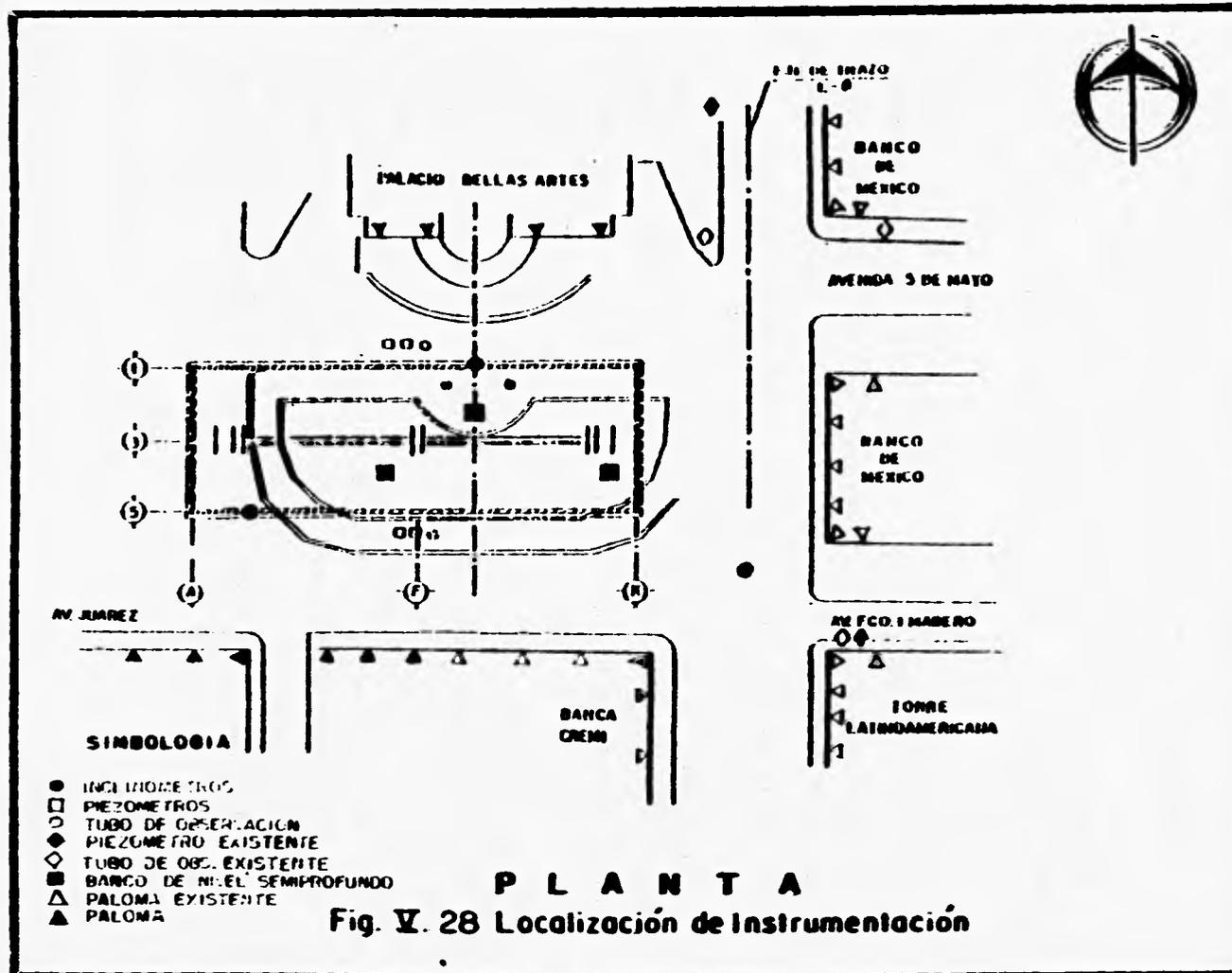
Se implementó un sistema de instrumentación en el estacionamiento y en los edificios aledaños sobre la Avenida Juárez, el Eje Central Lázaro Cárdenas y en el Palacio de Bellas Artes. De estos edificios pueden mencionarse los del Banco de México y la Torre Latinoamericana, sobre el Eje Central y el edificio de Banca Cremi sobre la Avenida Juárez. Ver Figura V.28.

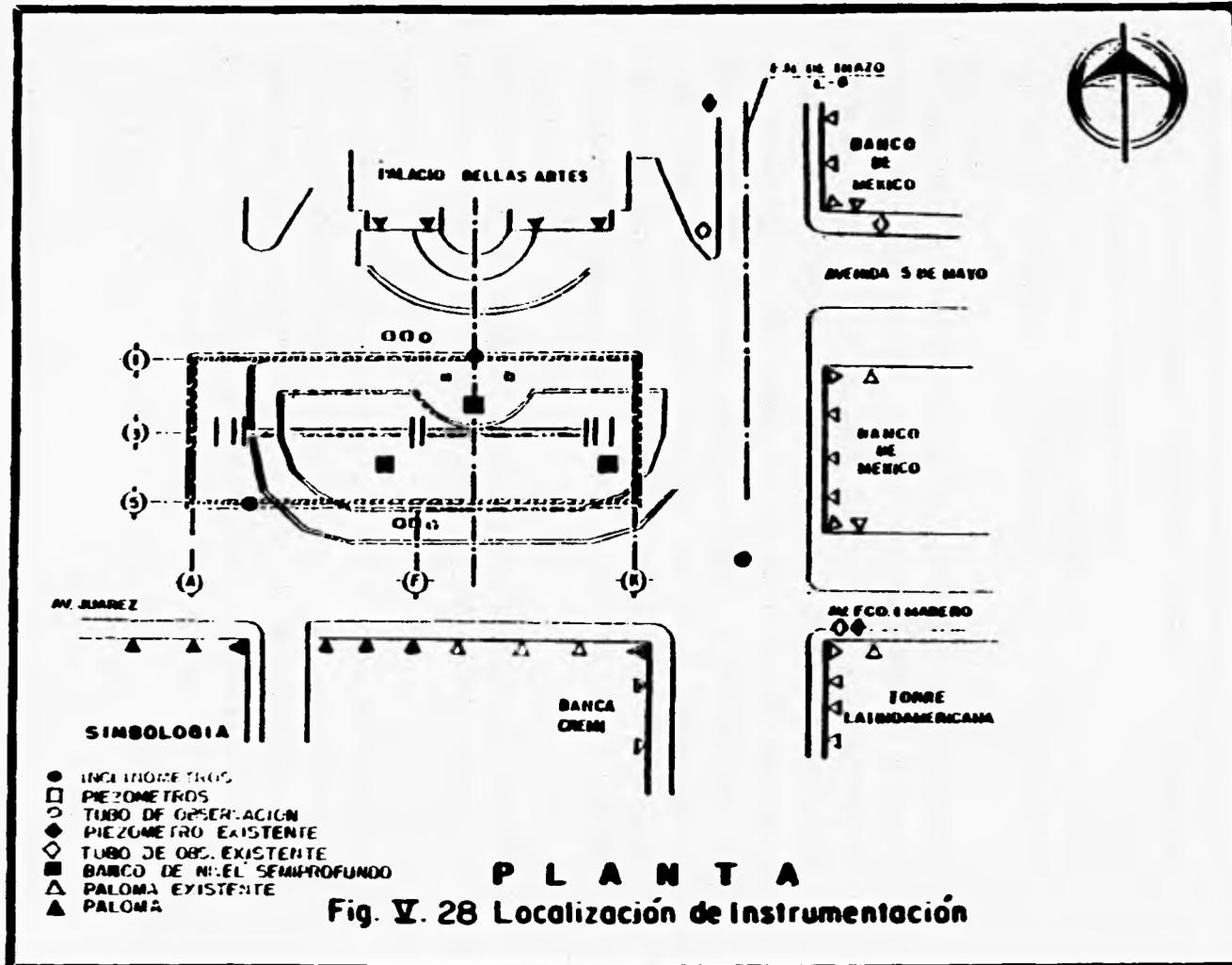
La instrumentación se colocó e inició su control previamente a la excavación, en la actualidad (1995), aunque con menor frecuencia, continúa llevándose a cabo.

Se dispusieron referencias superficiales o puntos de control colocados sobre el pavimento, definiendo líneas de colimación paralelas a los ejes del cajón, alrededor de la excavación, para registrar los desplazamientos horizontales y verticales provocados por la construcción del estacionamiento. En la Figura V.29 se indica la ubicación de la instrumentación implementada antes descrita y se observa que es una malla de puntos separados entre sí a 10 m. Adicionalmente se instrumentaron los edificios aledaños colocando palomas o testigos pintados para la determinación de los desplazamientos verticales y desplomes.

Las palomas son marcas de pintura colocadas sobre el paramento de las construcciones, a 1.5 m a partir del nivel de piso. Las lecturas para las palomas se realizaron de la siguiente forma:

- a) Se registró la primera lectura 15 días antes del inicio de la excavación y una segunda lectura 3 días antes de iniciar el bombeo.





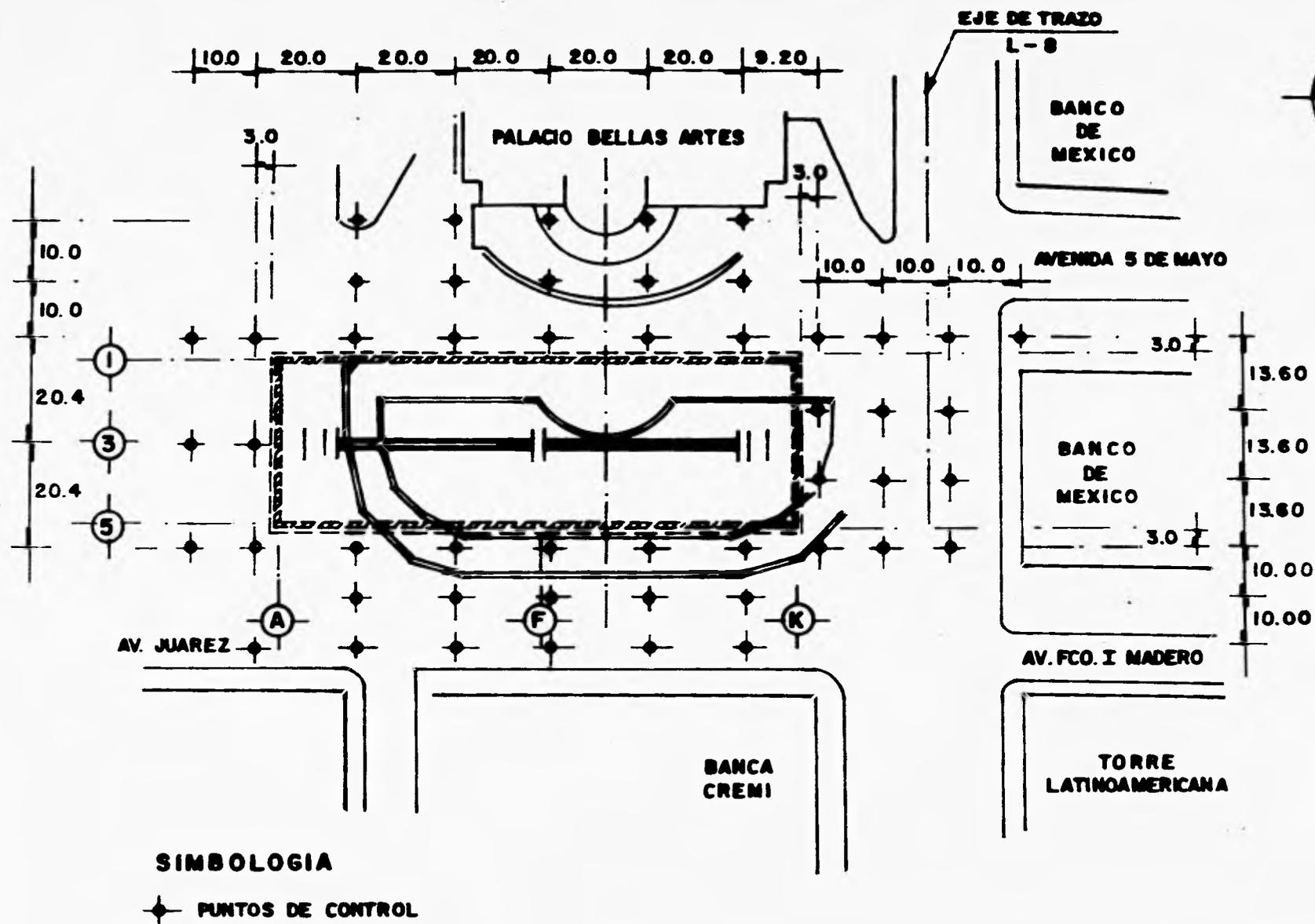


Figura V. 29 UBICACION DE PUNTOS DE CONTROL.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

- b) Se registró la lectura dos veces por semana durante el proceso de excavación y estructuración.
- c) Cuando terminó la construcción, las lecturas se tomaron semanalmente hasta que se presentaron las siguientes condiciones:

Cuando la deformación no excedió de 1 mm por semana, las lecturas se efectuaron mensualmente.

Cuando la deformación no excedió de 1 mm por mes, las lecturas se tomaron con menor frecuencia.

También fueron colocadas dos estaciones piezométricas a ambos lados del estacionamiento, (Ver Figura V.28), formadas por dos celdas permeables desplantadas en las lentes de arena ubicadas a 8.60, 12.55 y 24.15 m de profundidad, el objetivo fue medir los posibles abatimientos que se presentaron por filtración o por la excavación.

Se colocó un inclinómetro en cada celda, los cuales quedaron embebidos en el muro milán, para medir los desplazamientos horizontales y asociarlos a movimientos en superficie que pudieran presentarse.

Durante el proceso de excavación y estructuración la frecuencia de lecturas fue de forma que aportara información rápida para la toma de decisiones y que se contara con una mayor información durante la excavación en la zona.

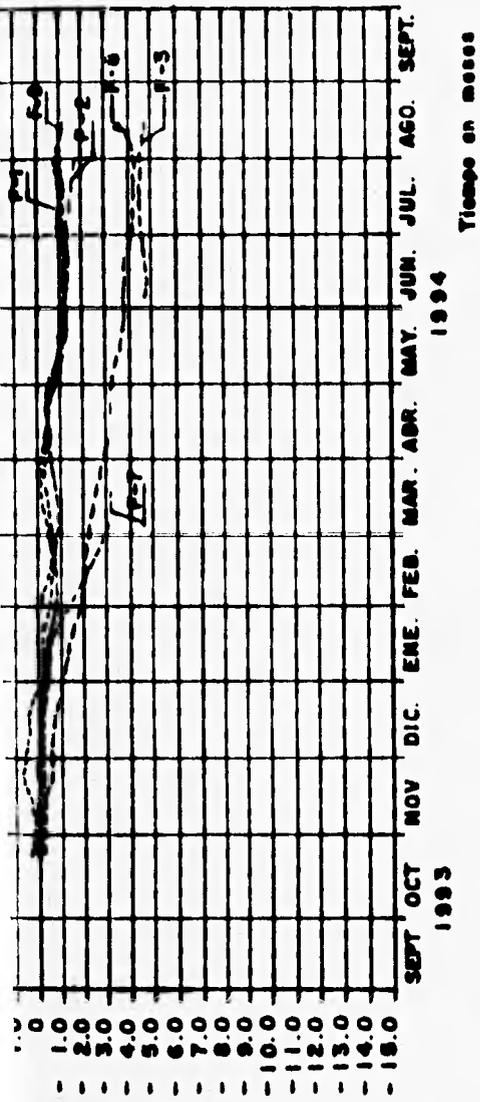
Adicionalmente se instalaron dos tubos de observación para determinar las fluctuaciones del nivel de aguas freáticas.

Se instaló también un banco de nivel semiprofundo para determinar los movimientos de expansión en el fondo de la excavación.

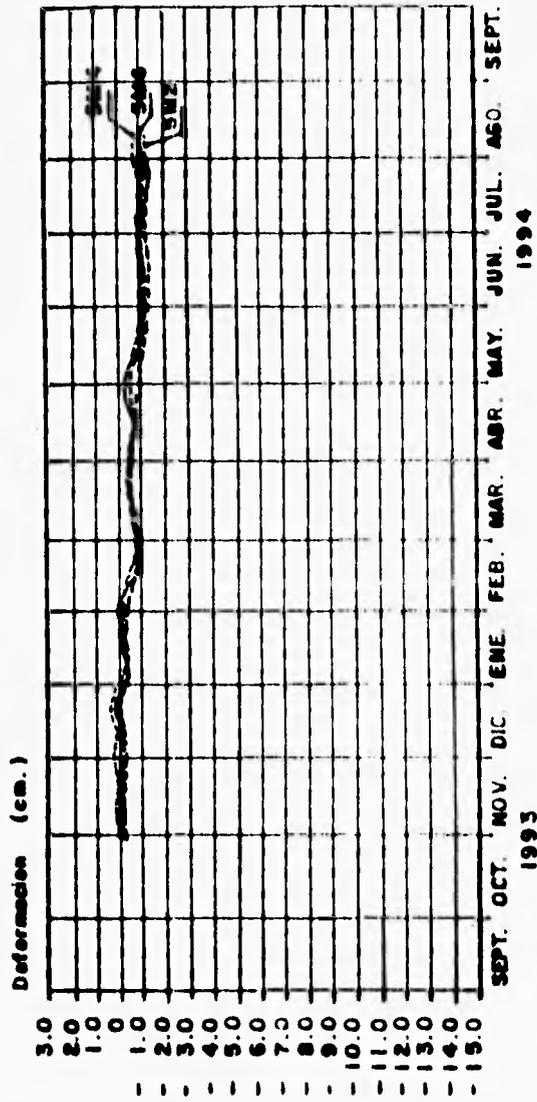
EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Las conclusiones obtenidas de algunas de las lecturas realizadas son las siguientes:

- 1 Las nivelaciones realizadas en el pavimento alrededor del estacionamiento indicaron hundimientos del orden de 3 cm en la zona inmediata a la excavación y en menor magnitud hasta una distancia de 20 m como máximo del perímetro del estacionamiento siendo esto más notorio en la celda sur. Ver Figura V.30a-b-c.
- 2 Los edificios instrumentados ubicados alrededor del estacionamiento no presentaron ninguna influencia por la construcción, incluso el Palacio de Bellas Artes que es la edificación más cercana, presentó movimientos oscilantes del orden de 1 cm debidos al comportamiento propio del edificio.
- 3 En lo referente a las estaciones piezométricas, se mantuvieron los niveles de agua con valores oscilantes de 50 cm tanto en los piezómetros como en los tubos de observación. Ver Figura V.31.
- 4 Los inclinómetros colocados registraron movimientos máximos de 2.5 cm hacia el nivel de máxima excavación, con lo que se concluyó que la distribución de los troqueles y las precargas aplicadas a ellos fueran las adecuadas para que no se presentaran deformaciones en la superficie debidas a desplazamientos horizontales. Los movimientos registrados fueron prácticamente nulos en la dirección oriente-poniente e insignificantes en la dirección norte sur en el inclinómetro de la celda norte, mientras que en el ubicado en la celda sur alcanzaron sus máximos de aproximadamente 2.5 cm cerca del nivel máximo de excavación. Ver Figura V.32
- 5 Las nivelaciones de las losas de fondo indicaron una recuperación de la expansión inmediata del orden de 6 cm de hundimiento, teniéndose finalmente una expansión relativa del orden de 3.7 cm.

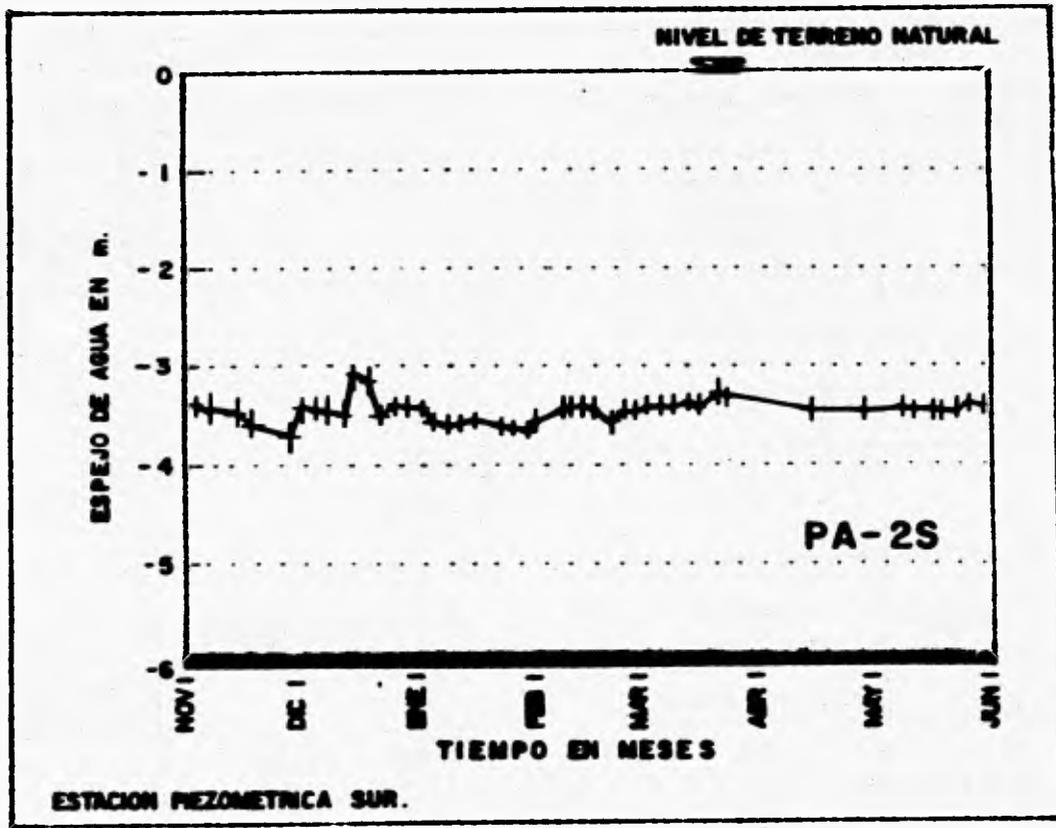


EJE F b)



CALLE 5 DE MAYO c)

FIGURO V.30 NIVELACIONES EN REFERENCIAS SUPERFICIALES.



EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

V-109

Figura V.31 NIVELES PIEZOMETRICOS EN ESTACION SUR.

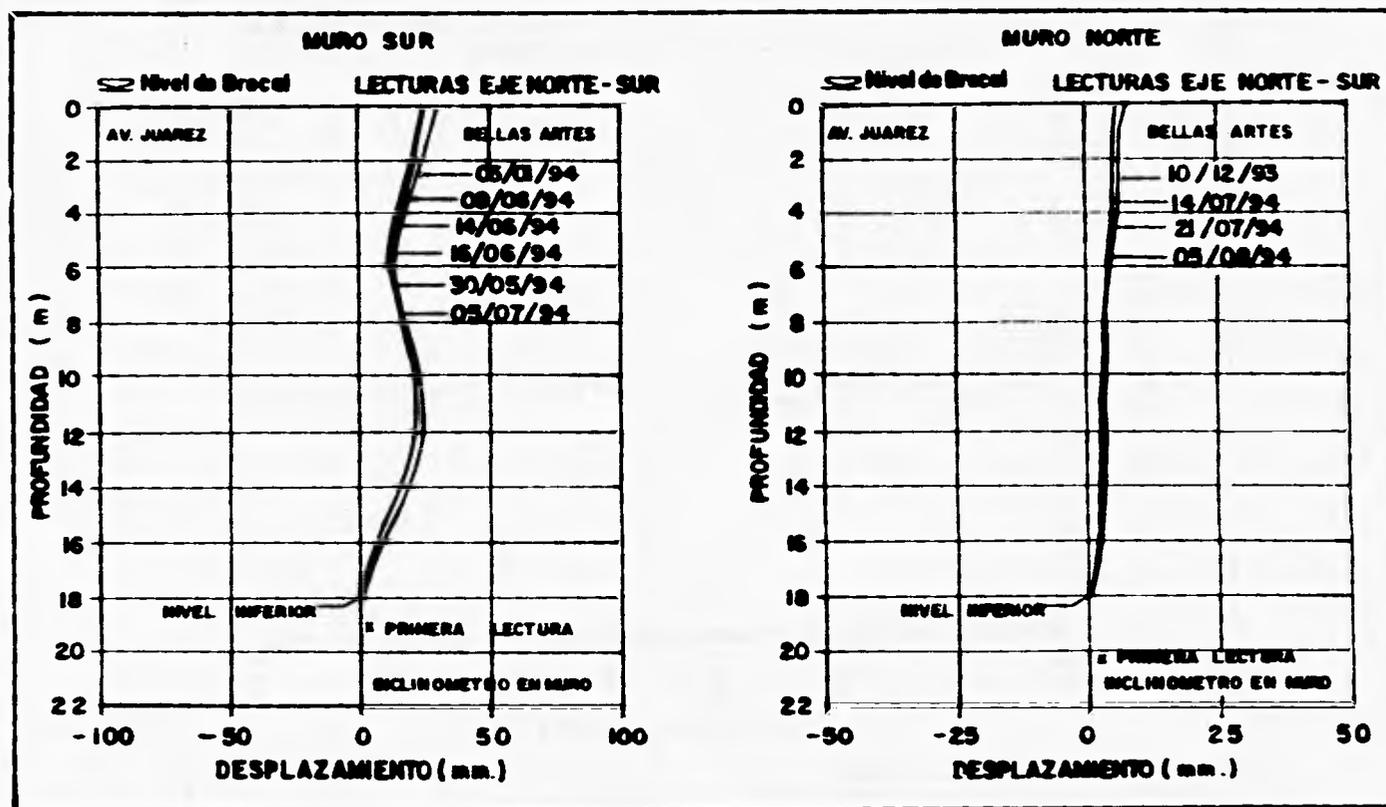


Figura V. 32 LECTURAS EN INCLINOMETRO

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Con la información obtenida de la instrumentación, durante la excavación se decidió incrementar la longitud de sus etapas, agilizándose así el proceso de estructuración y permitiendo la decisión oportuna de movimiento de troqueles, cambio de estructuración y avances de obra.

Asimismo al oriente del estacionamiento en la rejilla de ventilación del tramo de San Juan de Letrán - Bellas Artes de la Línea 8 del Metro también se tomaron nivelaciones sin que se haya tenido algún movimiento.

V.12.2 Comportamiento del estacionamiento.

En términos generales en el proceso de excavación y estructuración del estacionamiento se tuvo un comportamiento adecuado verificando así que la construcción se realizó dentro de los límites de seguridad proyectados.

La tendencia general fue de movimientos no mayores de 2 a 3 cm del paño de la excavación y que desaparecían a 10 ó 15 m de distancia. Estos movimientos ocurrieron durante el lapso de tiempo en que se pasaba de la construcción de muros a losas de entepiso, removiendo puntales. Terminada esta actividad se presentó una tendencia de estabilidad o al menos una disminución en la velocidad de los movimientos, aunada al avance del resto de la estructuración. Este fenómeno se presentó durante la excavación y estructuración de la celda sur, adyacente a la Avenida Juárez; En la excavación de la celda norte se tomaron en cuenta estos aspectos teniéndose un control más estricto en el tiempo requerido para la sustitución de los puntales. Este hecho nulificó casi totalmente los efectos de la excavación en el Palacio de Bellas Artes, de forma que no registró movimientos significativos por la construcción.

Finalmente se tuvieron las precauciones necesarias durante la construcción de los muros tablestaca y en el tratamiento de las juntas entre

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

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

elementos estructurales teniendo una total ausencia de filtraciones en los tres sótanos, los que funcionan adecuadamente.

V.12.3 Comportamiento del Palacio de Bellas Artes.

La excavación para el estacionamiento inició a fines de septiembre de 1993, concluyéndose la estructuración y obra exterior a principios de septiembre de 1994.

Para dar seguimiento al comportamiento del Palacio de Bellas Artes, en cuanto a movimientos verticales, durante la construcción del estacionamiento se colocaron puntos de nivelación sobre sus cuatro fachadas con la nomenclatura indicada a continuación (Ver Figura V.33):

Fachada	Ubicación	Puntos de nivelación
Norte	Avenida Hidalgo	20H5, 38H9, H15 y 24H17
Sur	Continuación 5 de Mayo	5M2B, 5M4B, 5M6B y 1EC99
Oriente	Eje Central Lázaro Cárdenas	4EC, 6EC109, 10EC117 y 14EC125
Poniente	Angela Peralta	25AP2, 12AP30, 14AP31 y 18AP33

Los registros de las lecturas tomadas entre el 24 de septiembre de 1993 y el 26 de septiembre del siguiente año se aprecian en las Figuras V.34a-b. En este período las nivelaciones de las cuatro fachadas muestran comportamientos similares, los cuales, a grandes rasgos son los siguientes:

SECRETARÍA DE CULTURA Y TURISMO
ESTACIONAMIENTO DEL PALACIO DE BELLAS ARTES

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

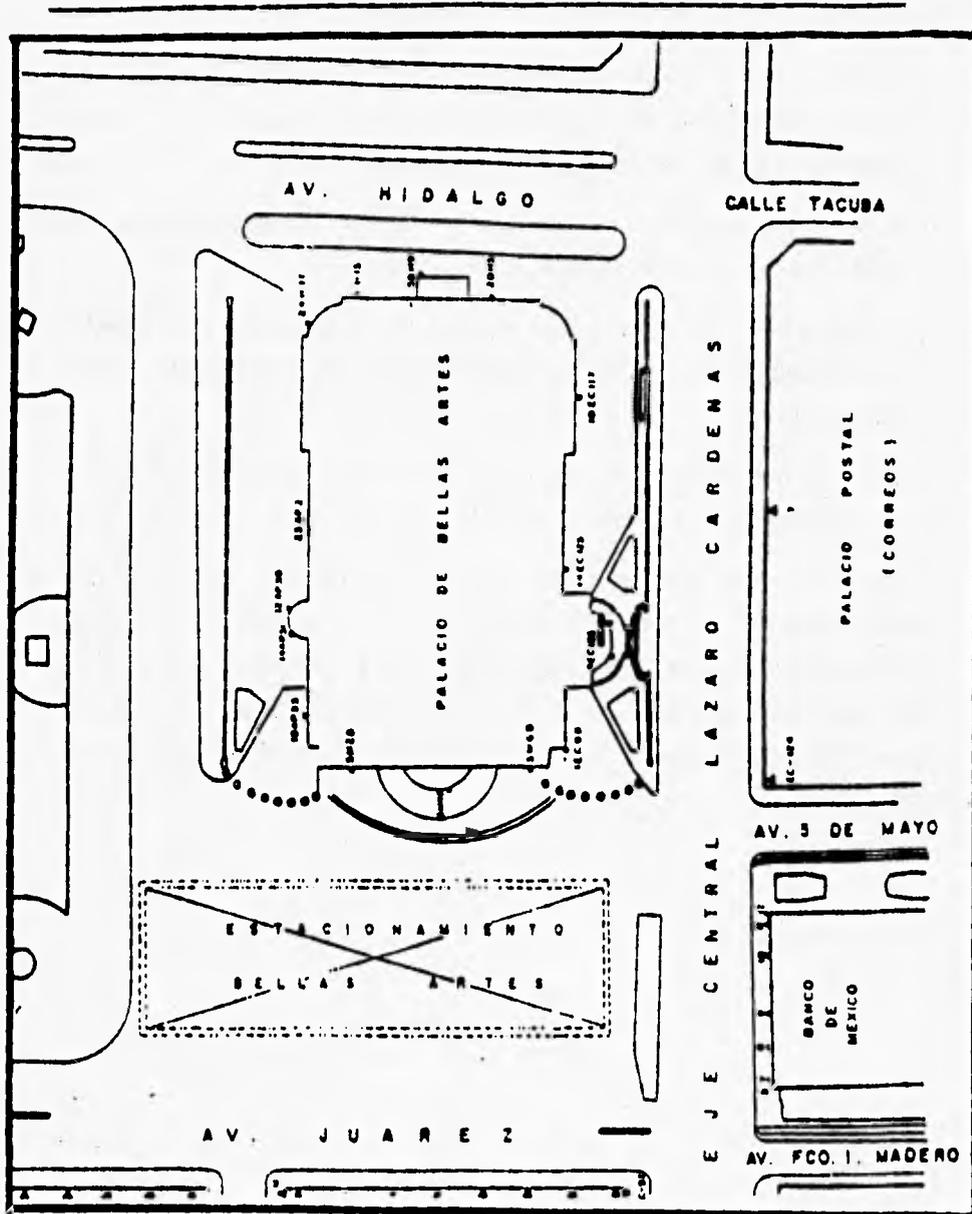
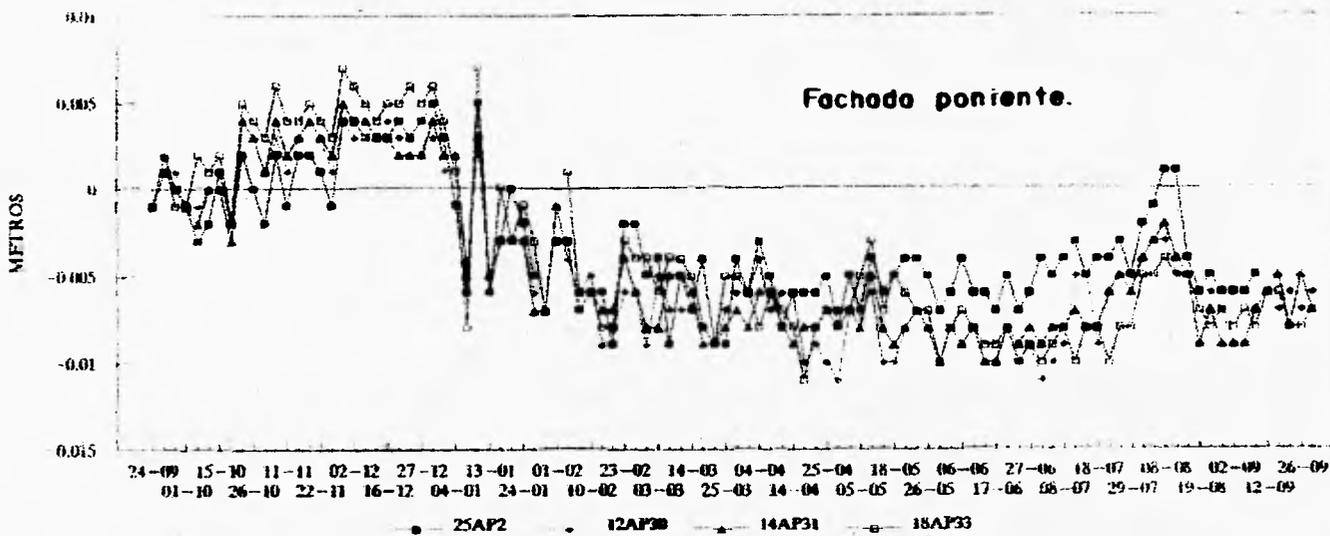
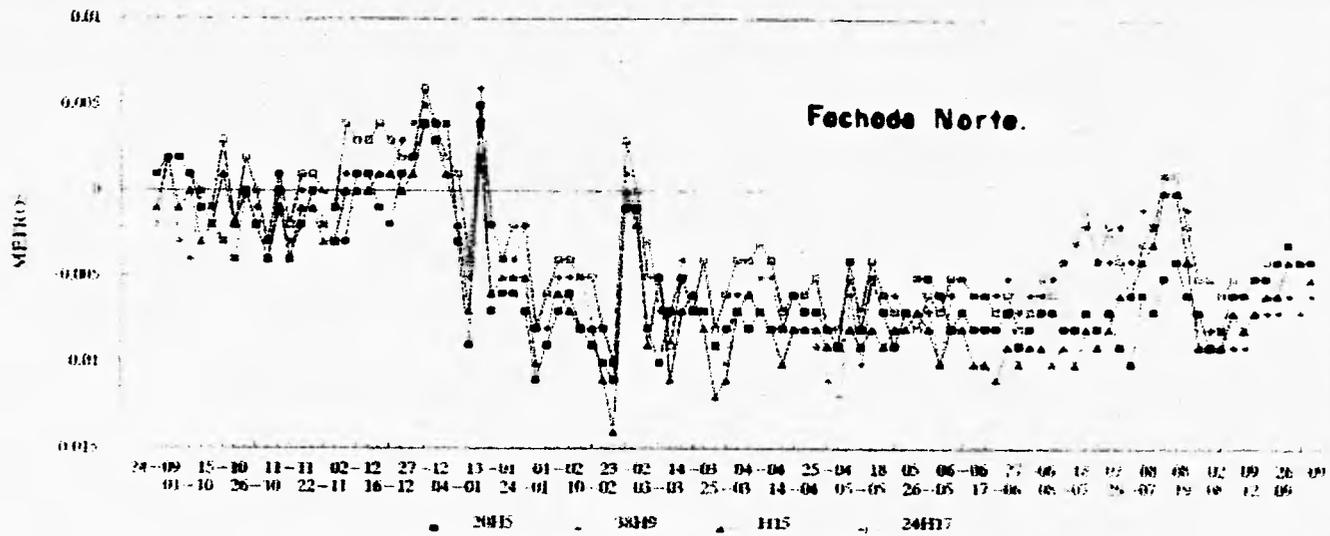


Figura V.33 Puntos de nivelación ubicados sobre el Palacio de Bellas Artes.

EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

- a) En una primera etapa se apreció un ascenso uniforme de todos los puntos perimetrales del Palacio de Bellas Artes llegando a un límite máximo de 6 mm a principios de enero de 1994.
- b) A mediados de febrero del mismo año existió un descenso brusco teniéndose un hundimiento máximo de 14 mm.
- c) Desde la mitad del mes de febrero hasta fin del mes de julio se apreció un periodo de fluctuaciones ascendentes y descendentes de 4 mm como máximo.
- d) Desde el mes de julio continuó un ascenso hasta el mes de septiembre que resultó ser de 11 mm en promedio.

En general puede concluirse que la influencia de la construcción del estacionamiento no fue considerable en los movimientos máximos presentados en el Palacio de Bellas Artes, y que en general después de un año resultaron ser del orden de menos de 1 cm. Además estos movimientos tienen una componente debida al hundimiento regional del Valle de México.



EXCAVACION Y ESTRUCTURACION.

Figura V-34a Nivelación del Palacio de Bellas Artes.

V-115

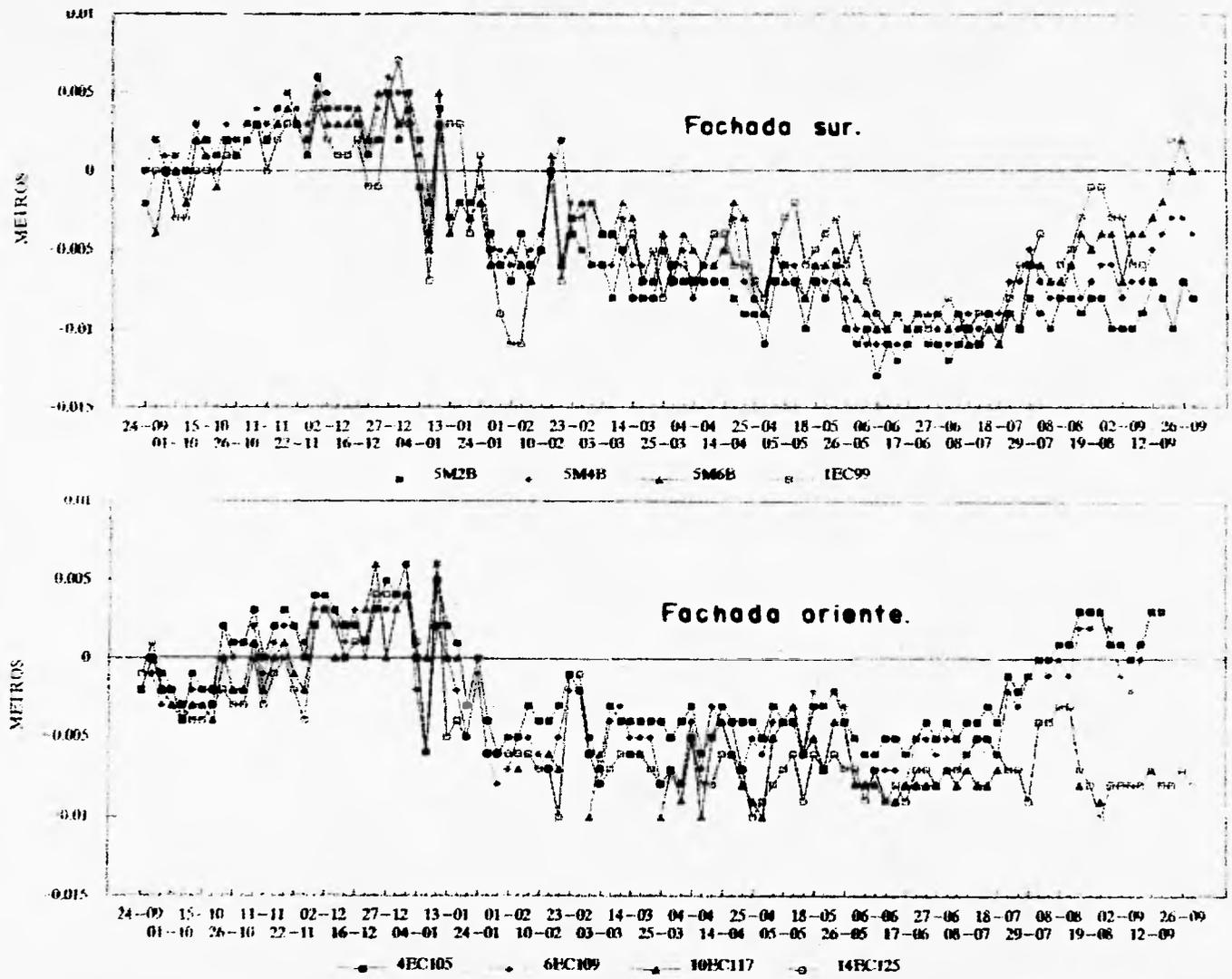
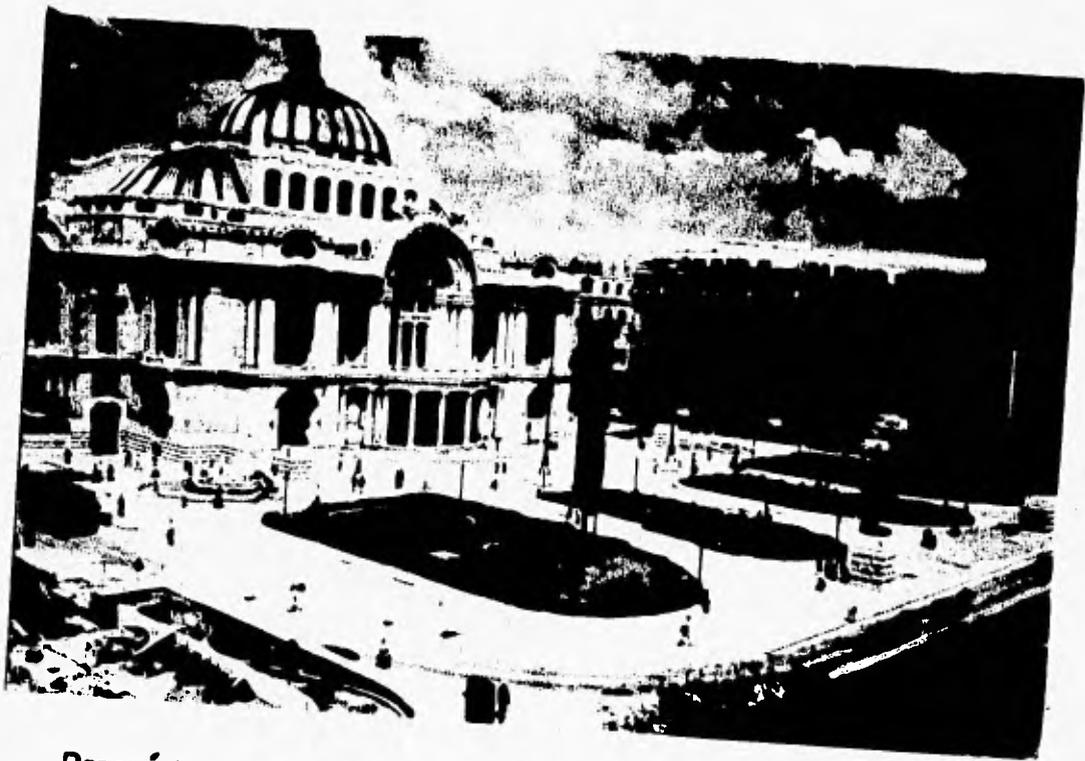


Figura V.34b Nivelación del Palacio de Bellas Artes.



Panorámica Plaza Bellas Artes.

VI CONCLUSIONES.

CONCLUSIONES

VI.1 CONCLUSIONES GENERALES.

Para evitar alteraciones a la vialidad es indispensable tener presente que toda construcción debe contar con espacio requerido para estacionamiento de autos.

Dado que las grandes ciudades generalmente tienen problemas de espacio, es recomendable construir estacionamientos subterráneos que coadyuven a resolver este problema sin alterar el paisaje urbano de la zona.

En el caso de excavaciones profundas en las que no sea posible realizar taludes, el empleo de muros milán y troqueles ha sido satisfactorio.

Debido a las características particulares del subsuelo de la ciudad de México, es importante tener un amplio conocimiento de los fluidos de estabilización y sus propiedades requeridas en excavaciones profundas.

En el caso particular del Estacionamiento Plaza Bellas Artes, el sistema de apuntalamiento y precarga de troqueles fue adecuado, pues por un lado facilitó el procedimiento constructivo, al conseguir que los troqueles no interfirieran con el colado de los muros estructurales y por otro lado de acuerdo a los registros obtenidos de los inclinómetros, instalados en el interior de los muros milán, las deformaciones que provocó al muro milán el empuje del terreno fueron insignificantes.

En el Centro Histórico la estratigrafía del subsuelo esta constituida por potentes estratos de arcilla con altos contenidos de agua e intercalaciones de arena con altas cargas piezométricas. En este caso el control del flujo de agua y el abatimiento de las cargas piezométricas durante la excavación adquiere especial importancia.

CONCLUSIONES

Durante la excavación para el Estacionamiento Plaza Bellas Artes se abatieron las cargas piezométricas por debajo del nivel máximo de excavación. Los piezómetros instalados fuera del perímetro de la excavación permitieron conocer la influencia del abatimiento fuera del perímetro confinado por los muros milán, siendo ésta mínima pues la pata del muro corta los estratos de arena por debajo del nivel máximo de excavación y además no se presentaron problemas de filtraciones en las juntas de los muros.

En el caso de cimentaciones compensadas desplantadas a gran profundidad el diseño de la excavación es tan importante como el diseño de la excavación misma.

Para realizar un diseño geotécnico adecuado es necesario conocer las propiedades mecánicas, las condiciones hidráulicas y las relaciones esfuerzo deformación del subsuelo.

Es esencial llevar a cabo un adecuado programa de exploración y que las pruebas de laboratorio se realicen adecuadamente para determinar con precisión los aspectos enunciados en el párrafo anterior.

La aplicación de la computación en los análisis de Mecánica de Suelos que son laboriosos como por ejemplo, el cálculo de la estabilidad de taludes, ha permitido realizar los cálculos en forma rápida y estudiar diversas combinaciones de taludes y bermas y consecuentemente realizar diseños más racionales.

La determinación de la aplicación correcta de las Teorías de Mecánica de Suelos es de gran importancia para proporcionar los factores de seguridad adecuados para evitar las diversas fallas que pudieran presentarse.

CONCLUSIONES

VI.2 CONCLUSIONES DE LA OBRA.

Los movimientos verticales calculados, resumidos a continuación resultaron menores que los límites permitidos por las NTCDCC-87, que en nuestro caso eran de 30 cm.

- Los estados límite de falla son cubiertos con un buen grado de seguridad.
- Dentro de los movimientos verticales analizados en los estados límite de servicio, se tienen:
 - Expansión instantánea (máxima) al centro del área descargada = 9.70 cm.
 - Expansión instantánea en una esquina del área descargada = 1.97 cm.
 - Expansión instantánea en el centro del claro corto del área descargada = 3.60 cm.
 - Expansión instantánea en el centro del claro largo del área descargada = 5.24 cm.
 - Asentamiento a largo plazo (al centro del área cargada) = 4.90 cm.

El análisis de los movimientos verticales inducidos en las construcciones adyacentes a la excavación no se trataron en esta tesis, debido a que al menos a una distancia igual al ancho de la excavación no se tenía construcción alguna y se juzgó que la posible influencia en estos cimientos sería despreciable.

Al finalizar la construcción de la obra del estacionamiento, se concluyó que el procedimiento constructivo fue el apropiado, debido a que no se presentaron desviaciones de su comportamiento durante su construcción ni en la actualidad (1995); por lo anterior se comprueba que las teorías aplicadas son confiables.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- **Altos Hornos de México**, "Manual AHMSA, para Construcciones con Acero", México, D.F., 1993.
- 2.- **Bowles, J. E.**, "Foundation Analysis and Design", tercera edición, Tokio, Japón, Mc Graw Hill Kogakusha, 1982.
- 3.- **Cal y Mayor R.**, "Estacionamientos", primera edición, México, D.F., Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1986.
- 4.- **Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (Covitur)**, "Manual de Diseño Geotécnico", primera edición, México, D. F., Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, 1983.
- 5.- **Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (Covitur)**, "Cien Kilómetros de Metro", México, D.F., Secretaria General DE Obras, Departamento del Distrito Federal.
- 6.- **Coordinación General de Transporte (CGT)**, "Normas para Estacionamientos de Vehículos", México, D.F. Departamento del Distrito Federal.
- 7.- **Deméneghi Collina A.**, "Apuntes de la Clase de Cimentaciones. Semestre 94-1.", México, D.F., 1994.
- 8.- **Guyot A. y Cárcamo R.**, "Diseño de Tablestacas", México, D. F., Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano, Grupo ICA, México, D.F.
- 9.- **Jiménez V.**, "La Construcción del Palacio de Bellas Artes", primera edición, México, D.F., Instituto Nacional de Bellas Artes, 1984.
- 10.- **Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A.** "Mécanica de Suelos. Tomo I: Fundamentos de la Mécanica de Suelos.", tercera edición, México, D.F., Limusa, 1981.

- 11.- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez, A., "Mécanica de Suelos. Tomo II: Teoría y Aplicaciones de la Mécanica de Suelos.", segunda edición, México, D.F., Limusa, 1981.
- 12.- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., "Mécanica de Suelos. Tomo III: Flujo de Agua en Suelos.", segunda edición, México, D.F., Limusa, 1982.
- 13.- ICA Transporte, "Manual de Procedimientos Constructivos", México, D.F., 1967.
- 14.- ICA Ingeniería, "Proyecto Ejecutivo del Estacionamiento Plaza Bellas Artes", México, D.F., 1993.
- 15.- Marsal R. y Mazarí M., "El Subsuelo de la Ciudad de México. Tomo I: Texto.", segunda edición, México, D.F., Facultad de Ingeniería UNAM, 1969.
- 16.- Marsal R. y Mazarí M., "El Subsuelo de la Ciudad de México. Tomo II: Figuras.", segunda edición, México, D.F., Facultad de Ingeniería UNAM, 1969.
- 17.- Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., 12 de noviembre de 1967.
- 18.- Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., 26 de noviembre de 1967.
- 19.- Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D.F., agosto de 1963.

- 20.- Peck R.B., Hanson W.E. y Thornburn T.H., "Ingeniería de Cimentaciones", primera edición, México, D.F., Limusa, 1962, 557 pp.
- 21.- Santoyo E., Rubio I. y Gutierrez, C.E., "Excavaciones para Muro Milán", Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. Secretaría General de Obras. Departamento del Distrito Federal, México, D.F., agosto de 1967.
- 22.- Smittler J., "Lodos Frequentes".
- 23.- Solum e ICA Ingeniería, "Estudio de Mecánica de Suelos para el Estacionamiento Plaza Bellas Artes", México, D.F.,
- 24.- Terzaghi K. y Peck R., "Soil Mechanics in Engineering Practice", segunda edición, John Wiley and sons.
- 25.- Zeevaert Wechers L., "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", segunda edición, USA, Van Nostrand Reinhold, 1963.