

29
49



*Universidad Nacional Autónoma
de México*

FACULTAD DE INGENIERIA

**"CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION PARA UN
EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO".**

TESIS PROFESIONAL

*Que para obtener el titulo de
INGENIERO CIVIL*

P r e s e n t a

JAVIER ESTRADA VILLANUEVA



FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

1989.



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.

INDICE

I.	INTRODUCCION	1
II.	CIMENTACIONES	4
III.	CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION PARA UN EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO.....	21
	3.1 Localización y Descripción de la Estructura	22
	3.2 Estudio de Mecánica de Suelos	27
	3.3 Criterio de Cálculo	34
	3.4 Elección del Tipo de Cimentación..	36
IV.	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	43
	4.1 Preliminares	44
	4.2 Instrumentación del Terreno	49
	4.3 Perforación de Pozos y Bombeo... ..	51
	4.4 Medición de la Instrumentación del terreno	54
	4.5 Hincado de Pilotes	55
	4.6 Tablestacado	58
	4.7 Filtraciones	71
V.	EXCAVACIONES	74
	5.1 Excavaciones poco profundas	77
	5.2 Excavaciones profundas	78

VI.	ESPECIFICACIONES GENERALES DE	
	CONSTRUCCION	81
6.1	Concreto y Cimbra	82
6.2	Acero de Refuerzo y Soldaduras	89
6.3	Vibrado	98
6.4	Curado con agua	100
6.5	Curado a vapor	102

I. INTRODUCTION.

I. INTRODUCCION.

Este tema ha sido mi primera experiencia profesional, por lo que no pretendo presentar nada nuevo, sino una relación de datos que como supervisión han sido motivo de esta presentación.

Por haber vivido toda esta obra, en que se reunieron el aspecto humano, el técnico y el administrativo, - solicité se me permitiera presentarlo como tema de exámen profesional.

Sé que no es nada actual, que los sistemas constructivos han cambiado, pero no obstante, he hecho acopio de valor porque considero que después de mil peripecias, - como las hemos pasado todos en esta profesión, no me siento completo si no doy este paso trascendental y necesario.

Es sentir que falta el "ALGO" para realizar los sueños abrigados toda una vida.

El "TEMA DE TESIS" aprobado por la DIRECCION de la FACULTAD DE INGENIERIA a propuesta del Señor Profesor e Ingeniero CARLOS MANUEL CHAVARRI MALDONADO, se tituló:

" CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION PARA UN EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO".

Este tema lo he dividido en seis capítulos que pretenden abarcar un trabajo realizado en 18 meses, tiempo en que se realizó esta obra.

Cada capítulo encerró una problemática particular casi desde el momento de conocer el tipo de obra por realizar:

El estacionamiento para 580 vehículos, una central de ambulancias, oficinas especiales, escuela de enfermeras, comunicaciones y servicios, rampas para vehículos, así como un cubo de elevadores para personal.

El programa de obra marcaba un tiempo record para su ejecución, NUEVE meses.

Su iniciación; temporada de lluvias, incluía una demolición de una manzana completa de casi tres mil metros cuadrados, con instalaciones de una central camionera y talleres de reparación de vehículos, una excavación a cielo abierto, auxiliada por una tablestaca perimetral, con cajones de cimentación y piloteada.

La estructura constituida por tres cuerpos independientes en cuanto a su comportamiento estructural, forman un sólo conjunto.

En esta obra se aglutinaron en el tiempo de su realización, todo lo que consideraba novedoso, como: pilotes de punta fricción, pilotes de control, cajones de cimentación, rampas helicoidales, cubos para elevadores, - cimbras deslizantes, curados a vapor, soldaduras con arco-eléctrico, bombeo de aguas freáticas, instrumentación de un terreno para observar su comportamiento, planta dosificadora de concreto, concreto bombeado, laboratorio de mate riales, etc.

Considero que contenfa todo un compendio de en señanza y contacto con todo tipo de personal en sus diferen tes niveles y especialidades.

II. CIMENTACIONES.

- 2.1 Factores que determinan una cimentación.
- 2.2 Clasificación de cimentaciones.
- 2.3 Pilotes.

II. CIMENTACIONES.

2.1) FACTORES QUE DETERMINAN LA ELECCION DE UNA CIMENTACION.

En el proyecto de cualquier cimentación siempre deberán tomarse en cuenta normas que rijan el criterio general, y así podemos enumerar los siguientes:

- a) Función de la estructura.
- b) Cargas que transmitirá al suelo.
- c) Materiales de la estructura.
- d) Propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo.
- e) Factores económicos.

Una adecuada combinación de los factores anteriores serán la base del éxito de un buen proyecto, ya que el proyectista eliminará todas aquellas circunstancias que no resuelvan los problemas de capacidad de carga de los suelos, así como índices tolerables de expansión o asentamiento. Si existe una apreciación razonada en cada uno de los requerimientos citados, habrá una buena relación entre estructura y costo.

2.2 CLASIFICACION DE CIMENTACIONES.

Una cimentación es la parte de una estructura que tiene como fin primordial transmitir el peso de la misma a estratos que puedan soportarlo y podemos encontrarlos superficialmente o profundos, dando lugar a una clasificación general: Cimentación poco profunda y Cimentaciones profundas.

Las cimentaciones poco profundas:

- a) Zapatas aisladas.
 - b) Zapatas corridas
 - c) Losas de cimentación.
-
- a) Las zapatas aisladas son elementos estructurales que se construyen con el objeto de distribuir su carga en un área mayor y afectan generalmente alguna forma geométrica (cuadrado, rectángulo, círculos).
 - b) Las zapatas corridas al igual que los anteriores son para distribuir varias cargas, recibir muros; o bien en el caso de

que la resistencia baja del terreno implique mayores áreas de repartición; se caracterizan porque su longitud es mucho mayor que su ancho.

- c) Losa de cimentación se emplea cuando la resistencia del terreno es muy baja o -- las cargas a transmitir son muy grandes.

Cimentaciones Profundas:

Si el peso de la estructura y la resistencia del terreno son factores determinantes en la elección de una cimentación y no existe la posibilidad de recurrir a los elementos anteriores; será necesario localizar estratos más resistentes a mayores profundidades para utilizar, otro tipo de elemento de cimentación y nos encontramos ante una cimentación profunda.

Los elementos usualmente utilizados en este tipo de estructura son pilotes, pilas cilíndricas y cajones de cimentación, éstas se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, dada la sección de diseño, ya sea cuadrada, rectangular o circular; si el elemento es -

esbelto y de dimensiones que oscilen entre 0.30 m. y 1.00m. se le conoce como pilote; podrán ser de acero, concreto ó madera.

Las pilas suelen tener un ancho comprendido entre 1.00 y 2.00 m. y se construyen de mampostería ó de concreto.

Los cilindros ó cajones de cimentación son elementos de mayor sección que los anteriores, son huecos y de concreto.

2.3 PILOTES.

Los pilotes son elementos estructurales que se emplean para llevar la carga de la estructura a estratos profundos del suelo; atravesando capas de poca resistencia.

- 1) Atendiendo al material de que están hechos se clasifican en:
 - a) Pilotes de madera
 - b) Pilotes de acero
 - c) Pilotes de concreto. } simple o reforzado

- 2) Atendiendo al lugar de su fabricación:
 - a) Precolados
 - b) Colados "in situ".

- 3) Atendiendo a la forma de su sección transversal:
 - a) Sección maciza } Cuadrados octagonales circulares

- 4) Por la dirección de su eje.
 - a) Verticales
 - b) Inclínados.

- 5) Por la forma como transmiten su carga a los suelos.
 - a) Pilotes de fricción.
 - b) Pilotes de punta
 - c) Pilotes mixtos.

El pilote más antiguo es el de madera, tiene la desventaja de que sólo es durable cuando la humedad es constante.

El pilote de acero puede soportar grandes cargas, pero tiene el inconveniente de que es atacado por algunos materiales del suelo.

Los pilotes de concreto no tienen ese problema, de ahí que se empleo sea de uso común.

Los pilotes de concreto normalmente son hincados con el uso de un martinete y con perforación previa -és

ta última en ocasiones se utiliza para los Pilotes colados "in situ".

Los pilotes de sección hueca tienen la ventaja de que su superficie de contacto con el suelo es mayor, - sin aumentar el volúmen de concreto. Su uso está indicado por tanto a pilotes de fricción.

La dirección de los pilotes, dependerá de la dirección de las cargas que tengan que soportar, si éstas son predominantemente verticales, los pilotes también lo serán, pero si existen cargas horizontales están indicados los pilotes inclinados.

Cuando sólo son cargas axiales las actuantes, - puede usarse; el concreto simple en su fabricación, no así si además están sujetas a momentos, pues deberán llevar acero de refuerzo.

El hincado puede hacerse por secciones, en tal caso estos deberán unirse entre sí, para garantizar el trabajo de conjunto.

Pilotes de fricción. Reciben este nombre por - que la carga de la estructura es resistida por la fricción-

que existe entre el suelo y la superficie de concreto en contacto con él.

Pilotes de punta. Son aquellos en los cuales la carga de la estructura es transmitida a un manto resistente. De hecho todos los pilotes son mixtos, sólo que cuando se habla de Pilotes de fricción ó punta se está despreciando una de las resistencias del pilote.

En general puede decirse que la resistencia de un pilote es igual a la resistencia por punta, más la resistencia por fricción.

$$R = R_p + R_f$$

La capacidad a fricción de un pilote será el -- producto de la resistencia a fricción por el área de contacto, la primera se determina mediante pruebas a la fricción entre el suelo y el concreto.

Si el pilote atraviesa varios mantos, la resistencia a fricción quedará expresada por la suma de los productos de las áreas en contacto por las fricciones laterales de cada manto.

$$R_f = A_i + f_i$$

Un diseño estará determinado por los resultados del estudio de suelos que fijen los mantos y la resistencia de cada uno de ellos.

Los pilotes se disponen en grupos para soportar las cargas, por lo que se han especificado separaciones mínimas entre éstos, tomados de centro a centro generalmente 3 veces su diámetro. La razón es que si los pilotes se colocan muy cercanos uno de otro, las áreas de trabajo de cada uno de ellos por fricción se traslapan y la capacidad del conjunto se reduce.

No obstante estas disposiciones se ha observado que los grupos de pilotes por fricción tienen una capacidad menor que la suma de las capacidades de cada uno de ellos. Por lo que habrá que tener en cuenta su factor de eficiencia.

Este factor lo podemos calcular de varias formas, una de ellas es la siguiente:

$$E = 1 - \phi \frac{m(m-1) + n(m-1)}{90 m.n}$$

- E = Factor de eficiencia
 m = No. de pilotes en una fila
 n = No. de pilotes en hilera
 ϕ = Ang. tang. $\frac{d}{s}$; se expresa en grados
 d = Lado de un pilote cuadrado o diámetro de un pilote circular.
 s = Separación de centro a centro de pilotes (si es variable tomése el valor medio)

La capacidad del conjunto será igual a la suma de las capacidades individuales multiplicadas por "E". Debe además el pilote revisarse trabajando como columna, ya que el suelo le proporciona un confinamiento lateral que elimina el pandeo, por lo que el pilote puede calcularse como una columna corta.

El recubrimiento libre en pilotes, teniendo en cuenta su vecindad con la tierra, conviene que sea mínimo de 5 centímetros.

Así mismo, los estribos se deberán colocar más cerrados en los extremos por los menos en los 1.20 m. Esto se debe a que en estas zonas es mayor el impacto al hincado.

Al pilote se le calcula su longitud con 1.00 m. más debido a que una vez que el pilote ha penetrado la longitud de hincado en el terreno, la cabeza queda deteriorada, por lo que habrá que demolerlo, dejando al descubierto las varillas verticales para anclarlas en zapatas o contra trabes.

Los pilotes precolados deben revisarse por izamiento y en general por todas aquellas maniobras a las que van a estar sujetos antes del hincado.

El izamiento más común es el que se hace levantando el pilote mediante uno ó dos puntos de amarre.

La localización más conveniente de los amarres, es aquella para la cual se igualan los momentos positivos - y negativos del peso propio.

Pilotes de punta.

Existen varias teorías para el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes de punta "Terzaghi" propone:

Para pilotes de sección cuadrada.

$$R_p = [1.3 C N_c + y D_f N_q + 0.4 B N] B^2$$

Para pilotes de sección circular.

$$R_p = [1.3 C N_c + y D_f N_q + 0.6 r n] \pi r^2$$

En donde:

R_p = Resistencia última por punta, que debe dividirse entre un factor de seguridad para tener la resistencia de trabajo.

B = Lado de la sección cuadrada del pilote.

C = Cohesión del material en la punta del pilote en k/c^2 ó ton/m^2 .

y = Peso volumétrico del material del terreno en que está hincado el pilote.

D_f = Profundidad de hincado del pilote.

N_c, N_q, N_f = Coeficiente de carga, dimensionales que dependen de ϕ (f_i) = ángulo de fricción interna del material en que está hincado el pilote.

Como los pilotes atraviesan mantos diversos, el término $y D_f N_q$ hay que descomponerlo en varios sumandos-

N_c , N_q , N y, se determinan en función de ϕ .

La resistencia última habrá que afectarla de un factor de seguridad que variará entre 2 y 3, según la precisión con que se haya determinado las características de los materiales.

Por lo que quedará la resistencia de trabajo:

$$R_p \text{ (trabajo)} = \frac{R_p \text{ (última)}}{2}$$

Fricción negativa.

En la Ciudad de México, existe un estrato de apoyo a profundidades del orden de 30.00 m. arriba del cual, las formaciones arcillosas muy compresibles se consolidan por efecto del intenso bombeo que se realiza en los estratos acuíferos.

Los pilotes de punta apoyados en un estrato consolidable y resistente, permanecen comparativamente fijos respecto a los suelos blandos que se enjutan, tendiendo a bajar a lo largo de su fuste. Esta tendencia induce esfuerzos de fricción en el fuste de los pilotes, que por

ser en sentido descendente, sobrecargan a estos al colgarse materialmente el suelo circunvecino de los pilotes.

Si estas cargas no son tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote, - por penetración en el estrato resistente, este es el fenómeno de fricción negativa en los pilotes de punta.

En el mejor de los casos, cuando los pilotes - soportan la sobrecarga, la estructura apoyada sobre los pilotes parece emerger sobre la superficie del terreno.

Aunque la fricción negativa no induzca falla, - su efecto es dañino, ya que ocupa una buena parte de la capacidad de carga del pilote.

PILOTES DE CONTROL.

La necesidad de controlar la carga en los pilotes y los asentamientos diferenciales y totales de la estructura, llevaron al investigador Manuel Gonzáles Flores, a la idea de los pilotes de control.

Estos son en esencia pilotes de punta del tipo que atravieza libremente la losa de cimentación, sobre cuya cabeza se coloca un puente unido a la losa de cimentación de la estructura. Este puente consiste de una vigueta de acero anclada a la losa con tornillos largos de acero.

La unión entre la cabeza del pilote y la vigueta del puente se establece con un dispositivo, formado por superposiciones sucesivas de placas de acero y sistemas de cubos pequeños de madera, con características de esfuerzo de formación especiales.

Este mecanismo hace trabajar al pilote a la carga que se desee, desde luego inferior a la carga de falla. Cuando se alcanza la falla plástica de la madera previamente determinada, se garantiza que el cubo está transmitiendo una cierta carga fija a la cabeza del pilote.

Conocida la carga que se desea que tome el pilote, bastará dividir este valor entre la carga de falla del cubo de madera, para determinar el número de cubos que ha de colocarse por capa entre dos placas de acero.

Su objetivo fundamental de los pilotes de control, es lograr que la estructura baje simultáneamente con la superficie del suelo. La carga transmitida por la estructura es tomada, parte por el suelo y parte por los pilotes.

**III. CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION PARA
UN EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO.**

- 3.1** Localización y descripción de la estructura.
- 3.2** Estudio de Mecánica de Suelos.
- 3.3** Criterio de cálculo.
- 3.4** Elección del tipo de cimentación.

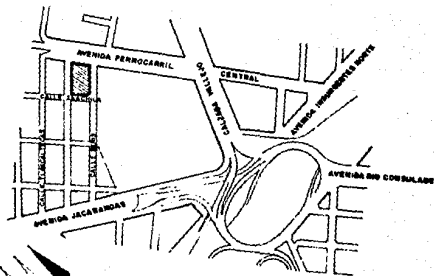
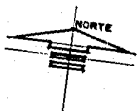
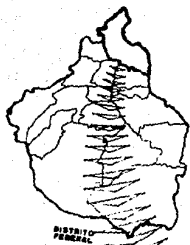
III. CONSTRUCCION DE UN ESTACIONAMIENTO PARA VEHICULOS EN EL CENTRO MEDICO LA RAZA.

3.1) LOCALIZACION.

Al norte de la Ciudad de México, D.F. en la colonia "LA RAZA", se proyecta la construcción de un edificio para estacionamiento y escuela de enfermería.

El terreno donde se proyecta la Unidad es de - 2 950 m², limitada por las siguientes colindancias:

Al Oriente	73.00 m.	Calle Seris
Al Poniente	76.50 m.	Calle Tlaxcaltecas
Al Sur	36.50 m.	Calle Zaachila
Al Norte	40.00 m.	Calle F.C.Industrial



LOCALIZACION

Se pretende mediante esta construcción alojar - 580 vehículos que de alguna forma, aliviará en parte el problema de espacios libres para circular y por otro lado alentar a nuestra juventud femenina estudiosa con nuevas instalaciones, para realizar satisfactoriamente sus aspiraciones y entrega a esa hermosa profesión de enfermería.

Contará con una central de ambulancias, oficinas, escuela de enfermeras, comunicaciones y servicios, accesos para alojamiento y desalojo de vehículos, un cuerpo de elevadores para personal.

Materiales que se usarán:

Sótano: (central de ambulancias)

Pisos: concreto aparente.

Columnas, muros y losas de concreto aparente.

Oficinas:

Pisos: loseta vinílica.

Muros tabique y recubrimientos plásticos.

Plafón ; yeso.

Baños y vestidores:

Lambrines; de material vidriado

Pisos; granito de terrazo

Plafones; yeso

Planta baja y 7 niveles tipo.

Pisos: concreto

Columnas, muros y losas; concreto aparente.

Pretilas; concreto aparente.

8° y 9° niveles Escuela de Enfermeras.

Pisos interiores; loseta vinílica.

Exteriores piedra

Muros exteriores; concreto aparente

Interiores; tabique y recubrimiento plásticos.

Plafones; yeso.

Descripción de la Estructura:

Estará constituida por tres cuerpos independientes en cuanto a su comportamiento estructural, pero traba -

jando en conjunto en cuanto se refiere a su funcionamiento.

El cuerpo de mayores dimensiones, se destinará a estacionamiento de vehículos en los siete primeros niveles, en una superficie aproximada de 2 200 m² por planta, tendrá un sótano de la misma superficie, que se destinará a talleres y estacionamiento de ambulancias.

En los niveles superiores estará una escuela de enfermeras, con dos niveles en una zona y un nivel en la otra.

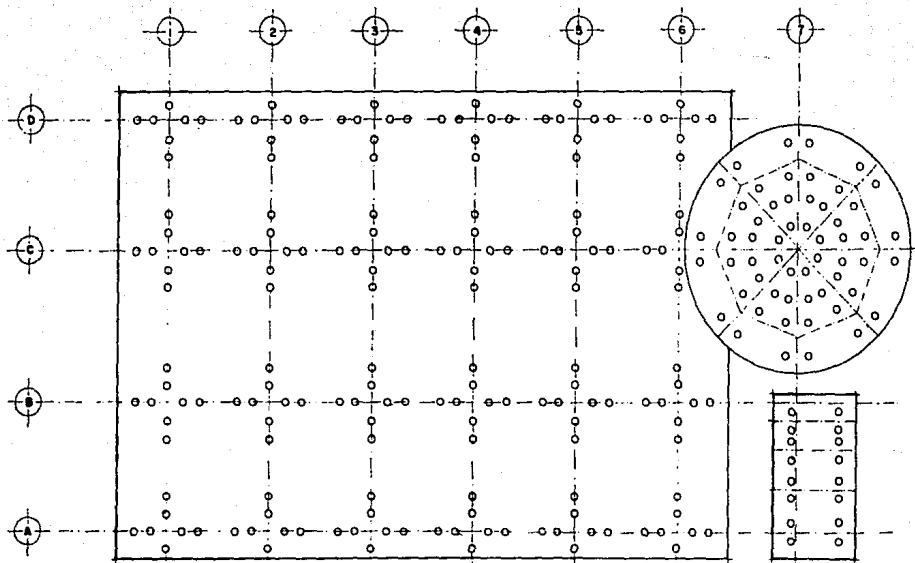
El cuerpo cilíndrico tiene como función principal la de desalojar a los autos que se encuentren estacionados en la estructura principal, mediante una rampa helicoidal, con pendiente máxima menor del 15%.

La parte superior de este cuerpo será destinada a una bibliohemeroteca y cafetería, que se localiza a nivel de la escuela de enfermeras.

Finalmente, el cuerpo de menores proporciones tendrá como función la de permitir los accesos verticales mediante escaleras y elevadores.

Entre los tres cuerpos, existirán juntas de -

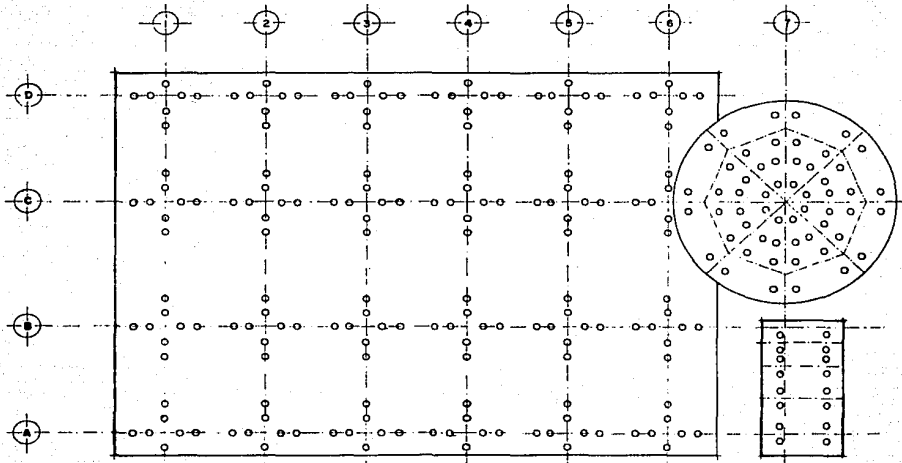
**expansión que permitirán un comportamiento totalmente inde
pendiente entre ellos.**



LOCALIZACION DE PILOTOS EN-

CUERPO DE ESTACIONAMIENTO	100 PILOTOS DE PUNTA FRICCION
RANPA HELICOIDAL	80 PILOTOS DE CONTROL
NUCLEO DE ELEVADORES	16 PILOTOS DE CONTROL

LOCALIZACION DE PILOTOS



LOCALIZACION DE PILOTES EN:

CUERPO DE ESTACIONAMIENTO

RANPA HELICOIDAL

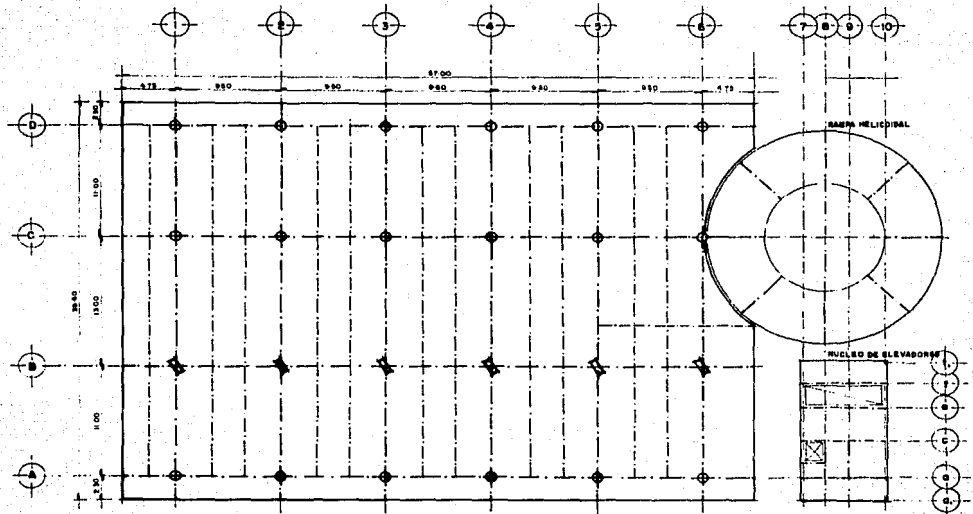
NUCLEO DE ELEVADORES

100 PILOTES DE PUNTA FRICCION

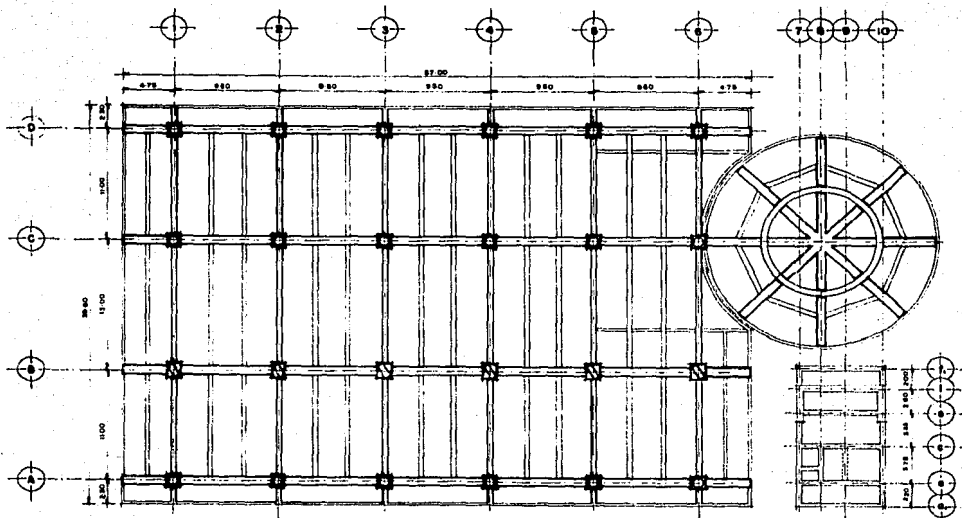
96 PILOTES DE CONTROL

18 PILOTES DE CONTROL

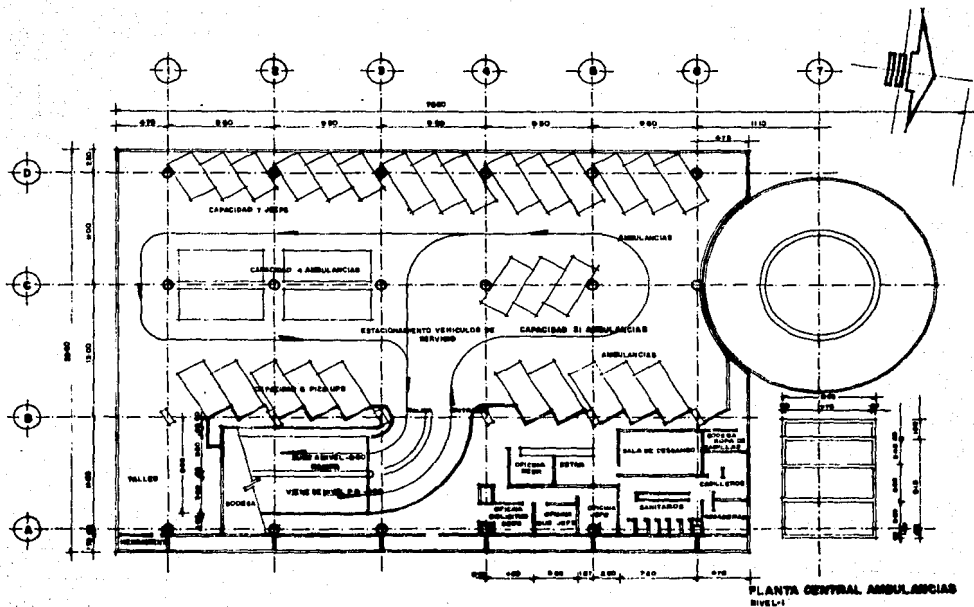
LOCALIZACION DE PILOTES

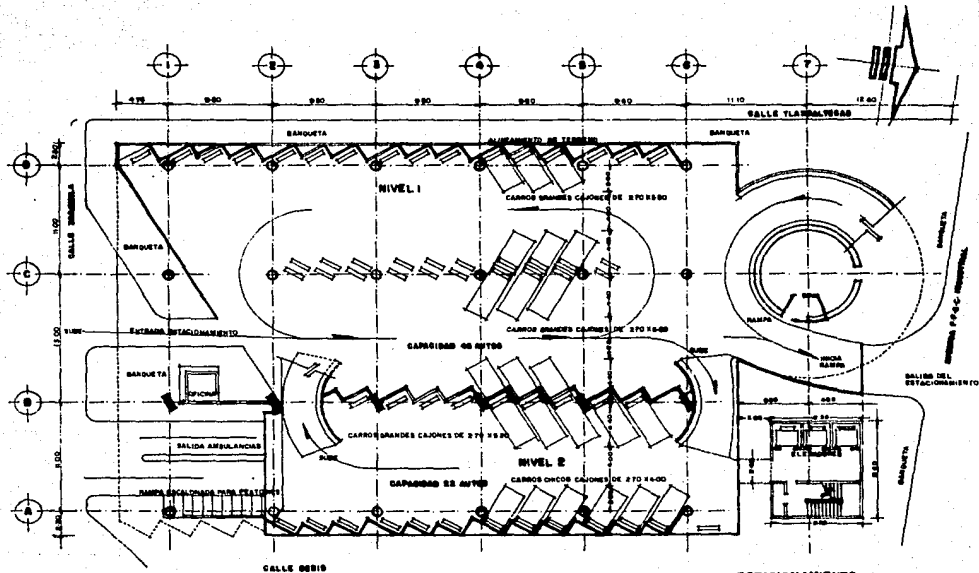


LOCALIZACION DE EJES

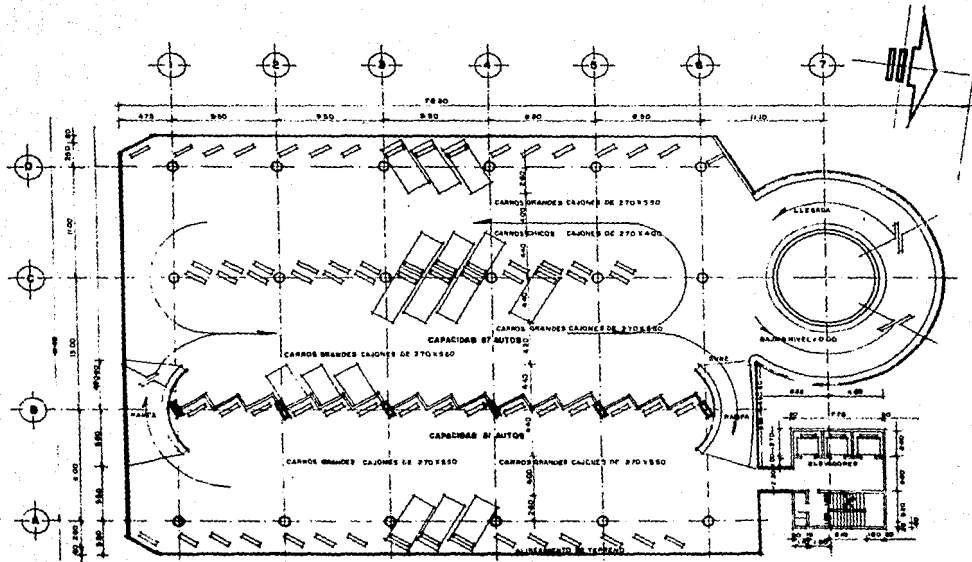


LOCALIZACION CONTRATRAMES
Y
COLUMNAS

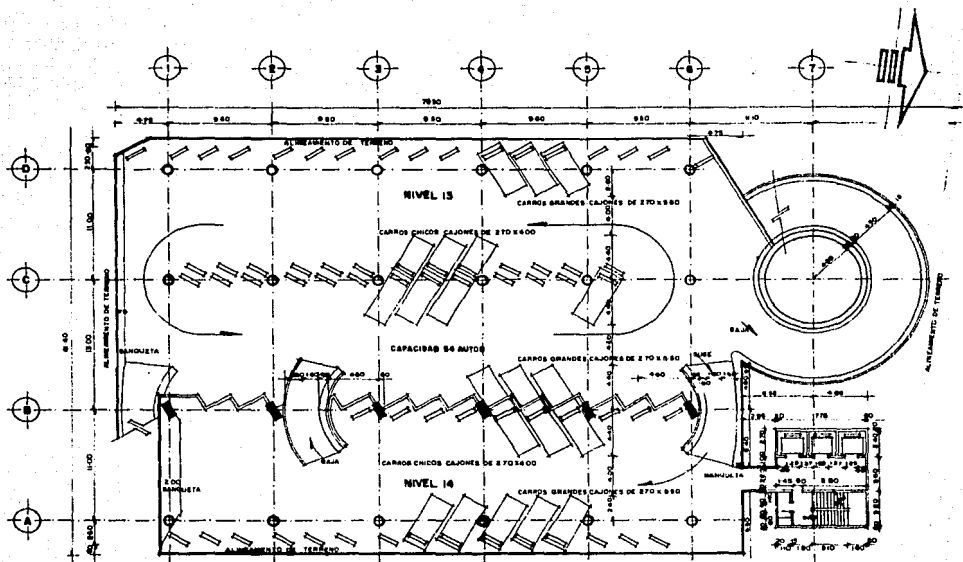




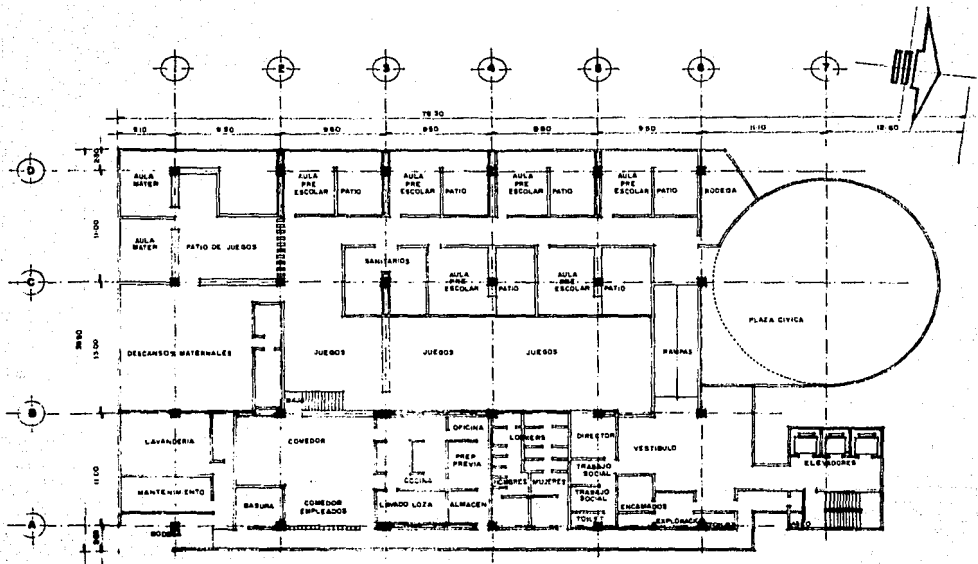
**ESTACIONAMIENTO
PLANTA BAJA NIVELES 1 Y 2**



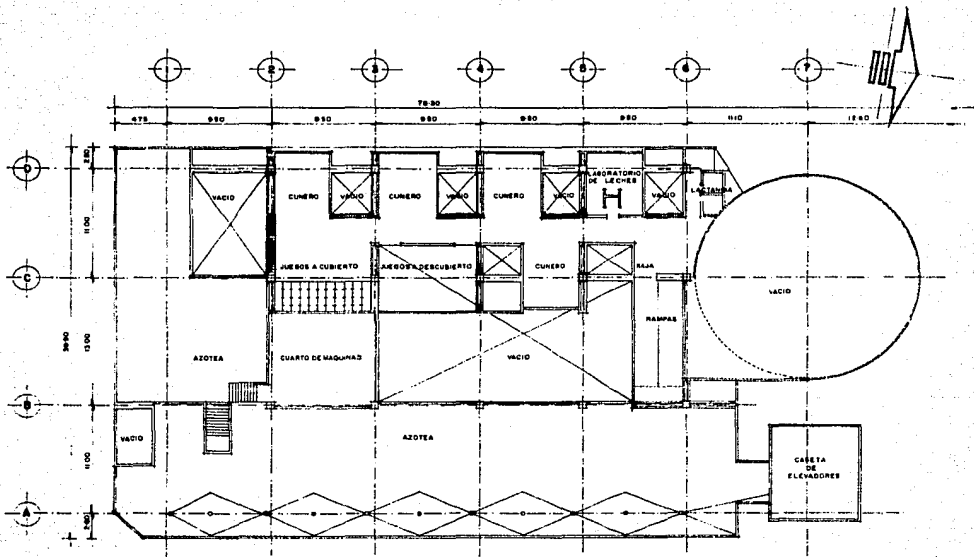
ESTACIONAMIENTO
PLANTA TIPO NIVEL +0.00



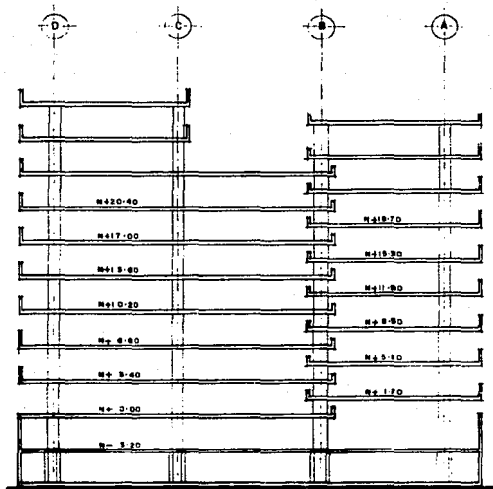
ESTACIONAMIENTO
 PLANTA NIVEL 15 Y 14



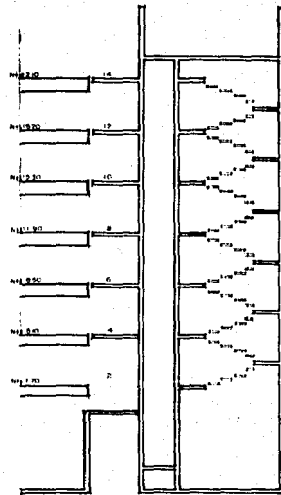
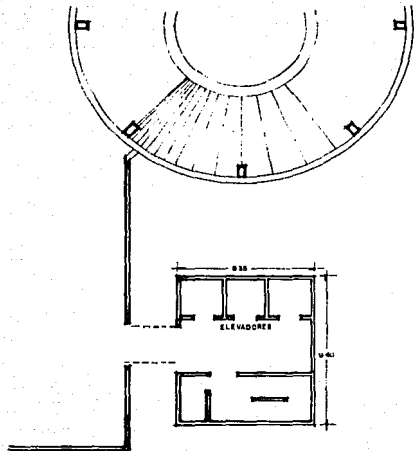
PLANTA GUARDERIA
NIVEL 7



PLANTA GUARDERIA
NIVEL 0



CORTE TRANSVERSAL



NUCLEO DE ELEVADORES

3.2 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

El objetivo de este estudio es determinar la cimentación más adecuada para las estructuras que se construirán, teniendo en consideración factores primordiales - como economía, mantenimiento, funcionamiento y condiciones de seguridad.

Exploración del Subsuelo.

Para determinar la estratigrafía y propiedades del subsuelo en el lugar, se llevó a cabo un sondeo mixto - a 28.00 m. de profundidad, con recuperación de muestras; inalteradas y alteradas.

El Muestreo inalterado en los suelos blandos se llevó a cabo, mediante el hincado a presión de tubos de pared delgado tipo Shelby de 10 cm. de diámetro y 80 cm. - de longitud.

En los suelos duros se recurrió al barril giratorio, tipo Denison de 10 cm. de diámetro y 120 cm. de longitud.

El Muestreo alterado se realizó siguiendo el-

método de penetración standard, que consiste en hincar a percusión un tubo muestreador de pared gruesa de 3.5 cms.- de diámetro interior y 60 cm de longitud. Al mismo tiempo se llevó un registro del número de golpes para que dicho muestreador penetrase 30 cm., ya que mediante este procedimiento, es posible conocer empíricamente la compacidad o consistencia de los suelos atravesados, así como la resistencia al corte de los materiales friccionantes.

El Nivel de aguas fráticas se detectó a 2.30 m bajo el nivel de banqueta.

Pruebas de laboratorio.

A todas las muestras recuperadas se les efectuaron las siguientes pruebas índice.

1. Clasificación visual y al tacto en húmedo y en seco.
2. Contenido natural de agua.
Secando una porción de las muestras en un horno a 105°C., durante un periodo mínimo de 12 horas.
3. Análisis granulométricos gráficos.

4. En los suelos finos plásticos, se realizaron límites de consistencia, límite líquido (L.L) y límite plástico (L.P.)

Los resultados de estas pruebas los muestra adelante

A las muestras inalteradas, se les efectuaron las siguientes pruebas especiales, encaminadas a determinar sus propiedades mecánicas:

Tarcómetro (Veleta de laboratorio) y ensayos de compresión simple.

Ensayes de corte directo, con objeto de definir la resistencia al corte de los suelos finos plásticos, pruebas de compresión triaxial, consolidado rápido para valuar la resistencia al corte, tanto de los suelos finos como friccionantes.

Consolidación unidimensional. Para determinar la compresibilidad del suelo bajo carga estática, con un ángulo de fricción: $\phi = 12^{\circ} 30'$.

En ensayos de corte directo no drenados, la

cohesión fue de 6.2 ton/m^2 .

Respecto a la compresibilidad, el módulo de variación volumétrica, resulta ser de $0.14 \text{ cm}^2/\text{kg.}$, para las presiones efectivas y de Sobrecarga a que estará sujeto este suelo.

Intercalada a 14.00 m. se encuentra una capa - de 3.00 m. de limo arenoso verdoso, de firme a duro, con una lente (14.9 - 15.5m.) de 0.60m. de limo gris verdoso, de consistencia media a firme, con resistencia al corte, - determinada con torcómetro de 5.2 ton/m^2 .

Primera capa dura.

Entre 19.50 y 23.00m., se encontró una arena - gris oscura de compresión media a compacta ("N" mayor de 30 golpes), subyaciendo se encontró una arcilla gris verdosa, altamente plástica, con resistencia al corte con Torcómetro de 8.0 ton/m^2 , en ensayos de compresión triaxial rápida drenada 13.5 ton/m^2 , y un ángulo de fricción de $9^\circ 30'$ así como en pruebas de compresión simple de 8.1 ton/m^2 .

Las pruebas de consolidación reportaron un coeficiente de variación volumétrica de $0.028 \text{ cm}^2/\text{kg.}$

Estratigrafía y Propiedades.

De acuerdo con la zonificación estratigráfica de la Ciudad de México, el terreno en estudio se encuentra ubicado dentro de la zona llamada "Zona de Transición", - formada por suelos arcillosos y limosos que descansan sobre arcillas volcánicas muy compresibles, a las cuales subyacen potentes mantos de arena y grava, como se indica a continuación:

Manto superficial.

De 0.0 a 0.6 m. existe un relleno formado por desperdicios de construcción. Inferiormente y hasta 1.20m. se detectó arcilla gris de consistencia blanda a media - (N de 4 a 9) con un contenido de 39 % de agua.

Resistencia al corte determinada por Torcôme - tro de 4.2 ton/m^2 y en compresión simple de 1.8 ton/m^2 .

Subyaciendo y hasta 4.10 m. se encontró un limo café grisáceo de consistencia blanda a media (N de 4 a 9) con contenido natural de agua de 90 % a una profundidad de 2.20 m. se intercepta un estrato de 0.20 m. de espesor de arena fina con gravillas.

Formación arcillosa superior.

Entre 4.00 a 19.50 m. se encontró una arcilla-gris verdosa de alta plasticidad muy blanda, (La herramienta de perforación entró por su propio peso). La resistencia al corte medida con Torcómetro, da una cohesión media entre 3.0 y 7.0 ton/m^2 . En compresión simple entre 2.5 y 8.0 ton/m^2 , y en ensayos de compresión triaxial consolidada rápida, se obtuvo una cohesión de 3.0 ton/m^2 .

Formación inferior.

Entre 25.00 y 28.00 m. se encontró un limo arenoso café oscuro de consistencia firme (N mayor de 30 golpes) la resistencia al corte medida con Torcómetro, dió una cohesión media de 12.00 ton/m^2 , y en ensayos de corte directo drenado 10 ton/m^2 .

Resumen de la estratigrafía del lugar.

El subsuelo es típico de la zona de transición de la Ciudad de México, con la siguiente secuencia estratigráfica.

0.00 - 4.00 m. Limos blandos poco compresibles.

- 4.00 - 14.00 m. Arcilla blanda altamente compresible.
- 14.00 - 17.00 m. Limos arenosos firmes incompresibles (capa dura).
- 17.00 - 19.50 m. Arcilla blanda altamente compresible.
- 19.50 - 23.50 m. Arenas y limos poco compresibles (capa dura).
- 23.50 - 25.00 m. Arcilla firme poco compresible.
- 25.00 - 28.00 m. Limos arenosos firmes incompresibles.

El medio se encuentra en una zona con descenso regional de 7.5 cm. al año, de acuerdo con los datos de la Comisión Hidrológica de la cuenca del Valle de México.

El nivel de agua freática apareció a 2.30 cm.- Abajo del nivel de piso.

3.3 CRITERIO DE CALCULO.

Capacidad de pilotes.

Se utilizó el criterio de Meyerhof para el cálculo de capacidad de carga.

$$\theta_{fa} = \frac{CN'_c + jd \cdot Ab + fs \cdot As}{F.S.}$$

en que:

- θ_{fa} = Capacidad de carga a la falla por punta (Ton).
- C = Cohesión aparente del suelo (Ton/m²)
- jd = Presión efectiva al nivel de desplante del pilote (Ton/m²).
- fs = Adherencia pilote - suelo (Ton/m²).
- As = Area de adherencia (m²).
- $F.S.$ = Factor de seguridad.

Asentamientos:

Para el cálculo de asentamiento se utilizó la -

teoría de consolidación de Terzaghi, según la siguiente expresión:

$$H = m_v \Delta p h.$$

Donde:

H = Asentamiento total en cm.

m_v = Módulo de compresibilidad volumétrica en $\text{cm}^2/\text{kg.}$, que depende de las presiones efectivas del suelo y de la sobre carga (ΔP). Por transmitir.

h = Espesor del estrato considerado en (m).

3.4 ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Considerando la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo, el hundimiento regional de la zona, las sobrecargas actuantes y la condición de mínimo movimiento entre dos de los cuerpos, se consideró las siguientes alternativas:

- 1). Compensación parcial, sobrecargando el terreno; en este caso se tendrían asentamientos en el centro de las estructuras - hasta de 8 cm., que implicarían grandes problemas constructivos, como son: abatimiento del nivel de aguas freáticas, control de expansiones, empleo de estructuras de contención, apuntalamientos, etc.
- 2) Pilotes trabajando por punta, desplantados hasta la primera capa dura; en este caso se presentaría emersión de los edificios con respecto al terreno natural, lo cual, no es recomendable.
- 3) Cimentación parcialmente compensada con -

pilotes- de fricción- punta.

Considerando una excavación, se obtendrá una compensación, y quedará una sobrecarga que podrá ser tomada por pilotes, la capacidad de carga en este caso resultó ser de 50 tons. con un factor de seguridad de 1.5.

En el factor de seguridad por punta, se tomará el más bajo con objeto de que al presentarse la fricción negativa, la punta falle y penetre en el estrato de apoyo, logrando así que la estructura de mayores dimensiones no emerja, debido al hundimiento general del Valle.

En estas condiciones, se requerirá un determinado número de pilotes para cada cuerpo, en este análisis se consideraría el pilote desplantado a 22.00 m. de profundidad con sección de concreto armado de 0.50 x 0.50 m. En una cierta longitud una punta de acero.

Los asentamientos serían del orden de 5cm.

- 4) Cimentación parcialmente compensada con pilotes de control.

Para pilotes de punta se tendría una capacidad de 57 ton., considerando un pilote de 0.50 x 0.50 m., desplantando a 22.00 m. de profundidad.

Los asentamientos serían del mismo orden que los del inciso anterior, en esta solución se presenta el de mantenimiento de pilotes.

Por todo lo anterior, se concluye que la cimentación más adecuada para este tipo de estructuras, es una combinación de los incisos 3) y 4).

El edificio de mayores dimensiones; el estacionamiento propiamente dicho, utilizará 189 pilotes de punta - fricción, desplantados a una profundidad de 22.00 m. con una sección de 0.50 x 0.50 m.; 14.0 m. de longitud y una punta de 3.10 m. de tubo de acero de 6" (15 cm.) de diámetro cédula 40.

Los asentamientos serán de 5 cm. aproximadamente.

En el cuerpo número (2) o sea la rampa helicoidal de descenso de vehículos, se tomará la alternativa de pilotes de control asentados a una profundidad de 22.00 m.- con una longitud de 17.00 m. y una sección circular de 56 cm. de diámetro de concreto armado (56 pilotes).

El cuerpo número (3) que es el cubo de elevadores para ascenso verticales de personal, se utilizaron también pilotes de control con una sección y longitud de concreto iguales al anterior (16 pilotes), ver croquis de localización.

Datos de la losa de cimentación:

Tendrá un espesor de $h = 0.30$ m.

Acero grado duro del número 5 y un $f_y = 6,000$ kg/cm². (doblemente armadas).

Concreto con agregado 3/4 " $f' c = 300$ kg/c².

Descansará sobre una plantilla impermeabilizada con microlástico, película de hule butilfest número 20 y mi-

crofest asfáltico emulsionado.

El concreto en cimentación llevará aditivo integral para lograr una impermeabilización adecuada.

Perimetralmente estará constituido por muros de contención. Con un espesor $h = 0.20$ y una altura de 6.00 m. Con todas las especificaciones anteriores doblemente armadas.

Sobre la losa de cimentación y formando un conjunto, llevará contratrabes que tendrán los siguientes datos:

Contratrabes principales a lo largo de los ejes A, B, C y D.

Altura = 3.00 m.

Espesor = 0.70 m.

En los ejes 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Altura = 3.00 m.

Espesor = 0.50 m.

Contratrabes secundarias:

Intermedias entre los ejes 1, 2, 3, 4, 5 y 6 y a 1/3 de su claro.

Altura	=	2.40 m.
Espesor	=	0.35 m.
Concreto f' c	=	300 kg/c ² .
Acero grado duro. fy	=	6,000 k/c ² .

Sobre estas últimas contratraves llevará murete de tabique rigidizado, con castillos de 0.15 x 0.15 m. - dejando pasos de 0.45 x 0.80 m. a la mitad de cada claro - (pasos de gato) para inspecciones futuras.

En la losa de cimentación y debidamente distribuidos se dejará 3 cárcamos de 1.50 x 1.00 x 0.80 m., a fin de recolectar las aguas freáticas de posibles filtraciones.

A estos cárcamos de bombeo de aguas freáticas, - llegará el agua a través de pasos de 10 cm. de diámetro, - hechos en la base de las contratraves situados de tal manera que formen una red que afluya a sus respectivos cárcamos. Y de estos bombear hacia el sistema municipal.

A fin de efectuar colados diarios del orden de-

100 m³, se cuenta con una planta de concreto con una capacidad de producción de 15 m³ cada hora.

El concreto que producirá será de $f' c = 300 - k/c^2$.

IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

- 4.1 Preliminares.**
- 4.2 Instrumentación del terreno.**
- 4.3 Perforación de pozos y bombeo**
- 4.4 Medición de la instrumentación del terreno.**
- 4.5 Hincado de pilotes.**
- 4.6 Tablestacado.**
- 4.7 Filtraciones.**

IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

4.1 PRELIMINARES.

iniciar demoliciones de construcciones antiguas, incluyendo las que se encuentren bajo el nivel natural del terreno.

Replanteo de límites según la descripción de linderos.

Localización, trazo y estacado de los alineamientos.

Construcción de mojoneras necesarias que precisen de manera permanente los trazos definitivos, alejarlos del área de construcción, con el objeto de no perderlos en el transcurso de excavaciones de la construcción misma.

Al efectuar nivelación marcar niveles de trabajo, bancos de nivel y mojoneras que se requieran.

Construir cercados provisionales para protección de la zona de trabajo.

Planta de construcción:

Deberá tenerse en obras: instalaciones provisionales, almacenes, talleres, maquinaria, herramienta y equipos.

En cuanto a instalaciones provisionales se refiere a energía eléctrica, agua, aire a presión, drenaje y comunicaciones eléctricas.

Previamente a cualquier excavación se colocarán los siguientes elementos de control, necesarios para regular el comportamiento de la obra.

- a) Bancos de niveles flotantes.
- b) Piezómetros neumáticos y abierto (Tipo casa grande).
- c) Bancos de nivel superficial.
- d) Referencias superficiales.
- e) Bancos de nivel profundo.

Los bancos de nivel superficial (2) se instalarán fuera de la obra, libres de todo movimiento que no sea el del hundimiento general del Valle, alejándolos cuando --

menos 50 metros de cualquier obra en construcción o recién terminada.

Las referencias superficiales se marcarán en aquellos puntos que estando cerca de la obra ameriten una vigilancia especial como: edificios, casas, banquetas, calles, etc.

El banco de nivel profundo se ubicará en cualquier lugar dentro de la obra. Siempre y cuando sea un sitio accesible para medición posterior a la construcción.

Una vez instrumentado el subsuelo, se procederá al hincado de pilotes, de acuerdo con las especificaciones de proyecto.

Simultáneamente se instalarán los pozos de bombeo, cuyas características y localización se indican en croquis.

Se utilizarán bombas automáticas con capacidad mínima de 1.0 lt/seg., que mantenga el nivel del agua dentro del pozo un mínimo de 3.00 m. por debajo del nivel de excavación.

Se hincará las tablestacas de madera tipo -

Wake Field en todo el perímetro con colindancias de calles.

Para facilitar la colocación de la tablestaca; podrá hacerse necesario excavar previamente una zanja de una profundidad aproximada de 1.00 m., con objeto de eliminar material de relleno o restos de cimentaciones antiguas, el hincado de la tablestaca puede ser simultáneo con la -- instrumentación.

Iniciar la excavación en todo el área de construcción con excepción de las colindancias con la tablestaca, en donde dejará una banqueta de aproximadamente 2.00m de ancho limitado con taludes 0.6 a 1.0.

Afinada la excavación y colocada la plantilla - se procederá al colado de la cimentación.

Una vez construida la cimentación del área excavada, se procederá a la excavación de las colindancias con la tablestaca; procediendo por etapas, cuya profundidad no deberá exceder de 0.50 m. a la del nivel de troquelamiento correspondiente.

Conforme se vaya alcanzando la profundidad de - excavación de cualquiera de las etapas, se irán instalando

las correderas o madrinas y puntales respectivos, troque -
lando estos últimos contra la parte ya construida de la ci -
mentación.

Concluida la excavación de las colindancias se
procede a construir la terminación de la cimentación.

En las zonas en que no se tienen tablestacas, -
se rellena el espacio entre el talud y el muro perimetral,
con un material limo arenoso (tepetate) compactado al 90 %.
colocado en capas de 20 cm. de espesor en estado suelto.

Colocar durante el desarrollo de la excavación,
una retícula de drenes que reconozcan los pozos de bombeo -
existentes.

4.2 INSTRUMENTACION DEL TERRENO.

Piezómetros neumáticos con su celda de medición a la elevación - 11.00 m.

Piezómetros abiertos tipo Casa Grande con su -- celda de medición a la elevación - 11.00 m.

Cárcamo para bombear el agua freática que se - pudiera filtrar hacia el interior del cajón, - cuando esté en operación la unidad.

Bancos de niveles flotantes con elementos a -- las elevaciones -7.00 -10.00 y -20.00 m.

Bancos de nivel flotantes. con un sólo elemen- to a la elevación -7.00 m.

Referencias en las banquetas y calles para medi- ción de movimientos horizontales y verticales.

Importante:

Verificar que los pozos, cárcamos, piezómetros- y bancos, no interfieran con pilotes o contra - trabes de cimentación, tanto en el cuerpo de --

estacionamiento, como en rampa helicoidal y cubo de elevadores.

Referencias superficiales:

Para medir movimientos verticales y horizontales.

- a) Se colocan 3 líneas de referencia en cada uno de los límites del predio.
- b) Estas referencias deberán hacerse coincidir con las líneas de ejes, preferentemente en arroyo y banquetas.
- c) Fijarlas de tal forma que no sean fácilmente removibles, por el tránsito de personas o vehículos.
- d) Se llevará un control diario de las colimaciones que se efectúen en cada una de las líneas, durante el hincado de tablas y excavación.
- e) Así mismo se llevará un control de nivelación en los mismos puntos de colimación.

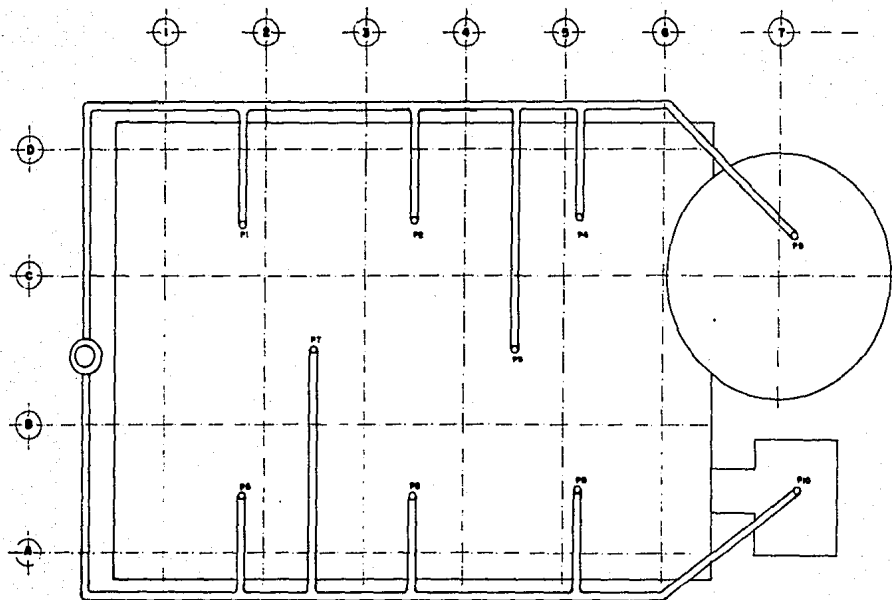
4.3 PERFORACION DE POZOS Y BOMBEO.

El nivel freático en esta zona se encuentra a 2.30 m. La ejecución de una excavación de 6.50 m. de profundidad en un área de 40.00 m. de ancho por 80.00 m. de longitud, implica riesgos como: desarrollo de expansiones de los estratos bajo el fondo de la excavación a consecuencia de la eliminación de la carga por la extracción del material excavado y deslizamientos de talúd.

Por lo que para evitar la expansión se ubicaron 10 pozos de bombeo que producen una sobrecarga abatiendo el nivel freático hasta una profundidad de 10.5 ton/m^2 , igual al peso de la estructura por construir. Ahora bien, la eliminación de la tierra al excavar releva una presión de 10.5 ton/m^2 , con lo cual deberá esperarse que no exista ninguna expansión.

Las instalaciones para lograr el abatimiento en el tiempo y a la profundidad requeridos, consistieron en -- una serie de diez pozos (ver plano de ubicación) de bombeo distribuidos 8 en el cuerpo de estacionamiento, uno en la rampa helicoidal, otro en el cubo de elevadores.

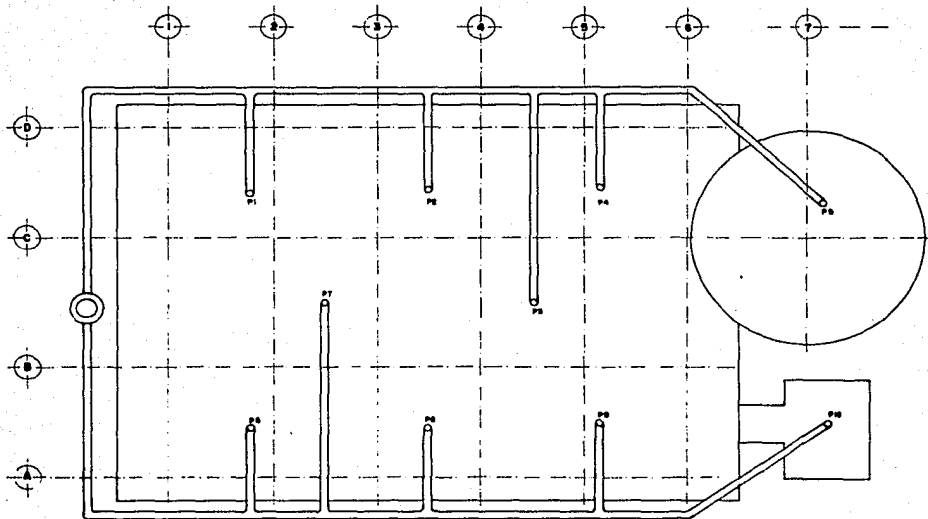
Estos pozos se llevarán hasta una profundidad -



LAS LINEAS PERIMETRALES QUE BORDEAN EL CONTORNO
DEL EDIFICIO SON TUBERÍAS

LOCALIZACIÓN

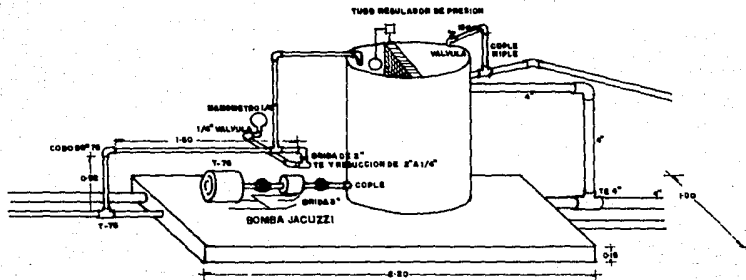
DE POZOS.



LAS LINEAS PERIMETRALES QUE RODEAN EL CONTORNO DEL EDIFICIO SON TUBERIAS

LOCALIZACION

DE POZOS.



BOMBA 25.2A.220V.
12.6A.440V.

de 12.00 m. con un diámetro de 1.00 m. Dentro de cada uno de éstos se instaló un tubo de lámina de 6" diámetro nominal perforado en los 10.00 m. inferiores. Rellenando el espacio anular entre dicho tubo y la perforación con arena gruesa y grava fina de buena graduación. Con D_{13} comprendido entre 1.0 y 3.0 mm. y D_{85} mayor o igual que el doble de las perforaciones de los ademes.

La extracción del agua de estos pozos, se realizó por medio de pequeñas bombas de pozo profundo del tipo inyector, instaladas dentro del tubo ranurado.

El agua a presión para accionar a los inyectores se hacía llegar a éstos por tubería de 3" desde una estación central de bombeo. Tomada del tanque de recirculación a donde descargaba la tubería de 4" de retorno, que conducía el agua extraída de los pozos más el gasto inyectado en las bombas, la diferencia entre estos gastos salía por un vertedor en el tanque de recirculación.

Las instalaciones piezométricas indicaron el abatimiento deseado a diez días de iniciado el bombeo, dando comienzo después de este lapso a las operaciones de extracción de tierra.

Se recomienda suspender el bombeo una semana -- después de haber colado el cajón de cimentación y losa planta baja.

4.4 MEDICION DE LA INSTRUMENTACION DEL TERRENO.

Durante el hincado de pilotes y las etapas de excavación se estuvieron efectuando mediciones del subsuelo, tanto de piezómetros neumáticos como abiertos.

Los movimientos verticales de los bancos flotantes y los movimientos horizontales y verticales, de las referencias superficiales de banquetas y calles.

Los bancos flotantes se cortaron al colar la plantilla. Y en sustitución se nivelaron referencias en la plantilla, luego en la losa de cimentación, contratraveses y columnas, a fin de obtener información completa y continua de los movimientos experimentados por la estructura. Colada la plantilla las mediciones se efectuaron tres veces por semana.

La primera nivelación y medición de niveles piezométricos, se llevó a cabo tan pronto se terminó la instrumentación del subsuelo, refiriéndose todos estos a bancos de nivel superficiales.

4.5 HINCADO DE PILOTES.

Procedimiento:

- 1) Se localizaron perfectamente los puntos de finidos en planos para el hincado de pilotes.
- 2) Se inicia una perforación previa al hincado de cada uno de los pilotes, de 18.00 m. en los del cuerpo del estacionamiento y - 20.00 m. para los de rampa y torre de elevadores.
- 3) La perforación se hace sin extracción de material para remodelar el suelo que atravesará el pilote durante su hincado. Esta perforación no excederá de 0.40 m. de diámetro.
- 4) El hincado de pilotes se hará con un martillo DeImag 22 o su equivalente (2 200 kg).
- 5) El hincado de los pilotes del estacionamiento, se suspende a nivel de apoyo especificado en proyecto (-22.00 m). Y los de rampa y torre hasta cumplir especificación de -

rechazo (3cm. los últimos 10 golpes).

- 6) La hincas se inicia cuando el pilote se presenta en el brocal de la perforación previa, en posición vertical y con su respectiva co raza para golpeo de las medidas correctas - en sección transversal del pilote.
- 7) Los pilotes se hincan con seguidor hasta de jar las cabezas a la elevación de - 4.50 m. en rampa y accesos verticales.
- 8) La tolerancia en la verticalidad del pilote será de 1.0 cm. por metro de longitud efectiva.
- 9) La tolerancia en la profundidad de apoyo no será mayor de 25 cm.
- 10) Llevar registros de perforación, hincado y resistencia a la penetración.
- 11) El criterio de manejo para estiba será - triangular y no mayor de 4 lechos.

Fabricación de pilotes:

Operaciones:

- 1) Localización de camas para estiba.
- 2) Nivelación y trazos de camas.
- 3) No interferir con otros eventos.
- 4) Armar según planos.
- 5) Cimbra, cuadrada de madera.
- 6) Cimbra cilíndricas y metálicas.
- 7) Fabricación de puntas metálicas.
- 8) Colado y curado de concreto.

material usado:

Concreto $f'c = 300 \text{ kc/cm}^2$

Acero de refuerzo con 8 Vs número 6 con 2 juegos de estribos del número 2.5 a cada 25 cm. para pilotes cuadrados, y para cilíndricos un juego de estribos.

4.6 TABLESTACADO.

En excavaciones a cielo abierto, hemos asentado que existe la posibilidad de hundimientos ó ruptura del fondo por levantamiento, originado por el peso de los bloques de arcilla, situados a cada lado de la excavación que tienden a desplazar el suelo del fondo.

A fin de evitar en lo posible este tipo de fallas se han utilizado elementos de retención de terreno, denominada tablestacas, que reducen a un mínimo la velocidad de expansión del fondo de una excavación, impidiendo el flujo radial y permitiendo sólo el vertical mucho más lento; aliviando éste mediante pozos de bombeo para abatir las presiones neutrales en puntos específicos y zonas próximas a ellos, con el fin de constituir una verdadera pantalla en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal y permita realizar trabajo en "seco".

Para la realización de un diseño de tablestacotroquelada, deberá tenerse en cuenta los siguientes puntos principales:

- a) Valuación de las fuerzas actuantes en la

superficie interior.

- b) Determinación de la profundidad de penetración.
 - c) Cálculo del máximo momento flexionante.
 - d) Valuación de los esfuerzos del troquela - miento en sus diferentes puntos de apoyo.
- a) Valuación de las fuerzas actuantes en la - superficie interior de la tablestaca.

El método general es el siguiente:

Calcular las presiones siguientes:

- 1) Presión activa de tierra, debida al peso - del suelo trás la tablestaca.
- 2) Presión activa debida a la sobrecarga un - forme.
- 3) Presión hidrostática.
- 4) Presión horizontal causada por sobrecargas - lineales.

En estos casos habrá que calcular presiones y fuerzas resultantes que producen; pesos específicos saturado y sumergido de los diferentes materiales y sus coeficientes de presión activa y pasiva.

- b) Determinación de la profundidad de penetración.

Es conveniente hincar la tablestaca abajo de un nivel que garantice que no se producirá una falla por movimiento hacia fuera de la parte enterrada y que permita un movimiento pequeño del extremo inferior de la estructura, determinando con buena aproximación la profundidad de hincado.

La distribución real de la presión pasiva en tablestacas de apoyo libre es aproximadamente trapecial con máximo en el extremo inferior de la estructura, no obstante es recomendable considerar una distribución lineal que está más del lado de la seguridad y ofrece poco error con el cálculo de los centroides de las áreas de presión activa y pasiva, los empujes correspondientes, así como su localización; el valor de la profundidad a que deberá hincarse debe satisfacer la condición de que la suma de los momentos de -

todas las fuerzas en torno al punto de anclaje sea nula.

c) Cálculo del momento flexionante máximo.

Se calcula con la hipótesis de apoyo libre; determinada su sección, deberá calcularse el número de flexibilidad correspondiente, que dependerá del material usado - en la tablaestaca y del máximo esfuerzo admisible que se asigne a aquel.

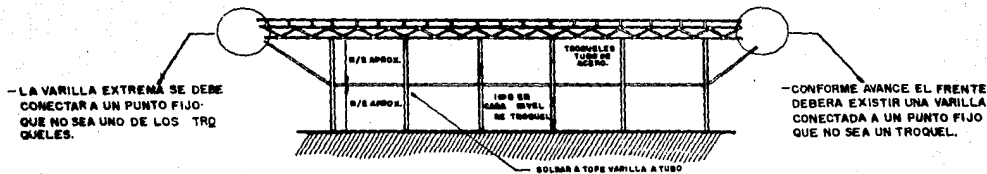
Si el número de flexibilidad calculado es menor que el valor crítico correspondiente a las condiciones del suelo en que la tablaestaca esté hincada, no será posible - hacer ninguna reducción al momento flexionante máximo y con éste deberá proyectarse.

d) Valuación de los esfuerzos en el troquelamiento en sus diferentes puntos de apoyo.

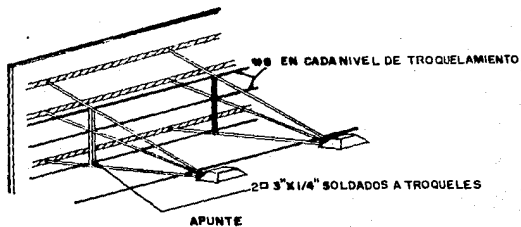
Estos se valúan con la condición de que la suma de todas las fuerzas horizontales actuantes en la estructura, debe ser nula, estos esfuerzos deben calcularse con la hipótesis de apoyo libre.

Factores de seguridad:

En lo que se refiere a factores de seguridad, -



PLANTA



SISTEMA DE TROQUELAMIENTO

en el cálculo de la presión pasiva en la parte enterrada de la tablaestaca, un valor de 1.5 a 2.0 resulta satisfactorio, dependiente de la precisión con que se haya calculado las fuerzas actuantes.

Los valores calculados para la profundidad de hincado, deberán incrementarse hasta un 20% para compensar posibles excesos en la profundidad de excavación, socavaciones ó fallas en los sondeos.

Los esfuerzos en el troquelamiento deberán calcularse con base en la profundidad de penetración no incrementada, cuando la distribución de la presión de tierras es diferente a la correspondiente de la Ley de Coulomb, los esfuerzos en los troqueles pueden ser mayores que los calculados. De igual manera cuando el suelo cede en la parte enterrada de la tablaestaca y la parte alta de relleno permanece indeformable, o cuando dos troqueles vecinos ceden cantidades diferentes; por todo esto los elementos de troquelamiento deben calcularse haciendo intervenir todos los factores que en un momento dado pudieran presentarse.

Fabricación de Tablaestaca:

La tablaestaca se fabricará utilizando madera -

de primera, según norma C-18-46 de la Dirección General de Normas de Industria y Comercio, de acuerdo con pruebas se-
elegirá la que tenga un esfuerzo a flexión o tensión sim-
ple de 60 k/cm^2 .

Los tabloncillos de $30 \times 3.8 \text{ cm}$. se unirán formando un machimbrado; para esta unión se utilizarán pernos $\emptyset \frac{1}{2}$ ", colocados a cada 30 cm. Dichos pernos quedarán embutidos.

Se reforzarán las puntas de los tabloncillos con lámina de acero calibre número 18 para facilitar el hincado.

Los tabloncillos quedarán debidamente alternados de manera que no se propicien líneas de falla.

Se hincarán hasta una profundidad de -8.30 m . - Deberá hincarse en forma vertical sin desviaciones mayores de 1.0 cm .

Se usarán viguetas de guía en la parte superior.

Se evitará usar los troqueles como elementos de apoyo o carga de materiales ajenos a ellos.

Su longitud total será de 7.50 m .

El terreno natural en que se hincó la tablaestaca es arcilla, se dejó un talud de 0.6 a 1.00 del lado de la descarga a efecto de realizar la excavación central, con amplio margen de seguridad.

Antes de empezar a cavar se hinca la tablaestaca en todo el perimetro que abarca la estructura.

La excavación se lleva hasta un nivel de -6.00m. La faja central se atacó por zonas, dejando un talud junto a la tablaestaca que posteriormente se excavó a mano, por no permitirlo de otra forma el troquelamiento.

El troquelamiento se lleva a cabo atacando la excavación hasta cada uno de los niveles indicados, colocando como apoyo de éstos una estructura de acero en cada línea de troqueles y a lo largo de toda la excavación.

En la figura se observan los niveles referidos.

Los troqueles se apoyaron además de la armadura en otros atraques de concreto sobre la línea de excavación y colados éstos monolíticamente con la losa de cimentación.

Así las paredes de la excavación estuvieron -

sostenidas por tablaestacas hincadas hasta un nivel de -8.30 m. sobre arcilla blanda.

Tanto armadura y troqueles se colocaron inmediatamente que se llegó a su nivel correspondiente.

Previa a esta colocación se fabricaron los atraques en que debían descansar los troqueles (Tubo de 6").

Como la excavación es ancha y la arcilla blanda, podía presentarse una deformación lateral grande, por lo que a medida que se excavó se fueron colocando; la losa de cimentación con sus contratravesados y desplante de columnas, así como atraques de concreto.

El Tablestacado por ser prácticamente impermeable, pues fue construido de tabloncillos machimbrados de madera, se produjo en algunas zonas levantamientos del fondo de la excavación, siguiendo la cara interna de las tablaestacas, que se solucionó construyendo drenes perpendiculares a la tablaestaca, comunicándolos a los Pozos de Bombeo, además se construyó una estructura armada tipo cadena con 4 Vs del número 2.5, para detener en parte la deformación lateral. Estas cadenas se apoyaron en la losa de cimentación y en la tablaestaca con el sistema anterior.

En esta obra se presentaron fallas en la tablaestaca, debidas al exceso de lluvias que aumentaron la presión hidrostática sobre la tablaestaca, aunados a filtraciones a través de las capas de arena y al deficiente junteo de las redes de drenaje que trabajan a tubo lleno durante los períodos de lluvias, dando lugar a desplazamientos laterales de la tablaestaca hasta de 0.45 m., originando no obstante el terraplén o contrafuerte de la tablaestaca desplazamientos considerables.

Se resolvió rellorando los huecos producidos tras la tablaestaca con grava y arena, y para evitar la falla total en la calle Tlaxcaltecas y Zaachila, se tendió más el talud, llevando tierra a volteo (0.8 a 1.0 m.).

En la calle de Seris se localiza un colector de 1.22 de diámetro, también con fallas en junteo por lo que se hizo necesario colocar drenes transversales, que permitieron aliviar la filtración directa sobre la tablaestaca. Se efectuaron perforaciones de 1" de diámetro sobre la tablaestaca a nivel de las aguas freáticas, con el mismo fin.

Se adicionó a los troqueles un contraventeo intermedio.

Las calles circunvecinas sufrieron daños en el pavimento, pues se agrietaron considerablemente, los tubos de los albañales de las casas trabajaban en sentido inverso, el agua fue vertida hacia la tablaestaca se sellaron éstas, así como las grietas para evitar mayores filtraciones.

Se construyó así mismo, un bordo perimetral, ya que los niveles del agua pluvial rebasaron las guarniciones.

El control de referencias superficiales a pesar de llevarlo normalmente, no indicó desplazamientos fuertes en principio, sino hasta que se presentó la temporada de lluvias.

El sello de las grietas en las calles, se efectuó con cemento bentonita y agua en proporción 1: 2: 8.

El troquelamiento adicional en la parte inmediata de éste, se hizo con 2 ángulos 3" x 1", y con varilla -- del número 8 al centro y en cada nivel de troquel fijado a un punto fuera de éstos.

Los veneros a través de la tablaestaca se bajaron hasta el nivel de cimentación y se comunicaron mediante •

drenes de tubo de concreto perforados hasta los pozos de bombeo.

Dados los alabeos que presentó la tablaestaca, la armadura que sirve de apoyo a los troqueles, presentó huecos en su contacto con la pared vertical de madera, por lo que se rellenaron éstos de concreto, a fin de que el empuje se presentara uniforme y así evitar la ruptura de la tablaestaca.

La excavación para colocar troqueles se atacó por zonas alternas en el resto de la excavación y principalmente en la calle de Seris, ya que por este lindero corre longitudinalmente y a una profundidad de 1.50 m. un colector de 1.22 de diámetro.

Todas las áreas cercanas a la tablaestaca se impermeabilizaron mediante una capa de suelo cemento, para evitar que las aguas pluviales aumenten la presión hidrostática sobre la tablaestaca.

Lógicamente estos problemas acarrearón otros, ya que la tablaestaca sirvió de cimbra para el muro de contención y éste estaba diseñado doblemente armado y con un espesor de 0.20 m., por lo que este muro fue necesario

hacerlo hasta de 0.60 m. en las zonas más afectadas.

La cimbra de este muro fué necesario hacerla - siguiendo el perfil de la tablaestaca, hasta el nivel de la planta del sótano y el resto hacerlo vertical, dando paños - a plomo dentro del local que constituye la central de ambulancias.

Los troqueles y la armadura de apoyo, quedó ahogada en el concreto y una vez colados los muros se cortaron los tubos.

Para evitar la intervención de las aguas freáticas a través de los huecos formados por los tubos del troquel, se soldó una plaza circular de acero, tapando la entrada y resanando con expansor y mortero, a fin de sellar herméticamente filtraciones.

RECOMENDACIONES PARA TABLAESTACADO.

En las tablaestacas de madera no hay posibilidad práctica de calcular las tensiones de enlace en los machimbados.

Constituye siempre un problema asegurar el contacto estrecho entre tablaestacas inmediatas. En la super-

ficie del suelo las guías del aparejo de hinca conducen cada tablaestaca; por debajo de la tablaestaca se hace bise -
lando las puntas inferiores, de forma que el empuje pasivo -
del terreno oprima cada una sobre la inmediata anterior.

Pero este método no es siempre efectivo, todos los tipos de tablestacas se desvian inevitablemente algo --
del plano vertical, pues durante la hinca encuentran pie -
dras, restos de cimentaciones muy antiguas, tuberías y --
otros obstáculos que las desvian de su posición original.

Las excavaciones revelan con frecuencia que la -
parte inferior de una pared tablestacada, constituye una lí -
nea ondulada y las líneas verticales de sus costados de en -
lace con los siguientes tablonés se van inclinando progresi -
vamente, a tal grado que puede llegar a ser necesario la -
incursión de una tablaestaca trapecial, para proseguir la -
hinca.

Es recomendable en casos de tener un tablestaca
do formando un circuito cerrado NO hincar por completo las
primeras, sino sólo parcialmente y proseguir de la misma -
manera con las tablestacas sucesivas hasta cerrar, en una -
ó varias etapas.

4.7 FILTRACIONES.

Deberá garantizarse que el cajón de cimentación quede perfectamente impermeabilizado con objeto de evitar - filtraciones que puedan traducirse en sobrecargas excesivas, para tal efecto se tomarán las siguientes medidas:

Impermeabilización exterior.

Materiales: Microlástico. Impermeabilizante -- ahulado para superficies húmedas y secas.

Butilfest # 20 película de hule - butilo en 0.51 mm de espesor para - refuerzo en impermeabilizaciones - microfest. Compuesto asfáltico - emulsionado reforzado con fibra de asbesto y rellenos minerales.

Sobre elementos horizontales:

Plantilla de concreto terminada con plana de madera se aplicará:

a) Una mano de microlástico, con rendimiento -

no mayor de 1 litro por metro cuadrado.

- b) Estando mordente el microlastic, se colocará la membrana elástica butilfest # 20-
Traslapada 5 cm. entre tiras, y 30 cm. a
la terminación de los mismos.
- c) Sobre toda la superficie se colocará un
mano de microfest con rendimiento de 1 li
tro x m², y se saturará la misma con are
na limpia y seca.

Elementos verticales.

Sobre la tablaestaca de madera debidamente se -
llados los huecos entre tarimas con mortero cemento, cal y
arena se:

- a) Aplicará el mismo sistema detallado en -
los puntos anteriores, sólo que las tiras
de butilo, deberán colocarse en el senti
do vertical, con el fin de facilitar la -
colocación de las mismas.
- b) Se eliminará el riego de arena sobre la -

última capa impermeable, dejando el material asfáltico descubierto para recibir posteriormente el concreto de los muros de contención.

En Losa de Cimentación y muros de contención - para evitar que agua y humedad penetre al cajón y en general a la cimentación, será preciso reducir la permeabilidad del concreto, mediante la adición de un producto que reduzca íntegramente su permeabilidad sin reducir su resistencia, por lo que en la planta de concreto premezclado se añadirá f estegral en la tolva a la mezcla de arena y grava en la siguiente dosificación. 1.5 kg. de festegral por cada 50 - kilos de cemento.

Es importante reducir la cantidad de agua de la mezcla de 5 % a 10 %.

V. EXCAVACIONES.

5.1 Excavaciones poco profundas.

5.2 Excavaciones profundas.

V. EXCAVACIONES.

Las excavaciones a cielo abierto pueden ser permanentes o temporales, como ya se ha referido en un principio.

Las permanentes son utilizadas en la construcción de caminos y ferrocarriles.

Las temporales son cubiertas una vez que servieron al propósito que las determinó, o bien son sustituidas por cajones de cimentación.

Las que nos interesan en este capítulo son estas últimas.

Las paredes se hacen lo más verticales que las condiciones del suelo lo permitan sin riesgo de ruptura para el talud formado, o bien se hacen directamente verticales y se apuntalan una contra otra, en excavaciones angostas.

No así en excavaciones de cierta amplitud, pues éstas se detienen mediante un tablestacado sostenido por anclajes o troqueles, la elección dependerá de los costos -

relativos y de las restricciones impuestas por las condiciones locales sobre el ancho que pueda darse a la excavación.

La profundidad de la excavación es determinante en un proyecto de una tablestaca troquelada o anclada, por lo que es necesario distinguir Excavación profunda de una poco profunda, la primera se considera cuando es mayor de 6.00 m. y las segundas cuando no rebasan este valor.

5.1 EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS.

El apuntalamiento en una excavación poco profunda como son zanjas para instalación de ductos, o drenes para redes de drenaje, cloacas, etc., se llevan a cabo por los métodos más o menos usuales sin peligro, para condiciones muy variables del suelo y no es necesario cálculo de empujes de tierra.

5.2 EXCAVACIONES PROFUNDAS.

Pero si se trata del tablaestacado, troquela - miento o anclaje de una excavación profunda como el usual - en túneles, cimentaciones de edificios de cierta importan - cia, etc., debe considerarse tanto las dimensiones de la - excavación como las características del subsuelo.

La obtención de estos datos exige en general la extracción de muestras en tubos de pared delgada, efectuar ensayos de penetración, etc., además de las usuales para - un proyecto de esta naturaleza.

Generalmente los troqueles son colocados a medida que se excava, así que se produce un desplazamiento ha - cia la excavación de las paredes de la misma. En la super - ficie alcanza valores muy pequeños - si la fila superior de troqueles se coloca antes de que el estado de tensión en el suelo haya sido alterado, en forma apreciable por efecto de la excavación.

El desplazamiento en los otros niveles de tro - quelamiento es mayor a medida que están más profundos.

Por lo que la distribución de presiones es -

sensiblemente parabólica, con un máximo hacia la mitad de la altura. Es necesario hacer notar que en un tablaestaca-do un troquel o puntal puede fallar individualmente, origi-nando un aumento de carga en los troqueles adyacentes, dan-do lugar a una falla total del sistema.

De igual forma un troquel puede llegar a pan -- dearse antes de que la resistencia al corte del suelo entre en acción en su totalidad, existen factores accidentales -- que hacen de hecho que las cargas que soportan los troque -- les sean variables y perjudiciales, tales como la fuerza -- con que son insertadas las cuñas, las variaciones locales -- en las características del suelo, y el tiempo que pasa en -- tre la excavación y la colocación de los troqueles.

En este tipo de excavaciones en que el nivel de aguas freáticas está por encima del nivel de excavación, se presentó la necesidad de eliminar o reducir a un mínimo la-filtración del agua hacia la excavación, que se puede ini -- ciar mediante un sistema de pozos de bombeo y drenes que re -- curran a éstos.

La cantidad de agua que deba extraerse y el -- tiempo requerido para drenar el suelo circundante, depende-

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

de la permeabilidad y compresibilidad del suelo.

La Excavación.

Esta se realizó a una profundidad de 6.50 m., - en el cuerpo del estacionamiento y a 6.00 m. en rampa helicoidal y cubo de elevadores.

Debe reducirse al mínimo el tiempo en que un - foso de excavación permanece abierto; de otro modo la arcilla subyacente puede expansionarse por absorción de agua. - Lo que da lugar a un aumento de compresibilidad y reducción de resistencia al corte, tan pronto como la excavación alcance la profundidad deseada, debe establecerse inmediatamente el recubrimiento de su superficie, para evitar el desmoronamiento de la arcilla por el paso de hombres y máquinas.

La excavación se realizó a máquina, dejando taludes con inclinación de 0.6 a 1.00 m., dejando una banqueta de 2.00 m. a una profundidad de 0.80 m. en todo el perímetro y una vez efectuada la excavación central se procedió, a atacar la zona perimetral en colindancia con la tablestaca, sin atacar más de 0.50 m. abajo de cada armadura.

**VI. ESPECIFICACIONES GENERALES DE
CONSTRUCCION.**

6.1 Concreto y cimbra.

6.2 Acero de refuerzo y soldaduras.

6.3 Vibrado

6.4 Curado con agua.

6.5 Curado a vapor.

VI. ESPECIFICACIONES GENERALES.

6.1 CONCRETO Y CIMBRA.

La elaboración del concreto en este caso particular, será mediante una planta y colocado en su lugar por bombeo.

La dosificación de los materiales ya se han mencionado en párrafos anteriores, ésta se rectificará o ratificará periódicamente, de acuerdo con los resultados de los ensayos, tanto en el concreto elaborado como individualmente, en los ingredientes que intervienen en su elaboración, con objeto de conservar sin variaciones de importancia, la resistencia establecida.

Las cantidades de los materiales que intervienen en la dosificación del concreto, serán medidos en peso separadamente:

Proporción para un metro cúbico $f'c=300 \text{ k/c}^2$.

Cemento	-	392 kg.
Arena	-	840 kg.
Grava 3/4	-	320 kg.

Grava 1½ - 480 kg.
Agua - 60 lts.

Características:

Un concreto recién elaborado debe reunir tres -
cualidades: consistencia, fluidez y manejabilidad.

Consistencia:

Propiedad que posee el concreto para permancer-
reunidos en forma homogénea, esta propiedad se puede medir
en forma empírica con una prueba llamada Revenimiento.

Fluidez:

Es la mayor o menor facilidad que una revoltura
de concreto presenta al deslizamiento sobre una superficie-
horizontal, originada por movimientos que la obligan a ex -
tenderse.

Manejabilidad.

Es la resistencia que un concreto opone a su ma-
nejo, en los aspectos de fricción entre las partículas mis-
mas y las superficies de deslizamiento.

Transporte:

Mediante bombeo por lo que el equipo deberá -- instalarse de tal manera que no ocasione vibraciones que - puedan dañar al concreto en proceso de fraguado.

La operación de bombeo, deberá hacerse con flujo continuo de la mezcla.

Verificando sistemáticamente durante el tiempo- que dure un colado, la dosificación, así como sus revesti - mientos, a efecto de establecer un control rígido de calidad del concreto que elabora dicha planta.

Para evitar taponamientos es conveniente evitar fugas de presión, a través de las juntas de la tubería, uti lizando anillos de goma especiales que se colocarán bajo - las mordazas de unión; así mismo utilizar agregados gruesos de granulometría uniforme para evitar segregación de ma terial.

En concreto bombeable es recomendable usar como máximo hasta 3/4", para no forzar el trabajo de la bomba, y obtener un rendimiento máximo; al iniciar el bombeo las le chadas iniciales no deberán colocarse dentro de los moldes,

y una vez iniciado no deberá suspenderse por ningún motivo, para no exponerse a pérdidas de tiempo al tener que limpiar escrupulosamente todo el equipo, a fin de reiniciar el colado.

Las mezclas que por algún motivo lleguen a su destino final después de 30 minutos de haber sido elaborada serán desechadas.

Colado:

Es una serie de operaciones que permiten depositar el concreto recién elaborado en moldes.

La cimbra, acero de refuerzo, personal y condiciones climatológicas determinan la iniciación de un colado.

Especificaciones;

Juntas de construcción para cortes de colado.

Deberán tratarse en la forma siguiente:

- a) Someter la superficie a chorro de agua a presión.
- b) Raspar la superficie con cepillo de alambre

para liberarla de las impurezas y de material suelto.

- c) Volver a someter a la superficie a chorro-de agua a presión.
- d) Pintar la superficie 15 minutos antes del-nuevo colado con el producto ligacret o si milar en las proporciones que indique la - casa fabricante.

En general las juntas de colado se harán; si no hay indicación en contrario al quinto o al centro de los -- claros según el programa de colados respectivos.

Las juntas de construcción preparados siguiendo las indicaciones anteriores, deberán invariablemente humederse mediante riego de agua hasta lograr su saturación, - cuando menos cuatro horas antes de iniciar el nuevo colado.

Un tiempo mínimo de 24 horas será suficiente entre el colado de columnas y muros, y el colado de vigas trabes y losas que se apoyan en los primeros.

Protección del colado:

Después de efectuado un colado se evitará:

- a) Que durante las 10 primeras horas que si gan al vaciado, el agua de lluvia o algún otro agente, deslave el concreto.
- b) Que iniciado el fraguado en cualquier superficie ya terminada se altere su estado de reposo, durante un término mínimo de 24 horas, si se utilizó cemento normal.
- c) Cuando se use cemento de fraguado rápido o acelerantes de fraguado, podrá reducirse el tiempo.

Cimbra:

Es el conjunto de obra falsa y molde para un co lado.

La obra falsa es la parte de la cimbra que sostiene a los moldes en su lugar, el molde será la parte de la cimbra formada por los elementos que estarán en contacto directo con el concreto.

El diseño de una cimbra deberá considerar los siguientes factores:

- 1) Rapidéz y procedimiento de colocación del-

concreto.

- 2) Cargas viva, muerta, lateral y de impacto.
- 3) Materiales y sus respectivos esfuerzos de trabajo.
- 4) Deflexión contraflecha y excentricidad.
- 5) Contraventeo horizontal y diagonal.
- 6) Traslapes de puntales.
- 7) Desplante adecuado de la obra falsa.

Descimbrado:

Las cimbras se removerán de tal manera que siempre se procure la seguridad de la estructura, sin hacerlo - en aquellas porciones que no estén debidamente apuntaladas, efectuando todas las maniobras, de manera que la estructura tome su esfuerzo gradualmente.

Los tiempos de descimbrado están en función del carácter de la estructura, del tipo de cemento y la clase de curado.

6.2 ACERO DE REFUERZO Y SOLDADURAS.

Son los elementos estructurales de acero que se usan asociados al concreto para absorber cualquier clase de refuerzos.

Recomendaciones:

- a) El acero de refuerzo será de una marca de reconocida calidad.
- b) Estará libre de oxidación, aceite, grasas, quiebres, escamas, hojeaduras y deformaciones en su sección.
- c) Almacenar bajo cobertizo y clasificando -- por diámetros efectuando las pruebas correspondientes.

Doblado de varillas.

- a) El doblado deberá hacerse en frío, se sujetará a las disposiciones del A.C.I.
- b) En estribos los dobleces se harán alrededor de un perno con un diámetro igual a dos veces el diámetro de la varilla.

- c) Los dobleces de anclaje deberán hacerse al rededor de un perno igual a ocho veces el diámetro de la varilla.

Juntas de Acero de Refuerzo:

- a) Todas las juntas se harán por medio de -- traslapes con una longitud igual a 50 diámetros de las varillas empalmadas.
- b) Los traslapes no deberán hacerse en las - secciones de máximo esfuerzo, salvo que se aumente la longitud de traslape o se utilicen hélices o estribos alrededor del mismo en toda su longitud.
- c) Cuando se utilicen juntas soldadas, éstas se efectuarán de acuerdo a las normas de - la American Welding Society, y de tal mane ra que sean siempre capaces de desarrollar un esfuerzo a la tensión igual al 125 % de la resistencia de fluencia especificada.
- Estas capacidades serán controladas por me dio de las pruebas físicas y radiográficas.

- d) No traslapar o soldar más del 50 % del acero de refuerzo en una misma sección.
- e) Las juntas en una misma barra no podrán estar más cercanas una de otra, que la longitud equivalente de 50 diámetros, midiéndose ésta entre los extremos más próximos de las varillas.

Colocación del acero de refuerzo.

- a) Este deberá colocarse en las posiciones -- forma longitudinales, separaciones y área que fije el proyecto.
- b) La distancia mínima de centro a centro entre dos varillas paralelas, debe ser cuando menos $2\frac{1}{2}$ veces su diámetro o en todo caso el tamaño máximo del agregado, debiendo quedar un espacio apropiado para el paso del vibrador. Las varillas paralelas a la superficie exterior de un miembro, deberán protegerse con un recubrimiento de concreto de espesor no menor a su diámetro, en ningún caso dejar un recubrimiento menor

de 2.5 cm.

Al colocarse deberá hallarse libre de oxidación, tierra, aceite, o cualquier otra - sustancia extraña.

El armado estará perfectamente alineado y a plomo.

SOLDADURAS:

Preparación:

La preparación de la junta puede hacerse con -- sierra o soplete Oxigas, si se hace con este último, debe -- ser manipulado con rapidéz y habilidad (menos de 30 segun -- dos para cada corte) para evitar sobrecalentamiento y la -- presencia de muescas en el material básico.

Asegurarse que las superficies de la junta es -- tén más o menos tersas y uniformes, antes y durante la eje -- cución de las soldaduras.

Respaldo.

El respaldo tiene por objeto controlar las con-

tracciones, asegurar el alineamiento y sobre todo disipar calor. No es para aumentar la resistencia de la junta.

El respaldo más adecuado es una media caña de cobre de $\frac{1}{4}$ " a $\frac{1}{2}$ " de espesor, con la parte inferior y central avellanada, con el fin de dar penetración completa.

Evite siempre flamazos para evitar fracturas de tipo cristalino.

Material de Aporte:

Fondear y efectuar el paso caliente, hasta $\frac{3}{4}$ mínimo del diámetro de la barra por soldar. Desprender la media caña de cobre, dejando que la escoria suba y quede en la parte exterior, formando una costra que hace que la soldadura se enfríe más lentamente y la protege contra el medio ambiente.

Penetración:

Para asegurar la completa penetración, debe respetarse la separación de la raíz (de 3 a 6 mm), efectuar biseles completos.

Usar electrodo adecuado, así como la corriente-

necesaria.

No hacer la aplicación superficial.

Profundizar el electrodo en material base.

Fusión:

La aplicación del electrodo debe hacerse de tal manera, que se garantice la fusión del metal base, para tal efecto la posición del electrodo deberá ser perpendicular a las caras de la junta, cuando se apliquen cordones contra - tales superficies, usar electrodo adecuado y continuidad en el proceso.

Manipular correctamente el electrodo en ambos - sentidos.

Limpieza y Sanidad:

De ninguna manera deben encimarse total o par - cialmente cordones de soldadura, sin antes haber limpiado - perfectamente los inicialmente depositados.

Al limpiar los cordones, verificar la ausencia - de posibles porosidades, de haberlas, hacer las correcciones pertinentes (sea a la máquina o a la manipulación del -

electrodo).

Se recomienda usar electrodos que estén guardados en horno o caja caliente a una temperatura de 60°C como mínimo. (usar una caja térmica).

Control de calor:

El soldador no deberá efectuar soldaduras en número mayor de dos, a efecto de asegurar el ciclo térmico - que induce al arco eléctrico que en la práctica cuando el trabajo es manual, no excederá de tres minutos.

Entiéndase por serie el número de cordones transversales requeridos para alcanzar un determinado nivel de depósito en la junta, asegurando el avance por capas.

Recomendaciones Generales para soldaduras de barras TOR-60.

- 1) Biselado no menor de 45°.
- 2) Abertura de raíz de 3 a 6 mm.
- 3) Alineamiento (media caña cobre).
- 4) No hacer dobleces en soldaduras.
- 5) Usar electrodos adecuados 90-18; 70-18.
- 6) Calibre de electrodo 5/32" normal.
- 7) No utilizar material húmedo ni impregnado de grasas o aceites.
- 8) Cubrir las soldaduras de inmediato con cinta de asbesto, para lograr un enfriamiento más lento.
- 9) Fondo y paso caliente hasta 3/4 (mínimo).
- 10) Desprender la media caña, después de los 3/4 anteriores y rellenar hasta un máximo-1/32".
- 11) Vigilar el amperaje y voltaje, hacer pruebas en cada caso.

- 12) Observar las "colas" de los electrodos, si cambian de color indican corriente excesiva, caso contrario es aceptable.
- 13) Cuidar la presencia de socavaciones en los extremos soldados.
- 14) Hacer un mínimo de 2 pruebas de doblado y una a la tensión por cada colado.
- 15) No permitir soldaduras si no tienen una -- distancia mínima de 40 \emptyset en una misma barra.

6.3 V I B R A D O.

Especificaciones.

Dentro de los 30 minutos posteriores a la iniciación del mezclado, la compactación y acomodo de la revoltura, se hará de manera que llene totalmente el volúmen limitado por los moldes, sin dejar huecos dentro de su masa. Este se obtendrá mediante los procedimientos siguientes:

- 1) Mediante el uso de vibradores de inmersión, de tal modo que asegure el correcto acomodo de la revoltura en el interior de los moldes.
Considerense los siguientes factores en la elección de vibradores:
 - a) Volúmen de la masa del colado por vibrar.
 - b) Velocidad de compactación deseada.
 - c) Peso y tamaño de la máquina para su manejo.
- 2) La revoltura que se deposite en los moldes

de pisos o de estructuras de espesor reducido, deberá acomodarse perfectamente, mediante pizones de tipo vibratorio, o máquinas de acabado.

- 3) En elementos precolados usar vibradores de molde.
- 4) Sólo en casos especiales usar varillas metálicas para el acomodo del concreto.
- 5) Deberá obtenerse invariablemente el concreto denso y compacto que presente una textura uniforme y una superficie tersa en sus caras visibles. Se evitarán excesos de vibrado para impedir la segregación y/o la clasificación de los agregados en la revolutura, así como el contacto directo del vibrador con el acero de refuerzo, que pudiera originar alteraciones en la posición del mismo, o afectarla en las zonas en que se encuentre el concreto en proceso avanzado de fraguado.

6.4 CURADO CON AGUA.

Especificaciones:

Es el control de la humedad, temperatura y en algunos casos de la presión durante un lapso determinado, para que el concreto adquiera una resistencia proyectada.

Para garantizar que el agua necesaria para el fraguado del concreto se tenga en la masa del mismo de una manera continua, durante el tiempo de fraguado, se recomiendan los siguientes procedimientos, mismos que se aplicarán durante un lapso de tiempo que estará determinado por las condiciones climáticas del lugar y las características particulares del concreto de que se trate.

- 1) Humedecido continuo de las superficies coladas con agua limpia y exenta del ácido de cualquier otra clase de substancias nocivas, debiéndose además satisfacer los requisitos ya enunciados para la utilización del agua.
- 2) Mediante la aplicación de membranas impermeables, cuya cantidad y clase deberán ser

de marca conocida.

- 3) Cubriendo las superficies coladas con arena, costales o mantas que deberán mantenerse húmedos, durante el período de tiempo - que se especifique.

6.5 CURADO A VAPOR.

El curado a vapor en obra, es básicamente un derivado del procedimiento tradicional de curado en planta, pero con ciertas modificaciones que lo superan, estas modificaciones son el resultado de estudios y un gran número de pruebas, que han llevado a determinar el procedimiento de curado óptimo que es el siguiente:

- 1) Período de fraguado inicial de 2 hrs. como mínimo.
- 2) Período de ascenso de la temperatura, variable en función de la masa de concreto para calentar, potencia del generador de vapor y pérdidas, con una velocidad de ascenso de la temperatura no mayor de 23°C por hora y una temperatura máxima no mayor de 75° Centígrados.
- 3) No mantener esta temperatura máxima por ningún período.
- 4) Período de descenso de la temperatura a una velocidad no mayor de 33° Centígrados por hora.

Es decir, el procedimiento consiste en darle un ciclo de carga y descarga de temperatura al concreto, sin mantener la temperatura máxima ningún período.

La razón de esta modificación al procedimiento tradicional es la siguiente: al analizar los factores que afectan el alcance de la resistencia inicial y final del concreto se reduce. Al mantener la temperatura máxima, se superan los 75° Centígrados, pues la temperatura de la cámara puede alcanzar hasta 90° Centígrados en la Ciudad de México.

La explicación de lo anterior es que el proceso de producción de los geles del cemento, se ve afectado por el tiempo que se mantiene el concreto a alta temperatura, - pues se ha observado que si se mantiene el concreto por un tiempo a altas temperaturas, el porcentaje de cemento hidratado se reduce; y el alcance de resistencia en el concreto, es función directa de su hidratación.

El resultado de este procedimiento sin mantener la temperatura máxima, es que se alcanza un 60 % de la resistencia a 28 días a las 12 horas entre el 100 y el 110 % a los 28 días.

Las ventajas sobre el procedimiento tradicional son:

No tener que sobredosificar el cemento para alcanzar la resistencia de proyecto a los 28 días y un costo más bajo de operación, al no ser necesario mantener la temperatura máxima por 6 horas, que supone 6 horas extras de operación del generador de vapor.

Procedimiento de curado a vapor en obra:

El sistema consiste básicamente en formar la cámara de vapor en la parte superior de las losas de concreto, directamente en la obra, lo cual se consigue de la siguiente forma:

- 1) Se lleva a la obra una caldera portátil - montada en un remolque o camión, lonas o polietileno suficiente para cubrir toda la superficie de la losa recién colada, tubería de lona perforada para formar la red de distribución de vapor y controles de temperatura.
- 2) Una vez terminado el colado del concreto,-

se empieza a colocar la red de tubería para distribución del vapor, y se coloca un armazón de madera para sostener las lonas y polietileno que han de formar la cámara, se colocan muestras tomadas del concreto colado, que se distribuyen por toda la superficie de la losa y se cubre la misma -- con lonas o polietileno, formando una cámara de 30 cm. de altura máxima. Todas las operaciones anteriores tienen una duración aproximada de 2 horas, durante las cuales se hacen todas las conexiones necesarias en la caldera portátil.

- 3) Se coloca un control de temperatura en el concreto, y otro en la cámara de vapor. - Una vez terminado el proceso de la formación de la cámara, se comienza a inyectar vapor de la caldera portátil a la red de distribución colocada encima de la losa. - El tiempo de inyección de vapor, como hemos visto, es variable en función de los metros cúbicos de concreto colado, así como de la temperatura ambiente.

En el momento en que se alcanza la temperatura máxima, se suspende la inyección de vapor y se mantiene el concreto en reposo durante 4 horas, al terminar el reposo, se da por terminado el proceso.

- 4) Una vez terminado el proceso, se desarma la cámara y se llevan los cilindros de muestra del concreto al laboratorio. Se hace la prueba a compresión de los mismos.
- 5) El resultado del procedimiento es el siguiente: desde el momento en que se terminó el colado, hasta el momento en que se entrega el reporte de laboratorio han transcurrido entre 12 y 16 horas. En este momento el concreto habrá alcanzado la siguiente resistencia: 60 % de la cilíndrica a 28 días si el cemento fue tipo I ó 70 % de la cilíndrica a 28 días, si el cemento fue tipo III, lo cual en general es suficiente para descimbrar cualquier elemento de concreto y en particular losas.

Ventajas de la Aplicación de curado a vapor.

Las ventajas de la aplicación del curado a vapor en obra, son evidentes:

- 1a) Se puede descimbrar y poner en servicio, - cualquier elemento de concreto a las 12 horas permitiendo, en el caso de losas, que es el elemento en que resulta más ventajoso, descimbrarlas y volver a usar la cimbra de inmediato, dejando libre el entrepiso para efectuar la obra de albañilería - que, con el procedimiento de construcción-tradicional, tendría que esperar por lo - menos 4 días.
- 2a) Debido a la conductividad térmica del concreto se pueden curar las trabes de apoyo de las losas, simultáneamente, teniéndose la cámara de vapor exclusivamente por la - parte superior de la losa y siendo el lími - te de penetración del curado, de 1.50 me - tros.

- 3a) Se garantiza el alcance de la resistencia en el concreto, con un alto control de ca lidad, pues una vez curado a vapor no es necesario curarlo con agua para llegar al 100 % del f'c; sin embargo, un concreto - no curado a vapor es muy raro que tenga un buen curado con agua y consecuentemente es difícil que alcance la resistencia de proyecto, pues como todos sabemos, el curado es determinante en el alcance de la resistencia.

Por otra parte el procedimiento no interfiere con el trabajo de la obra, pues se aplica durante la noche posterior al colado y permite, descimbrar a la mañana siguiente cuando llega el personal a la obra.

- 4a) El ahorro que significa el poder reducir el tiempo de ejecución de la obra, a razón de 4 días como mínimo, por cada colado, - reduciéndose en esta proporción los gastos indirectos y de financiamiento de la obra.

- 5a) El poder utilizar cemento normal, que es el de más bajo costo y sin embargo descimbrar a las 12 horas, con la garantía absoluta de que el concreto tiene la resistencia suficiente para admitir los esfuerzos a que se somete al descimbrarlo, al tenerse el reporte de la resistencia que alcanzó con el curado antes de iniciar el descimbrado.