



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN



"PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA
CIMENTACION DE LA TORRE
DE PEMEX"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JAVIER GILBERTO FRAGOSO SALCEDO

ACATLAN, EDO. DE MEX.

1984



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.

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS Y SU SELECCION.	3
a) Cajón.	5
b) Cajón compensado.	6
c) Pilotes.	8
d) Pilas.	10
e) Selección.	27
II. ESPECIFICACIONES.	
a) Descripción de la Cimentación.	30
b) Control de calidad.	31
c) Limitaciones del proceso.	42
III. PROCESO CONSTRUCTIVO.	
a) Excavación.	49
b) Ademe.	53
c) Armado y Colado.	55
d) Precios unitarios.	63
CONCLUSIONES.	87

INTRODUCCION

La cimentación del Edificio de la Torre de Dirección en el Centro Administrativo de Petróleos Mexicanos en México, D.F., se diseñó en base a las cargas que transmite dicho edificio y que en este caso vienen siendo de gran magnitud debido a que la superestructura de este edificio es muy esbelta y se construyó a base de marcos rígidos de acero estructural, como se sabe el acero estructural es uno de los materiales constructivos más pesados que existen, por lo cual el gran peso del acero estructural aunado a la elevación de la Torre Pémex que es de 48 niveles más un helipuerto dan como resultado una carga de gran magnitud que se transmitirá al suelo a través de las columnas. Se ha hablado de uno de los parámetros que se tomaron en cuenta para diseñar la cimentación de la Torre Pémex y que fueron las cargas de la superestructura, ahora se hablará del otro parámetro que influyó en el diseño de esta cimentación y que es el suelo este tipo de suelo en el cual se desplantó la cimentación de la Torre Pémex pertenece desde el punto de vista estratigráfico a la zona "B" de transición.

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido zonificar la ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico, y que son: Zona A de Lomas, Zona B de Transición y Zona C del Fondo del lago, poco alterado por sobre cargas y bombeos.

Como se mencionó anteriormente la cimentación de la Torre Pémex se contruyó en un terreno ubicado dentro de la zona estratigráfica "B" de transición por lo cual se procederá a describir esta zona.

La zona de transición se presenta entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, en donde las condiciones del subsuelo

desde el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos ó limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas ó limpias, compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos sobre todo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga disparas; esto es frecuente en construcciones industriales, por otra parte muy frecuentes en esta zona. Como consecuencia el Ingeniero ha de investigar muy cuidadosamente todo el conjunto de propiedades de los materiales que constituyan el subsuelo de la obra de que se trate. Como ejemplo de las consecuencias que pueden derivarse de la ignorancia de este punto fundamental, se cita el caso, por cierto muy retirado, de un edificio cimentado sobre pilotes de punta calculados con fórmulas dinámicas, de tanto uso desdichadamente en el pasado. Al ser hincados hasta el rechazo, los pilotes quedaron apoyados a profundidades muy diferentes, de acuerdo con la erraticidad con que aparecieron lentes de arena resistente. Al cabo de muy corto tiempo, la estructura sufrió daños muy severos emanados del hecho de que los lentes de arena estaban contenidos en una matriz general arcillosa compresible y, por estar los lentes a muy diferentes niveles, los espesores de arcilla bajo los pilotes resultaron también muy distintos siéndolo, por lo tanto, sus asentamientos totales.

De acuerdo con los 2 parámetros descritos anteriormente se seleccionó de entre los tipos de cimentaciones profundas el de " Pilas de Cimentación ", este tipo de cimentación profunda es una variante de las cimentaciones piloteadas pues solo difiere de los pilotes por su mayor diámetro y obviamente por su mayor capacidad de carga.

1. TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS Y SU SELECCION.

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda. En tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces éstas se aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone contando con elementos de cimentación que distribuyen la carga en un espesor grande de suelo. Los problemas económicos y constructivos suelen jugar un papel tan importante en la elección, diseño y construcción de una cimentación profunda.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección rectangular ó rectangular, que son las más comunes.

Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 metros y 1.0 mts., se denominan pilotes. A pesar del amplio rango de dimensiones que se indicó, la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen diámetro ó anchos comprendidos entre 0.30 metros y 0.60 metros, pueden ser de madera, concreto ó acero.

Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 metros pero no excede del doble de ése valor suelen llamarse pilas. Sin embargo, no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pilas y pilotes y el criterio arriba expuesto tiene el único mérito de ser seguido por un cierto número de especialistas. Para otros, una pila es simplemente un elemento que, trabajando exactamente igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad que la que suele considerarse en aquellos; según éstos especialistas un elemento es pila cuando la relación profundidad a ancho es 4 ó mayor, en tanto que para una zapata suelen considerarse relaciones

de l por último, cabe mencionar que para muchos Ingenieros, pila es -- en el lenguaje diario, cual apoyo intermedio de un puente. En cual--- quier caso, las pilas se construyen de mampostería ó de concreto.

Por último, se requiere muchas veces elementos de mayor sección que los anteriores a los que se dá el nombre de cilindros, cuando son de ésa forma geométrica ó cajones de cimentación, cuando son paralelepípedicos. Los diámetros de los primeros suelen oscilar entre 3.0- y 6.0 metros se construyen huecos para ahorros de materiales y de paso con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto. Los cajones - tienen anchos similares, son huecos por la misma razón y se construyen con el mismo material.

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando se tienen cir- cunstancias especiales tales como :

- a) Una construcción demasiado extensa en área a sustentar
- b) Una obra con una carga demasiado grande, no pudiéndose utilizar ningún sistema de cimentación especial.
- c) Que el terreno a ocupar no tenga la resistencia ó ca- racterfsticas necesarias para soportar construcciones extensas ó muy - pesadas.

Viendo que no se puede apoyar sobre las capas superficiales - por el tipo de construcción ó de terreno, será necesario estudiar el -- sistema constructivo a ejecutar dependiendo del tipo de edificación, -- ó bien apoyándose en capas profundas de mayor resistencia, utilizando- el sistema de pilotación (hincado de pilotes) mas adecuado.

Siendo la clasificación de cimentaciones profundas:

- a) Sustitución.
- b) Flotación.
- c) Pilotación.

1. CAJON DE CIMENTACIÓN.

Los cajones de cimentación se distinguen de los cilindros solo -- por su forma paralelepédica. Las técnicas para su construcción y manejo se describen brevemente en lo que sigue, debiéndose observar que mucho de todo ello es aplicable también de cilindros.

Pueden distinguirse dos casos que obligan a adoptar técnicas diferentes; que exista ó no un tirante de agua en el lugar de colocación del cajón. Sino hay agua, el cajón de una ó varias celdas puede hacerse como se describió para el caso de los cilindros, extrayendo el material de su interior y colocando el elemento en tramos, a medida que se vá hundiendo en el sub-suelo, obviamente, las celdas deben tener las dimensiones apropiadas para permitir la excavación. En cajones muy altos es frecuente tam bién recurrir al lastrado ó al chiflonaje para vencer la fricción lateral.

Cuando en el lugar existe un tirante de agua, puede recurrirse a dos técnicas distintas. En la primera se lleva flotando al lugar un molde de acero, que constituirá el cajón de modo que los futuros muros de las celdas de éste aparecen como cámaras huecas entre dos láminas de acero en aquel. Ya en el lugar se vacía concreto en el molde, para ir colando los muros de las celdas del cajón; éste concreto sirve de lastre y hace que el molde de acero descance en el fondo. Ya en ésta posición, se trabaja excavando el material dentro de las celdas, con lo que el cajón es llevado a la profundidad deseada bajo el fondo del río, lago, etc. Por supuesto

el molde debe tener una altura algo mayor que el tirante de agua en el lugar; si éste es muy grande; el molde podrá formarse por secciones conforme se vá hundiendo.

En la segunda técnica, se coloca una tablaestaca de acero que sobresalga del agua y que encierre la zona de construcción. El espacio interior se va relleno de arena, hasta que ésta sobresale del agua, a modo de isla. Así se logra hincar el cajón como si no hubiera tirante de agua.

En el cajón neumático, el trabajo en seco se logra creando por medio de aire a presión una cámara de trabajo en su extremo inferior. La técnica está limitada por la presión que soportan los trabajadores que ocupan la cámara y excavan el terreno bajo el cajón, hasta llevar a ésta a su propósito final. El factor anterior hace que las profundidades en que se usa el método oscilen entre 10 y 30 mts.

CIMENTACION POR SUSTITUCION O CAJON COMPENSADO.

El principio en que se basan éstas cimentaciones es bien sencillo se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura de manera que a nivel de desplante el suelo, por así decirlo no sienta la sustitución efectuada, por no llegarle a ninguna presión en añadidura a la originalmente existente.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto, que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente lo que se logra con losa corrida en toda el área de cimentación ó construyendo cajones huecos en el lugar de cada zapata. El primer tipo de cimentación es usual en edificios compensados, el segundo en puentes por ejemplo.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues, teóri-

camente , los eliminan por no dar al terreno ninguna sobrecarga.

Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, resultado de la excavación, tienen lugar expansiones en el fondo de ésta, que se traduce en asentamientos, cuando por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original. Así los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria, generalmente profundas.

Todo lo anterior se refiere a las cimentaciones denominadas de compensación total, en las que el peso de estructura es igual a la de la tierra excavada. También existe, por supuesto la compensación parcial, en donde el peso de la tierra excavada compensará únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma como pilotes a descanso sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de éste lo permiten.

3.- CIMENTACION POR FLOTACION.

Esta clase de cimentación se basa considerando el principio de Arquímedes.

" Todo cuerpo sumergido en un líquido experimenta un empuje vertical ascendente igual al peso del volumen del líquido desalojado".

Por ésta razón las construcciones se deben ejecutar perfectamente impermeables (por estar en contacto directo con las aguas freáticas), calculando el centro de gravedad de la construcción y la reacción (empuje ascendente vertical), para evitar movimientos o el volteo.

Este tipo de cimentaciones elevan el costo por tener problemas desde la excavación (evitando hundimientos) consolidación (material

concreto pobre), protección de colindantes y de la obra misma (ataguas -tablestacas), hasta la ejecución de la cimentación y de la estructura .

4. PILOTES.

En general, se usan los pilotes como elementos de cimentación - cuando se requiere:

a) Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando ó a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantiza el apoyo adecuado. La forma de trabajo de éstos pilotes podría visualizarse como similar a la de las columnas de una estructura.

b) Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, -- utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

c) Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.

d) Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (como tablestacas por ejemplo) ó resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas (como en el caso de un puente) en estos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.

e) Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura ó cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos son pilotes de tensión.

f) Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.

g) Proteger estructuras marítimas tales como muelles, atracaderos, etc., contra el impacto de barcos ó objetos flotantes. Una estructura auxillar que cumple tal fin recibe el nombre de duque de alba.

Evidentemente, los pilotes pueden ser diseñados para cumplir -- dos o más de las funciones anteriores.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se --- clasifican en de punta, de fricción y mixtos. Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente. Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que - generan contra el suelo que los rodea. Los pilotes mixtos aprovechan a la - vez éstos dos efectos.

Atendiendo al material del cual están hechos, los pilotes pueden ser de madera, de concreto, de acero ó de una combinación de éstos materiales. Los pilotes de madera ya se usan muy raramente en trabajos de importancia y han quedado prácticamente circunscritos a estructuras provisionales ó - a funciones de compactación de arenas.

Los pilotes de concreto son los más ampliamente usados en la actualidad; pueden ser de concreto reforzado común ó presforzado; aunque en su mayoría son de sección llena, últimamente se ha desarrollado bastante el -- uso de pilotes huecos, de menos peso. Los pilotes de acero son de gran utilidad, en aquellos casos en que la hincada de los pilotes de concreto se difi- culte por la relativa resistencia del suelo, pues tienen mayor resistencia a los golpes de un martinete de hincado y mayor facilidad de penetración; - suelen usarse secciones H ó secciones tubulares, con tapón en la punta ó -- sin él.

Según el procedimiento de construcción y de colocación los pilo-- tes de concreto pueden ser prefabricados e. hincados a golpes ó a presión ó colados en el lugar, en una excavación realizada previamente a la cons

trucción del pilote. Para los pilotes hincados a golpes, quizá aún los más frecuentes por lo menos en trabajos ejecutados fuera de las ciudades, existen tres tipos principales de martinets de hincado: El de caída libre, de poco uso ya por su lentitud, consiste simplemente en una masa guiada, que se eleva por medio de un malacate y se deja caer desde la altura especificada; el de vapor de acción sencilla, que utiliza la energía del vapor para levantar la masa golpeante, para después dejarla caer por acción exclusivamente gravitacional y el de vapor de doble efecto, en el que la energía del vapor eleva la masa y la impulsa y acelera en su caída.

La efectividad de distintos martinets suele compararse recurriendo a su energía, expresada en $Kg \cdot m / golpe$. Hay gran variedad de tipos y tamaños, existiendo máquinas en que la masa golpeante lleve a 6 toneladas de peso ó más, con 100 golpes por minuto y con energías de 10,000 $Kg \cdot m$.

Como se ha dicho anteriormente, no existen entre pilas y pilotes una diferencia más substancial que su diámetro; ya se establecieron al respecto los límites que la costumbre suele fijar para diferenciar ambos elementos.

" PILAS DE CIMENTACION "

En la ingeniería de cimentaciones el término pila tiene dos significados diferentes. De acuerdo con uno de sus usos, una pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir, transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que fallen ni de que sufra un asentamiento excesivo. Sin embargo, en contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es usualmente mayor que cuatro, mientras que para las zapatas, esta relación es comunmente menor que la unidad.

De acuerdo con su segundo uso una pila es el apoyo, generalmente de concreto ó de mampostería para la super estructura de un puente. Usualmente, la pila sobresale de la superficie del terreno, y comunemente se prolonga a través de una masa de agua hasta un nivel superior al de las aguas máximas. De acuerdo con ésta definición, puede considerarse la pila en sí como una estructura, que a su vez debe estar apoyada en una cimentación adecuada. Para evitar confusión, se usa el término de cuerpo de la pila para la parte que queda arriba de la cimentación. La base de ése cuerpo puede descansar directamente en un estrato firme, ó puede estar apoyada en pilotes, ó varias pilas de cimentación como se definió en el párrafo anterior. Un cuerpo de pila, situado en el extremo de un puente y sujeto al empuje de la tierra, se denomina un estribo.

No existe una clara diferencia entre las pilas de cimentación y los pilotes. Los tubos de acero de grán diámetro que se hincan con el extremo inferior abierto, que se limpian despúes y se llenan de concreto, pueden en realidad considerarse como pilas ó como pilotes.

Los mismos tubos pueden considerarse como ademes ó como cajones ó cilindros de cimentación. La terminología a éste respecto difiere mucho en las diferentes localidades.

METODOS DE CONSTRUCCION.

GENERALIDADES.

Los métodos para construir pilas se dividen en dos grupos principales. En uno, se excava un agujero hasta el nivel de desplante de la cimentación y se construye la pila dentro del mismo. Usualmente, los lados de la excavación deben ademarse y apuntalarse para evitar el derrumbamiento. Estas perforaciones se dicen ademadas o entibadas--

lo que depende de que el ademe se forme con forros metálicos cilíndricos ó sea de tableros o de tabla estacas. Algunas veces, se estabiliza la perforación con un líquido espeso en vez de ademe.

Si la superficie del terreno está debajo del agua, la estructura que encierra el terreno que va a ocupar la pila se llama atagüa. Bajo la protección del atagüa se hace la excavación hasta el nivel deseado y se construye la pila.

El otro método para construir pilas es utilizando cajones. Los cajones son cajas ó cilindros que se hincan hasta su posición, y constituyen la parte exterior de la pila de cimentación terminada. Para facilitar el hincado, el borde inferior del cajón está previsto de una cuchilla. El material que está dentro del cajón se extrae por dragado a través de la abertura en su extremo superior, ó excavando a mano. El extremo inferior del cajón puede construirse formando una cámara hermética y llenarse con aire comprimido para expulsar el agua de un espacio en el que los obreros puedan trabajar. Este procedimiento se conoce con el nombre de método del aire comprimido y permite quitar los obstáculos que quedan debajo de la cuchilla facilitando la limpieza del fondo de la excavación.

Sin embargo, es un riesgo para la salud de los trabajadores y debe evitarse cuando sea posible.

Pilas construidas en perforaciones ademadas y en perforaciones cilíndricas. En otro tiempo se usaron perforaciones excavadas a mano de ademe de madera y todavía pueden usarse con ventaja, especialmente en las recimentaciones. El método mejor conocido se originó en Chicago en 1892. Es particularmente adecuado para arcillas sin inclusiones de agua. En el método de Chicago, se hace una perforación circular de cuando menos 1m de diámetro a mano, con una profundidad que varía -

de 0.5 a 2 metros, lo que depende de la consistencia de la arcilla. Se ademan luego las paredes del agujero con tablas verticales, conocidas como forro. El forro se mantiene en su sitio por medio de dos anillos circulares de acero. Luego se continúa la excavación, hasta que se instalan otras tablas de forro y anillos. Cuando el agujero llega al estrato en el que se van a apoyar las cimentaciones, puede ampliarse el fondo ó acompañarse para aumentar el área de apoyo. Los anillos y las tablas del forro se dejan en su lugar cuando el agujero se llena de concreto.

En Kansas City desde 1890, se construyeron pilas de cimentación con profundidades mayores de 15 metros y de 1.40 de diámetro que atravesaron material de relleno y arcilla hasta una caliza. Se construyeron en perforaciones hechas con herramientas mecánicas y ademadas. En el siguiente medio siglo se hicieron intentos semejantes, pero en la actualidad, la mayor parte de las pilas que pasan a través ó penetran en suelos cohesivos, se excavan por medio de máquinas montadas en camiones ó en orugas, equipadas con barrenas rotatorias ó cangilones provistos de cuchillas. Por medio de éste procedimiento se han hecho agujeros de 0.30 a 3.50 metros, a profundidades que sobrepasan los 30 metros. Existen varios aditamentos para ampliar los fondos de las excavaciones en suelos duros, ó perforar en la roca. Cuando las perforaciones se llenan directamente de concreto, se llaman pilas coladas en el lugar sin moldes.

Si las condiciones del subsuelo son tan desfavorables que no permita la instalación de cimientos por cualquiera de los métodos descritos en los párrafos anteriores, pueden instalarse tubos de acero de grán diámetro por un procedimiento en que se combinen los métodos de hincado de pilotes y los de excavación abierta. Los tubos se hincan con los extremos abiertos, unos cuantos metros cada vez y se limpian por medio de chorros de aire, de agua, ó herramientas de cable semejantes a las que se usan en la perforación por percusión. Estas perforaciones casi siempre se llevan hasta la roca.

Comúnmente se continúa a través de ella por percusión ó por rotación --- antes de limpiar finalmente el agujero y de llenarlo con concreto. Las -- pilas formadas por éste método son caras, pero usualmente pueden soportar cargas muy elevadas y ser instaladas en casi todas las condiciones del -- subsuelo. El desarrollo de las pilas de tubo de grán diámetro, ha reduci-- do mucho los casos en que podrían haberse empleado los métodos con aire - comprimido .

ATAGUIAS.

Cuando se van a construir en agua las pilas, y la profundidad - de éstas no excede de 2 ó 3 metros, pueden construirse ataguías de tables-- tacas de madera.

Las tablestacas pueden tener diversas formas. Se hincan alre-- dedor del área en que se va a extraer el agua y se apuntalan cerca del -- nivel del agua por medio de largueros y puntales. Las partes inferiores - de las tablestacas se apoyan en el suelo en que se hincan.

Para mayores profundidades, las tablestacas de madera resultan-- inadecuadas y el recinto se forma usualmente con tablestacas de acero . - Uno de los tipos más sencillos de ataguías consiste en un espacio rodeado de tablestacado con apuntalamiento interior, las tablestacas se hincan -- hasta que sus extremos inferiores se encajan y se llenan, en el suelo in-- ferior ordinalmente, se prolongan cuando menos a toda la profundidad que - va a tener la pila. Antes de achicar el agua de la ataguía, se instala un conjunto de puntales, precisamente arriba del nivel del agua. Luego se - hace descender dicho nivel hasta que llega el correspondiente a otro con-- junto de puntales. Se continúan los descensos sucesivos del nivel del - - agua y la instalación de apuntalamientos hasta que se agote el agua des-- púes, el resto de la excavación se hace completamente en seco . Con fre-- cuencia se prefabrican varios juegos de apuntalamientos que se co-----

locan simultáneamente en la atagufa y que se ponen en posición con la ayuda de buzos, antes de achicar la atagufas. Una de las principales dificultades de las atagufas de pared sencilla es la filtración a través de los empalmes de las tablestacas, especialmente al principio del desagüe. Frecuentemente, se acumulan cenizas, u otros materiales por el lado exterior de la atagufa para tapar las fugas. Al descender el nivel del agua, las tablestacas se inclinan hacia adentro y sus empalmes se hacen más impermeables. Si la profundidad de la atagufa llega a ser muy grande, puede resultar impracticable abatir el nivel del agua lo suficiente sin riesgo de provocar falla de fondo. Mediante dragado pueden hacerse excavaciones mucho más profundas bajo el agua. En ese caso se cuela en el fondo un tapón de concreto lo suficientemente pesado para resistir la subpresión antes de desaguar la atagufa. Para excavaciones grandes bajo tirantes de agua de no más de 6 metros, frecuentemente se hinca una sola pared de tablaestacas y se apuntalan con bremas de tierra. Las corrientes del agua atacan fácilmente a las atagufas de este tipo y usualmente deben protegerse de sus frentes exteriores con enrocamiento. La atagufa de doble pared de tablaestacas resulta adecuada para tirantes de agua mayores. Consiste en dos hileras de tablaestacas conectadas por tirantes. El espacio entre las tablaestacas se llena con roca ó suelo.

Cuando la profundidad del agua es muy grande, se usan atagufas de tablaestacas celulares. Cada celda se llena de roca ó de grava. El tipo circular tiene la ventaja de que cada celda es independientemente estable. Por lo tanto, durante la construcción, la atagufa es casi invulnerable a las avenidas repentinas ó a las tormentas. En las pilas de los puentes pequeños, las celdas se hacen suficientemente grandes para que abarquen toda la cimentación. Como éstas celdas no pueden llenarse, las tablaestacas deben apoyarse en anillos circulares.

PILAS COLADAS SIN MOLDE.

IMPORTANCIA DE LAS CONDICIONES DEL SUB-SUELO .

La decisión de usar pilas coladas sin molde, en mucho mayor medida que la de usar zapatas ó losas, requiere un cuidadoso estudio de las condiciones para la construcción existentes en el lugar. El comportamiento de éstas pilas determinado, cuando menos, tanto por el éxito con que se efectúen las operaciones de construcción, como por las características carga-asentamiento de los terrenos adyacentes y subyacentes. Detalles como la presencia de cantos ó boleo que interfiera con la perforación, la presencia ó la falta de la ligera cohesión necesaria para evitar el derrumbe de las paredes de la perforación ó de la campana, ó la conexión de filtraciones pequeñas en zonas permeables ocasionales puede tener un efecto decisivo en las posibilidades de formar una pila satisfactoria y económica.

El agua freática influye muy especialmente en la determinación de la dificultad y, por lo tanto, en el costo de construcción de la pila. Las filtraciones, aún en pequeñas cantidades, pueden requerir lodos de sostenimiento ó ademes para permitir el avance de la perforación sin derrumbes; puede producir dificultades en el colado y daños en el concreto fresco, si se quita el ademe.

El tipo de suelo es mucho menos importante. En arcillas duras en las arenas cementadas sobre el nivel freático, y en roca blanda, las perforaciones pueden ejecutarse rápidamente y esperarse que sus paredes se sostengan sin apoyo, hasta que se cueje el concreto. Las campanas pueden labrarse fácilmente. Sin embargo, en cualesquiera otras condiciones deben tomarse medidas para estabilizar las paredes. Estas condiciones, incluyen, en orden creciente de dificultad de construcción, suelos relativamente impermeables que contengan capas o lentes de mate---

riales granulares húmedos con suficiente cohesión aparente para proporcionar apoyo a las paredes de la perforación, pero con acumulaciones de materiales gruesos menos cohesivos; suelos sin cohesión, perfectamente secos situados arriba del nivel freático y suelos sin cohesión abajo -- del nivel del agua freática. En todos los tipos de suelos, las condiciones para la estabilidad de las campanas son menos favorables que para los muros de la perforación.

El programa de exploración del subsuelo puede requerir varias etapas antes de completar el proyecto final de una cimentación con pilas. Los sondeos iniciales deben permitir hacer un estudio detallado de la estratigrafía, dando atención especial a la presencia de mantos sin cohesión ó lentes de cantos de boleo, ó zonas cementadas, y a la posición del nivel freático, la entrada del agua freática a cualquier nivel en un sondeo que se estuviese desarrollando en seco, ó el derrumbe de las paredes del agujero, merecen especial atención. Los sondeos preliminares deben proporcionar suficiente información para poder decidir si resulta adecuada la construcción de las pilas, y para determinar su profundidad y dimensiones probables. Si se adoptan tentativamente las pilas para usarse en la obra deberán hacerse más sondeos para definir los problemas de construcción que puedan encontrarse. Las condiciones del agua freática cerca de la base de las pilas, ó en la vecindad de las campanas propuestas, deben explorarse cuidadosamente utilizando técnicas como la de llenar con agua los agujeros cuando lleguen a profundidades críticas, y observar la rapidez con que baja su nivel. Cuando menos algunos de los sondeos deben convertirse en pozos de observación. Finalmente, en trabajos grandes ó potencialmente difíciles, puede convenir excavar una ó más perforaciones definitivas de pila, con el equipo que se vaya a utilizar en el trabajo. La movilidad de los equipos de perforación modernos permiten utilizar este procedimiento fácil y económicamente. Las perforaciones de prueba facilitan la preparación de especificaciones realistas y el dar a los postores una idea clara del trabajo que se va a ejecutar. Si aún en esta tardía etapa del

proyecto, los resultados demuestran que las condiciones son desfavorables, puede cambiarse el tipo de cimentación antes de hacer los documentos finales del contrato.

EXCAVACION.

El equipo de perforación se describió brevemente en los párrafos anteriores. Si los agujeros se mantienen abiertos y permanecen secos hasta que se ha terminado de colar el concreto, la cimentación puede construirse rápida y económicamente. De otra manera deben tomarse medidas para mantenerlos abiertos. En algunos casos, el terreno puede convertirse de material potencialmente inestable, en estable, desaguándolo ó inyectándolo. Si por ejemplo, la inestabilidad de las paredes se deben a zonas permeables sin cohesión, puede ser posible drenar todo el emplazamiento de la obra, haciendo descender el nivel del agua freática a uno inferior al del fondo de las perforaciones. Luego éstas pueden excavarse en seco y el ademe puede ser ya no necesario. Si solamente hay unas cuantas de estas zonas y sus posiciones están bien definidas, algunas veces pueden estabilizarse con inyecciones antes de perforar, aunque la posibilidad de que las inyecciones resulten incompletas introduce gran incertidumbre en el procedimiento. Con mucho, el método más usado para perforar cuerpos de pila que de otra manera serían inestables consiste en el uso de lodos semejantes al de perforación. El líquido espeso impide la entrada del agua y de los materiales adyacentes.

Según sean las circunstancias, el lodo puede usarse solo ó en combinación con ademe. La figura siguiente ilustra condiciones que se encuentran frecuentemente y representa los pasos que se siguen en la perforación en un suelo cohesivo, adecuado para hacer perforaciones en seco, exepcto en una zona de suelos sin cohesión sumergido que se derrumba. La perforación se hace en seco hasta la zona de derrumbes. Antes de penetrar en esa zona, se llena con tierra, bentonita y agua, en tales proporciones, que forme un líquido espeso viscoso, que se mezcla --

haciendo girar la barrena, subiéndola y bajándola simultáneamente. Cuando el líquido adquiere la consistencia adecuada, se atraviesa la zona sin cohesión en la forma usual, por medio de la barrena. El lodo estabiliza las paredes del agujero, impidiendo la entrada de agua subterránea, e imparte suficiente cohesión al suelo que se perfora para permitir extraerlo con la barrena. Al ir profundizando el agujero, se añadelodo para mantener su superficie cerca del nivel del terreno. Cuando se ha pasado el manto que se derrumba, se inserta un ademe. El ademe es usualmente un solo tramo de tubo de diámetro interior ligeramente mayor que el diámetro de la barrena; se apoya en el suelo cohesivo inferior haciéndolo girar y empujándolo simultáneamente hacia abajo. Luego se saca el lodo del agujero y se sigue perforando en seco.

Con el suelo en estas condiciones, toda la perforación podría realizarse con el lodo y sin ademe. Sin embargo, como el agujero se derrumbaría si se extrae el lodo y no se inserta el ademe, el concreto necesariamente se colaría en el agujero lleno de lodo por los métodos de colado bajo el agua que se describirán en el siguiente subtítulo. Este procedimiento se ha usado frecuentemente en Europa. En Norte América por otra parte, después que se ha hecho la perforación estando llena de lodo, es más usual insertar un ademe con un diámetro unos cuantos centímetros menor que la perforación, para apoyarlo en el fondo y extraer el lodo. El fondo puede estar entonces completamente seco. El delgado anillo de lodo que queda entre el ademe y las paredes de la perforación impide ó reduce el movimiento del material circunvecino hacia la misma si la perforación termina en roca sobrepuesta o por material permeable ó que contenga juntas permeables cerca de su superficie, algunas veces se hinca por rotación en la roca un ademe pesado con dientes de acero endurecido llevándolo algunos decímetros dentro de la formación, hasta que se forma un cierre hermético que impida el paso del agua. La parte inferior del ademe se deja en el lugar si no se impiden las filtraciones, el fondo puede sellarse algunas veces con inyecciones a presión.

FORMACION DE LAS CAMPANAS.

No debe intentarse formar bocinas o campanas para la ampliación de la base de las pilas, a menos que el suelo sea lo suficientemente cohesivo para permitir que el techo no se desplome durante el tiempo entre la excavación, la limpieza del fondo y el colado del concreto dentro de la propia campana. Por la dificultad de satisfacer esta condición, en muchos lugares es preferible prolongar la pila recta hasta encajarla suficientemente en los materiales firmes para que pueda soportar la carga por fricción lateral.

Las campanas pueden excavarse a mano, como en el método de Chicago, pero generalmente se forman conectando un cucharón especial a la cabeza giratoria, en lugar de la barrena helicoidal. Este cucharón se ilustra en la figura siguiente. Consta de un cilindro con dos cuchillas articuladas en el extremo superior, que se cierran dentro del cilindro cuando se hace descender el cucharón por la perforación. Cuando el cucharón llega al fondo de la perforación se sacan las hojas por unas ranuras verticales del mismo; se hace girar el cucharón y el suelo que cortan las cuchillas cae dentro de él. Después de unas cuantas revoluciones, las cuchillas se retraen y el cucharón se eleva y se vacía. El procedimiento se repite tantas veces como sea necesario. En comparación con el tiempo requerido para la perforación, el de la formación de la campana es bastante largo. Como la tendencia en cualquier excavación sin apoyo es licuarse ó caerse con el tiempo, las condiciones del suelo para formar un agujero con campana deben ser generalmente más favorable que cuando solamente se hace la perforación.

Si la campana se derrumba, la perforación deberá profundizarse a un nivel en el que se pueda formar otra, ó a otra profundidad mayor, suficiente como para que puedan soportarse las cargas sin ampliación. Si las condiciones del suelo no permiten utilizar estas alternativas, deberá modificarse el proyecto de cimentación. En algunos casos,

como alternativa, se hacen dos pilas que se unen con una contra trabe para soportar la carga de la columna. Ocasionalmente, es necesario recurrir a los pilotes.

COLADO.

En seco normalmente se deja caer libremente el concreto desde la superficie del terreno. Puede ocurrir una segregación perjudicial del cemento y el agregado, si el concreto cae contra los lados de la excavación; por lo tanto, si el diámetro es pequeño usualmente se coloca un tubo vertical corto como gufa en el centro de la perforación donde se introduce el concreto. Usualmente, sólo se requiere vibración en los que el impacto del concreto al caer es inefectivo. El refuerzo puede introducirse dándole la forma de una armadura cilíndrica por la cual puede caer el concreto libremente. El revenimiento del concreto depende de las dimensiones de la pila, de que haya ademe, de que sea necesario ó no extraerlo y del refuerzo. En la mayor parte de los casos resulta adecuado un revenimiento de 15 cm., pero pueden usarse mayores en las pilas muy reforzadas y en las de diámetro pequeño, en las que haya que extraer el ademe.

La presencia de unos centímetros de agua en el fondo de la perforación de la campana, excepto que esté localizada en un pequeño sumidero, puede reducir apreciablemente la resistencia del concreto. Algunas veces se colocan sacos de cemento en el fondo para que absorban el exceso de agua antes de colar el concreto. Más de 5 centímetros de agua pueden causar la segregación del concreto. El agua arriba del concreto y el resto del mismo debe atravesarla. Es probable que ocurra una separación casi completa del cemento y los agregados, cuando la profundidad del agua sea de 15 centímetros ó más. Por lo tanto si es posible deberán taparse todas las fuentes del agua que pueda entrar.

Si no puede impedirse la entrada del agua, pero si el agua -- no sube más de 6 mm/min., puede excavarse cerca del centro un cárcamo de pequeña sección transversal, comparada con la base, y achicarse el agua por bombeo. Con el concreto listo, se saca la bomba tan rápidamente como sea posible y se introduce en la perforación una cantidad substancial de concreto .

Si las filtraciones son demasiado grandes para que se pueda colar en seco, puede permitirse que el nivel del agua suba libremente -- hasta que llegue al equilibrio, siempre que el agua no transporte una -- cantidad perjudicial de material suelto a la perforación. Después de -- que se han tapado las filtraciones, el concreto debe colarse con trompa de elefante (tremie) , cuyo extremo debe quedar inicialmente a una -- distancia no mayor de 30 centímetros del fondo de la perforación. El -- embudo se vá subiendo conforme se va colando el concreto pero su extremo debe permanecer siempre 30 centímetros dentro del mismo.

Con éste sistema, el concreto puede colarse también bajo el -- agua, en las pilas sin ademe llenas de lodo, pero en éste caso deben de emplearse técnicas refinadas y contratistas especialistas experimentados. El lodo debe recircularse despacio y limpiarse de fragmentos gruesos, hasta que toda la perforación esté llena con una suspensión tixó--tropa que impida la acumulación de material grueso, antes de poder introducir el concreto con el embudo.

EXTRACCION DEL ADEME.

Como el ademe es costoso frecuentemente se saca conforme se -- va colando el concreto. Este procedimiento , a menos que se controle -- con mayor cuidado, conduce a serios defectos en las pilas coladas. -- No debe intentarse si el concreto se coló con trompa de elefante.

La operación se efectúa usualmente, sacando el ademe lentamente al irse colando el concreto, debiéndose mantener todo el tiempo el extremo inferior del ademe cuando menos a 1.50 metros bajo la superficie del concreto de la pila. Se necesitará una distancia mayor, si la presión del concreto va a ser menor que la ejercida por el suelo circundante ó por el fluido de perforación. De lo contrario, el material circundante invadirá el concreto fresco ó reducirá el diámetro de la pila, ó el concreto ya no apoyará firmemente contra el suelo. El ademe debe mantenerse vertical durante la extracción, para evitar que se mueva el refuerzo y que se mezcle el suelo con el concreto en los lados de la pila. Después de comenzar el colado; la extracción deberá hacerse dentro de una hora, antes de que el concreto adquiera su fraguado inicial. Si ocurre un retraso mayor que éste período, ya no deberá extraerse el ademe y la porción que no se ha extraído todavía deberá cortarse.

Intervienen muchos factores para decidir si se extrae el ademe. Si el ademe se ha instalado en un agujero perforado con la ayuda del lodo, usualmente puede sacarse con facilidad. Por otra parte si no se ha usado lodo habrá que girar el ademe para que se suelte la adherencia entre el ademe y el suelo puede producir retrasos, e impedir que el ademe se saque en forma regular; entonces puede ser preferible insertar un forro delgado de acero corrugado en la perforación, colar el concreto, llenar el espacio entre el forro y el ademe con lechada ó arena y finalmente sacar el ademe. Si la pila se prolonga a través del suelo hasta la roca que ha penetrado el ademe, es preferible dejar a éste en la roca y cuando menos en la porción inferior del suelo. De acuerdo con algunos reglamentos de construcción, puede incluirse la resistencia del ademe de acero al calcular la capacidad de carga de la pila. Pudiendo entonces reducir el diámetro de la pila y la cantidad del refuerzo, si la roca es capaz de soportar la mayor intensidad de la presión correspondiente al área de apoyo reducida, la ventaja económica de recuperar el ademe disminuye mucho.

Algunos de los defectos más importantes de las cimentaciones en éstos últimos años se han debido a los intentos para recuperar ademes durante el colado, especialmente en las pilas profundas. A menos que las condiciones sean razonablemente favorables y que la supervisión del control sean los mejores, la técnica debe evitarse. El costo del ademe puede resultar insignificante en relación con el costo del daño que puede hacerse con una pila defectuosa.

INSPECCION.

Debido a que los detalles de construcción tienen una influencia decisiva en el comportamiento de las pilas coladas sin molde, al grado que desviaciones de aparente poca importancia de la técnica pueden invalidar un proyecto bien concebido, la inspección tiene un papel extraordinariamente importante, especialmente si las pilas son profundas ó no pueden perforarse y colarse en seco.

Durante la excavación, el inspector debe asegurarse que los cuerpos de las pilas estén dentro de las tolerancias de verticalidad y de dimensiones, que las paredes de la perforación no se hayan derrumbado, que el fondo se haya limpiado adecuadamente, que la campana esté correctamente formada e intacta, que la naturaleza de los materiales de la base de la pila corresponda con la que se consideró en el proyecto y que el agua subterránea esté correctamente controlada.

Si se usa lodo al hacer la perforación, el inspector debe comprobar que el equipo de bombeo es adecuado, que se han instalado las coladeras adecuadas para quitar el material grueso de líquido circulante y que la consistencia inicial de lodo es adecuada. Durante la perforación, debe comprobarse continuamente la consistencia y observar la naturaleza de los materiales que lleva el líquido.

Para inspeccionar los materiales de la campana y del fondo, es necesario que el inspector baje a la perforación. Aún en un agujero

seco, esto no debe hacerse sin protección. Si la perforación no ésta ya ademada, usualmente se suspende un ademe de una grúa y se baja en ella. Deberá tenerse para uso del inspector el equipo adecuado y un cable adicional de seguridad.

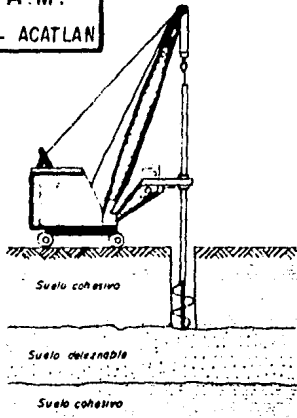
La inspección del fondo es potencialmente peligrosa. Frecuentemente se acumula en el fondo de las perforaciones gases explosivos o venenosos. Cualqu~~er~~ persona que desciende en el agujero debe exigirlos medios para descubrirlos y la ventilación necesaria. Las leyes especifican las precauciones mínimas y las sanciones por no aceptarlas pueden ser severas, especialmente si ocurren accidentes.

El agua bombeada de la perforación debe dejarse asentar en un depósito que permita al inspector juzgar si se están erosionando finos y en que cantidad .

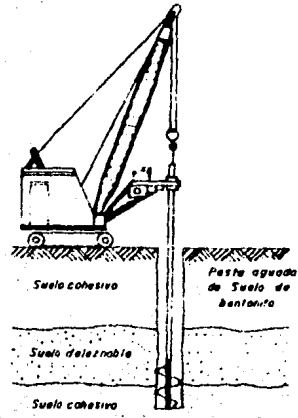
El concreto se transporta usualmente en camiones con mezcladoras . Debido a la influencia de las propiedades del concreto fresco en la calidad final de la cimentación, especialmente si se va a sacar el ademe el inspector deberá dar especial atención al revenimiento y a la comprobación de que el tiempo de mezclado no es excesivo. Deberá hacer --- cuando menos un cilindro de cada carga de camión . Así mismo, comprobar que el concreto cae libremente sin golpear en los lados de la excavación ni en el refuerzo. Si el concreto se cuela con embudo de trompa de elefante, deberá comprobarse que el extremo del tubo esté introducido en el concreto lo necesario.

La mayor vigilancia se requiere durante la extracción del -- ademe. La observación directa de la elevación de la superficie superior del concreto es difícil. Deberán idearse testigos y dispositivos de sondeo que se adapten a las condiciones de trabajo; en pilas grandes, algunas veces es posible que el inspector descienda, con la protección -- adecuada hasta adentro del ademe. Si sube la superficie del concreto -- aún momentáneamente cuando se está sacando el ademe, es casi cierto que

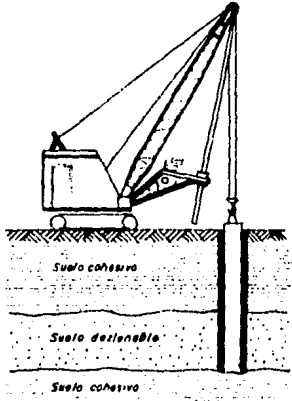
ha penetrado en el agujero material extraño, como lodo, agua ó suelo y ha creado un defecto. La aparición de una depresión en torno a la parte superior del ademe es casi una indicación segura de la invasión de material extraño. Para completar la observación directa, se debe hacer una comparación del volumen de la perforación. Si se nota un movimiento hacia arriba en el concreto dentro del ademe ó si existen algunas otras indicaciones de que existen defectos, ya no debe sacarse más el ademe y la parte del mismo que todavía está en el terreno debe dejarse en su lugar.



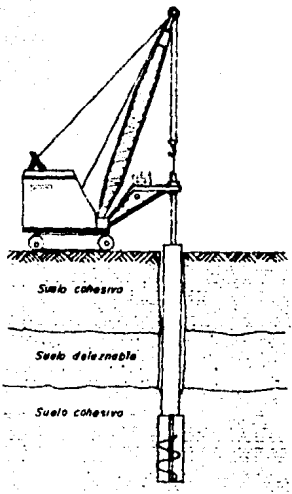
(a)



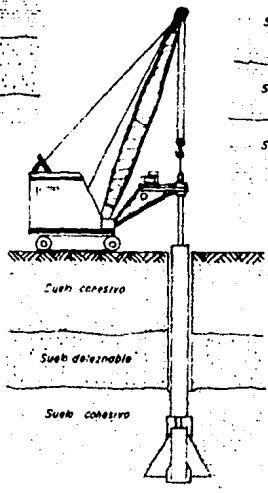
(b)



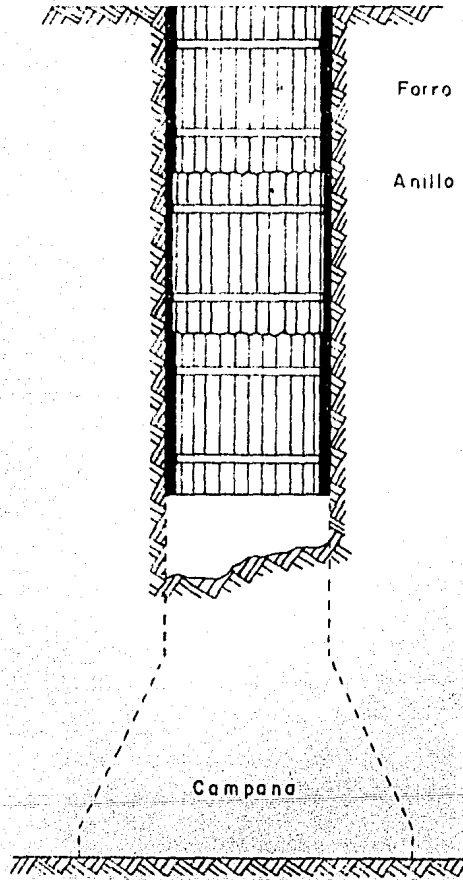
(c)



(d)



(e)



" FACTORES QUE DETERMINAN LA SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION "

A continuación se exponen en éstas normas breves que han de ser tomadas en cuenta para el proyecto de cualquier cimentación. En rigor lo que más adelante se dice es aplicable tanto a cimentaciones poco profundas, como a otras desplazadas a mayor profundidad, pues se trata de comentarios del orden general que debe presidir cualquier proyecto de cualquier cimentación.

En general, los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en 3 clases principales :

a) Los relativos a la superestructura, que engloban su función, carga que trasmite al suelo, materiales que la constituyen, etc.

b) Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.

c) Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

De hecho, el balanceo de los factores anteriores puede hacer que diferentes proyectistas de experiencia lleguen a soluciones ligeramente distintas para una cimentación dada, pues el problema carece de solución única por faltar un criterio exacto para efectuar tal balance, que siempre tendrá una parte de apreciación personal.

En general, puede decirse que un balance meditado de los factores anteriores permite en su análisis preliminar a un proyectista con experiencia, eliminar todos aquellos tipos de cimentaciones francamente inadecuadas para resolver su problema específico, quedando sólo algunos

que deberán de ser más cuidadosamente estudiados para elegir entre ellos unas cuantas soluciones que satisfacen todos los requisitos estipulados desde el punto de vista estructural, de suelos, sociales, etc. para escoger de entre éstas el proyecto final, generalmente con una apreciación simplemente económica, si ha habido éxito en todas las etapas del estudio, la solución final representará un excelente compromiso entre requerimientos estructurales y costosos.

Debe observarse que al balancear los factores anteriores, adoptando un punto de vista estrictamente Ingenieril debe estudiarse no sólo la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla ó colapso, sino también que no tenga durante su vida asentamientos ó expansiones que interfieran con la función de la estructura. Se llega así a la contribución fundamental de la mecánica de suelos al problema de las cimentaciones, contribución de doble aspecto que involucra dos problemas de la misma importancia para garantizar el éxito final. Por un lado, abordando un problema de capacidad de carga, se trata de conocer el nivel de esfuerzos que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un colapso ó falla brusca, generalmente por esfuerzo cortante; por otro lado, será necesario calcular los asentamientos ó expansiones que el suelo va a sufrir con tales esfuerzos; cuidando siempre que éstas queden en niveles tolerables para la estructura que se trate.

No puede decirse que uno de los aspectos anteriormente tenga mayor importancia que el otro en el proyecto de una cimentación ambos deberían ser tenidos en cuenta simultáneamente y de su justa apreciación dependerá el éxito ó fracaso en un caso dado.

" ESPECIFICACIONES QUE DEBEN CUMPLIRSE PARA LA FABRICACION DE PILAS --
DE CONCRETO REFORZADO " .

1. Concreto $F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, agregado máximo 2.5 cm. , re-
venimiento mínimo 15 cm.

2. Acero de refuerzo $Fle = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

3. Sección: Circular, diámetro exterior pila = diámetro -
interior de la tubería de ademe con campana en la base de las pilas.

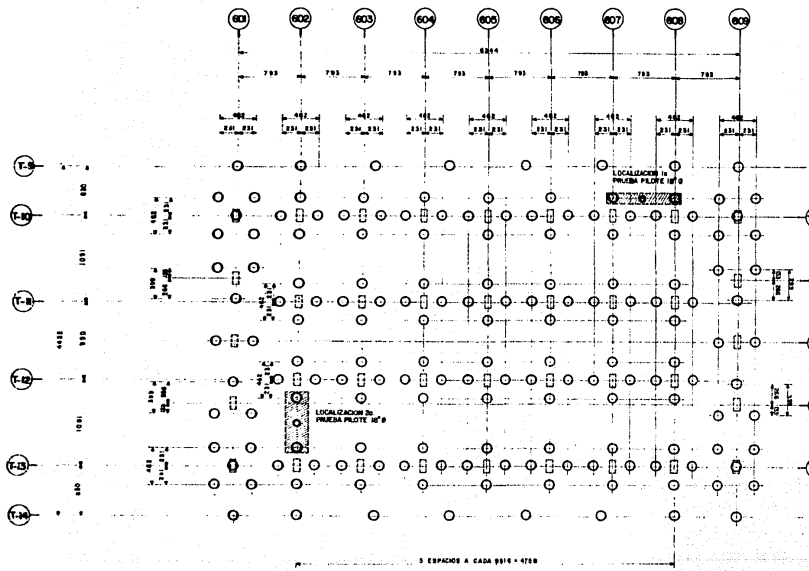
4. Longitud total = 25 M.

5. Procedimiento de construcción: Deberá ajustarse a lo -
especificado en el plano E-505.

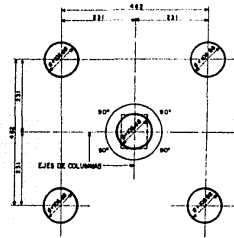
Armado: Deberá ajustarse a lo especificado en el plano E-505 .

Control: Deberá ajustarse a lo especificado en el plano E-505 .

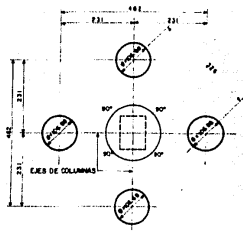
Tolerancias: Deberá ajustarse a lo especificado en el plano E-505 .



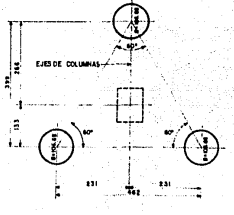
PLANTA DE DISTRIBUCION DE PILAS
102.153



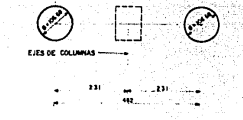
CONJUNTO DE 5 PILAS



CONJUNTO DE 4 PILAS



CONJUNTO DE 3 PILAS



CONJUNTO DE 2 PILAS

COLOCACION DE LAS PILAS = TOTAL 164
102.153

UNAM	TESIS PROFESIONAL.
CENAP-NEPLAN	
1976/2	
DISTRIBUCION DE LAS PILAS DE CIMENTACION	
PROYECTO DE LAS PILAS DE CIMENTACION	
EDIFICIO DE OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA TONNE PEMEX	
INGENIERO ALUMNO:	JAVIER ELBERTO FRAJOSO SALCEDO
INSTRUMENTOS EN:	CENTIMETROS ESCALAS INDICADAS
AN DE PLANO	E.C. - 503 - 1E

" DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACION "

La cimentación de la Torre Pemex se construyó a base de Pilas de concreto reforzado. el número de Pilas sobre el cual se apoya la superestructura es de 164, cada Pila es de sección circular y tienen un diámetro de 1.0668 mts. y una longitud total de 25 mts.

Estas pilas se acompañaron, es decir se les amplió la base de 1.0668 mts. a 150 mts. con altura de 1.0 mts.

El concreto con que se colaron estas pilas de cimentación tiene una resistencia a la compresión de 250 Kg/cm^2 , un agregado máximo de 2.5 cm. y un revenimiento mínimo de 15 cm. El método que se empleó para colar las Pilas con concreto fue de " Tremie " (con trompa de elefante), este método se describirá en el capítulo 3.

El acero de refuerzo de las pilas tiene un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 , el refuerzo se armó en forma helicoidal, es decir las pilas se armaron como columnas zunchadas. Las varillas del refuerzo longitudinal tienen un diámetro de 1 pulgada y las varillas del refuerzo transversal o helicoidal tienen un diámetro de 1/2 pulgadas.

La excavación de las Pilas se efectuó con una máquina perforadora Soil-Mec RT3/S, sin el uso de lodo bentonítico. es decir, se efectuó en seco, pero se usó un ademe en forma telescópica de acero.

El ademe se usó para proteger el colado de las pilas de cimentación, el diámetro de la excavación de las pilas correspondió al diámetro de la pila más 2 veces el espesor del ademe telescópico de acero.

El refuerzo de las pilas se armó en la obra y se le pusieron separadores para que quedara colocado simétricamente dentro de la excavación.

" CONTROL DE CALIDAD "

El control de calidad tiene por objeto verificar que los requisitos especificados para cierto producto se cumplan dentro de tolerancias previamente establecidas.

Para estructuras de concreto es necesario controlar tanto la calidad de los materiales como la ejecución de la obra, especialmente en lo que se refiere a dimensiones, recubrimientos, detalles del refuerzo, etc.

En el diseño es necesario especificar en alguna forma la calidad de los materiales. Debido a la variabilidad de los mismos, debe especificarse tanto el valor promedio como un valor que dé idea de la dispersión. Por ejemplo, puede especificarse el promedio y la desviación estándar, o el promedio y el coeficiente de variación. El inconveniente de especificar la desviación estándar o el coeficiente de variación como medidas de dispersión radica en que se necesita hacer buen número de ensayos para obtener valores confiables de dichas medidas. Por esta razón, la medida de dispersión de resultados suele especificarse de maneras equivalentes, pero más fáciles de aplicar en la práctica. Por ejemplo, el Comité Europeo del Concreto especifica que el promedio de tres ensayos consecutivos sea por lo menos igual a la resistencia especificada. El reglamento ACI 1971 especifica que el promedio de tres ensayos consecutivos cualesquiera, sea por lo menos igual a la resistencia especificada y que ningún ensayo individual sea menor que la resistencia especificada menos 35 kg/cm^2 . Esta última especificación es equivalente a que no más de un cilindro de cada diez tenga una resistencia menor que la especificada, lo cual puede demostrarse con la teoría de probabilidades.

Para comprobar que lo especificado se cumple, es necesario llevar a cabo un muestreo representativo. Estas muestras se someten a un ensayo o medición, y los resultados deben analizarse estadísticamente.

Es decir qué requisitos debe reunir una muestra para que sea representativa es un problema complejo que depende de la variabilidad del producto y de las condiciones de fabricación. En cada caso se recomienda un procedimiento específico de muestreo.

De estudios estadísticos y de la experiencia obtenida se han llegado a establecer ciertos valores de los coeficientes de variación que indican el tipo de control que se tiene. Se dispone de información cuantiosa a este respecto para concreto; en cambio para acero es escasa.

CONCRETO.

Existen diversas opiniones sobre cuáles deben ser los valores de los coeficientes de variación que corresponden a un cierto tipo de control. Algunos autores recomiendan porcentajes determinados para cada tipo de control, en tanto que otros hacen variar estos porcentajes con el valor de la resistencia promedio.

La tabla que a continuación se presentará permite estimar previamente el coeficiente de variación que puede esperarse, según sea el procedimiento de fabricación. Es de notarse que el coeficiente de variación de datos de ensayos continuos a lo largo de la fabricación del concreto depende mucho del grado de supervisión.

El reglamento de Construcciones del Distrito Federal, menciona que en ausencia de datos para el caso que se trate, deben suponerse coeficientes de variación que oscilan entre 0.30 para concreto hecho a mano y 0.15 para concreto proporcionado por peso, controlando la humedad de los agregados.

Conviene también tener idea de la variación de los datos con el tiempo. Esto puede lograrse, por ejemplo, obteniendo el coeficiente de variación de los últimos 5 ensayos realizados, que pueden ser uno ó más especímenes promediados.

En el caso de que un grupo consecutivo de cilindros obtenidos de cierto concreto tenga una resistencia menor que la establecida es necesario investigar la resistencia de la estructura mediante pruebas de carga, ensayos de corazones u otros procedimientos no destructivos.

Para diseñar una mezcla de concreto de tal modo que no más de un cilindro entre 10, ó un cilindro entre 20, tenga una resistencia menor de la resistencia nominal prestablecida, se tiene que proporcionar la mezcla para una resistencia mayor. Esto se puede lograr aprovechando la experiencia previa. Para una primera aproximación puede utilizarse la expresión:

$$F_p = \frac{f_c}{1-tV}$$

En donde:

F_p = resistencia promedio necesaria.

f_c = resistencia nominal especificada.

t = constante que depende del porcentaje de datos que pueden ser menores que el valor especificado y del número de muestras necesario para establecer V .

V = coeficiente de variación previsto según el grado de control, expresado en forma decimal.

Los valores de t se obtienen de las propiedades de una distribución simétrica. Para probabilidades de uno entre 10 y de uno entre 20 que un espécimen tenga una resistencia menor que la especificada los valores de t son 1.28 y 1.64, respectivamente, si como base para la variación se consideran más de 30 datos.

Así como existe mucha información publicada sobre la variación de resistencia de concreto, existen pocos datos semejantes sobre acero.

Algunos estudios indican que los valores de f_y para acero grado estructural, pueden tener coeficientes de variación del orden del 10- 15 por ciento.

Tabla de coeficientes de Variación del Concreto correspondientes a distintos grados de control en la fabricación.

Condiciones de mezclado y colocación	Control	Coeficiente de variación, V por ciento.
Agregados secos, granulometría precisa, relación exacta agua-cemento y temperatura -- controlada de curado, Supervisión continua.	De laboratorio	5 - 6
Pesado de todos los materiales, control de la granulometría y del agua, tomando en cuenta la humedad de los agregados en el peso de la grava y la arena y en la cantidad de agua. Supervisión continua.	Excelente	7 - 8
Pesado de todos los materiales, control de granulometría y de la humedad de los agregados. Supervisión continua.	Alto	10 - 12
Pesado de los agregados, control de la granulometría y del agua. Supervisión frecuente.	Muy bueno	13 - 15
Pesado de los materiales. Contenido de agua verificado a menudo. Verificación de la trabajabilidad. Supervisión intermitente.	Bueno	16 - 18

Condiciones de mezclado y colocación	Control	Coeficiente de variación, V por ciento.
Proporcionamiento por Volúmen considerando el cambio de volúmen en la arena por la humedad. Cemento pesado. Contenido de agua verificado en la mezcla. Supervisión intermitente.	Regular	20
Proporcionamiento por volúmen de todos los materiales. Poca ó ninguna supervisión.	Pobre	25

Las pilas de cimentación de la torre Pémex en su proceso constructivo se sometieron a un riguroso control de calidad, tanto en obra como en laboratorio, debido a la magnitud de las cargas de la super estructura que tienen que soportar estas pilas de cimentación. El control de calidad de estas pilas de cimentación de concreto reforzado se realizó de acuerdo con las normas y disposiciones que dicta " el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y el cual establece lo siguiente :

CONTROL EN LA OBRA.

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere a su esfuerzo de fluencia.

De cada lote de 10 toneladas ó fracción para cada tipo de barras (laminadas en caliente ó torcidas en frío) se procederá como sigue : los lotes deben estar formados por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión, que no sea de los extremos de barras completas. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y substituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior, debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos. Estos se realizarán de ----

acuerdo con la norma DGNB 172. Si el porcentaje de alargamiento de algún espécimen en la prueba de tensión es menor que el especificado en la norma (DGN) respectiva, y además, alguna parte de la fractura -- queda fuera del tercio medio de la longitud calibrada, se permitirá repetir la prueba.

Si el esfuerzo de fluencia de un espécimen resulta mayor ó igual que el mínimo especificado para ése grado en la norma DGN correspondiente, y si además, cumple con los otros requisitos de la norma, se podrá usar el lote representado por el espécimen. En caso contrario, el lote se rechazará.

En substitución del control en obra se admitirá la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente.

CONCRETO

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia y durabilidad necesarias.

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo ó para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. Debe concordar con el valor especificado en cada caso.

CONTROL

El control se basará en las resistencias a compresión axial de cilindros fabricados, curados y probados de acuerdo con las normas DGNC 159 y DGNC 83, en un laboratorio aceptado por el departamento -- del Distrito Federal. Si el concreto se elaboró con cemento tipo 1, los ensayos se efectuarán a los 28 días de edad, y si con tipo III ó

se usaron acelerantes, a los catorce días.

Para cada clase de concreto se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 mts.³ de concreto. De cada muestra se fabricará y ensayará una pareja de cilindros.

Se admitirá que las características de resistencia del concreto correspondiente a un día de colado cumplen con la resistencia especificada f'_c , si ninguna pareja de cilindros (definida en el párrafo anterior) da una resistencia media inferior a $f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2$ y además, cuando el número de muestras es 3 ó más y si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de 3 parejas consecutivas de ese día no son menores que $f'_c = 17 \text{ kg/cm}^2$. Se verificará el peso volumétrico del concreto en muestras representativas.

Los materiales de un concreto deben proporcionarse para una resistencia media, \bar{f}_c , mayor que la especificada f'_c . La resistencia media necesaria para lograr un cierto valor de f'_c se tomará como el mayor de los valores suministrados por las expresiones siguientes :

$$\bar{f}_c = f'_c + 0.85 \sigma_c \quad (1)$$

$$\bar{f}_c = f'_c + 2.33 \sigma_c - 50 \text{ (kg/cm}^2 \text{) } \quad (2)$$

En éstas expresiones, σ_c es la desviación de la resistencia a compresión del concreto. Su valor se determinará a partir de antecedentes basados en los ensayos de no menos de 30 parejas de cilindros que presenten un concreto cuya resistencia especificada no difiera en más de 70 kg/cm^2 de la especificada para el trabajo propuesto, y fabricado con materiales, procedimientos y control similares a los del trabajo en cuestión. Si no se cuenta con tales antece-

dentes, la desviación estándar puede tomarse de la tabla siguiente:

TABLA DE LA DESVIACION ESTANDAR DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO
EN KG/CM^2

Procedimiento de fabricación	$f'c \leq 200 \text{ kg/cm}^2$	$200 \leq f'c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$
Mezclado mecánico, proporcionalamiento por peso, corrección por humedad y absorción de los agregados. Agregados de una misma fuente y de calidad controlada.	30	35
Mezclado mecánico, proporcionalamiento por peso.	35	45
Mezclado mecánico, proporcionalamiento por volúmen; volúmenes--cuidadosamente controlados.	60	70

Cuando las resistencias medias de algunas parejas de cilindros resulten menores que $f'c = 50 \text{ kg/cm}^2$, se permitirá extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma DGNC 169, del material en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán 3 corazones por cada pareja de cilindros cuya resistencia media resulte menor que $f'c = 50 \text{ kg/cm}^2$. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los 3 corazones es mayor-

ó igual que 0.8 f'c y si la resistencia de ningún corazón es menor--- que 0.7 f' c. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y -- ensayaron correctamente se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si los corazones ensayados no cumplen con el criterio de aceptación - que se ha descrito, el departamento del Distrito Federal puede orde-- nar la realización de pruebas de carga o tomar otras medidas que juz que adecuadas.

" LIMITACIONES DEL PROCESO "

Las limitaciones del Proceso constructivo son las siguientes:
La máquina perforadora Soil-Mec RT3/S no puede hacer excavaciones mayores de 35 mts.

El diámetro máximo de perforación de la máquina es de 2.50 mts.

La separación mínima de las pilas debe ser de 3 diámetros centro a centro.

La cercanía al paño de colindancias debe ser mayor ó igual -- que 30 cm.

La desviación de la verticalidad debe ser de no mayor de --- $3/100$ es decir, la limitación consiste en que no puede lograrse una verticalidad exacta.

Se efectúan las excavaciones de 2 pilas por jornada.

Se efectúan el habilitado y colocación de tubería para ademe -- de 58 mts., por jornada de trabajo.

En una jornada de trabajo sólo pueden transportarse a la obra -- 72 mts. de tubería para ademe.

Por jornada de trabajo se suministra, se habilita y se coloca -- 8,325 kg., de acero de refuerzo, es decir, se arman 25 pilas.

Por jornada de trabajo se suministran 44.21 m^3 de concreto.

ESPECIFICACIONES PARA LAS PRUEBAS DE CARGA REQUERIDAS PARA VERIFICAR - EL DISEÑO DE CIMENTACION DE TORRE DE DIRECCION CENTRO ADMINISTRATIVO - PEMEX.

OBJETIVO:

Determinar la capacidad de carga última en la punta de las pilas diseñadas para la cimentación con plano EC-505 del anexo, por medio de la correlación en pruebas a la compresión en dos pilotes de sección constante de 18" de diámetro hasta la punta, desplantados a la elevación 64.70 mts. con perforación previa hasta la elevación ---- 66.70 mts. y un pilote de 10" de diámetro con las mismas características fuera de cimentación .

LOCALIZACION:

En el plano EC-508 del anexo se marcan los sitios donde se realizarán las pruebas de los pilotes con camisa de tubo 18" de diámetro, eligiéndolo para la prueba del de 10" de diámetro, el terreno que ocupará el estacionamiento en proyecto en laguna de Mayrán.

PILOTES DE PRUEBA:

El procedimiento sugerido para la prueba es el siguiente:

- a) Habilidad de dos tramos de tubería de 15.50 metros con un diámetro de 18" con características en el tramo de punta como se muestra en la figura EC-1001/11 y dos placas en el tramo recto, una para la unión y la otra para la aplicación de la carga.
- b) Armado como se muestra en la figura anterior y colado con concreto de resistencia rápida $f'c = 250$ kilogramos / cm^2 .

- c) Soldar en el tubo los separadores marcados en la figura mencionada.
- d) Perforación previa en un diámetro de 20" protegiendola con un tubo de camisa de 20" de diámetro hasta la elevación 66.70 mts. .
- e) Colocación e hincado del primer tramo con punta, soldado y colocación e hincado del segundo tramo.

ESPECIFICACIONES PARA LAS PRUEBAS DE CARGA REQUERIDAS PARA VERIFICAR EL DISEÑO DE CIMENTACION DE TORRE DE DIRECCION CENTRO ADMINISTRATIVO - PEMEX.

PRUEBA DEL PILOTE DE 10" DE DIAMETRO:

El pilote se habilitará con las mismas recomendaciones que se presentaron en el inciso anterior de "Pilotes de Prueba", con la aclaración de que la perforación previa y la camisa serán de 12" de diámetro.

PLATAFORMA DE CARGA:

Se construirá una plataforma para colocación de lastre como la que marca la figura EC-1001/14 del anexo.

PROCEDIMIENTO DE PRUEBA:

Una vez instalado el marco de carga y los extensómetros requeridos para la medición de las deformaciones, se iniciará la prueba con aplicación de carga en incremento de 20 ton. los primeros 4 y en 5 los restantes hasta llegar a las 100 ton.

Cada incremento se aplicará una vez verificado que los extensómetros se establecen en 2 lecturas subsecuentes, procurando hacer las mismas a : 0.5 min. 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 min. y cada 2 horas subsecuentes hasta la estabilización ó la falla, la carga será aplicada uniforme y simétricamente con objeto de mantener el equilibrio de la plataforma; por precaución se colocarán los tensores que define la figura EC/1001/14.

Se llevará un registro de deformación- tiempo- temperatura, dibujándose una gráfica para cada incremento de carga. También se dibu

jará la gráfica correspondiente a carga- deformación, considerando que la magnitud de la deformación a la que se desarrollará la prueba será aquella correspondiente al comportamiento plástico ó a la obtenida a dos veces la capacidad de carga de punta de diseño (aproximadamente 90 ton.).

ESPECIFICACIONES PARA LAS PRUEBAS DE CARGA REQUERIDAS PARA VERIFICAR - EL DISEÑO DE CIMENTACION DE TORRE DE DIRECCION CENTRO ADMINISTRATIVO-- PEMEX.

EQUIPO DE CARGA.

Las cargas se aplicarán con un gato hidráulico accionado a control remoto con capacidad de 350 ton. , instrumentado con una consola conteniendo cuatro manómetros calibrados. El sistema deberá estar condicionado para registrar y permitir aplicación de incrementos de carga de 20 ton.

Los desplazamientos serán medidos con extensómetros de reloj con la posición que marca la figura EC-100/12 montado sobre soportes que no afecten con aplicación de las cargas y el cambio de temperaturas, debidamente aislados, según lo marca la misma figura.

MARCO DE CARGA:

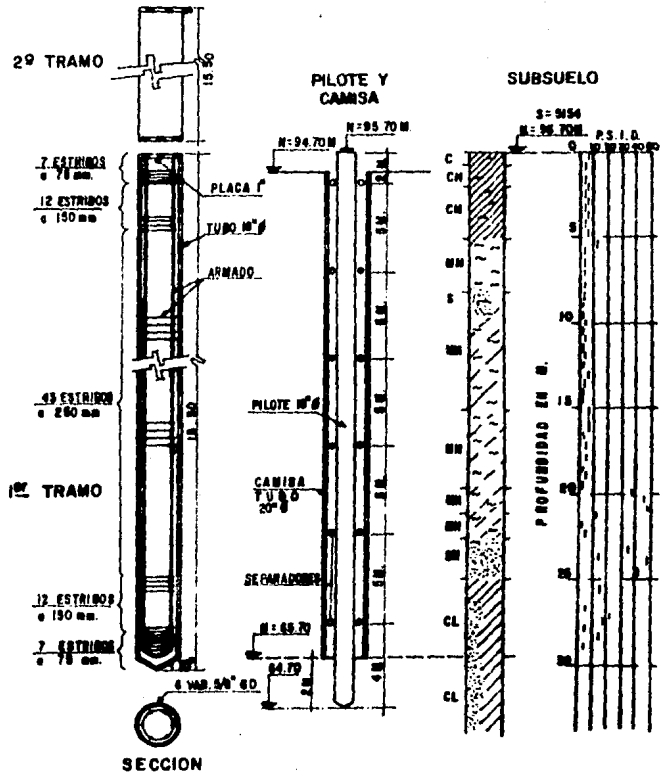
Se presenta su diseño en la figura EC-1001/13, atendiendo a los detalles en su montaje y cuidados que marquen las fotos incluidas en el anexo.

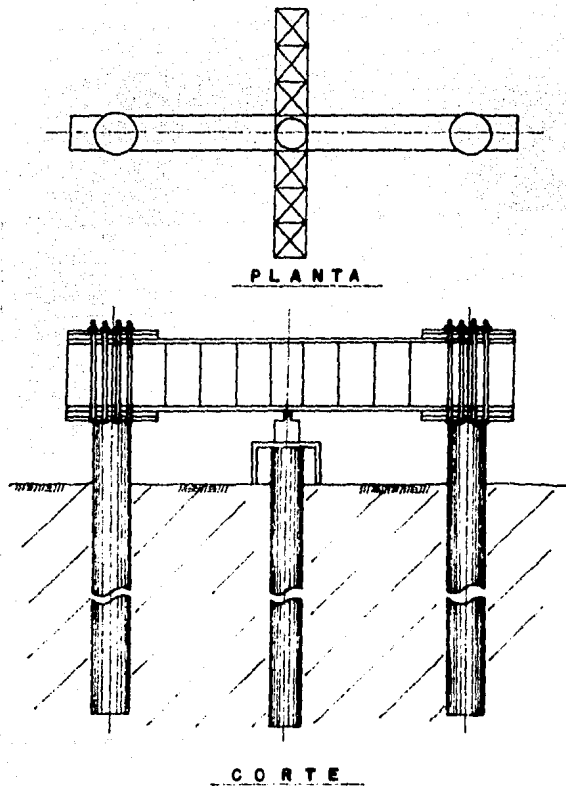
PROCEDIMIENTO DE CARGA:

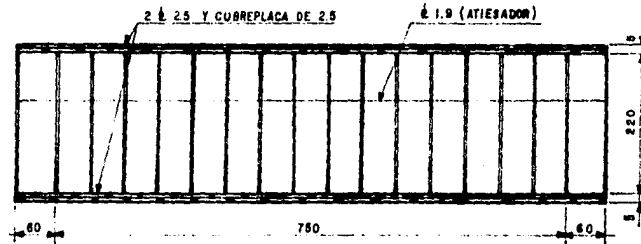
Una vez instalado el marco de carga y los extensómetros requeridos para la medición de las deformaciones, se iniciará la prueba con la aplicación de carga e incrementos de 50 ton. los primeros 5 y 20 ton. los restantes, hasta llegar a las 310 ton.

Cada incremento se aplicará una vez verificado que los extensómetros se establezcan en 2 lecturas subsiguientes, procurando hacer las mismas a: 0.5 min, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 min y cada dos horas subsiguientes hasta la estabilización o falla.

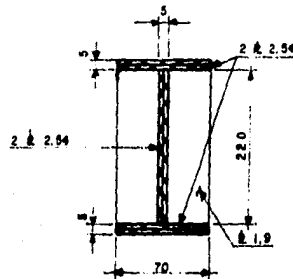
Se llevará un registro de deformación-tiempo - temperatura, dibujándose una gráfica para cada incremento de carga. También se dibujará la gráfica correspondiente a carga - deformación considerando que la magnitud de deformación a la que se desarrollará la prueba será aquella correspondiente al comportamiento plástico o a la obtenida a dos veces la capacidad de carga de punta de diseño. (aproximadamente 300 ton) .



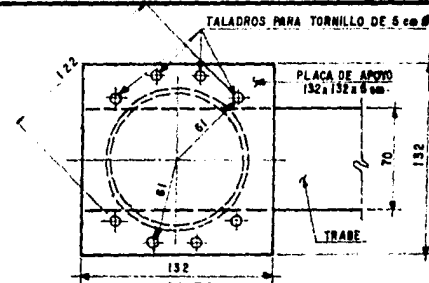




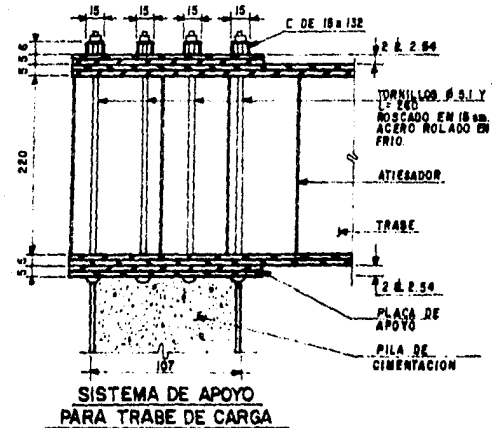
TRABE



SECCION



PLANTA
PLACA DE APOYO



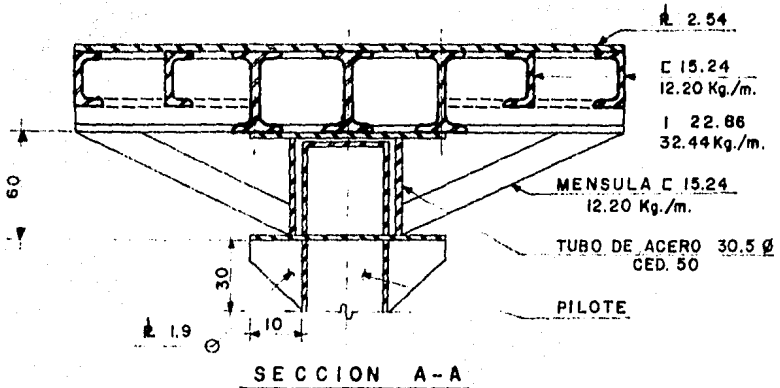
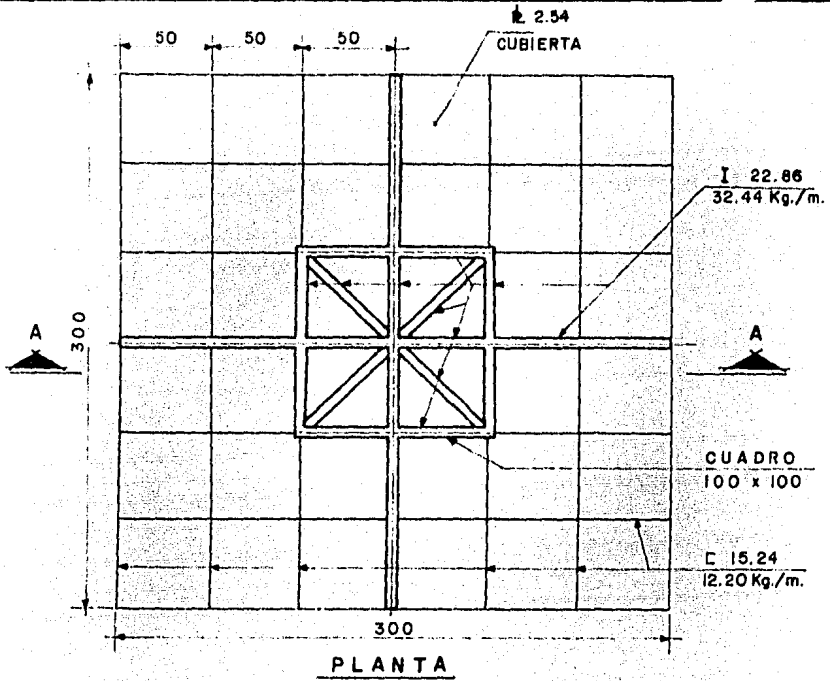
SISTEMA DE APOYO
PARA TRABE DE CARGA

ALUMNO

J G F S

TORRE DE DIRECCION PEMEX
TRABE PARA PRUEBA DE PILOTES

FIGURA
E-1001/13



ALUMNO:
J. G. F. S.

ESTACIONAMIENTO CENTRO ADMITIVO. PEMEX.
PRUEBA PILOTE DE 10" Ø PLATAFORMA DE CARGA

FIGURA
EC-1001/14

a).- EXCAVACION PARA EL DESPLANTE DE LAS PILAS DE CIMENTACION.

El método de perforación usado en la formación de la " Chimenea " o cuerpo de la pila y la campana o ampliación de la base de dichas pilas, fue seleccionado de acuerdo con el programa de exploración del subsuelo, por medio del cual se realizaron varios sondeos en el terreno donde se construirá esta cimentación. El objetivo principal de estos sondeos consistió en proporcionar un estudio detallado de la estratigrafía del subsuelo y con ello se obtuvo el perfil estratigráfico.

El perfil estratigráfico representativo hasta el desplante de las pilas de cimentación se muestra en la figura EC- 1001/II; en la cual se representa lo siguiente:

Profundidad (m)	Estrato	Símbolo
0 - 1	Arcilla de baja compresibilidad	CL
1 - 5	Arcilla de alta compresibilidad	CH
5 - 8	Limos de alta compresibilidad	MH
8 - 12	Arena	S
12 - 23	Limos de alta compresibilidad	MH
23 - 25	Arena con finos limosos	SM
25 - 35	Arcilla de baja compresibilidad	CL

Una observación importante en el perfil estratigráfico, es la ausencia del N.A.F. (Nivel de Aguas Freáticas), lo cual indica que se encuentra a mayor profundidad de los estratos mencionados anteriormente. El N.A.F., influye en la dificultad que se tiene para excavar el cuerpo y la campana de una pila, y en el costo de construcción de ésta, pues por las filtraciones, y aún en pequeñas cantidades, puede requerirse de lodos de sostenimiento o ademes para permitir el avance de la perforación sin derrumbes; también puede producir dificultades en el colado y daños en el concreto fresco.

El tipo de suelo es mucho menos importante que el N.A.F. en cuanto a las dificultades en la excavación de las pilas. En arcillas duras, en las arenas cementadas sobre el nivel freático, y en roca blanda, las perforaciones pueden ejecutarse rápidamente y esperarse que sus paredes se sostengan sin apoyo, hasta que se cuele el concreto. Las campanas pueden labrarse fácilmente. Aún cuando como se observa el perfil estratigráfico, en el sitio no encontramos las condiciones mencionadas anteriormente, no se tendría mucho problema para perforar en seco, sin usar lodos de sostenimiento debido a que el N.A.F. se encuentra muy por abajo del nivel de desplante de las pilas.

En base a la información obtenida del perfil estratigráfico del subsuelo, la cual incluye: los tipos de estratos y la ausencia del N.A.F., se usó el método de perforación denominado del-

" pozo seco " ó de " rotación en seco ". La perforación en seco -- es la técnica más recomendable para realizar perforaciones arriba del nivel freático, en suelos finos y arenas con finos.

El equipo de perforación usado en la formación del cuerpo y la campana de la pila fue la siguiente :

- 1.- Grúa Link-Belt LS 108-B
- 2.- Perforadora Soll-Mec RT 3/S
- 3.- Bomba de sumidero VH

Procedimiento constructivo.-

En función de las mojoneras de ejes proporcionadas por Pemex se realizó el trazo y nivelación para la localización de las pilas.

Posteriormente la perforación del cuerpo de la pila se fue realizando en seco hasta una profundidad de 30 metros y con un diámetro de 1.06 m. Dicha perforación se realizó con la máquina perforadora equipada con una barrena ó broca de espiral y montada a la grúa Link-Belt.

Con la barrena se va extrayendo el material que se perfora y por medio de un cargador frontal es colocado sobre un camión de volteo que posteriormente lo transportará a un tiradero.

ubicado a 10 kilometros del sitio.

La campana de la pila se formó conectando un cucharón de acampanados especial a la cabeza giratoria, en lugar de la barrenahelicoidal, a éste cucharón se le llama comunmente bote "Watson" y consta de un cilindro con dos cuchillas articuladas en el extremo superior, que se cierran dentro del cilindro cuando se hace descender el cucharón por la perforación. Cuando el cucharón llega al fondo de dicha perforación (30 m) se sacan las hojas por unas ranuras verticales del mismo; se hace girar el cucharón y el suelo que cortan las cuchillas caen dentro de él. Después de unas cuantas revoluciones, las cuchilladas se retraen y el cucharón se eleva y se vacía. El procedimiento se repite tantas veces como sea necesario.

Por la dificultad en la operación del equipo de perforación a la profundidad final, el tiempo que se requiere para formar la campana de un diámetro 1.06 m., (cuerpo de la pila) a un diámetro de 1.50 m., en una altura de 1.0 m., mediante la utilización del cucharón "Watson", es comparativamente mucho mayor que la excavación de la sección de la pila.

b).- " ADEME PARA EL COLADO DE LAS PILAS DE CIMENTACION "

Una vez terminada la excavación para sustentar una pila, se procederá a insertar el ademe dentro del cuerpo de dicha pila.- El ademe se formó con dos tramos de camisa de tubo de 42 pulgadas - de diámetro (1.06 m), uno de los tramos tenía 16 mts. de longi-- tud y el otro 12 mts. Pémex se encargó de entregar los tramos de - tubo desde el taller de la SPCO Azcapotxalco al sitio de la obra - mediante un trocamión Dina 861 y su plataforma con capacidad para - 30 toneladas, la descarga de estos tubos de acero se realizaba con una grúa Link-Belt-108.

Posteriormente a la descarga de los tramos de tubo de -- acero se procedió a formar un solo tubo de 29 mts. de longitud, -- uniendo y soldando ambos tramos con soldadura E 7018.5/32" y con - una máquina soldadora Lincoln de 300 amperes.

Para poder unir y soldar los tramos de tubo de acero, se tuvieron que realizar maniobras con dos grúas Link-Belt-108, ha--- ciendo nuevamente maniobras con las dos grúas, se levantó el tramo de tubo de 29 metros de longitud hasta quedar en una posición ver-- tical y sobre el agujero de la pila, entonces se introduce la ba-- rrena dentro del tubo haciendolo girar y empujandolo simultaneamen-- te hacia abajo.

Aunque el ademe es costoso se dejó ahogado en la perforación de la pila debido a que no debe intentarse sacar, si el concreto en la pila se coló con trompa de elefante, de lo contrario conduciría a serios defectos en las pilas de coladas.

El ademe se insertó con el objeto de poder evitar cualquier filtración de agua dentro del cuerpo de la pila, y además evitar derrumbes de material de las paredes de perforación conforme avanza dicha perforación. Con el ademe de acero dentro de la perforación se puede hacer el colado de concreto en seco.

Al haber quedado ahogado el ademe de acero puede aumentar la capacidad de carga de la pila ó podría haberse incluido la resistencia de dicho ademe al calcular la capacidad de carga de la pila. Pudiendo entonces reducir el diámetro de la pila y la cantidad del refuerzo.

c).- ARMADO Y COLADO DE LAS PILAS DE CIMENTACION.

Después de que quedó insertado el ademe en la perforación se procedió a habilitar el armado de las pilas. Para el refuerzo longitudinal de las pilas se usaron 24 varillas corrugadas con un $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y de 1 pulgada de diámetro, y para el refuerzo transversal se usaron varillas con las misma resistencia pero con un diámetro de 1/2 pulgada.

En base a las figs. EC 1001/15 y EC 1006/10, en las cuales se puede observar el detalle del refuerzo transversal y los ciclos de utilización del acero del refuerzo longitudinal respectivamente, el armado de las pilas se hará en forma helicoidal o zunchado, en el refuerzo longitudinal cada varilla se habilitó de manera que formara un tramo de 24.90 metros de longitud, esto se logró soldando tramos de varilla de 12 metros y corbando la parte necesaria de los mismos, se formaron alternadamente los tramos de 24.90-metros configurándolos de acuerdo con los ciclos de utilización de acero (Fig. EC 1001 1/16). Las varillas de refuerzo longitudinal se colocaron a cada 12 centímetros sobre una periferia de 2.88 m.

El refuerzo transversal se armó al refuerzo longitudinal con alambre reconocido del número 16, formandose un emparrillado cilíndrico. Para que el emparrillado conservara un mismo espesor de recubrimiento se colocaron separadores o pollos en tres de las varillas del refuerzo longitudinal de manera que quedaran equidis-

tantes alrededor del armado y a cada dos metros a lo largo del armado. Las dimensiones de los separadores son las siguientes: 7.5-cms., de radio y 5 cm., de espesor, estos separadores tienen forma cilíndrica y poseen un orificio en su centro de 1 pulgada de diámetro que sirve para poder meterlos a la varilla.

Después de haberse elaborado el emparrillado se procedió a insertarlo en el ademe haciéndose las maniobras necesarias con la grúa Link-Belt LS-108.

Por último se procedió a realizar el colado de la pila -- por medio del método "Tremie", llamado así porque el concreto -- se suministró por medio de una tubería Tremie, dicha tubería se -- va armando con tramos de 2 metros hasta alcanzar la profundidad de despiante de las pilas, se coloca en su parte superior un embudo a través del cual se va vaciando el concreto y está sostenida por la grúa Link-Belt 98. Conforme se va llenando el ademe, con el colado de concreto, se le van quitando tramos a la tubería "Tremie" en la parte superior hasta que queda lleno dicho ademe.

El concreto usado en el colado tiene resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un revenimiento de $18 \pm 3 \text{ cm}$.

A continuación se hace una descripción detallada del Método "Tremie".

CONCRETO VACIADO POR TUBO - EMBUDO (TREMIE)

CONSIDERACIONES GENERALES.

La colocación del concreto por el método de tubo - embudo es la más frecuentemente usada para vaciar el concreto bajo el agua por - éste método, el concreto se desposita bajo la superficie del concreto fresco colocado anteriormente; la colocación puede ser de alimentación por gravedad, desde arriba de la superficie del agua, por un tubo vertical conectado a una tolva en forma de embudo en la parte superior .- El concreto asciende por el tubo-embudo hacia afuera desde el fondo -- del tubo, empujando la superficie existente del concreto hacia afuera y hacia arriba . Mientras el flujo sea suave, de manera que la super- ficie del concreto adyacente al agua no se agite físicamente, se obten- drá, un concreto de alta calidad. La colocación puede llevarse a cabo- en otros líquidos más ligeros del concreto, tales como lodo bentoniti- co para satisfacer condiciones especiales. El concreto colocado por - tubo-embudo se emplea sobre todo para atagufas ó sellados, de cajones- secciones estructurales tales como gufas de puente, muros en diques, - secos, piso, etc. y como sellado en secciones prefabricadas de túneles

EQUIPOS Y REQUISITOS PARA EL MEZCLADO.

El diámetro del tubo-embudo es normalmente de 8 veces el ta- maño máximo del agregado grueso. Los tubos de 25 hasta 30 cms. (10 a 12 pulgadas) de diámetro, en tramos de 3 metros (10 pies) , son- los más comunes. Una tolva de forma de embudo se atornilla en la parte superior del tubo, y un tapón de madera, pelota de hule, bola de arti- llera ú otro cierre, se emplea al empezar la colocación. El equipo de levantamiento tiene que estar continuamente disponible para subir y - bajar el tubo mientras se coloca el concreto, así como las herramien- tas para atornillar y desatornillar las secciones del tubo.

hacia abajo, dentro del tubo por el primer concreto que se coloca, este sello sirve como pistón bajo el peso del concreto e impide que se segregue al desplazar y expulsar el agua por el fondo del tubo. La colocación debe empezar lentamente para reducir al mínimo la socavación del fondo ó el lavado del concreto anteriormente vaciado. Para evitar la socavación y asegurar una base estructural adecuada para el concreto, algunas veces es necesario colocar una capa de roca graduada apropiadamente, antes de empezar el vaciado. Durante la colocación del concreto; debe evitarse cualquier movimiento In necesario del tubo para reducir la formación de bolsas de grava y nata; y también es aconsejable colocar el concreto uniformemente para evitar el asentamiento disperejo de la base.

CONCRETO VACIADO POR TUBO - EMBUDO.

El fondo del tubo - embudo debe quedar siempre en el concreto fresco; después de que se haya empezado la colocación a mayor penetración del tubo en el concreto; más plano será el declive terminado. Las revolturas de concreto deben ser depositadas en el tubo - embudo a un ritmo uniforme para tener un flujo continuo.

Las demoras de más de 5 minutos entre las mezclas son indeseables. El equipo utilizado frecuentemente para transportar el concreto a la tolva del tubo-embudo se compone de grúas y recipientes, banda transportadora y bomba; el tubo debe levantarse lentamente durante la colocación; generalmente desde 15 hasta 60 centímetros; (6 pulgadas a 2 pies) a la vez, manteniendo el fondo del tubo a un nivel que de un flujo deseado a través de él. Se ha de tener especial cuidado en verificar que el fondo del tubo no se levante fuera del concreto plástico; si ésto sucede, hay que sacarlo, ponerle nuevos sellos y volver a empezar. Cuando el flujo debe detenerse por poco tiempo; el tubo debe introducirse más profundamente dentro del concreto plástico.

El espacio de los tubos depende del espesor del vaciado y de la cantidad de pilotes ó refuerzos.

La separación es aproximadamente de un tubo por cada 28 metros (300 pies) curados de superficie, ó de unos 4.5 (15 pies) de centro a centro. Sin embargo, éste puede aumentar hasta 12 metros (40 pies) - en una masa profunda nó congestionada, en la que se emplee concreto con retardante.

Cuando la colocación se aproxima a su término, los tubos se trasladan a las esquinas y áreas bajas para llevar el colado a su nivel final. Tan pronto como se termina la colocación debe usarse una bomba de agua acondicionada por aire para quitar la espuma ó nata que se haya pegado en las áreas bajas en los lugares donde estuvo la tubería.

El ritmo normal de colocación varía usualmente desde 1/2 hasta 3 metros, (1 1/2 hasta 10 pies) de altura por hora; si se sobrepasa, se pueden obtener superficies más planas, pero el aumento de la presión sobre las cimbras generalmente marcan el límite y un impacto excesivo se produce a la salida del tubo, sobre todo en el vaciado de muros estrechos; en éstas condiciones se requiere un flujo de concreto uniforme a velocidad reducida y un manejo uniforme y seguro de los tubos. El flujo y los declives se miden regularmente durante la colocación mediante el uso de una sonda.

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.

Las mezclas de concreto con resistencia a compresión y revenimiento altos usados en éste método son, con frecuencia de 281 a 563 kg/cm² (4,000 hasta 8,000 lbs) a los 20 días. Las condiciones de curado son excelentes y la contracción es baja. La superficie que estará en contacto con el concreto deben estar libres de lodo, azolve marino,

ricas produce alta resistencia rápida, aunque la temperatura del agua sea tan baja como 4.4°C (40°F).

MEDICION, MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACION DEL CONCRETO

Cuando se colocan grandes masas de concreto por éste método -- del tubo-embudo, los cambios volúmetricos debidos al aumento de temperatura pueden merecer especial consideración .

Las proporciones de la mezcla de concreto para la colocación de éste método de tubo-embudo, difieren de las mezclas estructurales ordinarias, por la necesidad de que la mezcla fluya a su lugar lentamente -- por gravedad sin vibración ó ayuda mecánica. La mezcla debe proporcionarse para un revenimiento de 14 a 23 centímetros. (6 a 9 pulgadas). Generalmente se prefiere emplear grava redonda en lugar de roca triturada , por las necesidades de fluidez. El tamaño máximo del agregado es generalmente de 40 milímetros (1 1/2 pulgadas); sin embargo, un tamaño nominal de 20 milímetros ó 9.52 milímetros (3/4 ó 3/8 de pulgadas), puede emplearse para secciones complejas y bajo condiciones de flujo críticas. La proporción de agregado fino (arena) es generalmente del orden del 40 al 50% del peso total del agregado. Se ha comprobado que los aditivos retardantes y reductores del agua que cumplan con la norma ASTM C 494 con una ayuda en la colocación del concreto, y el efecto retardante disminuye el desarrollo del calor y provee inclinaciones más planas con menos nata. los aditivos inclusores de aire y las -- puzolanas también son benéficos a las características de flujo. Para mejorar la calidad estructural y de colocación debe mantenerse la temperatura del concreto tan baja como sea práctico, generalmente menos de -- 21.1°C (70°F), la máxima relación agua/ cemento -- recomendable para concreto colocado por tubo-embudo (TREMIE) bajo -- el agua es de 0.44 por peso.

PROCEDIMIENTO.

Las secciones de tubo-embudo se atornillan empleando un empaque en cada junta para evitar fugas; un tapón de madera con empaques de hule ó otro sello (cierre) adecuado, se ajusta con alambre ligero a un extremo del tubo, antes de bajarlas ó introducirlo en el agua. El alambre se rompe cuando la primera mezcla de concreto es colocada.

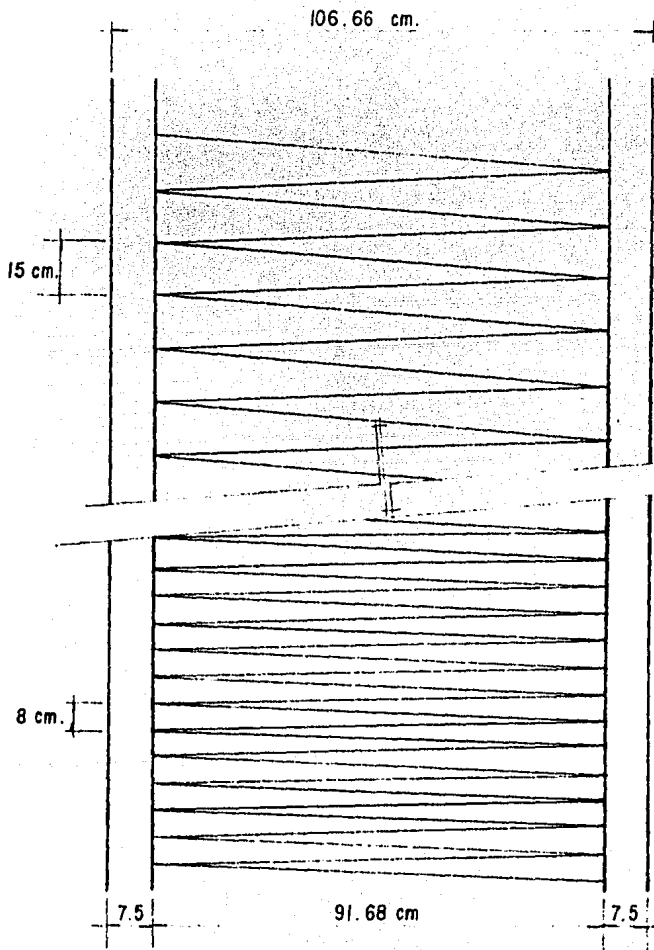
El hecho de que el tubo vacío flote frecuentemente, constituye un problema cuando el concreto se coloca por medio de tubo-embudo a 21-metros (70 pies) ó más de profundidad. Cuando éste problema se presenta es conveniente empezar la operación de colocación del concreto con agua dentro del tubo. En éste caso se coloca una pelota de hule, ó otro sello adecuado, bien ajustado dentro del tubo de caída, cerca del borde, y es empujado hacia tomar precauciones para limitar los aumentos de temperatura, en cuyo caso debe instalarse una instrumentación que lo prevenga.

INSPECCION.

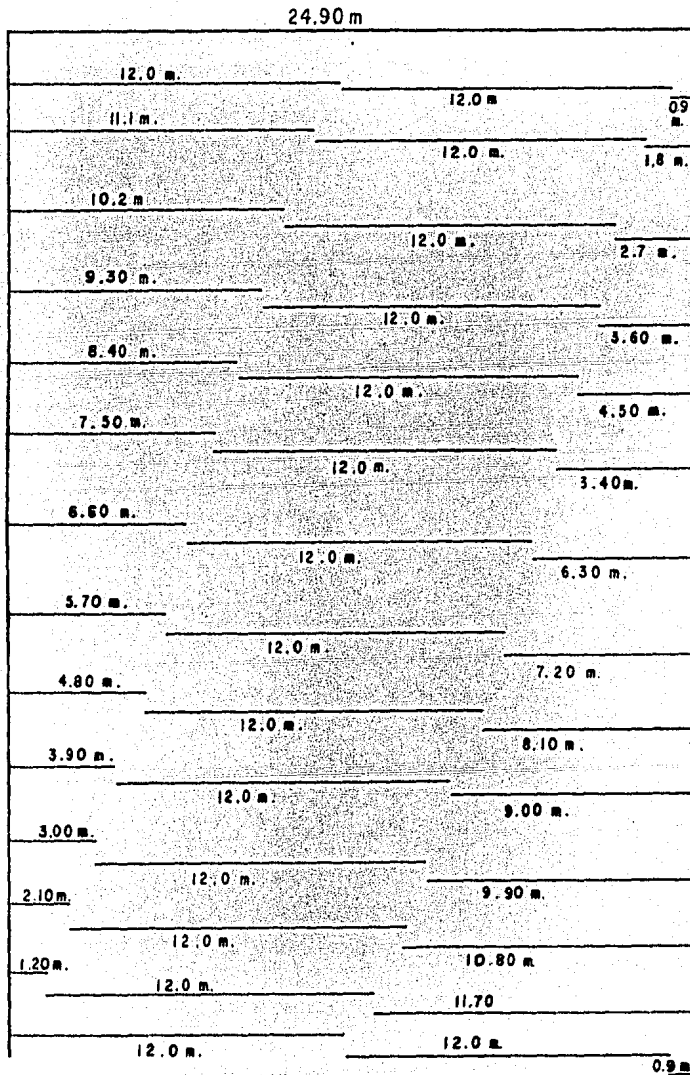
La inspección del concreto durante su colocación por éste método es difícil. El agua generalmente es turbia y la superficie del concreto fresco no pueden soportar el peso de un buzo. Así, es aconsejable inspeccionar el equipo con cuidado y revisar los preparativos antes de empezar la colocación. La evaluación correcta de las dosificaciones propuestas para el mezclado y la inspección de todas las etapas de la producción de concreto durante la colocación son esenciales.

Debe inspeccionarse la resistencia y el peso adecuado de la tubería para concreto de tubo-embudo (TREMIE), y los acoplamientos herméticos de todas las partes que van a quedar en contacto con el concreto. Debe verificarse también la limpieza. El estado de las juntas del tubo-embudo durante la colocación debe ser continuamente revisado, y tomarse medidas apropiadas en caso de fugas en las juntas.

Las obstrucciones, frecuentemente seguidas por pérdida del tubo embudo, son causadas por cosas tales como arqueo (curvaturas) demoras en la colocación (a veces tan solo de 10 minutos), segregación, mezclas no manejables, ó por fugas en la tubería. No deben permitirse esfuerzos violentos para limpiar los tapones de la tubería con tirones y jalones por la posibilidad de formación de fisuras, natas y bolsas de grava. En la colocación, no deben permitirse vibraciones agitaciones ó movimientos contrarios del concreto. Cuando el concreto se pone en cimbras, debe usarse ligaduras y anclas apropiadas para impedir la salida de la lechada. La colocación del concreto (TREMIE) por tubo-embudo, debe controlarse por personal calificado, mediante observación continua é interpretación de los sondeos. Después de que el concreto ha endurecido, un buzo debe inspeccionar la superficie antes de desaguarla, y más tarde deben inspeccionarse todos los agujeros de manejo, los puntos claves y uniones para llenarse por completo.



REFUERZO LONGITUDINAL



FABRICACION DE PILAS DE CONCRETO REFORZADO
 PARA LA CIMENTACION DEL EDIFICIO DE LA ---
 TORRE DE DIRECCION EN EL CENTRO ADMINISTRATIVO DE PETROLEOS MEXICANOS EN MEXICO, D.F.

DETERMINACION DE LAS CANTIDADES DE MATERIALES

1.-) ACERO DE REFUERZO $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

1.A) Refuerzo longitudinal.

Long. de varilla - 24.90 m

$$\varnothing 1" 24 \text{ vs/pila} \times 3.975 \text{ kg/m} \times 24.90 \text{ m} / \text{vs} = \underline{2375.46 \text{ kg/pila}}$$

1.B) Refuerzo Transversal.

$$\begin{aligned} \text{Diámetro paso de zuncho } 28 \text{ cm} &= \sqrt{91.68 + 4} \\ &= 91.77 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diámetro paso de zuncho a } 15 \text{ cm} \\ &= \sqrt{91.63 + 7.5} = 91.99 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Long. paso zuncho a } 8 \text{ cm} = 3.1416 \times 91.77 \text{ cm} = 288.300 \text{ cm}$$

$$\text{Long. paso zuncho a } 15 \text{ cm} = 3.1416 \times 91.99 \text{ cm} = 288.98 \text{ cm}$$

$$\text{No. de pasos de zuncho a } 8 \text{ cm} = \frac{10.90}{0.08} = 137 + 1 = 138 \text{ pasos}$$

$$\text{No. de pasos de zuncho a } 15 \text{ cm} = \frac{13.00}{0.15} = 87 + 1 = 88 \text{ pasos}$$

$$\varnothing 1/2" \quad 138 \text{ pasos/pila} \times 0.996 \text{ kg/m.} \times 2.883 = 396.26 \text{ Kg./pila}$$

$$\varnothing 1/2" \quad 88 \text{ pasos/pila} \times 0.996 \text{ kg/m.} \times 2.39 = 649.50 \text{ kg./pila}$$

=====

2.-) CONCRETO $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$.

$$Vt = \left(\frac{3.1416 \times 1.06^2}{4} \right) \cdot 23 + \frac{3.1416 \times 0.85}{12} (1.06^2 + 1.06 \times 1.5 + 1.5^2)$$
$$+ \left(\frac{3.1416 \times 1.5^2}{4} \right) 0.15 = \underline{21.67 \text{ m}^3/\text{pila}}$$

3.-) CAMISA METALICA DE \emptyset 106cm 1.42cm DE ESPESOR Y 29m LONGITUD

$$134 \text{ pilas} \times 29.0\text{m} = 3886\text{m}$$

4.B) Refuerzo Transversal.

$$\begin{aligned}
 138 \text{ pasos de } 8 \text{ cm} \times 2.88\text{m/paso} &= 397.44\text{m/pila} \\
 88 \text{ pasos de } 15\text{cm} \times 2.89\text{cm/paso} &= \underline{254.32\text{m/pila}} \\
 &651.76\text{m/pila}
 \end{aligned}$$

$$\text{No. de varillas de } 12\text{m} = \frac{651.76\text{m/pila}}{12\text{m/varilla}} = 54 \text{ varillas/pila}$$

Como se deberá dar un traslape de 1.5 veces la longitud del paso del zuncho la longitud real por pila será de:

$$\begin{aligned}
 2.88 \times 1.5 \times 54 \text{ varillas} &= 233.28\text{m} \\
 651.76\text{m} + 233.28 \text{ m} &= 885.04 \text{ m/pila}
 \end{aligned}$$

$$\text{El porcentaje de traslape es de } = \frac{233.28}{651.76} = 0.36 = 36\%$$

RESUMEN DE MATERIALES.

Ac L \emptyset 1" _____	318,311.64 kg + 3 % =	327,860.99 Kg.
Ac + \emptyset 1/2" _____	87,041.04 Kg + 36 % =	118,375.81 Kg.
Concreto f'c=250 kg/cm ² _____	2903.78 m ³ + 2 % =	2,961.86 m ³
Tubo de acero \emptyset 106 cm _____	3886 m	

DESGLOSE E INTEGRACION DE FACTORES DE SALARIO REAL

1.	(DIPER) Días de percepción pagados al año		
1.1	(DICA) Días Calendario	366	día
1.2	(DIAG) Días de Aguinaldo	15	"
1.3	(PIVAC) Prima Vacacional <u>25</u> % x <u>6</u> días	1.5	"
	Suma DIPER =	382.50	días
2.	(DINLA) Días no laborables.		
2.1	(DIDO) Días Domingo	52	día
2.2	(DIVAC) Días de vacaciones	6	"
2.3	(DIFES) Días Festivos	8 1/5	"
2.4	(DIEND) Días de enfermedad	1	"
2.5	(DIPELLO) Días perdidos por lluvia	3	"
2.6	(DEFETRA) Días festivos tradicionales	5	"
	Suma DINLA =	75.17	días
3.	(DILA) Días efectivos laborales al año (DICA)-(DILA) =	290.83	días
4.	(FSR) FACTORES DE SALARIO REAL (nominal)		FACTORES
		PARA S. MINIMO	P.S.MAYOR AL MINIMO
4.1	(FAPER) Factor de percepción (DIPER)÷(DILA)	1.3152	1.3152
4.2	(FASS) Factor de Seguro Social (en su caso) (FAPER) x (19.687% y 15.987 %	= 0 =	= 0 =
4.3	(FAGS) Factor de guarderfas S.S (en su caso) (DICA) ÷ (DILA) x <u>1</u> ÷ (0.6 ó 1.0 según el caso	0.0126	0.0126
4.4	(FASEM) Factor de servicio médico o riegos prof. (s.caso), Ver anexo _____ ó estimado	= 0 =	= 0 =
4.5	(FICO) Factor de impuestos complementarios (FAPER) x <u>1</u> %	0.0132	0.0132
4.6	(FINFO) Factor de fononavit (Ver nota No.3) CON CARGO A UTILIDAD BRUTA	0.0000	0.0000
4.7	(PSRM)Factor de Salario Real S. Mínimo	1.3410	
4.8	(FSRMM) Factor de Salario Real Mayor al Mínimo		1.3410

" LISTADO DE MATERIALES USADOS EN LA CONSTRUCCION DE LAS PILAS "

- 1.- VARILLA CORRUGADA ϕ 1" .
- 2.- VARILLA CORRUGADA ϕ 1/2" .
- 3.- ALAMBRE RECOCIDO # 16 .
- 4.- OXIGENO.
- 5.- ACETILENO.
- 6.- SOLDADURA E-7018, 5/32" .
- 7.- CONCRETO $f'c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$, Rev. $18 \pm 3 \text{ Cm}$.
- 8.- GRASA MULTILITIO N° 2.
- 9.- ESTOPA DE SEGUNDA.
- 10.- CABLE DE ACERO ϕ 1" .
- 11.- CABLE DE ACERO ϕ 7/8" .
- 12.- MADERA DE SEGUNDA.
- 13.- SEPARADORES $r = 7.5 \text{ Cm}$.
- 14.- VIGUETA "1" DE 6"
- 15.- BENTONITA .
- 16.- PERNOS 3/4" Y 7/8" .
- 17.- GRILLETES 3/4" Y 7/8" .
- 18.- CABLE DE ACERO 3/4" Y 7/8" .

" LISTADO DE LA MAQUINARIA USADA EN LA CONSTRUCCION DE LAS PILAS "

- 1.- GRUA LINK BELT. LS-108.
- 2.- GRUA LINK BELT LS- 98 .
- 3.- PERFORADORA WATSON 3000. .
- 4.- PERFORADORA SOIL-MEC RT3/S .
- 5.- SOLDADORA LINCOLN. DE 300 AMP.
- 6.- COMPRESOR ATLAS COPCO 315 RPM .
- 7.- TRACTOCAMION DINA 861 .
- 8.- ROMPEDORA INGERSOLL RAND PB-8 .
- 9.- PLATAFORMA DE 30 TON .
- 10.- CAMION VOLTEO FORD F-600 .
- 11.- BOMBA SUMIDERO VH PUMP, MOD. V-4256-A .
- 12.- CARGADOR FRONTAL 955 -L .
- 13.- PLANTA DE LUZ DE 75 KW .

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

TABULADOR DE MATERIALES PUESTOS EN OBRA

CLASE DE MATERIAL	UNID.	PRECIO UNITARIO
1.- VARILLA CORRUGADA ϕ 1"	TON.	\$ 12,130.00
2.- VARILLA CORRUGADA ϕ 1/2"	TON.	12,530.00
3.- ALAMBRE RECOCIDO N° 16	Kg.	17.00
4.- OXIGENO	M ³	33.00
5.- ACENTILENO	Kg.	92.00
6.- SOLDADURA E - 7118, 5/32"	Kg.	45,00
7.- CONCRETO $f'c=250$ Kg/Cm ² , - Rev. 18 $\frac{1}{4}$ 3 Cm.	M ³	11,386.00
8.- GRASA MULTILITIO N° 2	Kg.	24.00
9.- ESTOPA DE SEGUNDA	Kg.	22.00
10.- CABLE DE ACERO ϕ 1"	M	150.00
11.- CABLE DE ACERO ϕ 7/8"	M	113.00
12.- MADERA DE SEGUNDA	P.T.	15.50
13.- SEPARADORES r=7.5. Cm.	Pza.	1.80
14.- VIGUETA 1" DE 6"	Kg.	17.00

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESGLOSE DEL PORCENTAJE DE INDIRECTOS INDICADO EN EL ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

C O N C E P T O.	%
ADMINISTRACION	4.08
SEGUROS	2.00
FINANCIAMIENTO	2.85
IMPUESTOS	4.49
ADMINISTRACION DE OBRA	4.00
SINDICATO	2.35
I.M.S.S.	1.74
UTILIDAD	<u>10.00</u>
	31.51

SEGUN N° 1817 DEL 1° DE OCTUBRE DE 1979 DEL I.M.S.S. A LA C.N.I.V., SE --
 APLICARA EL 1.713 % SOBRE EL PRECIO DE VENTA.

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

TABULADOR DE SALARIOS

CATEGORIA	IMPORTE DE MANO POR DIA	DE OBRA POR HORA
1.- TRAILERO	\$ 469.35	\$ 58.67
2.- SOLDADOR	347.32	43.42
3.- OPERADOR DE MAQUINARIA MAYOR "A".	374.14	46.77
4.- CHOFER "A".	360.73	45.09
5.- FIERRERO "A".	321.84	40.23
6.- CADENERO "A".	262.84	32.86
7.- MANIOBRISTA "A".	262.84	32.86
8.- AYUDANTE GENERAL "A".	250.77	31.35
9.- PEON.	218.58	27.32
10.- TOPOGRAFO.	605.00	75.63
11.- OPERADOR DE MAQUINARIA MENOR "A".	270.88	33.86

MAQUINARIA.	SALARIOS	
	BASE/DIA	REAL/DIA
1.- GRUA LINK BELT LS-108	\$ 1,453.28	\$ 1,339.69
2.- GRUA LINK BELT LS- 98	1,272.11	1,158.52
3.- PERFORADORA SOIL-MEC RT/S .	-0-	850.38
4.- SOLDADORA LINCCOLH DE 300 AMP.	-0-	82.93
5.- TRACTO CAMION DINA 861	502.44	471.13
6.- PLATAFORMA DE 30 TON.	-0-	143.16
7.- CAMION VOLTEO FORD F-600	309.87	244.31
8.- BOMBA SUMIDERO VH-PUMP, MOD.U-4256A	-0-	120.16
9.- CARGADOR FRONTAL 955-L	785.84	645.25
10.- PLANTA DE LUZ DE 75 KW	284.12	198.88

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "DESCRIPCION DEL CONCEPTO : 1.- TRAZO Y NIVELACIONUNIDAD: PIEZA.MATERIALES: NINGUNO.

MANO DE OBRA.

CATEGORIA	CANTIDAD	UNIDAD	SALARIO	IMPORTE
TOPOGRAFO	1	-	\$ 605.00	\$ 605.00
CADENERO "A"	2	-	262.84	525.68
RENDIMIENTO: <u>2 PIEZAS/ DIA.</u>			S U M A:	\$ 1,130.68
SUB TOTAL: IMPORTE POR MANO DE OBRA.				\$ 565.34

MAQUINARIA:

DESCRIPCION	IMPORTE
7 % del Costo de mano de obra.	\$ 39.57
SUMA DE SUBTOTALES:	\$ 604.91
INDIRECTOS (21.51 %)	\$ 130.12
S U M A:	\$ 735.03
UTILIDAD (10 %)	\$ 60.49
TOTAL PRECIO UNITARIO:	\$ 795.52

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESCRIPCION DEL CONCEPTO : 2.- PERFORACION PREVIA A LA CONSTRUCCION DE PILAS DE 1.06 M. DE DIAMETRO LLEVADA A UNA PROFUNDIDAD DE 30 M.

UNIDAD. PIEZA

MATERIALES:

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO DIRECTO	IMPORTE
Cable de acero de 1" ϕ (Rendimiento 48 Pza.)	1.67	m	\$ 150.00	\$ 250.00
SUBTOTAL: IMPORTE POR MATERIALES				\$ 250.00

MANO DE OBRA:

CATEGORIA	CANTIDAD	UNIDAD	SALARIO	IMPORTE
Maniobrista	1	Jor.	\$ 262.84	\$ 262.84
Ayudante	2	Jor.	\$ 250.77	\$ 501.54
RENDIMIENTO : 2 Pza./Jor.			S U M A :	\$ 764.38
SUBTOTAL : IMPORTE DE MANO DE OBRA. 636, x 1.05 (Herramienta)				\$ 663.83

MAQUINARIA:

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	RENTA	IMPORTE
Grúa Link-Belt LS-108B	1	Pza.	\$ 1453.28 x 5 Hrs.	\$ 7,266.40
Perforadora Soil-Mec RT/S	1	Pza.	\$ 850.38 x 4 Hrs.	\$ 3,401.52
Bomba de sumidero VH	1	Pza.	\$ 120.16 x 0.5 Hrs.	\$ 60.08
RENDIMIENTO: 1 PZA.			S U M A :	\$10,728.00
SUBTOTAL: IMPORTE POR MAQUINARIA Y EQUIPO.				\$10,728.00

SUMA DE SUBTOTALES:	\$11,646.83
INDIRECTOS (21.51 %)	\$ 2,505.23
S U M A :	\$14,152.06
UTILIDAD (10 %)	\$ 1,164.68
TOTAL PRECIO UNITARIO :	\$15,316.74

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESCRIPCION DEL CONCEPTO: 3 .- AMPLIACION DE LA BASE DE LA PERFORACION DE 1.06 A 1.5 m. CON ALTURA DE 1.0 m.

UNIDAD: PIEZA.

MATERIALES: NINGUNO.

MANO DE OBRA:

CATEGORIA	CANTIDAD	UNIDAD	SALARIO	IMPORTE
Maniobrista	1	Jor.	\$ 262.84	\$ 262.84
Ayudante	2	Jor.	\$ 250.77	\$ 501.54
RENDIMIENTO: 10.5 PZA./JOR.			S U M A :	\$ 764.38
SUBTOTAL: IMPORTE POR MANO DE OBRA- <u>764.38</u> x 1.05 (Herramienta)				\$ 76.44
		10.5		

MAQUINARIA :

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	RENTA	IMPORTE
Grúa Link-Belt LS108-B	0.5	Hrs.	\$ 1,453.28	\$ 726.64
Perforadora Soil-Mec RT 3/S 0.5	0.5	Hrs.	\$ 850.38	\$ 425.19
RENDIMIENTO: 1 PZA.			S U M A	\$ 1,151.83
SUBTOTAL: IMPORTE POR MAQUINARIA Y EQUIPO				\$ 1,151.83

SUMA DE SUBTOTALES	\$ 1,228.27
INDIRECTOS (21.51 %)	\$ 264.20
S U M A	\$ 1,492.47
UTILIDAD (10 %)	\$ 122.83
TOTAL PRECIO UNITARIO	\$ 1,615.30

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESCRIPCION DEL CONCEPTO: 4.- TRANSPORTE DE TUBO METALICO DE 1.06 M. DE DIAMETRO DE LA SPCO AZCAPOTZALCO AL SITIO DE LA OBRA.

UNIDAD. PZA.

MATERIALES:

C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO DIRECTO	IMPORTE
Madera de 2a.	288	P.T	\$ 15.50	\$ 4,464.00
RENDIMIENTO = 8 Pza.				
CARGO = $\frac{4,464.00}{8}$				\$ 558.00

MANO DE OBRA:

CATEGORIA	CANTIDAD	SALARIO	IMPORTE
Maniobrista	2	\$ 262.84	\$ 525.68
Ayudante	2	\$ 250.77	\$ 501.54
		S U M A :	\$ 1,027.22

RENDIMIENTO = 1.5 Pza/Turno

CARGO = $\frac{1,027.22}{1.5}$		\$ 684.81
--------------------------------	--	-----------

MAQUINARIA :

EQUIPO	N° HORAS	COSTO HORARIO	IMPORTE
Tractocamión Dina	15	\$ 502.44	\$ 2,512.20
Plataforma	15	\$ 143.16	\$ 715.80
Grúa LS-108	12	\$ 1,453.28	\$ 2,905.56
		S U M A :	\$ 6,134.56

RENDIMIENTO = 2 Pza

CARGO = $\frac{6,134.56}{2}$		\$ 3,067.28
------------------------------	--	-------------

SUMA DE SUBTOTALES	\$ 4,310.09
INDIRECTOS (21.51 %)	\$ 927.10
S U M A :	\$ 5,237.19
UTILIDAD (10.00 %)	\$
TOTAL PRECIO UNITARIO	\$ 5,668.20

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESCRIPCION DEL CONCEPTO: 5.- MANEJO Y COLOCACION DE TUBO METALICO EN CADA PERFORACION, INCLUYENDO SOLDADURA DE TRAMOS.

UNIDAD: PZA

MATERIALES:

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO DIRECTO	IMPORTE
Soldadura E-7018,5/32"	3.33	Kg.	\$ 45.00	\$ 149.95
Vigueta "1"-6 "	1.39	Kg.	\$ 17.00	\$ 23.60
SUBTOTAL: IMPORTE POR MATERIALES				\$ 173.45

MANO DE OBRA:

CATEGORIA	CANTIDAD	UNIDAD	SALARIO	IMPORTE
Soldador "A"	2	Jor	\$ 347.32	\$ 694.64
Ayudante General	1	Jor	\$ 205.77	\$ 250.77
RENDIMIENTO: 1 Pza./Jor.			S U M A :	\$ 900.41
SUBTOTAL: IMPORTE POR MANO DE OBRA. X 1.05 (Herramienta)				\$ 945.43

MAQUINARIA:

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	RENTA	IMPORTE
Soldadora de Diessel Lincoln	2.0	Hrs.	\$ 82.93	\$ 165.86
Grúa Linck-Belt LS-108 x 2	2.0	Hrs.	\$ 1,453.28	\$ 2,906.56
RENDIMIENTO: 1 Pza./Jor.			S U M A :	\$ 3,072.42
SUBTOTAL: IMPORTE POR MAQUINARIA Y EQUIPO				\$ 3,072.42

SUMA DE SUBTOTALES:	\$ 4,191.30
INDIRECTOS	\$ 901.55
S U M A :	\$ 5,092.85
UTILIDAD (10%)	\$ 419.13
TOTAL PRECIO UNITARIO:	\$ 5,511.98

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESCRIPCION DEL CONCEPTO: 6. - SUMINISTRO, HABILITADO, ARMADO Y COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO fy= 4200 kg/Cm² EN PILAS.

MATERIALES:

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO DIRECTO	IMPORTE
Varilla Corrugada ϕ 1"	2.45	Ton.	\$ 12,950.00	\$ 31,727.50
Varilla Corrugada ϕ 1/2"	0.88	Ton.	\$ 13,000.00	\$ 11,440.00
Alambre recocido N°. 16	99.90	Kg.	\$ 17.00	\$ 1,698.30
Oxigeno Acetileno	19.98	M ³ .	\$ 33.00	\$ 659.30
Acetileno	6.66	Kg.	\$ 92.00	\$ 612.72
Soldadura E-7018, 5/32"	5.60	Kg.	\$ 45.00	\$ 252.00
Madera de segunda	0.30	P.T.	\$ 15.50	\$ 4.65
Cable de acero ϕ 1"	0.20	m.	\$ 150.00	\$ 30.00
			S U M A:	\$ 46,424.51

MANO DE OBRA

CATEGORIA	CANTIDAD	UNIDAD	SALARIO	IMPORTE
Fierrero "A"	2	Jor.	\$ 321.84	\$ 643.86
Ayudante General "A"	6	Jor.	\$ 250.77	\$ 1,504.62
Maniobrista "A"	2	Jor.	\$ 262.84	\$ 525.68
Soldador "A"	1	Jor.	\$ 347.32	\$ 347.32
RENDIMIENTO: 1 Pza./Jor.			S U M A:	\$ 3,021.30
SUBTOTAL: IMPORTE POR MANO DE OBRA X 1.05 (Herramienta)				\$ 3,172.37

MAQUINARIA

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	RENTA	IMPORTE
Grúa Link Belt LS-109 x 1	1	Hrs.	\$ 1,453.28	\$ 1,453.28
Soldadora de Diessel Lincoln 2.5		Hrs.	\$ 82.93	\$ 207.32
RENDIMIENTO: 1 Pza./Jor.			S U M A:	\$ 1,660.61
SUBTOTAL: IMPORTE POR MAQUINARIA Y EQUIPO				\$ 1,660.61

SUMA DE SUBTOTALES	\$ 51,257.49
INDIRECTOS (21.51%)	\$ 11,025.49
S U M A:	\$ 62,282.97
UTILIDAD (10.00%)	\$ 5,125.75
TOTAL PRECIO UNITARIO:	67,408.72

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESCRIPCION DEL CONCEPTO: 7.- SUMINISTRO Y COLOCACION POR EL METODO " TREMIE " DE CONCRETO $f'c=250 \text{ Kg/Cm}^2$, REV. 18 $\frac{1}{2}$ 3 cm.

UNIDAD. PIEZA.

MATERIALES:

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO DIRECTO	IMPORTE
Concreto $f'c=250\text{kg/Cm}^2$	21.70	M ³	\$ 1,386.00	\$ 10,076.20
Separadores $r=7.5 \text{ Cm.}$	49	Pza.	\$ 1.80	\$ 88.20
SUBTOTAL: IMPORTE POR MATERIALES				\$ 30,164.40

MANO DE OBRA:

CATEGORIA	CANTIDAD	UNIDAD	SALARIO	IMPORTE
Maniobrista	2	Jor.	\$ 262.84	\$ 525.68
Ayudante General "A"	2	Jor.	\$ 250.77	\$ 501.54
Peón	2	Jor.	\$ 218.58	\$ 437.16
RENDIMIENTO: 1 Pza./Jor.			S U M A :	\$ 1,464.38
SUBTOTAL: IMPORTE POR MANO DE OBRA x 1.05 (HERRAMIENTA)				1,537.60

MAQUINARIA:

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	RENTA	IMPORTE.
Grúa Link Belt-98 x 1	3	Hrs.	\$ 1,272.11	\$ 3,816.33
RENDIMIENTO: 1.5 Pza./Jor.			S U M A :	\$ 3,816.33
SUBTOTAL : IMPORTE POR MAQUINARIA Y EQUIPO				\$ 2,544.22

SUMA DE SUBTOTALES:	\$ 34,246.22
INDIRECTOS (21.51 %)	\$ 7,366.36
S U M A :	\$ 41,612.58
UTILIDAD (10.00 %)	\$ 3,424.62
TOTAL PRECIO UNITARIO:	\$ 45,035.98

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESCRIPCION DEL CONCEPTO: 8 CARGA MECANICA Y ACARREO DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA PERFORACION.

UNIDAD: PIEZA.

A-1 CAMION VOLTEO

Camión volteo en operación : \$ 309.17 /Hr.

Camión volteo en parado : \$ 215.53 /Hr.

- Tiempo de acomodo : 1.0 min.

- Tiempo de carga : 3.0 min.

- Tiempo de ida a una distancia de 10 km y a una vel. de 25 km/hr. : 24.0 min.

- Tiempo de descarga : 2.0 min.

- Tiempo de regreso a una velocidad de -- : 20.0 min.
30 km/hr.

COSTO CAMION PARADO

0.5 Hr. x \$ 215.53/Hr = 10.78

Costo por m³ = $\frac{10.78}{6 \text{ m}^3}$ = \$ 1.80/m³

COSTO CAMION EN OPERACION

0.78 Hr x \$ 309.17/Hr = 24.18

Costo por m³ = $\frac{24.18}{6 \text{ m}^3}$ = \$ 40.36/m³
42.16

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

DESCRIPCION DEL CONCEPTO: 8. CARGA MECANICA Y ACARREO DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA PERFORACION A UNA DISTANCIA DE 10 Km. DEL SITIO DE LA OBRA.

UNIDAD: PIEZA.

ADJUDICACION: 20% - $42.16/m^3 \times 1.20 \times 31.70 m^3/pza. =$ \$ 1,206.06

CARGADOR FRONTAL

Tiempo de carga = 0.5 min.

Tiempo de giro = 1.2 min.

Tiempo de descarga = 0.3 min.

2.0 min/ m^3

Producción Horaria: $\frac{60 \text{ min/hr} \times 0.75}{2.0 \text{ min}/m^3} = 22.5 m^3/Hr$

Costo: $\frac{758.84/Hr \times 1.20 \times 31.7 m^3/pza.}{22.5 m^3/Hr.}$

\$ 1,282.95

SUMA DE SUBTOTALES	\$ 2,489.01
INDIRECTOS (21.51 %)	\$ 535.39
SUMA:	\$ 3,024.40
UTILIDAD (10.0 %)	\$ 248.90
TOTAL PRECIO UNITARIO	\$ 3,273.30

" ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "

FABRICACION DE PILAS DE CONCRETO PARA LA CIMENTACION DEL EDIFICIO DE LA --
TORRE DE DIRECCION EN EL CENTRO ADMINISTRATIVO DE PETROLEOS EN MEXICO., D.F.

RESUMEN DE PRECIOS UNITARIOS.

C O N C E P T O	UNIDAD	PRECIO UNITARIO.
1.- Trazo y nivelación.	Pza.	\$ 795.52
2.- Perforacion previa de la cimentación de pilas de 1.06 m., de diámetro, llevada a una profundidad aproximada de 30 m.,- respecto al nivel del terreno natural.	Pza.	15,316.74
3.- Ampliación de la base de la perforación de 1.06 m., a 1.5 m., con altura de -- 1.0 mts.	Pza.	1,615.30
4.- Transporte de tubo metálico de 1.06 m.,- de diámetro, de la SPCO Atzacapotzalco al sitio de la obra.	Pza.	5,668.20
5.- Manejo y colocación de tubo metálico en cada perforación incluyendo soldadura -- de tramos.	Pza.	5,511.98
6.- Suministro, habilitado, armado y colocación de acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/Cm}^2$.	Pza.	67,408.72
7.- Suministro y colocación por el método -- Tremie de concreto $f'c = 250 \text{ kg/Cm}^2$. Rev. $18 \pm 3 \text{ Cm}$.	Pza.	45,035.98
8.- Carga mecánica y acarreo del material - producto de la perforación a una distancia de 10 km., del sitio de la obra.	Pza.	3,273.30
	IMPORTE	\$ 144,625.74

PROFORMA DE COSTO PILAS DE CIMENTACION EDIFICIO TORRE DE DIRECCION DE PEMEX.

I.- MANO DE OBRA.

	CATEGORIA	CANT.	TIEMPO	COSTO EMPRESA	COSTO DIRECTO
1.-	Sobrestante	1	13 semanas	\$ 5,705.96	\$ 74,177.42
2.-	Op. M. "A"	3	13 semanas	4,302.60	167,901.40
3.-	Soldador "A"	3	13 semanas	3,994.17	155,772.63
4.-	Ayudante Gra1 "A"	6	12 semanas	2,883.82	207,635.24
5.-	Maniobrista	2	12 semanas	3,022.61	72,542.64
6.-	Chofer "A"	2	12 semanas	4,148.38	99,561.12
7.-	Cadenero "A"	3	12 semanas	3,022.61	108,813.96
8.-	Trailerero "A"	1	12 semanas	5,397.53	54,770.36
					<u>\$ 951,074.57</u>
					=====

II.- MAQUINARIA Y EQUIPO.

	MAQUINA	CANT.	TIEMPO	RENTA	COSTO DIRECTO
	Grúa LS - 108	2	3 meses	\$ 151,440.00	\$ 908,640.00
	Grúa LS - 98	1	3 meses	128,640.00	385,920.00
	Perforadora Sol-Mec RT3/S	1	3 meses	78,000.00	234,000.00
	Soldadora Lincoln	3	3 meses	12,656.00	113,904.00
	Tracto camon Dina 861	1	3 meses	56,182.00	168,546.00
	Plataforma para TractoCam.	1	3 meses	16,868.00	50,004.00
	Camón volteo F-600	3	3 meses	55,000.00	495,000.00
	Camioneta Pick-Up	1	3 meses	9,454.00	28,362.00
	Camioneta Estacas	1	3 meses	11,220.00	33,660.00
	Bomba V-H pump	1	3 meses	10,000.00	30,000.00
	Cargador Frontal	1	3 meses	116,666.67	350,000.00
	Planta de Luz.	1	3 meses	16,320.00	48,960.00
	Lavadora de presión.	2	3 meses	2,174.00	6,522.00
					<u>\$2'854,118.00</u>
					=====

MATERIALES Y REFACCIONES

MATERIAL	ANT.	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO DIRECTO
1. Varilla corrugada ϕ 1"	328	TON.	\$ 13,000.00	\$ 4'264,000.00
2. Varilla corrugada ϕ $\frac{1}{2}$ "	118	TON.	13,200.00	1'557,600.00
3. Alambre recocido No. 16	13,380.00	Kg.	18.96	253,684.80
4. Separadores (polos) 7.5 cm.	13,000.00	Pza.	1.20	15,600.00
5. Oxigeno	18	m ³	33.00	594.00
6. Acetileno	9	Kg.	92.00	828.00
7. Soldadura	670	Kg.	45.00	30,150.00
8. Concreto f'c= 250 kg km ² .	296.2	m ³	1,386.00	4'105,332.00
9. Grasa Multilitio No.2	268	Kg.	24.00	6,432.00
10. Estopa de 2a.	201	Kg.	22.00	4,422.00
11. Cable de acero ϕ 1"	560	m	450.00	84,000.00
12. Cable de acero ϕ 7/9"	280	m	113.00	31,640.00
13. Cable de acero ϕ 3/4"	10	m.	85.00	23,800.00
14. Grilletes ϕ 1 $\frac{1}{2}$ "	10	Pza.	630.00	6,300.00
15. Grilletes ϕ 1"	15	Pza.	495.00	7,425.00
16. Perros ϕ 1"	60	Pza.	120.00	7,200.00
17. Perros ϕ 7/8"	30	Pza.	95.00	2,850.00
18. Perros ϕ 3/4"	30	Pza.	83.00	2,490.00
19. Madera	1	Lote.	18,000.00	15,000.00
20. Vigueta "1" 6" reforzada	186	Kg.	17.50	3,255.00
21. Herramientas	1	Lote.	20,000.00	20,000.00
22. Equipo de seguridad.	1	Lote.	20,000.00	20,000.00
23. Refacciones	1	Lote	35,000.00	35,000.00

II.- COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES

II.A.1	COMBUSTIBLE MAQUINA	CANT.	CONSUMO	TIEMPO	COSTO UNITARIO	COSTO DIRECTO
1.	Grúa LS-108	2	70 Lt/dfa	72 días	\$ 1.00	\$ 10,080.00
2.	Grúa LS - 98	1	60 Lt/dfa	72 días	1.00	4,320.00
3.	Perforadora RT3/s	1	70 Lt/dfa	72 días	1.00	5,040.00
4.	Soldadora Lincoln	3	30 Lt/dfa	72 días	1.00	6,480.00
5.	Tracto camión	1	60 Lt/dfa	72 días	1.00	4,320.00
6.	Camión volteo	3	70 Lt/dfa	72 días	2.30	42,336.00
7.	Camioneta Pick up	1	60 Lt/dfa	72 días	2.80	12,096.00
8.	Camioneta estacas	1	60 Lt/dfa	72 días	2.80	12,096.00
9.	Cargador Frontal	1	60 Lt/dfa	72 días	1.00	4,320.00
10.	Planta de Luz.	1	30 Lt/dfa	72 días	1.00	2,160.00
						103,248.00

IVB LUBRICANTES 30 % DE \$ 103,248.00 = 30,974.40
 134,222.40
 =====

V. - FLETES Y DESTAJOS 268,444.80

=====

V.A. - FLETES

MAQUINA	CANT.	NUM. VIGAS	COSTO VIAJE	GASTO UNITARIO
Grúa LS - 108	2	2	\$ 10,000.00	40,000.00
Grúa LS - 98	1	2	10,000.00	20,000.00
Perforadora Soil Mec RT3/s	1	2	8,000.00	16,000.00
Soldadora, Bombas Planta de Luz.	1	2	4,000.00	8,000.00
				\$ 34,000.00

V.B. - DESTAJOS.

ACERO DE REFUERZO = 1.70/kg x 446,236.80 kg. = 758,602.56

\$ 842,602.56

=====

VI. - INVERSIONES AMORTIZABLES

MATERIAL	CANT.	TIEMPO	RENTA	COSTO UNITARIO
Caseta	1	3 meses	\$ 10,000.00	30,000.00
Línea de colado	1	3 meses	9,000.00	27,000.00
Bote de ø 1.00 m.	2	3 meses	7,000.00	42,000.00
Broca espiral de ø 1.00 m.	2	3 meses	5,500.00	33,000.00
Moviliario de oficina.	1	3 meses	4,000.00	12,000.00
				144,000.00

=====

VII. - GASTOS GENERALES DE OBRA

CATEGORIA	PANT.	TIEMPO	COSTO EMPRESA	COSTO DIRECTO
Superintendente	1	14 Semanas	\$ 11,733.75	\$ 104,272.50
Jefe de Obra	2	14 Semanas	8,052.20	225,461.60
Administrativo	1	14 Semanas	4,881.24	68,337.36
Topógrafo	1x2	14 Semanas	5,679.14	159,015.92
Mecánico Universal	1x2	13 Semanas	4,194.65	109,060.90
Velador	1	13 Semanas	2,745.03	35,685.39
				761,833.67

=====

RESUMEN

<u>I.</u> -	\$	1'902,149.14
<u>II.</u> -		2'854,118.00
<u>III.</u> -		10'497,602.80
<u>IV.</u> -		268,444.80
<u>V.</u> -		842,602.56
<u>VI.</u> -		144,000.00
<u>VII.</u> -		<u>761,833.67</u>

CD.	\$	17'270,750.97	
ND.		2'915,841.07	970,266.91
UTIL. 10%		<u>2'242,954.67</u>	<u>1'164,320.29</u>
P.U.	\$	<u>22'429,546.71</u>	19'405,338.17

=====

19'405,338.17

P.U. por metro de pila = $\frac{\$ 19'405.338.17}{22'429,546.71} = 5,792.04/m$
 $\frac{22'429,546.71}{19'405,338.17} = 6,695.39/m$

$19'405,338.17.25 \text{ m} \times 134$
 P.U. por pila = $\frac{22'429,546.71}{134 \text{ pzas.}} = 167,384.68/m$
 $144,815.96/m$

CONCLUSIONES.

El tipo de cimentación escogido para el edificio de Pémex fue el adecuado ya que se tenían descargas muy fuertes por parte de las columnas de acero estructural y la estratigrafía del suelo indicó que el estrato resistente se encontró a 25 metros de profundidad.

En base a los datos de capacidad de carga de estrato resistente y la descarga de las columnas de acero estructural a la cimentación se diseñó dicha cimentación del Edificio Pémex que consistió en 164 pilas de concreto armado con un diámetro de 1.06 metros y una profundidad de 30 metros con una base acampanada de 1.50 metros de diámetro y un metro de altura, estas pilas funcionarán como columnas.

Se seleccionó el procedimiento constructivo más económico para la elaboración de las pilas consistiendo en perforación a máquina, ademado metálico, armado habilitado en obra y colado por medio del "Metodo Tremie", ahorrándose con este tipo de procedimiento constructivo el costo de mano de obra ya que se hubiera hecho a mano la excavación de las pilas se hubiera incrementado considerablemente dicho costo, por otra parte se optimizó el tiempo de construcción de las pilas por la ventaja que se tiene al excavar con perforadora y no "a mano".

B I B L I O G R A F I A .

1. ESTUDIOS DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION.
Gordon A. Fletcher, Vernon A. Smoots.
Primera Edición.
Editorial Limusa.
2. INGENIERIA DE CIMENTACIONES.
Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn.
Segunda Edición.
Editorial Limusa.
3. MECANICA DE SUELOS.
Juárez Badillo, Rico Rodríguez.
Segunda Edición.
Editorial Limusa.
Tomo II Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.
4. LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES.
Alfonso Rico, Hermilo Del Castillo.
Tercera Edición.
Editorial Limusa.
Volumen 2.
5. PRACTICA RECOMENDABLE PARA LA MEDICION, MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACION DEL CONCRETO.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. (IMCYC)
6. PRACTICA RECOMENDABLE PARA LA EVALUACION DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. (IMCYC)

7. CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO (ACI-704)
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. (IMCYC)
8. ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE LAS PILAS DE CIMENTACION DE LA TORRE DE PEMEX.
SOLUM, S. A.
9. FACTORES DE CONSISTENCIA DE COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS.
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
10. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.
Normas Técnicas complementarias del Reglamento de construcciones - para el Distrito Federal.
Santiago Loera, Roberto Mell.
Instituto de Ingenieria U.N.A.M.
11. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.
Normas Técnicas complementarias del Reglamento de construcciones - para el Distrito Federal.
Instituto de Ingenieria, U.N.A.M.