

300615
4
Zej



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA

ESTUDIOS INCORPORADOS A LA U.N.A.M.

DIFERENCIAS ECONOMICAS ENTRE CIMENTACIONES DE
PILAS COLADAS IN SITU Y ZAPATAS AISLADAS EN SUELOS
DE TRANSICION DE LA CD. DE MEXICO

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA GRIERA

ASESOR DE TESIS: ING. GERARDO PASTRANA MONDRAGON

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

JUNIO DE 1993



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	pagina
INTRODUCCION	3
CAPITULO I.-	
-Zonificación estratigráfica de la cuenca del Valle de México.....	5
-Generalidades.....	6
-Marco Geológico General.....	6
-Marco Paleoclimático.....	7
-Marco Vulcanológico.....	10
-Estratigrafía general.....	12
a) Depósito de Lago.....	12
b) Depósito de Transición.....	13
c) Depósito de Las Lomas.....	14
-Depósito de Transición.....	15
-Características generales.....	15
-Condición Interestratificada del Poniente.....	15
-Condición abrupta cercanas a los cerros.....	16
 CAPITULO II	
-Cimentaciones comunes de los suelos de transición.....	25
-Descripción de los tipos de cimentación para edificios.....	26
-Losas de cimentación.....	26
-Método de Análisis.....	28
-Los Pilotes.....	29
-Clasificación de Pilas y Pilotes... ..	30
-Pilotes de Punta.....	32
-Pilotes de Punta con empotramiento. . .	33
-Pilotes de fricción.....	33
-Pilotes de anclaje.....	34
-Pilotes verticales e inclinados con carga horizontal.....	35
 CAPITULO III	
-Descripción, construcción y diseño de pilas.....	36
-Pilas.....	37
-Introducción.....	37
-Descripción de los métodos de construcción más usados.....	38
-Método Seco.....	38
-Método de Ademe.....	44
-Método de Lodo desplazado.....	57
-Diseño estructural.....	63
-Capacidad estructural de Pilas.....	69
-Inspección y verificación de Pilas. . .	72
-Inspección y verif.de Excavaciones. . .	73
-Inspección y verif.del colado.....	76
-Criterios de aceptación.....	78
-Datos para la realización de los	

	diseños de pilas.....	80
	-Ejemplos de diseño.....	85
CAPITULO IV		
	-Descripción, construcción y diseño de Zapatas Aisladas.....	92
	-Zapatas Aisladas.....	93
	-Procedimiento constructivo.....	94
	-Diseño estructural.....	95
	-Tipo de zapatas aisladas más comunes.....	96
	-Ejemplos de diseño.....	98
CAPITULO V		
	-Costos de Pilas y Zapatas Aisladas..	127
	-Condiciones bajo las cuales serán realizados los costos de pilas y zapatas aisladas.....	128
	-Costos directos por pila terminada..	134
	-Costos de Zapatas Aisladas.....	136
	-Costos directos totales por zapata terminada.....	145
CAPITULO VI		
	-Comparación de costos.....	148
CONCLUSIONES	153
BIBLIOGRAFIA	155

INTRODUCCION

El objetivo principal de esta tesis es hacer un análisis comparativo económico de lo que cuesta construir una pila colada in situ, contra lo que cuesta construir una zapata aislada, en los suelos de transición de la Ciudad de México.

La idea planteada por el Ing. Gerardo Pastrana, catedrático de la ULSA, es realizar una serie de diseños y costos para saber si es posible que una pila colada en el sitio, sea más económica que una zapata aislada, ya que generalmente las zapatas son más económicas que las pilas.

Para llevar a cabo la realización de este trabajo, y para saber si la pila es más conveniente que la zapata, se revisó la estratigrafía de la zona de transición, procedimientos constructivos, diseños de ambas cimentaciones a diferentes profundidades y con diferentes descargas de la superestructura y el análisis de precios unitarios.

También para poder realizar este trabajo, y para poder hacerlo más sencillo, no se tomaron en cuenta los asentamientos de la estructura, ya que se supuso que en todas las profundidades a las que se desplantaron las cimentaciones, se encontraba una capa dura que no permitía asentamientos.

A pesar de lo anterior es importante mencionar que los asentamientos son los que generalmente rigen en los diseños de las cimentaciones que se construyen en la zona de transición.

En el cálculo de los diseños de los dos tipos de cimentación, se consideraron las cimentaciones exclusivamente expuestas a carga axial, suponiendo articulaciones entre la cimentación y la estructura.

De antemano sabemos que las articulaciones, no son posibles, ya que se crearía un mecanismo de falla, pero así se idealizó para facilitar cálculos en la realización de los diseños y no entrar en detalles relacionados con momentos en la subestructura.

Lo que se espera de este trabajo de tesis es que sirva como consulta cuando se presenten las situaciones antes mencionadas, pero tomando en cuenta los aspectos aquí omitidos (asentamientos y momentos flexionantes). También se pretende que se pueda recurrir a esta tesis en caso de necesitar información de los procedimientos constructivos de pilas y zapatas, y los diferentes tipos de cimentaciones comunmente usadas en los suelos de la Ciudad de México.

C A P I T U L O

ZONIFICACION ESTRATIGRAFICA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.

En este capítulo se describen brevemente las tres zonas estratigráficas que se localizan en la cuenca del Valle de México, así como la formación de cada una de estas y algunos croquis de localización.

GENERALIDADES

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: El geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

MARCO GEOLOGICO GENERAL

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: La cortina, situada en el sur, esta representada por los basaltos de la sierra de Chichinaútzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcilla lacustre y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de los ríos, arroyos, glaciares, y volcanes (fig.1).

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de

la meteorización de los depósito volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo aveces amarillos producto de ambientes fríos y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características del relleno, hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacios cubiertos por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocidas como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales de la cuenca.

MARCO PALEOCLIMATICO

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Mecedta Central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremosos del Pleistoceno.

Las causas de esta mutación, que afectó a toda la tierra hace dos millones de años, aún se desconoce.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuandose hasta hace un millón de años cuando se inicio la primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de climas calurosos, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de climas calientes de unos 200,000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400,000 a 600,000 años en todo el orbe.

Siguió un tercer periodo glacial (Illinois), para el cuál se han podido determinar dos avances separados por un periodo de clima moderado. Esta tercer glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima, relativamente cálido a lo largo de 100,000 a 80,000 años; se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamon en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado; terminó hace 10,000 años aproximadamente. Es entonces que principió el Holoceno o Reciente, periodo climático moderado, tendiente a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra de

Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y al Sangamon, tal como se describe en la fig. 2

Investigaciones recientes han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en rocas atribuidas exclusivamente en la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio.

Uno de los productos típicos acompañados de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montañas que se desarrollaron hoy en día en la cuenca deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterando el Valle. Al precipitarse este polvo llamado loess en el lago, se hidrataban fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

MARCO VULCANOLÓGICO

Todo el material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brecha, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xistle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad ni en volumen con los de un volcán grande, como el cerro de San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100,000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como la Formación Lomas.

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules

que irrumpieron al formarse la caldera del cerro de San Miguel hará 170 000 años; es decir a mediados de la tercera glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre la superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando a distancias de hasta 20 Km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Así como se produjeron los lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa.

Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinois Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en

Las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte si se asienta durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos por los cuales crecieron los arroyos y rios caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

E S T R A T I G R A F I A G E N E R A L

a) Depósitos del lago. Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos de lago.

Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propician la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias

superaban la evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental; si el clima se enfriaba, se formaba un lago, y si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

Con consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante la época de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurrió lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

b) Depósitos de transición. Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalandose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de grava y boleos. Obviamente las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas Planicie. (fig. 3)

El lago central nunca fue profundo; de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y que desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se

introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en el quiebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciales que bajaron en el Illinois inferior hasta el Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran a la planicie aluvial.

En la fig.3 se reproduce este hecho en corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

c) Depósitos de Las Lomas. En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formandose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por los suelos rojos, amarillos o cafés según el clima.

que rigió después de su emplazamiento. En la fig 4 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

DEPOSITOS DE TRANSICION

CARACTERISTICAS GENERALES

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de la sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona de los lagos. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos, así se generaron dos tipos de transiciones: Interestratificadas y abruptas; ambas condiciones se describen a continuación.

CONDICION INTERESTRATIFICADA DEL PONIENTE.

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río. (fig 5 y 6)

En el proceso de formación de los suelos, el ancho de las franjas de estos depósitos transicionales interestratificados vario según el clima prevaleciente en cada época geológica; así cuando los glaciales en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la tercera glaciación, los depósitos fluviales correspondientes resultaron mucho más potentes y extensos que los originados en la cuarta glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvioglaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Tacubaya, Tarango y Río Mondo.

Por otra parte los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 6.

CONDICION ABRUTA CERCANA
A LOS CERROS

Esta condición se indentifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente

nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca. Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de esta zona está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por los numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgados de travertino silicificado producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig. 7.

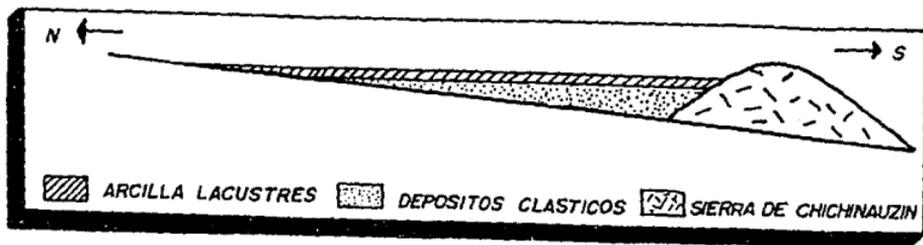
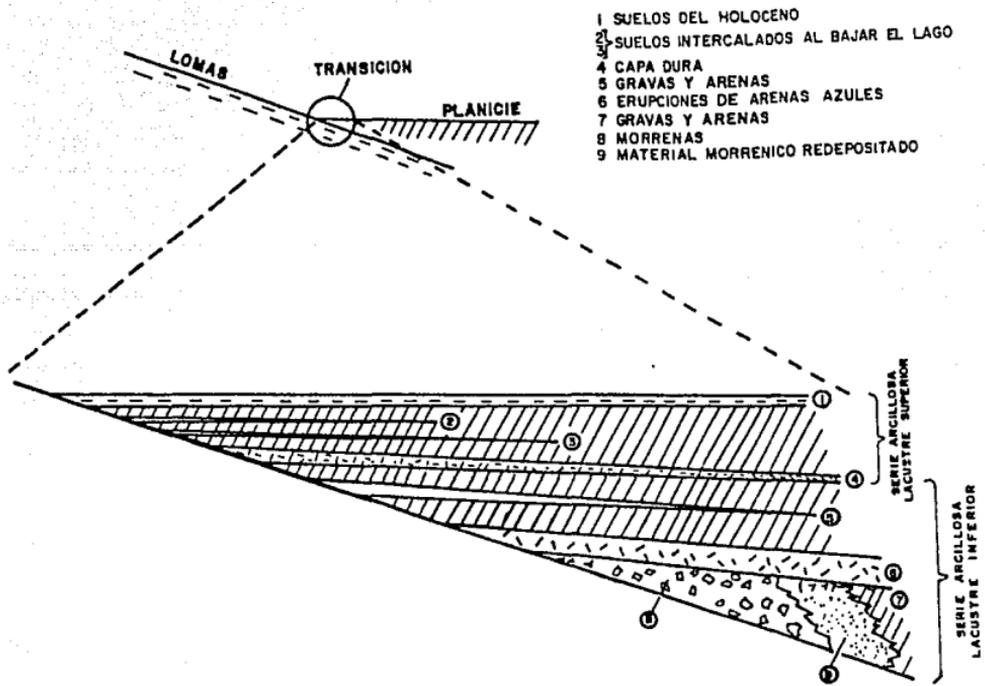


FIG- 1

Años antes de hoy	
10 ⁴	Holoceno-Reciente
80-10x10 ³	4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances
100-80x10 ³	3er. Interglacial Sangamon
300-100x10 ³	3a Glaciación: Illinois 2 avances
400-100x10 ³	Gran Interglacial Yarmouth
?	2a Glaciación: Kansas
?	1er Interglacial
~300x10 ³	1a Glaciación: Nebraska

FIG.-2



ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA DE TRANSICION .

FIG-3.

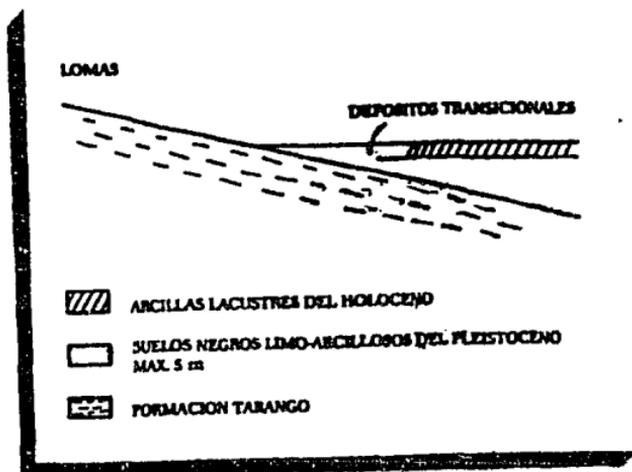


FIG- 5

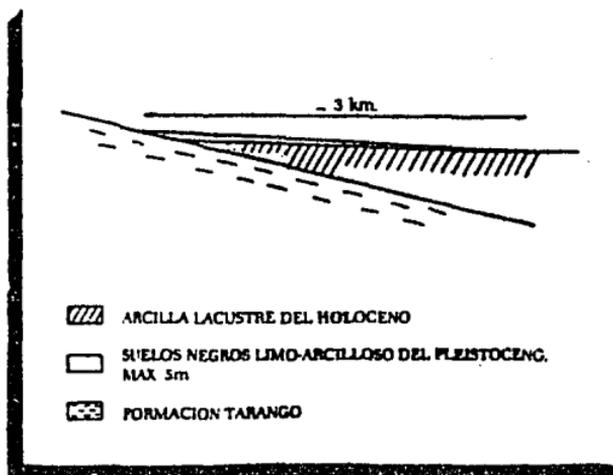


FIG- 6



 ARCILLA LACUSTRE

 SUELOS ALUVIALES

 BASALTOS

TRANSICION INTERESTRATIFICADA ANGOSTA

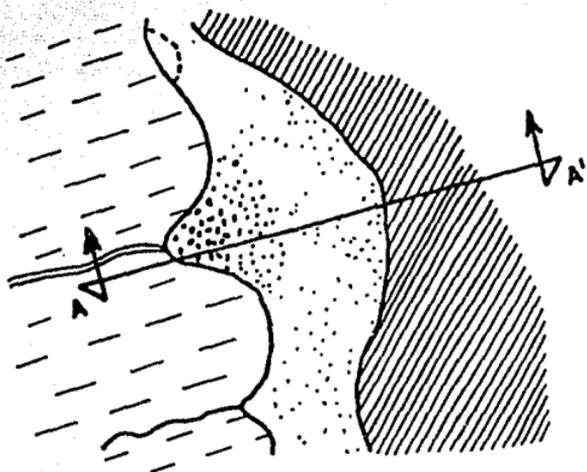


 ARCILLA LACUSTRE

 BASALTOS

TRANSICION ABRUPTA DE ISLOTE A DEPOSITOS LACUSTRES

FIG. - 7



P L A N T A



C O R T E A - A '



ARCILLA
LAGUSTRE



DEPOSITOS
ALUVIALES



TOBAS

TRANSICION INTERESTRATIFICADA ANCHA

FIG.- 8



CIMENTACIONES COMUNES EN LA CIUDAD DE MEXICO Y EN LOS
SUELOS DE TRANSICION.

DESCRIPCION DE LOS TIPOS DE CIMENTACION MAS USADOS EN LA CIUDAD DE MEXICO

Las cimentaciones más comunes para la Ciudad de México son: Las losas de cimentación, las zapatas aisladas, los pilotes y las pilas.

En este capítulo se describirán los tipos de cimentaciones antes mencionados, y se profundizará un poco más en las cimentaciones de zapatas aisladas y pilas, ya que estas cimentaciones son el tema principal de este trabajo.

L O S A D E C I M E N T A C I O N .

Las losas de cimentación constituyen un tipo de cimentación somera, que cubre toda el área bajo la estructura; se emplean cuando la resistencia del terreno es baja, o cuando es necesario limitar en forma muy estricta los asentamientos diferenciales en las construcciones particularmente sensibles a estos.

Existen dos tipos principales de losas de cimentación, con diversas variantes:

La losa plana, en la que las columnas apoyan directamente sobre la losa de cimentación, o por medio de capiteles, pero sin que existan vigas de unión en los ejes de las columnas. La losa plana puede aligerarse mediante diversos procedimientos, y tiene la ventaja de la sencillez constructiva, pero a costa de volúmenes mayores de concreto.

La losa con contrarabes (vigas de cimentación), cuando los claros y las cargas son elevados, se convierten frecuentemente en una subestructura en cajón, con losa en la parte inferior y superior de la contrarabe, otra modalidad es una losa con contrarabes inferiores en la que el lecho superior es plano y constituye un piso utilizable; además es posible evitar el uso de cimbras al vaciar el concreto directamente en las zanjas.

A pesar de sus diversidad de formas, todas estas modalidades pueden analizarse y dimensionarse con procedimientos comunes; los cuales se verán más adelante.

La construcción de una losa de cimentación implica la excavación total del suelo bajo la construcción hasta cierto nivel. Con ello se está liberando al suelo subyacente de la carga de la excavación, de manera que si la construcción de la cimentación y de la edificación se hace con la suficiente rapidez, y con las debidas precauciones, la parte del peso de esta, que iguala el material excavado no producirá incremento de esfuerzos ni hundimientos en el subsuelo.

En los suelos saturados y poco permeables, como las arcillas de la Ciudad de México, se aprovecha este principio para realizar cimentaciones flotantes, o por sustitución, en un cimentación tipo cajón se colocan a una profundidad tal, que sustituye totalmente, o en algunos casos solo

parcialmente el peso del subsuelo.

M E T O D O S D E A N A L I S I S

Un procedimiento refinado de análisis de losas de cimentación, consiste en modular el subsuelo como resortes elásticos bajo la losa, y analizar el conjunto estructural-cimentación-suelo con algún método matricial resuelto en un programa de computadora.

Esta forma de proceder es conveniente solo cuando el comportamiento del suelo no se despega excesivamente lineal, es decir en los suelos de alta compresibilidad, en los que la mayor parte de los hundimientos se presentan a largo plazo por fenómenos de consolidación, es preferible recurrir a métodos de análisis menos refinados, pero en los que el comportamiento del suelo este mejor representado. Para casos como estos son recomendables los métodos simplificados que se enuncian a continuación, pero sin profundizar en ellos, ya que esta tesis está enfocada a las zapatas aisladas y a las pilas.

Al procedimiento más sencillo de análisis se le conoce como piso invertido: Esto es, suponer que las columnas son apoyos fijos y la losa esta cargada con una presión uniforme, igual a la carga total por unidad de área

transmitida por la estructura. En estas condiciones, el análisis se realiza como el de un sistema de piso, sea equivalente o por áreas tributarias.

Un procedimiento que cumple con el equilibrio en las columnas y que toma en cuenta además los hundimientos de los apoyos, es el que llamamos: Método de Franjas.

Otro método más exacto que los anteriores es en el que se analiza la cimentación como una retícula bidimensional.

L O S P I L O T E S

Los pilotes son postes que se introducen profundamente en el terreno para transmitir las cargas de la estructura a los estratos del suelo más resistente.

Los pilotes se emplean cuando el terreno superficial tiene baja capacidad de carga, cuando se tienen requisitos muy estrictos de asentamientos admisibles y cuando se quieren evitar cimentaciones muy voluminosas apoyadas en estratos de suelo poco favorables para la construcción, como en suelos saturados o muy saturados.

Un pilote desarrolla resistencia por apoyo directo en su punta y por fricción en la superficie de contacto con el suelo.

Los pilotes que se apoyan en un estrato de suelo firme, y que por tanto desarrollan la mayor parte de su resistencia por dicho apoyo, se denominan pilotes de punta.

Los pilotes que quedan totalmente embebidos en estratos de baja capacidad de carga y que por tanto desarrollan su resistencia casi exclusivamente por adherencia y por rozamiento entre su superficie y el suelo adyacente, se llaman pilotes de fricción.

En muchos casos ambos componentes de la resistencia son significativos y deben tomarse en cuenta, de manera que la profundidad a la que se apoyara un pilote será tal que su resistencia total debida al efecto combinado de los dos componentes de la resistencia, sea necesaria para las cargas que deben soportar.

Además de la capacidad de carga existen otros aspectos que pueden influir en la selección del tipo de pilote, como son la posibilidad de asentamientos generales en los estratos del suelo y las variaciones del nivel freático.

CLASIFICACION DE PILAS Y PILOTES

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal, las cimentaciones profundas generalmente se dividen en pilotes, cuando su diámetro es menor de 60cms. Y pilas para diámetros mayores.

CLASIFICACION DE PILAS Y PILOTES

según como se transmiten
las cargas al subsuelo.
según el material con el
que están fabricados.
según el procedimiento
constructivo.

Según la forma como transmiten las cargas al subsuelo:

- Pilotes de punta.
- Pilotes de punta con empotramiento.
- Pilotes de fricción.
- Pilotes de anclaje.
- Pilotes verticales con carga horizontal.
- Pilotes inclinados bajo cargas horizontales.

Según el material con el que están fabricados:

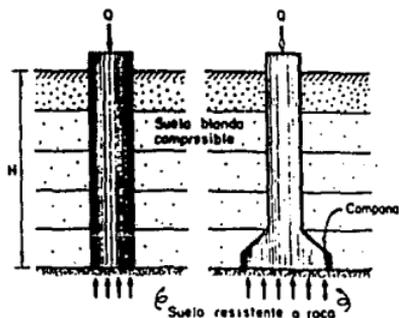
MATERIAL DE		- concreto	prefabricados colado en el lugar
FABRICACION		- acero	
		- concreto y acero (mixtos)	
		- madera	

Según el procedimiento constructivo:

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE PILOTES		con desplazamiento	{ hincados a percusión a presión con vibración	
		con poco desplantamiento		{ hincados con chiflón hincados con perforadora de área trasversal pequeña (tubos)
		sin desplazamiento		

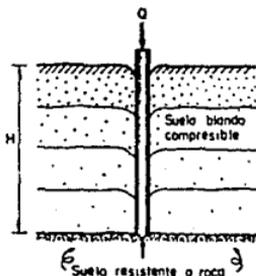
PILOTES DE PUNTA

Cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta se transmite prácticamente todo el peso de la superestructura a un estrato profundo del suelo más resistente, o a la roca. En ocasiones la densidad de zapatas es tal que económicamente y técnicamente conviene sustituirlas por pilas o pilotes.



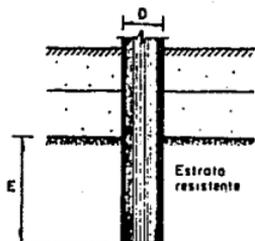
PILAS DE PUNTA.

PILOTES DE PUNTA.



PILOTES DE PUNTA CON EMPOTRAMIENTO

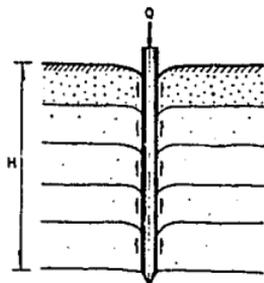
Es prácticamente lo mismo que los pilotes de punta, solo que ahora el empotramiento aumenta la capacidad de carga del pilote.



EMPOTRAMIENTO DE PILAS
Y PILOTES.

PILOTES DE FRICCIÓN

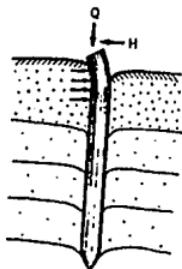
Son los que transmiten la carga al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote. Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que se podrían apoyar pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional.



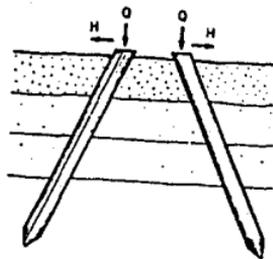
PILOTES DE FRECCION.

PILOTES VERTICALES E INCLINADOS CON CARGA HORIZONTAL.

Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. Funcionalmente los pilotes inclinados son mejor solución.



PILAS O PILOTES
EN CARGA HORIZONTAL.



PILOTES INCLINADOS CON
CARGA HORIZONTAL.

C A P I T U L O I I

DESCRIPCION, CONSTRUCCION Y DISEÑO DE PILAS

INTRODUCCION A LAS PILAS

Las pilas pueden tener diferentes formas y dimensiones, pero generalmente se encuentran en el rango de los 0.60 m a los 2.40 m.

Este tipo de cimentación se fabrica haciendo una perforación en el suelo y llenandola de concreto fresco. Pueden o no construirse con ademe.

El ademe o cimbra ahogada está formada ya sea por un tubo metálico lo suficientemente pesado como para poder hincarse sin mandril, o por un tubo metálico ligero hincado por un mandril, que se extrae después del hincado.

Este tipo de cimentación puede o no ser reforzado con varillas, pero en la Ciudad de México debido a la acción sísmica se debe reforzar por reglamento. También es opcional su ampliación de base o comunmente llamada campana.

Las ventajas de la cimentación profunda coladas in situ son las siguientes:

- Resultan adecuados por su alta capacidad de carga por punta apoyados en roca y se han usado con éxito en arcillas duras.

- Se pueden usar con longitudes variables, en diámetros hasta de 2.50 m y para cargas de hasta de 2000 tcn.

- Se requiere poco espacio de almacenamiento y no hace falta equipo especial de manejo; se eliminan daños por manejo.

-No se necesita recortar ni prolongar la pila para alcanzar la longitud necesaria.

-Se eliminan los daños al concreto durante el hincado, salvo los que pueden ser causados por el hincado de pilotes adyacentes.

DESCRIPCION DE LOS METODOS DE CONSTRUCCION MAS USADOS

Se describen tres diferentes métodos de construcción de los cuales puede haber cientos de variables, pero sin embargo, las descripciones que se incluyen son suficientes para presentar los puntos sobresalientes en cuanto a los procedimientos de construcción usuales. Al final de la descripción de cada método se anexarán las figuras correspondientes para facilitar su entendimiento.

M E T O D O S E C O .

El método seco puede aplicarse en suelos sobre el nivel freático donde no existe el peligro de derrumbes o socavación al perforar el pozo hasta el fondo. Un suelo que cumple con esta especificación sería una arcilla homogénea y firme. En algunos casos puede emplearse el método en suelos arenosos arriba del nivel freático si son cohesivos o si una cohesión aparente le permite sostenerse durante cierto lapso.

El primer paso es colocar el equipo de perforación en sitio adecuado y la selección apropiada de la broca y barrena para iniciar la excavación, se efectúa el barrenado hasta su profundidad total depositando el material excavado en un lugar conveniente para su remoción posterior.

El tiempo que se requiere para terminar la excavación dependerá, naturalmente, de las condiciones del suelo y la geometría del pozo. Pueden hacerse perforaciones de pozos con diámetro de un metro y profundidad de 20 metros, a través de una arcilla dura, en menos de treinta minutos.

Una vez alcanzada la profundidad total de la excavación a la profundidad del diseño puede utilizarse un amplificador o ensanchador para amplificar el fondo del pozo. El porcentaje de acero de refuerzo que se emplea y la longitud del pozo que va a reforzarse se determina en base a las condiciones de carga. En algunos casos puede omitirse el refuerzo de acero, mientras que en otros será menester colocarlo en toda la longitud del pozo. El colado muestra el empleo de una tolva para colar concreto. Se dan casos donde no se requiere tolva, como se indica en párrafos posteriores.

Después se muestra la cimentación terminada. El pozo se ha llenado totalmente con concreto, la cimentación es compatible con la superestructura en cuanto a características y posición, y su capacidad de carga es tal que puede soportar la carga aplicada con un factor de seguridad adecuado.

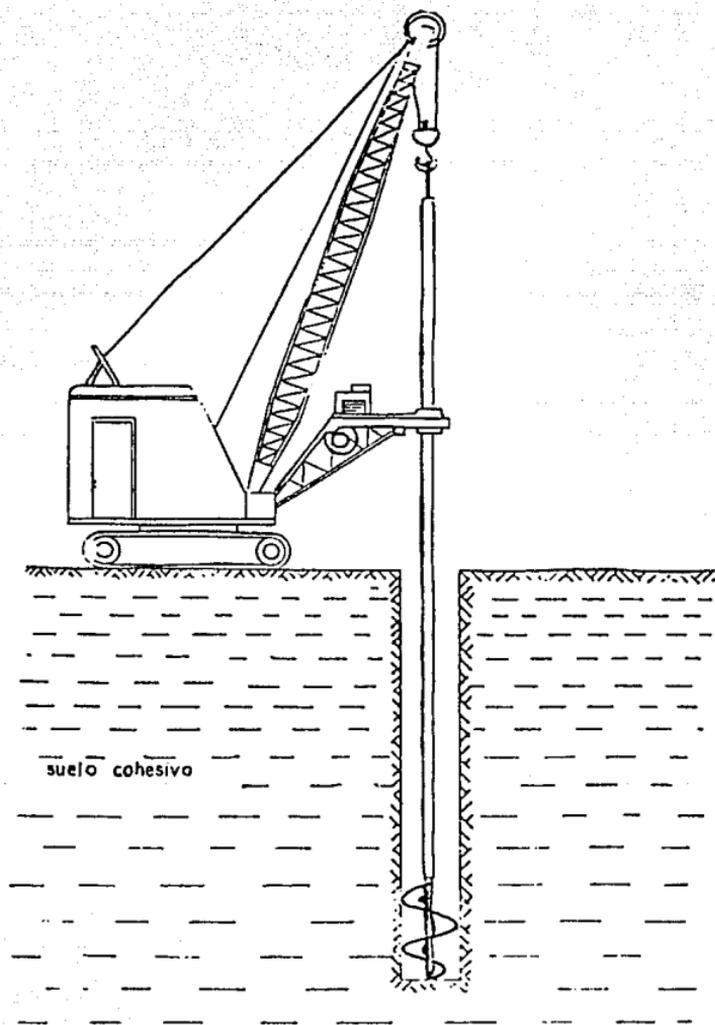
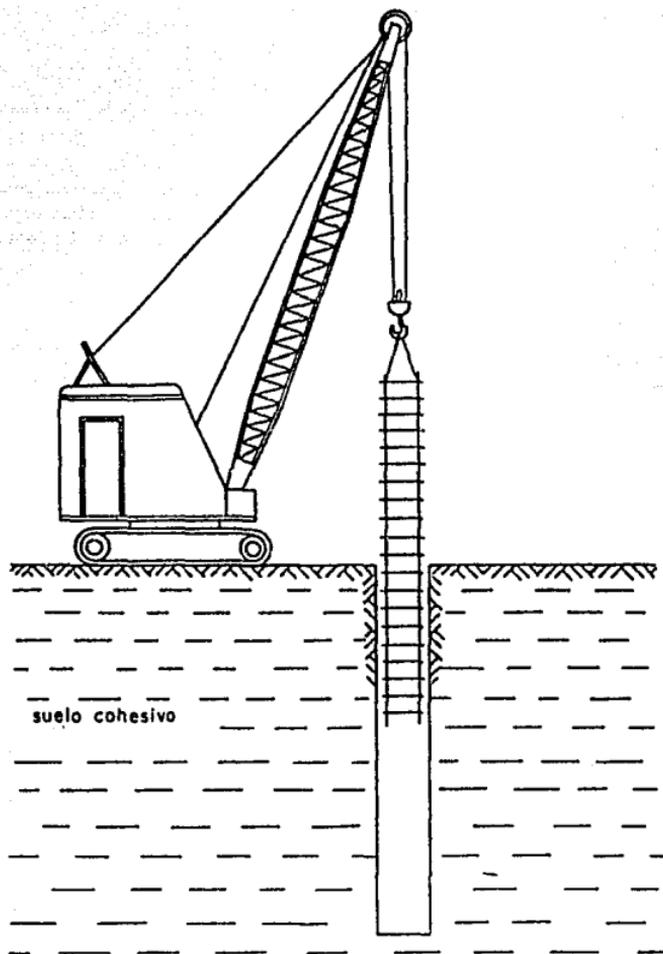


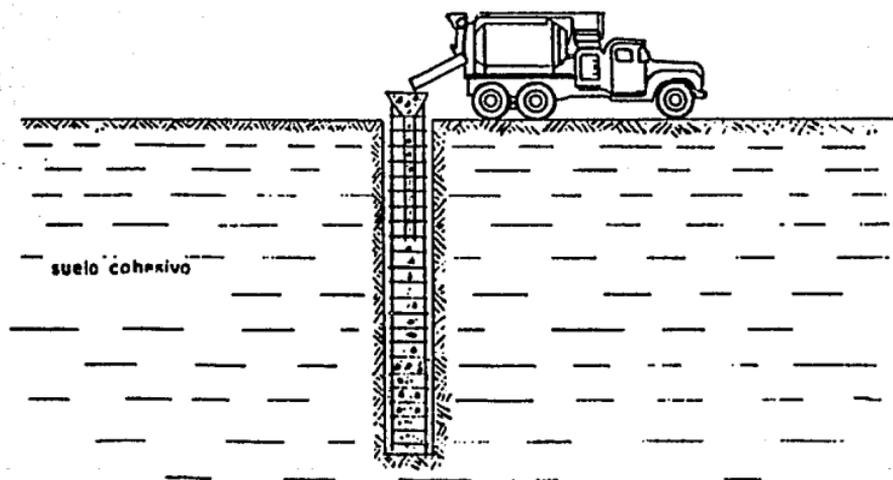
FIG-15 Método seco, perforación en toda su longitud

FIG- 15



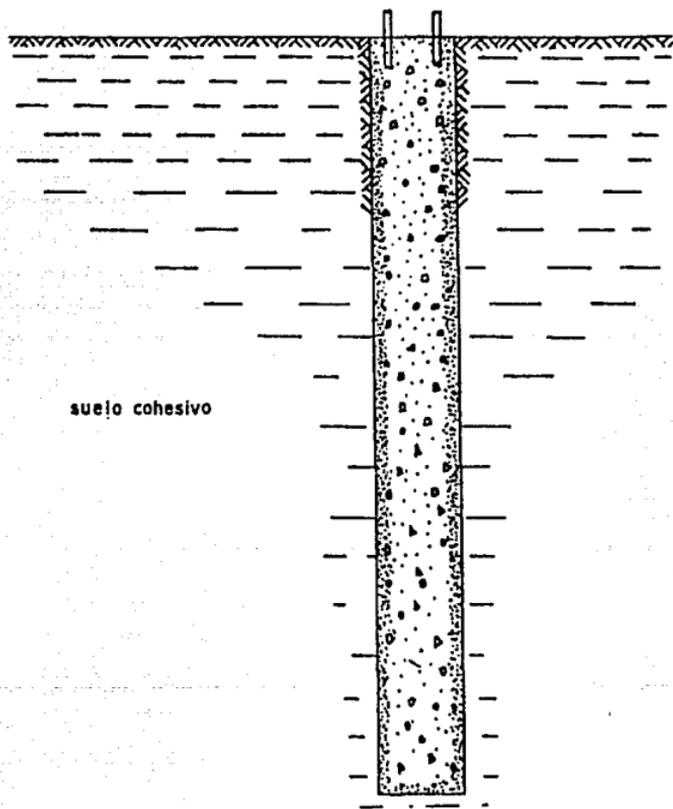
Método seco, colocación del refuerzo de acero.

FIG. - 16



Método seco, colado

FIG- 17



suelo cohesivo

Método seco, cimiento terminado

FIG- 18

M E T O D O D E A D E M E .

El empleo de ademe se aplica donde las condiciones del suelo implican derrumbes o deformación del pozo al hacer la excavación. Un ejemplo excelente lo constituye un suelo arenoso limpio que se encuentra debajo del nivel freático.

El primer procedimiento que se describe es para el caso donde un estrato arenoso de gran espesor existe debajo del nivel freático.

Si existe un suelo cohesivo cerca de la superficie, de manera que no presente un riesgo de derrumbe, puede iniciarse la excavación como en el caso del método seco. Al encontrarse el suelo suelto, se introduce una mezcla fluida (lodo) en el pozo y se procede con la excavación. El lodo se mezcla en el lugar, empleando sacos de bentonita seca.

Según la condición de la superficie del suelo la elevación superior de la columna de lodo puede mantenerse ligeramente arriba del suelo suelto, o bien puede llevarse hasta la superficie. Una alternativa común es emplear un lodo natural en lugar de lodo bentonítico. Así que puede prepararse el lodo con los suelos del sitio, mezclandolos con agua. Esta técnica tiene ventajas evidentes si el barreno puede efectuarse sin dificultad.

Se continua el barreno hasta pasar la capa del suelo y encontrar un estrato impermeable. Se introduce entonces el ademe y se coloca un dispositivo en la barra prismática

giratoria (Kelly) del equipo para introducir el ademe con un movimiento rotativo en el suelo impermeable, hasta crear un sello adecuado. Debe escogerse un tramo de ademe de longitud adecuada pues la distancia entre la superficie del terreno y la mesa rotatoria del equipo perforador es limitada.

El diámetro exterior del ademe debe ser ligeramente menor que el diámetro interior del pozo. Mientras menor sea el espacio anular, por supuesto será menor el volumen de concreto. En cuanto al tamaño del ademe, pueden lograrse economías si se emplea tubería " O.D.". Si las especificaciones establecen que el diámetro interior del ademe sea igual al diámetro exterior del cimientó, resultará necesario emplear tubería especial. La tubería para el ademe es más económica si se emplean tamaños nominales.

Se coloca una cuchara de limpieza en el "Kelly" y se extrae la pasta o lodo del interior del ademe, luego se introduce una barrena más delgada en el pozo, que puede pasar por el ademe, y se procede a terminar la excavación a la profundidad de diseño, luego puede acoplarse un ensanchador para ampliar el fondo del pozo. Mientras se efectúa esta operación, como lo muestran las figuras, habrá lodo en el espacio anular entre el exterior del ademe y el interior del tramo superior del pozo. Por tanto, es sumamente importante lograr un sello adecuado en la formación impermeable, de manera de evitar el flujo de lodo debajo del ademe.

Si se proyecta introducir refuerzo de acero armado en perforaciones, según el método de ademe, aquél debe llevarse hasta el fondo. El refuerzo se diseñará según dos criterios:

1) Por requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a la carga de la superestructura; y

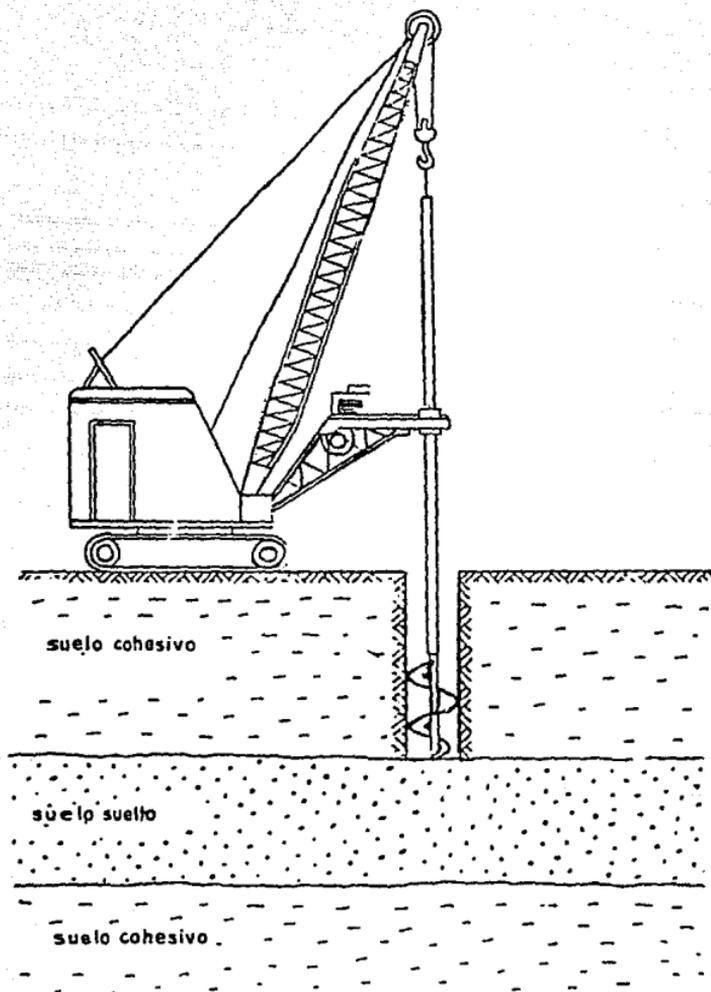
2) Por requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y el colado del concreto.

Al colocar el acero de refuerzo debe llenarse en su totalidad el pozo con concreto fresco que posea buenas características de flujo. No debe extraerse el ademe hasta que el concreto haya llenado el pozo completamente para evitar los peligros asociados con la ruptura del sello en su base. Solo puede extraerse el ademe cuando la presión hidrostática en la columna de concreto es suficiente para expulsar el lodo atrapado detrás del ademe hacia la superficie. La operación más crítica del método de ademe es que si no hay suficiente presión en el concreto líquido al fondo del ademe, el lodo se colará en el pozo y puede provocar serios problemas (discontinuidades) en el cimiento. En el caso de colar el concreto a elevación adecuada, pero que ha empezado a fraguarse, o bien el revenimiento ha sido insuficiente. La fricción entre el concreto y el interior del ademe puede causar un movimiento de la columna de concreto

hacia arriba al sacarse el ademe, de manera que el lodo queda en el pozo, provocando la falla del cemento a una carga menor que la de diseño.

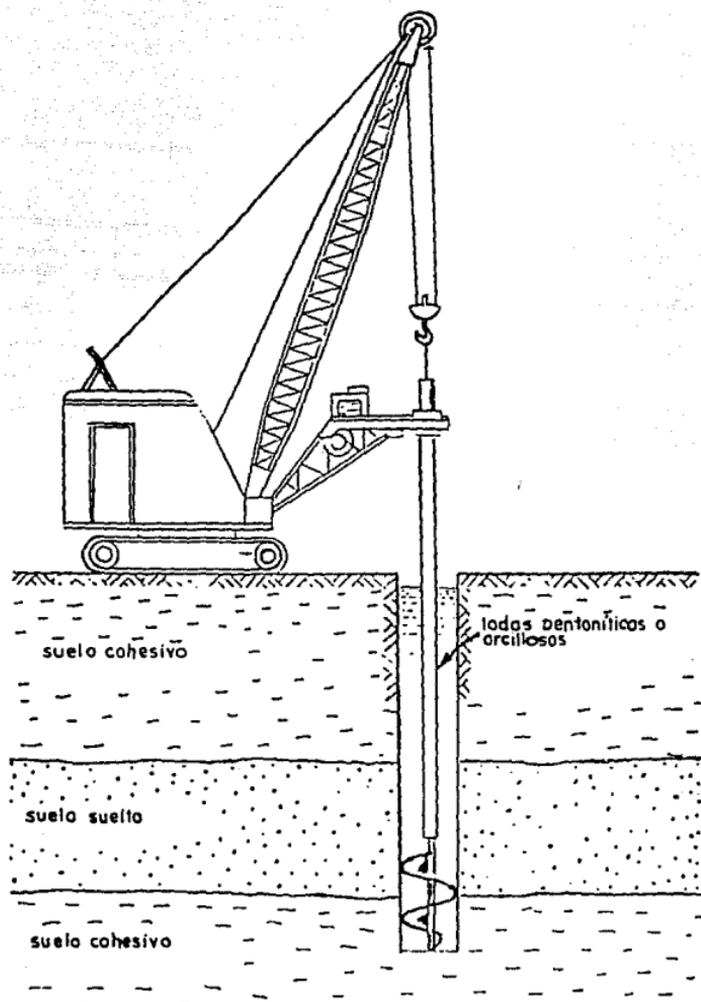
En la última figura se muestra el pilote terminado, y puede constituir una cimentación muy efectiva si se toman las precauciones debidas durante su construcción.

en ocasiones puede encontrarse más allá del nivel freático un sitio donde el suelo suelto sea una arena con estrato de arcilla firme subyacente. En este caso, sería aceptable hincar el ademe mediante un equipo vibratorio u otro apropiado, a través de la arena hasta penetrar el suelo impermeable. Sin embargo, pueden producirse asentamientos de consideración en la superficie debido a la densificación de la arena, de manera que en la vecindad de otras estructuras este procedimiento es inaceptable. (figs. de la 19 a la 27)



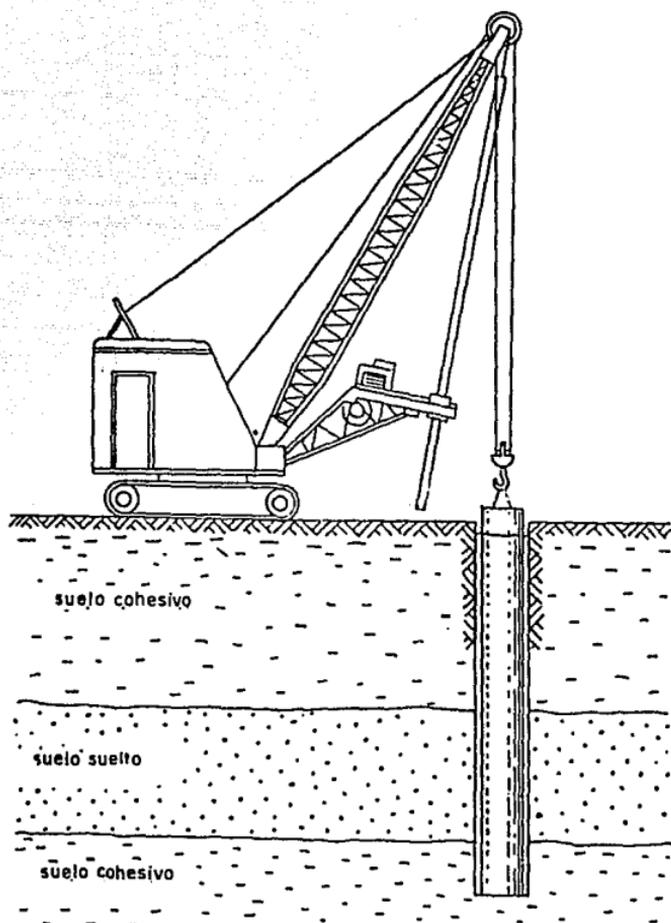
Método de ademe, inicio de la perforación

FIG.- 19



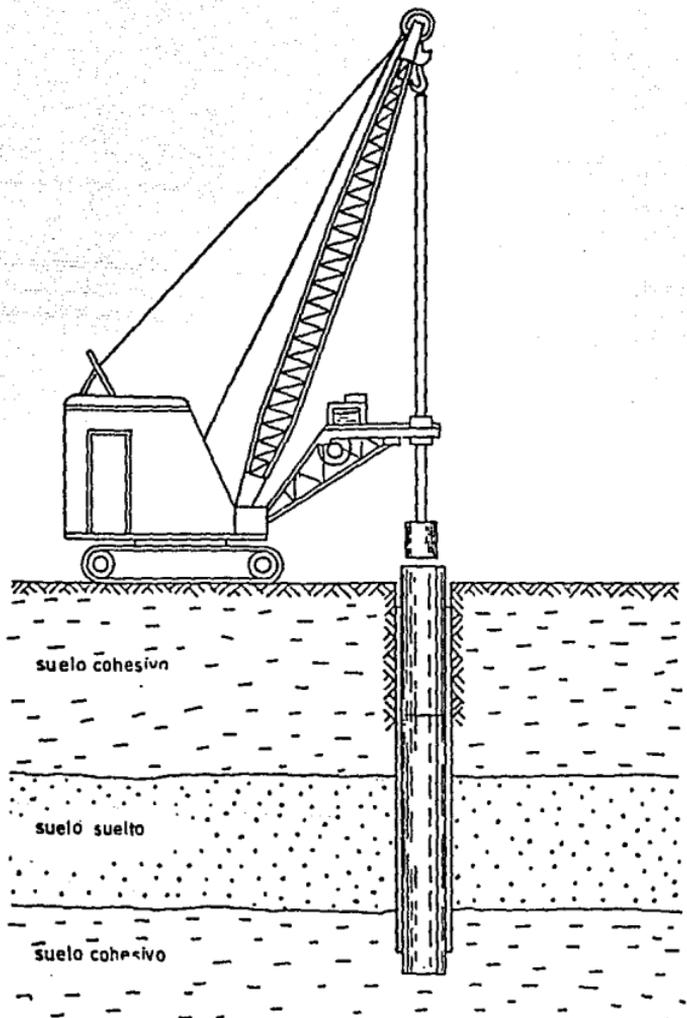
Método de ademe, perforación a través del suelo suelto empleando lodos.

FIG. 20



Método de ademe, colocación del mismo

FIG-21



Método de ademe, extracción después de sellar el ademe en su base

FIG.-22

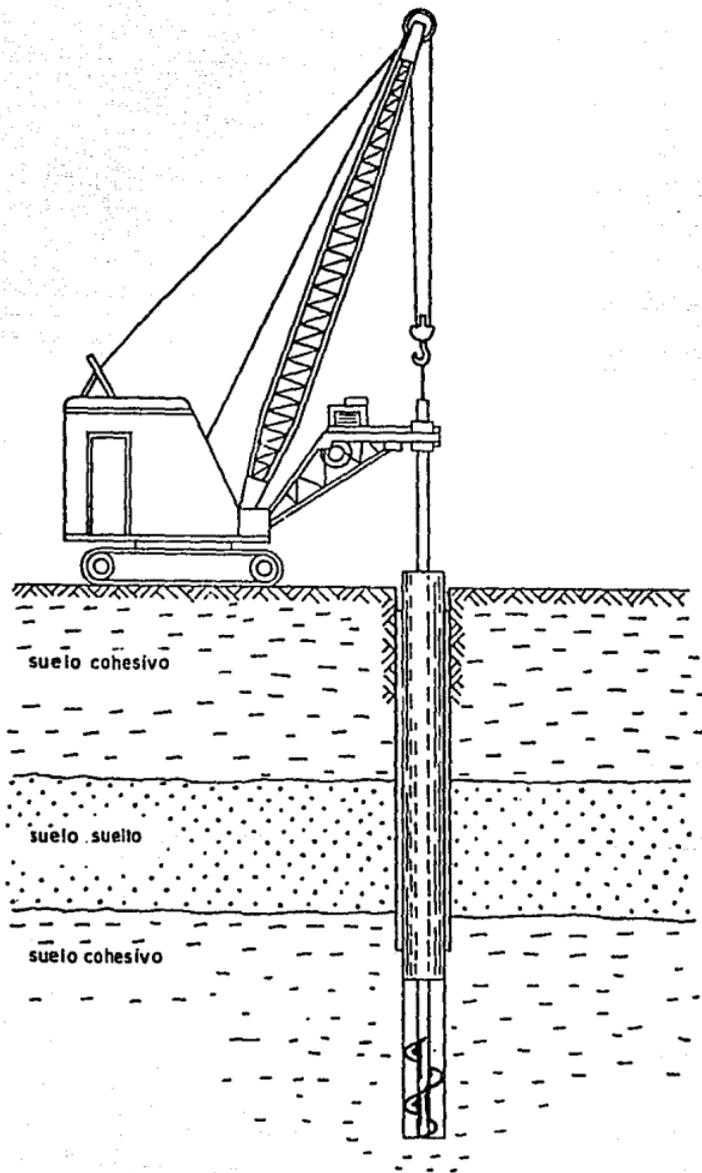
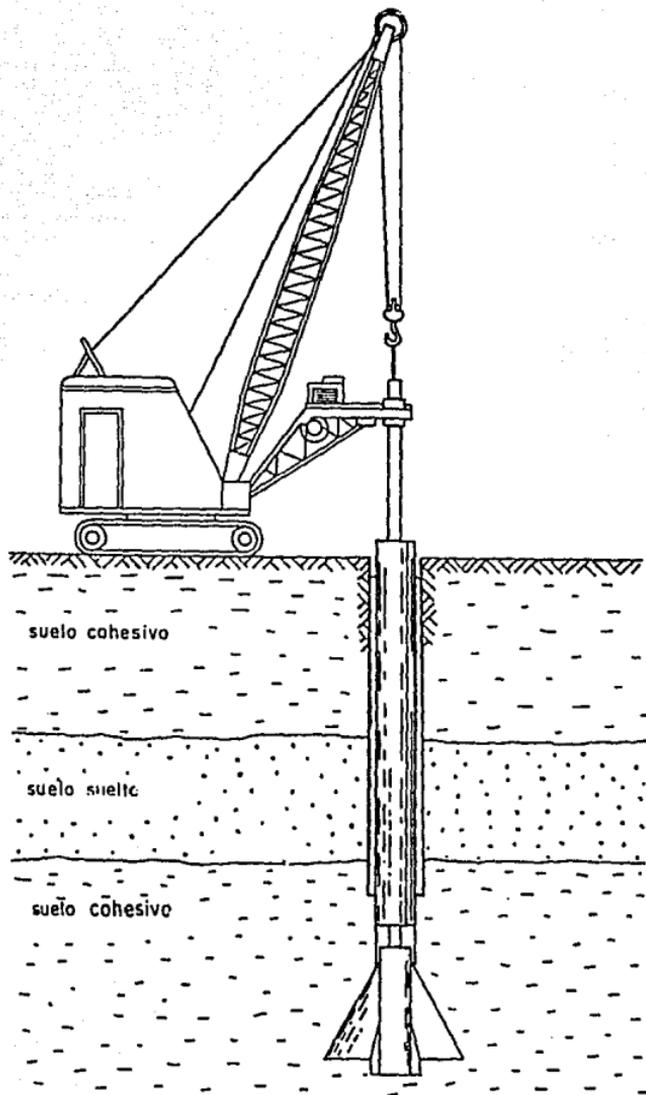
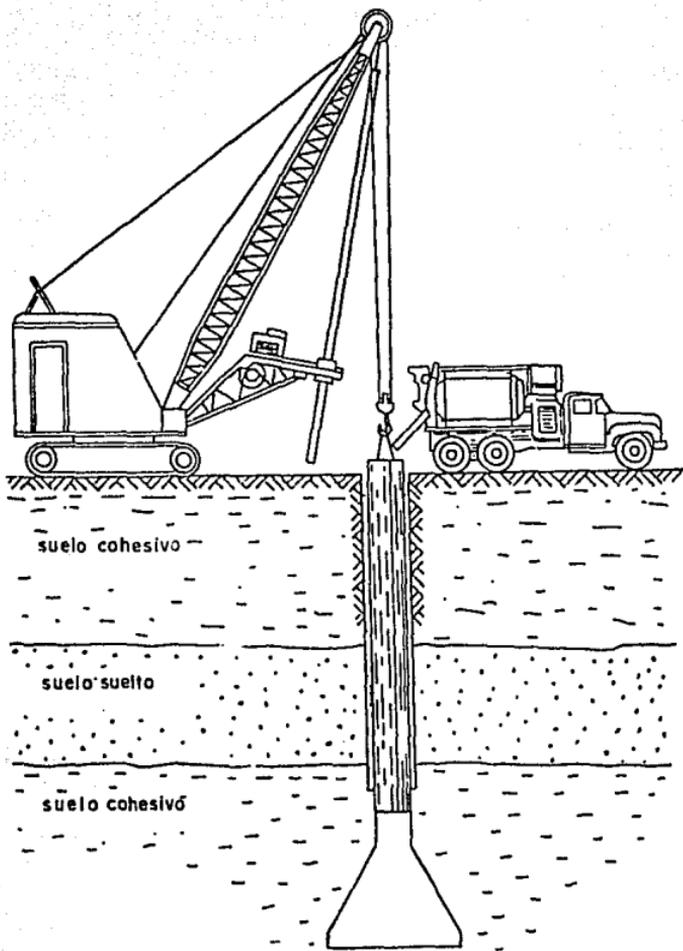


FIG-23



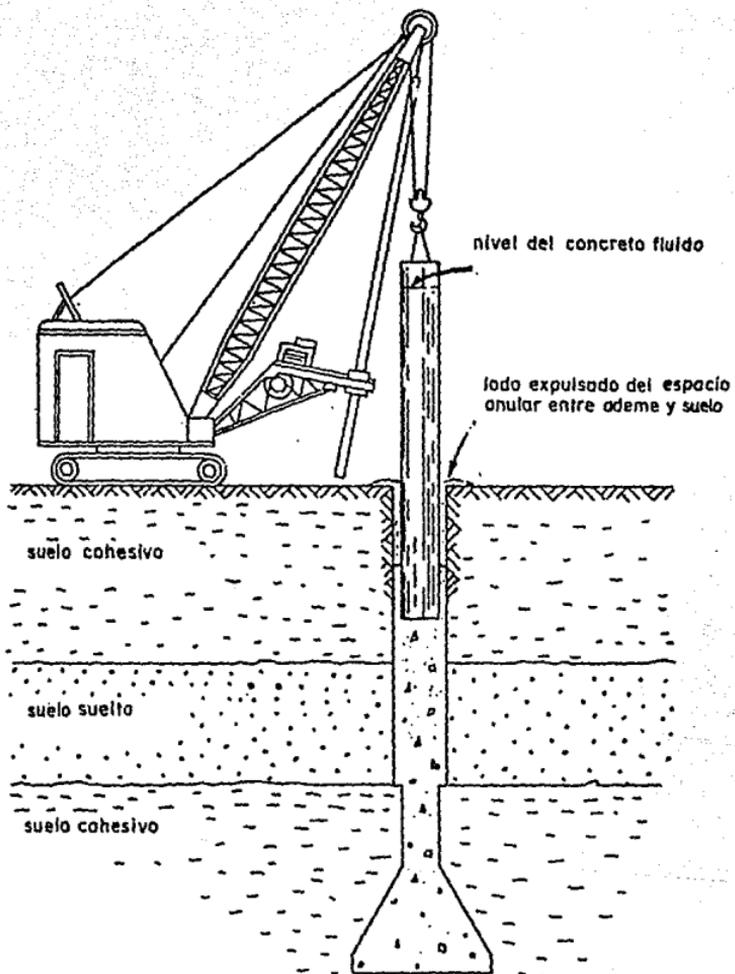
Método de ademe, uso del ampliador

FIG-24



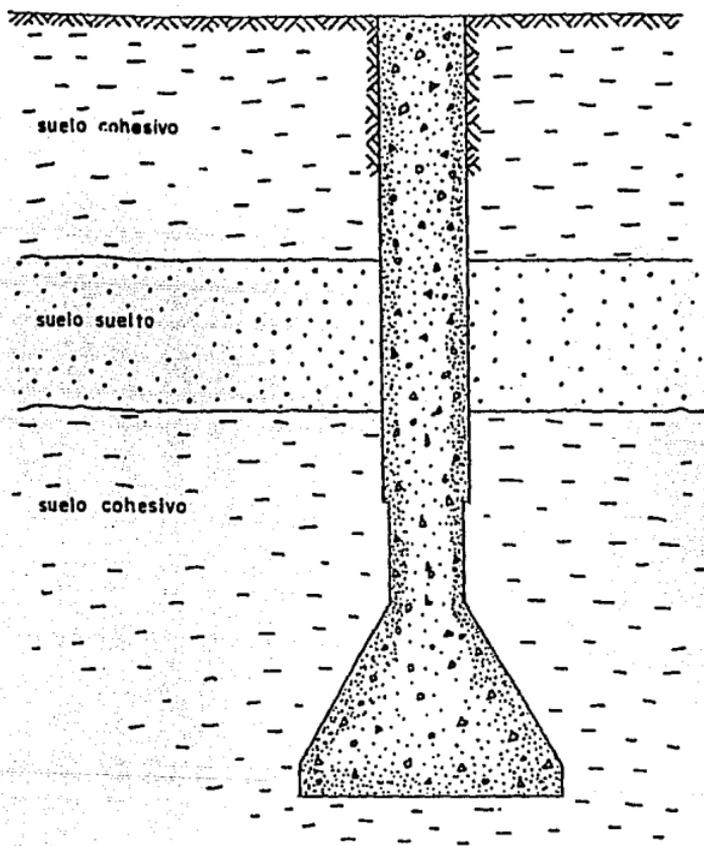
Método de ademe, inicio del colado.

FIG-25



Método de ademe. extracción del ademe.

FIG-26



Método de ademe, cemento terminado

FIG-27

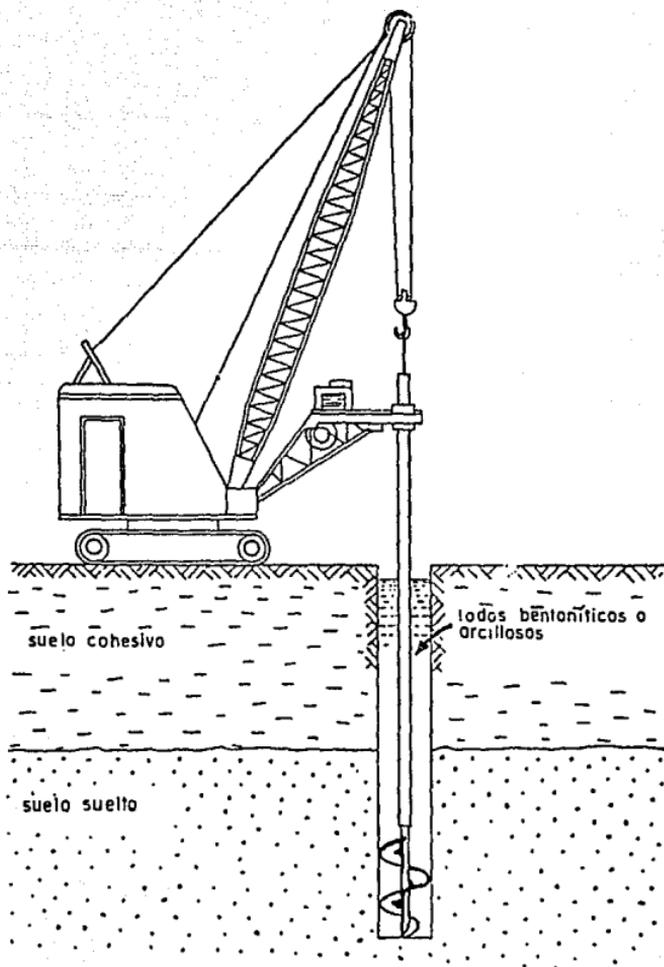
M E T O D O D E L O D O D E S P L A Z A D O .

El método de lodo desplazado puede aplicarse en todas las condiciones de suelos descritos en los párrafos anteriores. Quizá resulta el más indicado en sitios donde no es factible sellar un ademe sin recurrir a técnicas especiales.

Se inicia el proceso constructivo según el método seco hasta topár con una formación de suelo suelto. Entonces se introduce una pasta fluida o lodo en el pozo, como en el caso del método de ademe, y se procede a perforar. Se termina la excavación del pozo, manteniéndolo lleno de lodo. Este debe tener una consistencia tal que se mantengan en suspensión las partículas de suelos granulares. Si es necesario perforar un estrato de arcilla, ésta se retirará a través del lodo. Debe escogerse una broca y una barrena que permitan el libre flujo del lodo con el fin de evitar la formación de un vacío debajo de la broca y el consecuente derrumbe de las paredes del pozo. Si se proyecta el empleo de acero de refuerzo, debe colocarse en el lodo, como se indica en las figuras. Después de colocar el armado, se procede a colar el concreto mediante el empleo de una tolva. El extremo de la tolva debe tener una válvula (puede utilizarse una placa sencilla de triplay) que no se abre hasta alcanzar el fondo del pozo. Al comenzar el colado la

presión abre la válvula y se procede a llenar el pozo asegurando que el extremo de la tolva se mantenga invariablemente debajo de la columna de concreto fresco.

Los datos escasos referentes a pilas coladas en sitio, construidos según el método de lodo desplazado, revela la magnitud de la transferencia de carga en la resistencia lateral es próxima a la que se logra cuando se aplica el método seco. En cuanto a la transferencia de carga en un punto de apoyo, se han logrado valores aceptables. Se requiere buen control de los detalles constructivos para asegurar una cimentación de buena calidad cuando se emplea el método de lodo desplazado. (figs. de la 28 a la 31.)



Método de lodo, perforación empleando lodos

FIG - 28

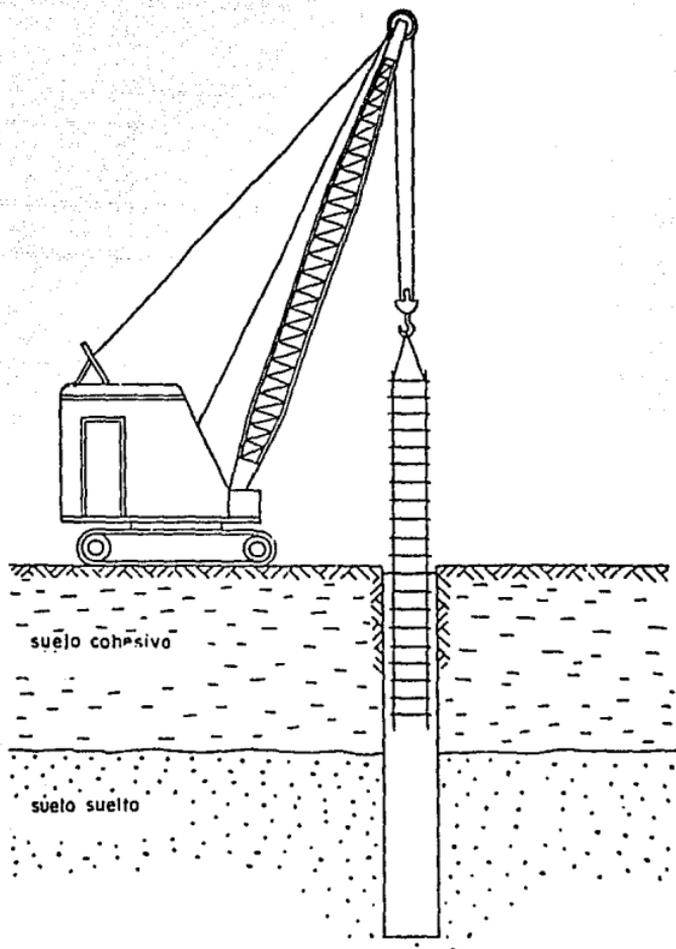
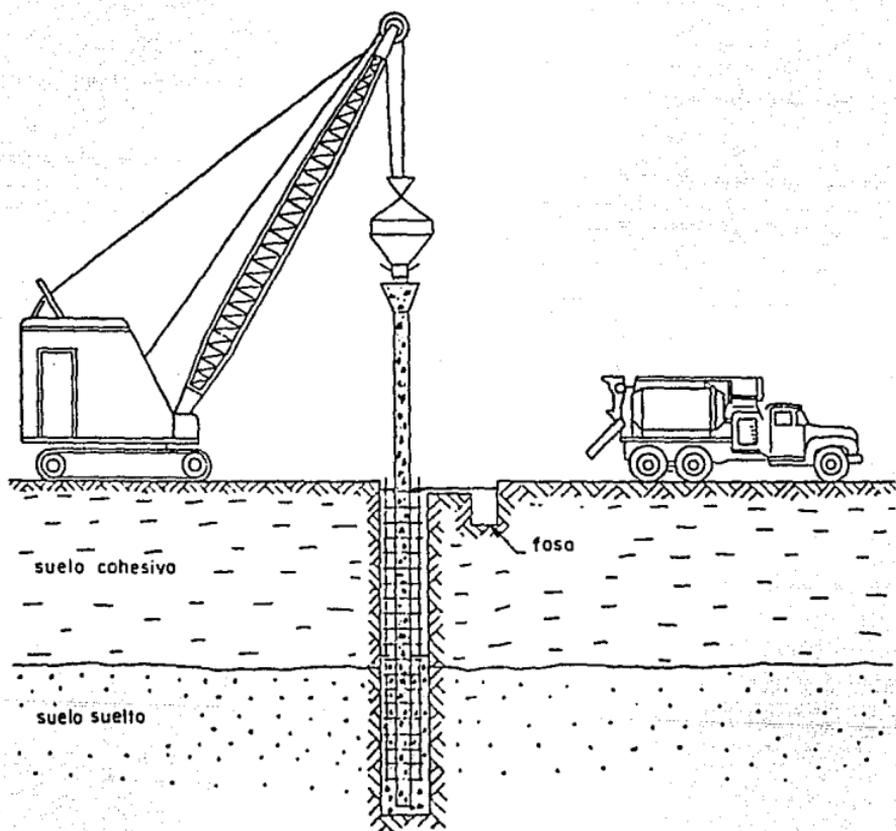
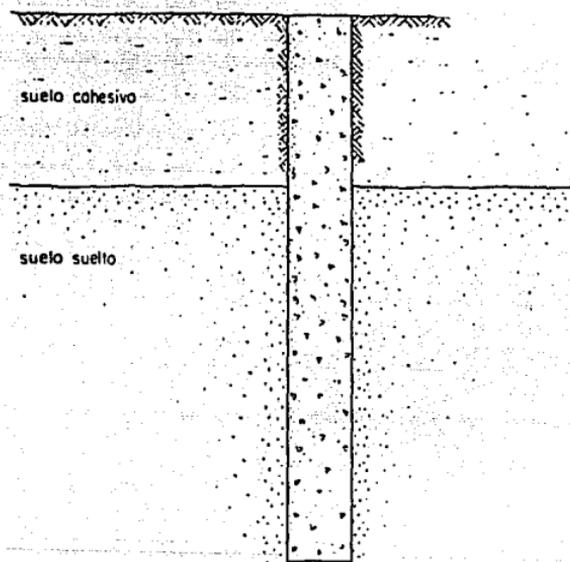


FIG.-29 Método de lodos, colocación del refuerzo de acero.



Método de lodos, colado

FIG - 30



Método de lodos, cemento terminado

FIG-31

DISEÑO ESTRUCTURAL .

Para analizar estructuralmente la pila bajo la carga axial o lateral se deben seguir las recomendaciones para pilotes.

Cuando el colado de concreto se hace con el método " tremie " el revenimiento es generalmente de 18 cm. El proporcionamiento del concreto lo deberá efectuar personal capacitado.

Se recomienda que la resistencia del concreto esté limitada a 350 Kg/cm². Dependiendo de las circunstancias en las que se realice la instalación, puede ser aconsejable despreciar los 2.5 cm exteriores del concreto en pilas sin ademe, cuando se calcula el área de la sección transversal que contribuye a la capacidad.

Si las pilas se excavan con lodo bentonítico, se deberá determinar la calidad del fluido (densidad, viscosidad, etc.) y controlarla constantemente para asegurarse de su correcto comportamiento.

El porcentaje de acero de refuerzo y la longitud del tramo que deberá reforzarse se determina con base en las condiciones de carga. En algunos casos puede omitirse el refuerzo de acero, mientras que en otros será menester colocarlo en toda la longitud del pozo.

Si se proyecta introducir acero de refuerzo en pilas construidas con ademe, aquél debe llevarse hasta el fondo de la excavación.

El refuerzo se diseñará según dos criterios:

-Por requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a la carga de la superestructura.

-Por requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y al colar el concreto.

El acero de refuerzo tiene por supuesto que satisfacer las especificaciones bajo las que se construye la obra en lo referente a calidad y limpieza. Se debe tener cuidado al diseñar el acero de refuerzo para garantizar que sea estable durante el manejo y colocación. Algunos proyectistas emplean cinchos de acero colocados por debajo del zunchado en hélice para dar al armado una mejor estabilidad. Los cinchos resultan mucho más eficientes cuando es posible soldarlos. Como se mencionó anteriormente, el problema más serio en el diseño del armado de refuerzo se presenta en el método de ademe y cuando el refuerzo vaya a estar sometido a las fuerzas inducidas por el concreto sin fraguar.

Un detalle crítico en el diseño de acero de refuerzo es que debe dejarse una separación suficiente entre el armado y las paredes del barreno, así como entre las varillas

mismas, para permitir el paso libre del concreto colado. El recubrimiento mínimo podrá ser de 4 cm, excepto en pilotes expuestos al agua del mar u otros ambientes muy agresivos, donde será de 7.5 cm como mínimo.

No se puede diseñar una cimentación a base de pilas coladas en el lugar sin tomar en cuenta los procedimientos constructivos a seguir. Además, el diseño debe considerar la disponibilidad de equipo y materiales y la experiencia de los contratistas locales.

En las ampliaciones de base de las pilas en forma de campana, los costados tendrán una inclinación no mayor a los 30 grados con respecto a la vertical.

El espesor del borde del extremo inferior será por lo menos de 15 cm y el diámetro del fondo no deberá exceder tres veces el diámetro del fuste de la pila.

El diámetro de la cabeza debe ser por lo menos 15 cm mayor que el diámetro del fuste. la altura de la cabeza deberá ser suficiente para alojar el desarrollo del refuerzo vertical procedente del fuste, y las barbas o pernos de anclaje de la columna.

En el diseño estructural de una cimentación debe tenerse en cuenta, en el grado en que sean significativos, los siguientes factores:

- Capacidad de carga del material de apoyo (suelo o roca).

- Deformación del suelo, inmediatas y diferidas.

- Resistencia y rigidez de la subestructura.

- Resistencia y rigidez de la superestructura.

Las pilas deben ser capaces de resistir sin dañarse:

- 1) El aplastamiento bajo cargas verticales.

- 2) Fuerzas excéntricas que causen flexión.

- 3) Fuerzas horizontales que ocasionen flexión.

- 4) Momentos flexionantes por curvatura.

- 5) Efecto de columna en los tramos sin soporte lateral del terreno en contacto con aire, agua o lodo muy fluido.

Las pilas deben tener suficiente área en la base para transmitir la carga al estrato de suelo seleccionado.

En el diseño estructural de una cimentación puede seguirse el procedimiento básico siguiente.

- 1.- Calcúlese las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.

- 2.- Supóngase unas dimensiones para la cimentación (el área de cimentación debe ser tal que bajo las cargas y momentos que la estructura transmite a la subestructura, no exceda la capacidad de carga calculada del terreno).

3.-Supóngase una distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el suelo o, en su caso, en el sistema formado por el suelo y los pilotes, que cumplan con las condiciones siguientes:

-Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.

-Los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre el terreno y las pilas, son menores que los tolerados por la superestructura.

Los asentamientos diferenciales, inmediatos más los diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre la combinación de superestructura y subestructura, son menores que los permisibles.

Si no se cumple con alguna de las condiciones anteriores, debe suponerse otra distribución de presiones de contacto y repetirse el proceso. La distribución supuesta que satisfaga los tres requisitos mencionados puede usarse para el diseño estructural de la cimentación.

Como alternativa, el diseño puede basarse en esfuerzos admisibles en el terreno bajo las cargas de trabajo. Los esfuerzos permisibles, en lo que se refiere a evitar la falla del suelo por corte, se determinarán a partir de la capacidad de carga calculada para el suelo de

apoyo. Los esfuerzos admisibles, por lo que toca a evitar hundimientos excesivos, deben determinarse en cada caso particular, de acuerdo con el tipo de suelo y la forma y área de cimentación probable.

Una vez que se ha determinado el esfuerzo admisible en el terreno, sea por falla del suelo o por control de hundimientos, puede calcularse el área de cimentación y las rigideces de la subestructura de modo que no exceda ese valor admisible. Para lo anterior, será aceptado suponer que el suelo es un medio elástico y continuo (semi-infinito), o que está formado por resortes elásticos independientes entre sí (reacción de la subrasante). En estas condiciones, se podrá realizar el análisis del conjunto suelo-subestructura, es decir, será posible aplicar las soluciones de vigas y placas sobre cimentaciones elásticas. Cuando la solución analítica no exista, o sea muy difícil de obtener puede recurrir a soluciones numéricas, empleando por ejemplo, el método de elementos finitos.

CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LAS PILAS

Las pilas se diseñarán con los procedimientos y los factores de seguridad incluidos en las normas aplicables de diseño estructural de concreto.

Las pilas se deben seleccionar considerando en términos generales los siguientes factores:

- 1) Longitud necesaria de las pilas.
- 2) Tipo de superestructura.
- 3) Disponibilidad de materiales.
- 4) Cargas estructurales.
- 5) Factores que originen el deterioro.
- 6) Programa y facilidades de mantenimiento.
- 7) Costo estimado de los distintos tipos de pilas, tomando en cuenta el costo inicial, esperanza de vida y costo del mantenimiento, y
- 8) Presupuesto disponible.

En la mayoría de los casos, la capacidad de carga de una cimentación profunda está gobernada por la resistencia del suelo más que por la resistencia estructural del conjunto.

En términos generales, se puede decir que la instalación e inspección de un elemento de una cimentación profunda es menos controlable que la de un elemento similar de la superestructura, y que las condiciones del medio

ambiente en una cimentación profunda son potencialmente más dañinas que en la superestructura. Por esta razón, se recomienda limitar la carga estructural permisible de una cimentación profunda a un máximo de 80% de la correspondiente a un elemento comparable en la superestructura.

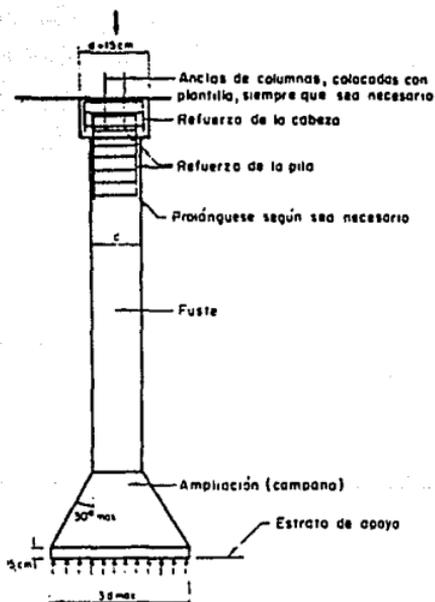
Las pilas totalmente enterradas en las que la fuerza lateral actuante de diseño no excede del 5% de la carga axial de diseño, pueden diseñarse como sujetos a carga vertical, considerando una excentricidad accidental igual a $0.05 h > 2\text{cm}$, donde h es la dimensión de la pila en la dirección en que se considera la flexión.

Se recomienda que una pila se diseñe de modo que pueda resistir la carga que corresponde a la máxima capacidad del suelo para esa pila.

Puede omitirse la revisión por pandeo, excepto cuando el suelo tenga una rigidez lateral sumamente baja, o cuando la pila se encuentre parcialmente fuera del terreno. En aquellos tramos sin soporte lateral, las pilas deben diseñarse como columnas sujetas a carga axial y a cualquier otra fuerza lateral actuante.

Deberán considerarse los efectos de las siguientes acciones para el diseño estructural.

-Fuerzas transmitidas por la superestructura. Además de la carga axial deberán incluirse, cuando sean significativos, los momentos flexionantes y las fuerzas laterales aplicadas en el extremo superior de la pila.



-Los efectos del peso propio de la pila y la fricción negativa o positiva, desarrollada a lo largo del fuste.

INSPECCION Y VERIFICACION DE PILAS

La inspección y verificación de pilas incluye entre otros aspectos:

- La corroboración de su localización.
- La inspección directa de la excavación.
- La protección del agujero y las construcciones vacías.
- La verificación de la verticalidad del barreno y de las dimensiones del fuste y de la campana, si es que la hay.
- La confirmación de la profundidad de desplante adecuada y de la capacidad de carga del estrato de apoyo.
- La verificación de la calidad de los materiales usados para el concreto.
- La verificación de que los procedimientos de colocación del concreto sean adecuados.

Deberá marcarse con una estaca la localización exacta de cada una de las pilas y verificar su posición inmediatamente antes de la construcción de cada unidad. Después de terminada la instalación, la localización de cada elemento se deberá comparar con la tolerancia permisible prevista.

Además de la información general sobre secuencia estratigráfica, tipos de suelos y su resistencia al corte, el estudio geotécnico previo a la construcción de las pilas deberá poder definir los siguientes conceptos:

- Presencia de estratos permeables de grava, arena o limo; localización y espesor de dichas capas; niveles piezométricos en tales estratos.

- Nivel piezométrico en la roca de apoyo si las pilas se desplantan sobre ella.

- Gasto del agua que fluye de los estratos de apoyo hacia el barreno (aún en roca).

- Presencia de obstrucciones grandes arriba del nivel de desplante y procedimientos de remoción de las mismas.

- Presencia de gas natural en el suelo o roca.

- Análisis químico del agua freática.

- Caudal de descarga de las bombas de achique, cuando se usen y determinación del porcentaje de finos arrastrados por el agua. Para esto resultan útiles los tanques de sedimentación con crestas vertedoras.

INSPECCION Y VERIFICACION DE LAS EXCAVACIONES .

Entre los conceptos que conviene verificar o anotar durante la excavación se tienen:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación individual, hora de inicio y terminación de la excavación, equipo utilizado, personal a cargo, etc.

- Localización de la pila: se debe determinar con aparatos la desviación del centro de la excavación terminada con respecto al centro del proyecto.

- Conformidad del procedimiento de excavación con las especificaciones o con la práctica correcta.

- Verticalidad y dimensiones de la excavación a intervalos regulares. La verticalidad de la excavación se debe comparar con el valor de proyecto y con la desviación permisible especificada.

- Bondad del método y equipo usado para atravesar estratos permeables, si los hay.

- Bondad del método y equipo usado para atravesar grandes obstrucciones, si las hubiera.

- Seleccionar adecuadamente la secuela de excavación y colado, cuando se contemple ejecutar varias pilas relativamente cercanas, a fin de garantizar el movimiento del equipo y la seguridad tanto de esta como de las construcciones vecinas.

- Registro de los estratos de suelo atravesados durante la excavación.

- Profundidad de empotramiento en la roca sana, si la hay (elevación del fondo).

- Elevación y geometría de la campana, si la hay.

- Calidad del estrato de apoyo (esto debe hacerse con inspección visual cuando sea posible). Para altas capacidades de carga se recomienda la obtención de núcleos y el ensaye "in situ" del material hasta una profundidad de 1 a 2 diámetros bajo el nivel de desplante. El inspector debe decidir cuándo se ha alcanzado el material de apoyo y cual es la profundidad correcta de la pila.

- Limpieza del fondo, de las paredes de la excavación y del ademe permanente, si lo hay.

- Gasto de filtración hacia la excavación.

- Calidad del lodo bentonítico, si se usa.

- Pérdida de lodos, si las hay (hora, elevación y cantidad).

- Cuando la excavación atraviese arcillas blandas bajo el nivel freático no debe extraerse la cuchara a velocidad tal que provoque succión y en consecuencia caídos. En este caso conviene subir la cuchara en etapas, permitiendo el reestablecimiento de la presión o dejando en el centro de la misma una tubería que permita el rápido paso del lodo de perforación hacia la parte inferior de la cuchara mientras ésta sube despacio. Se debe evitar el uso indiscriminado de lodos y el nivel de lodo deberá permanecer lo más arriba posible del nivel freático.

INSPECCION DEL COLADO DEL CONCRETO

Después de haber inspeccionado y aprobado la excavación, se puede proceder a colocar el acero de refuerzo y el concreto. Entre los conceptos que se deben verificar o anotar se tienen:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación de la pila, hora de inicio y terminación del colado.

- Calidad del concreto (proporcionamiento, revenimiento tiempo después del mezclado); se deberán tomar cilindros de cada olla, de cada bacha sospechosa y cuando menos tres de cada pila.

- Que el método de colocación y posicionamiento correcto del tubo o canalón de descarga de concreto sean los correctos; llevar registro continuo del embebimiento del extremo del tubo "tremie" en el concreto. No usar tubería que tenga elementos que se atoren por dentro ni fuera del tubo.

- Observar la condición de las paredes del agujero inmediatamente antes de colocar el concreto.

- Observar las condiciones de las paredes del agujero o del ademe de acero que estará en contacto con el concreto fresco y anotar la posición del nivel de agua detrás del ademe. El concreto deberá colocarse inmediatamente después de esta inspección.

- Observar si el acero de refuerzo está limpio y colocado en su posición correcta y si el diámetro y longitud de varillas es el adecuado. En varillas con diámetro mayor que el nº 10 los traslapes deberán ser a base de soldadura.

- No usar patos para el manejo de las jaulas de acero de refuerzo. Observar que la posición de la jaula se ajuste a los planos y especificaciones.

- Observar el método de colocación del concreto en la pila y asegúrese de que no hay segregación de materiales cuando se utilizan procedimientos tales como caída libre desde una tolva, tubería tremie y botes con descarga de fondo. No usar concreto bombeado a menos que sea colocado con tubo tremie.

- Cuando se deba colar concreto bajo lodo bentonítico, debe hacerse una limpieza previa de éste (desarenándolo), o bien una sustitución asegurando así que el lodo no suelte azolves.

- Realizar pruebas en el concreto fresco tales como revenimiento, aire incluido y peso volumétrico húmedo cuando se necesite.

- Asegúrese de que el concreto se coloca en forma continua sin interrupciones ni retrasos largos y de que dentro del ademe se mantenga una altura de concreto suficiente si es que se va a extraer. Si no se usa ademe, verificar que el peso del concreto sea el suficiente para equilibrar la presión hidrostática existente.

- Calcular el volumen de concreto colocado y compararlo con el equivalente a la altura del barreno.

- El inspector deberá estar pendiente de que el concreto no se contamine con el suelo debido a desprendimientos de las paredes o a extrusión.

- Vibrar el tramo superior de 1.5 a 3m de concreto cuando el concreto tenga un revenimiento menor de 10 cm.

- Determinar la elevación del descabece y la longitud exacta de cada elemento.

- Verificar in situ las pilas terminadas extrayendo núcleos con barril NX, inspeccionando el barreno con métodos tales como cámara para sondeos o midiendo directamente con un calibrador o registro ultrasónico, si se especifica.

- Verificar la localización correcta de la pila terminada.

C R I T E R I O S D E A C E P T A C I O N

Localización:

En el posicionamiento de la cabeza de la pila, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro de la pila o de 8 cm en cualquier dirección, cualquiera que sea el valor más bajo. El diseño de la cimentación deberá tomar en cuenta esta excentricidad.

Verticalidad:

La tolerancia permisible está comprendida entre uno y dos por ciento de la longitud de la pila, pero sin exceder el 12.5% del diámetro de la pila o 38 cms en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

Campanas:

El área del fondo de la campana no será menor del 98% de la especificada. En ningún caso la inclinación del talud de las paredes de la campana será menor de 55 grados con la horizontal y el arranque vertical de la campana deberá tener cuando menos 15 cms de altura. El talud vertical de la campana debe ser preferentemente una línea recta o en su defecto cóncavo hacia abajo. En ningún caso será cóncavo hacia arriba en más de 15 cms medidos en cualquier punto a lo largo de una regla colocada entre sus extremos.

Limpieza:

Se deberá remover todo el material suelto y de azolve del fuste y de la campana antes de colocar el concreto. En ningún caso el volumen de tales materiales excederá el equivalente al que fuera necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5 cms.

Concreto:

El tamaño máximo de agregado deberá ser menor de 1/5 del diámetro de la pila o de 3/4 partes de la abertura mínima del acero de refuerzo.

Ademes:

Los ademes deberán manejarse y protegerse evitando que se ovalen más de $\pm 2\%$ del diámetro nominal.

Acero de refuerzo:

La separación mínima entre varilla no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro de la varilla ni menor de 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

DATOS PARA LA REALIZACION DE LOS DISEÑOS DE PILAS .

Para los fines a los que este trabajo esta enfocado se han tomado ciertos parámetros para los cuales se diseñarán las PILAS Y LAS ZAPATAS AISLADAS .

DESCARGA DE LAS SUPERESTRUCTURAS .

Para los fines de cálculo se han supuesto tres tipos de cargas, (75, 150 y 225 TON por columna) tales descargas representan en peso que baja por cada columna de la superestructura .

PROFUNDIDADES DE DESPLANTE

Tomando en cuenta el tipo de suelo sobre el cual será desplantada la subestructura se han elegido tres distintas profundidades de desplante (5, 7.50 y 10 metros).

CAPACIDADES DE CARGA DEL TERRENO

Para facilidad de cálculos y tomando en cuenta las características y capacidades del terreno de transición de la Cuenca del Valle de México, se han tomado tres tipos diferentes de capacidades de carga del terreno (40,000 y 60,000 kg/m²). Estas capacidades de carga son representativas del suelo de transición y envuelven los 50,000kg/m² que es la capacidad de carga más frecuente.

Para los ejemplos de diseño se supondrá que las pilas trabajarán exclusivamente con carga axial y que los momentos flexionantes los tomarán contratrabes que estarán unidas a las pilas por medio de los cabezales de estas. Para que esto se pudiera dar en la realidad se necesitaría que en la unión del cabezal y la pila se formara una articulación la cual se podría dar cruzando el armado de la contratrabes a 45 grados de un lado a otro de la pila.

También para los efectos de los ejemplos de diseño no se tomarán en cuenta los posibles y muy frecuentes asentamientos, pero en la realidad deberán ser tomados en cuenta ya que muchas veces en el suelo de transición son los asentamientos los que originan el tipo de cimentación a usar.

T A B L A 1

DI. METRO (D) (m)	AREA (m ²)	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	PESO PROPIO DE LA PILA (Kg)	40,000 Kg/m ² CAPACIDAD EFEC TIVA (P) (Kg)	60,000 Kg/m ² CAPACIDAD EFEC TIVA (P) (Kg)
0.60	0.283	5	5,973	<u>91,341</u>	<u>139,998</u>
0.80	0.503	5	9,049	111,638	<u>171,981</u>
1.00	0.785	5	12,879	133,695	206,982
1.20	1.131	5	17,464	<u>157,510</u>	<u>244,997</u>
1.40	1.539	5	22,802	183,085	286,029
1.60	2.011	5	28,894	210,420	330,076
1.80	2.545	5	35,740	<u>239,513</u>	377,140
2.00	3.142	5	43,340	270,366	427,220
2.20	3.801	5	51,694	302,978	480,315
2.40	4.524	5	60,803	337,350	536,427

T A B L A 2

DIAMETRO (D) (m)	AREA (m ²)	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	PESO PROPIO DE LA PILA (Kg)	40,000 Kg/m ² CAPACIDAD EFEC TIVA DEL TERRE NO (Kg)	60,000 Kg/m ² CAPACIDAD EFEC TIVA DEL TERRE NO (Kg)
0.60	0.283	7.5	7,670	<u>89,644</u>	<u>138,301</u>
0.80	0.503	7.5	12,085	108,822	<u>168,965</u>
1.00	0.785	7.5	17,592	128,982	202,269
1.20	1.131	7.5	24,250	<u>150,725</u>	<u>238,272</u>
1.40	1.539	7.5	32,038	173,849	276,793
1.60	2.011	7.5	40,958	198,356	318,002
1.80	2.545	7.5	51,008	<u>224,245</u>	361,872
2.00	3.142	7.5	62,190	251,516	408,370
2.20	3.801	7.5	74,502	280,170	457,507
2.40	4.524	7.5	87,946	310,207	509,283

T A B L A 3

DIAMETRO (D) (m)	AREA (m ²)	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	PESO PROPIO DE LA PILA (Kg)	40,000 Kg/m ² CAPACIDAD EFEC TIVA (P) (Kg)	80,000 Kg/m ² CAPACIDAD EFEC TIVA (P) (Kg)
0.60	0.283	10	9,366	<u>87,948</u>	<u>136,605</u>
0.80	0.503	10	15,081	105,806	<u>165,950</u>
1.00	0.785	10	22,304	124,270	197,557
1.20	1.131	10	31,035	143,938	<u>231,426</u>
1.40	1.539	10	41,275	<u>164,612</u>	287,557
1.60	2.011	10	53,022	186,292	305,949
1.80	2.545	10	66,276	208,977	346,604
2.00	3.142	10	81,040	<u>232,667</u>	389,521
2.20	3.801	10	97,310	257,363	434,699
2.40	4.524	10	115,089	283,064	482,140

EJEMPLOS DE DISEÑO

Para el armado de las pilas se considerarán los parámetros mínimos ya que por si sola la pila resiste mucha más carga que la que se le aplicará y sobre todo, porque no estará sometida a momentos flexionantes.

Las pilas aquí analizadas tendrán ampliación en su base, a un metro de la base con una inclinación sobre la vertical de 30 grados.

Las dimensiones de las pilas están regidas por la capacidad del terreno en donde se desplantarán.

Las tablas 1,2 y 3 señalan, el diámetro de la pila, el área sin considerar la ampliación de base, el peso de la pila y la capacidad de el terreno efectiva considerando la ampliación de base para las dos capacidades de carga del terreno señaladas.

Solo se diseñarán las pilas que están marcadas en las tablas, ya que las áreas de contacto de estas son las que resisten las descargas de la estructura (75, 150 y 225 ton.).

EJEMPLO 1

$P_u = 75,000 \text{ kg}$ $D = 0.60 \text{ m.}$ $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $\text{Prof.} = 5 \text{ m}$ $\text{Rec} = 5 \text{ cm.}$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $W_r = 40,000 \text{ kg/m}^2$

Fórmula para saber la resistencia a la carga axial de una pila es:

$$P_u = 0.85 f'c (A_g) + A_s (f_y) \quad f_y = 0.5 f_y$$

El refuerzo longitudinal mínimo según reglamento es:

$$\frac{20}{f_y} = \frac{20}{4,200} = 0.005 = 0.5\%$$

$$A_g = \frac{D (PI)}{4} = \frac{60 (PI)}{4} = 2,827 \text{ cm}^2$$

$$2,827 \times 0.005 = 14.14 \text{ cm}^2 \text{ Area mínima necesaria para ref. longitudinal.}$$

POR REGLAMENTO se deben colocar 6 varillas como mínimo.

Se proponen varillas del N° 6 $A_s = 2.85 \text{ cm}^2$ dando un total de $A_s = 17.10 \text{ cm}^2$

REFUERZO HELICOIDAL

Paso máximo de la hélice = 7 cm (s)

La relación de refuerzo helicoidal no debe ser menor que:

$$0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'c}{f_y}, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

$$0.45 \left[\frac{2,827}{1,964} - 1 \right] \frac{250}{4,200}, 0.12 \left(\frac{250}{4,200} \right) = 0.0071$$

Se propone una hélice del N° 4 con $s = 7 \text{ cm}$

$$p_s = \frac{4s}{s d} = \frac{4 \times 1.27}{7 \times 50} = 0.0145 > 0.0118 \quad d = \text{diámetro interior de la pila.}$$

$$P_u = 0.85(250)(2,827) + (17.10)(4,200)$$

$$P_u = 636,648 \text{ kg} >> 75,000 \text{ kg}$$

Este mismo armado sirve para la misma pila a las 3 profundidades.

EJEMPLO 2

Pu= 150,000 kg D= 1.20 m. f'c=250kg/cm2
 Prof.= 5 m Rec= 5cm. fy=4200kg/cm2
 Wr= 40,000 kg/m2

Fórmula para saber la resistencia a la carga axial de una pila es:

$$Pu = 0.85 f'c (Ag) + As (f_y) \quad f_y = 0.5 f_y$$

El refuerzo longitudinal mínimo según reglamento es:

$$\frac{20}{f_y} = \frac{20}{4,200} = 0.005 = 0.5\%$$

$$Ag = \frac{D (PI)}{4} = \frac{120 (PI)}{4} = 11,310 \text{ cm}^2$$

$$11,310 \times 0.005 = 56.55 \text{ cm}^2 \text{ Area mínima necesaria para ref. longitudinal.}$$

POR REGLAMENTO se deben colocar 6 varillas como mínimo.

Se proponen 12 varillas del N° 8 as= 5.07cm2 dando un total de As= 60.84cm2

REFUERZO HELICOIDAL

Paso máximo de la hélice = 7 cm (s)

La relación de refuerzo helicoidal no debe ser menor que:

$$0.45 \left[\frac{Ag}{Ac} - 1 \right] \frac{f'c}{fy} \text{, ni que } 0.12 \frac{f'c}{fy}$$

$$0.45 \left[\frac{11,310}{9,503} - 1 \right] \frac{250}{4,200} = 0.0051 \text{ , } 0.12 \left(\frac{250}{4,200} \right) = 0.0071$$

Se propone una hélice del N° 4 con s= 7 cm

$$ps = \frac{4as}{sd} = \frac{4 \times 1.27}{7 \times 110} = 0.0263 > 0.0071 \quad d = \text{diámetro interior de la pila.}$$

$$Pu = 0.85 (250) (11,310) + (60.84) (42,000)$$

$$Pu = 2,531,082 \text{ kg} >> 150,000 \text{ kg}$$

Este mismo armado sirve para la misma pila a las 3 profundidades y con cualquiera de las 3 descargas.

EJEMPLO 3

Pu= 225,000 kg D= 1.80 m. f'c=250kg/cm²
 Prof.= 5m Rec= 5cm. fy=4200kg/cm²
 Wr= 40,000 kg/m²

Fórmula para saber la resistencia a la carga axial de una pila es:

$$Pu = 0.85f'c(Ag) + As(f'y) \quad f'y = 0.5fy$$

El refuerzo longitudinal mínimo según reglamento es:

$$\frac{20}{fy} = \frac{20}{4,200} = 0.005 = 0.5\%$$

$$Ag = \frac{D(PI)}{4} = \frac{180(PI)}{4} = 25,447 \text{ cm}^2$$

25,447 x 0.005 = 127.23cm² Area mínima necesaria para ref. longitudinal.

POR REGLAMENTO se deben colocar 6 varillas como mínimo.

Se proponen 17 varillas del N^o10 as= 7.87cm² dando un total de As=133.79cm²

REFUERZO HELICOIDAL

Paso máximo de la hélice = 7 cm (s)

La relación de refuerzo helicoidal no debe ser menor que:

$$0.45 \left[\frac{Ag}{Ac} - 1 \right] \frac{f'c}{fy} \text{, ni que } 0.12 \frac{f'c}{fy}$$

$$0.45 \left[\frac{25,447}{22,698} - 1 \right] \frac{250}{4,200} = 0.0032 \text{ , } 0.12 \left(\frac{250}{4,200} \right) = 0.0071$$

Se propone una hélice del N^o 4 con s= 4 cm

$$ps = \frac{4as}{sd} = \frac{4 \times 1.27}{4 \times 170} = 0.0075 > 0.0071 \quad d = \text{diámetro interior de la pila.}$$

$$Pu = 0.85(250)(25,447) + (133.79)(2,100)$$

$$Pu = 5'688,425 \text{ kg} >> 225,000 \text{ kg}$$

Este mismo armado sirve para la pila de 1.80m desplantada a 7.5m de prof. con Wr=40,00kg/m².

EJEMPLO 4

$P_u = 150,000 \text{ kg}$ $D = 0.80 \text{ m.}$ $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $\text{Prof.} = 5 \text{ m}$ $\text{Rec} = 5 \text{ cm.}$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $W_r = 40,000 \text{ kg/m}^2$

Fórmula para saber la resistencia a la carga axial de una pila es:

$$P_u = 0.85 f'c (A_g) + A_s (f_y) \qquad f_y = 0.5 f_y$$

El refuerzo longitudinal mínimo según reglamento es:

$$\frac{20}{f_y} = \frac{20}{4,200} = 0.005 = 0.5\%$$

$$A_g = \frac{D \text{ (PI)}}{4} = \frac{80 \text{ (PI)}}{4} = 5,027 \text{ cm}^2$$

$5,027 \times 0.005 = 25.13 \text{ cm}^2$ Area mínima necesaria para ref. longitudinal.

POR REGLAMENTO se deben colocar 6 varillas como mínimo.

Se proponen 9 varillas del N° 6 as = 2.85 cm^2 dando un total de $A_s = 25.65 \text{ cm}^2$

REFUERZO HELICOIDAL

Paso máximo de la hélice = 7 cm (s)

La relación de refuerzo helicoidal no debe ser menor que:

$$0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'c}{f_y}, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

$$0.45 \left[\frac{5,027}{3,848} - 1 \right] \frac{250}{4,200} = 0.0082, \quad 0.12 \left(\frac{250}{4,200} \right) = 0.0071$$

Se propone una hélice del N° 4 con $s = 7 \text{ cm}$

$$p_s = \frac{4as}{s d} = \frac{4 \times 1.27}{7 \times 70} = 0.0104 > 0.0082 \quad d = \text{diámetro interior de la pila.}$$

$$P_u = 0.85 (250) (5,027) + (25.65) (2,100)$$

$$P_u = 1,122,006 \text{ kg} >> 150,000 \text{ kg}$$

Este armado sirve para la misma pila a las 3 prof. en terreno con capacidad de carga de $60,000 \text{ kg/m}^2$.

EJEMPLO 5

$P_u = 150,000 \text{ kg}$ $D = 1.40 \text{ m.}$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $\text{Prof.} = 10 \text{ m}$ $\text{Rec} = 5 \text{ cm.}$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $W_r = 40,000 \text{ kg/m}^2$

Fórmula para saber la resistencia a la carga axial de una pila es:

$$P_u = 0.85 f'_c (A_g) + A_s (f_y) \quad f_y = 0.5 f_y$$

El refuerzo longitudinal mínimo según reglamento es:

$$\frac{20}{f_y} = \frac{20}{4,200} = 0.005 = 0.5\%$$

$$A_g = \frac{D (PI)}{4} = \frac{140 (PI)}{4} = 15,394 \text{ cm}^2$$

$15,394 \times 0.005 = 76.97 \text{ cm}^2$ Area mínima necesaria para ref. longitudinal.

POR REGLAMENTO se deben colocar 6 varillas como mínimo.

Se proponen 16 varillas del N° 8 $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$ dando un total de $A_s = 81.12 \text{ cm}^2$

REFUERZO HELICOIDAL

Paso máximo de la hélice = 7 cm (s)

La relación de refuerzo helicoidal no debe ser menor que:

$$0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y}, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$0.45 \left[\frac{15,394}{13,273} - 1 \right] \frac{250}{4,200} = 0.0043, \text{ } 0.12 \left(\frac{250}{4,200} \right) = 0.0071$$

Se propone una hélice del N° 4 con $s = 5 \text{ cm}$

$$p_s = \frac{4 a_s}{s d} = \frac{4 \times 1.27}{5 \times 130} = 0.0078 > 0.0071 \quad \begin{array}{l} d = \text{diámetro} \\ \text{interior de} \\ \text{la pila.} \end{array}$$

$$P_u = 0.85(250)(15,394) + (81.12)(2,100)$$

$$P_u = 3,441,535 \text{ kg} > 150,000 \text{ kg}$$

EJEMPLO 6

$P_u = 225,000 \text{ kg}$ $D = 2.00 \text{ m.}$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $\text{Prof.} = 10 \text{ m}$ $\text{Rec} = 5 \text{ cm.}$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $W_r = 40,000 \text{ kg/m}^2$

Fórmula para saber la resistencia a la carga axial de una pila es:

$$P_u = 0.85 f'_c (A_g) + A_s (f_y) \quad f_y = 0.5 f_y$$

El refuerzo longitudinal mínimo según reglamento es:

$$\frac{20}{f_y} = \frac{20}{4,200} = 0.005 = 0.5\%$$

$$A_g = \frac{D (PI)}{4} = \frac{200 (PI)}{4} = 31,416 \text{ cm}^2$$

$$31,416 \times 0.005 = 157.08 \text{ cm}^2 \text{ Area mínima necesaria para ref. longitudinal.}$$

POR REGLAMENTO se deben colocar 6 varillas como mínimo.

Se proponen 20 varillas del N°10 $A_s = 7.87 \text{ cm}^2$ dando un total de $A_s = 157.40 \text{ cm}^2$

REFUERZO HELICOIDAL

Paso máximo de la hélice = 7 cm (s)

La relación de refuerzo helicoidal no debe ser menor que:

$$0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y}, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$0.45 \left[\frac{31,416}{28,353} - 1 \right] \frac{250}{4,200} = 0.0029, \quad 0.12 \left(\frac{250}{4,200} \right) = 0.0071$$

Se propone una hélice del N° 5 con $s = 5 \text{ cm}$

$$p_s = \frac{4as}{sd} = \frac{4 \times 1.98}{5 \times 190} = 0.0083 > 0.0071 \quad d = \text{diámetro interior de la pila.}$$

$$P_u = 0.85 (250) (31,416) + (157.40) (42,000)$$

$$P_u = 7,006,424 \text{ kg} >> 225,000 \text{ kg}$$

CAPITULO IV

DESCRIPCION, CONSTRUCCION Y DISENO DE ZAPATAS AISLADAS

ZAPATAS AISLADAS

Este tipo de cimentación somera se usa cuando las descargas de la estructura son suficientemente pequeñas y existen a poca profundidad estratos de suelo con la capacidad de carga y rigidez necesarias para aceptar las presiones transmitidas por las zapatas sin que ocurran fallas o hundimientos excesivos.

Conviene que las zapatas aisladas bajo columnas sean cuadradas en planta, ya que está es la forma para la cual los momentos flexionantes son menores; se recurrirá a forma rectangular sólo cuando las condiciones del predio impidan extenderse en alguna dirección o cuando la columna transmita, además de carga axial, momentos flexionantes importantes.

Hay que señalar que la zapata no es un elemento eficiente para transmitir al suelo momentos flexionantes de consideración, ya que ello implica aumentos importantes en el tamaño de zapatas lo cual las hace ineficientes. Además, cuando el suelo de apoyo no tiene gran rigidez, la distribución excéntrica de presiones ocasiona giros en la zapata que dan lugar generalmente a deformaciones indeseables de la construcción o a condiciones de continuidad diferentes de las supuestas en el análisis. En estas situaciones resulta casi siempre conveniente unir dos zapatas formando una zapata combinada en que la resultante de la carga coincide con el centroide de la zapata, o recurrir a ligar dos zapatas por medio de una contratrupe que tome los momentos flexionantes.

En zonas de riesgo sísmico moderado o grande es conveniente unir las zapatas de una construcción por medio de trabes de liga, cuya función es lograr que la estructura se comporte como una sola unidad ante la acción de un desplazamiento horizontal del terreno. (Caso de la Ciudad de México)

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA UNA ZAPATA AISLADA

Para la construcción de una zapata aislada el procedimiento a seguir es el siguiente:

-Localización exacta de la ubicación de la zapata en base a niveles de desplante y referencias sobre el terreno, las cuales deberán ser marcadas por el topógrafo.

-Excavación a mano o por medios mecánicos hasta el nivel de desplante señalado, si el terreno lo requiere, la excavación se tendrá que hacer con taludes para así evitar derrumbes.

-Afinar del terreno donde se desplantará la zapata.

-Instalación de ataguías o tabla estacas y extracción de agua cuando el nivel de aguas freáticas este por encima del nivel de desplante.

-Colocación de una plantilla de concreto pobre en el fondo de la excavación.

-Colocación del armado de la zapata.

-Colocación de la cimbra para la zapata.

-Colado de la zapata.

-Cimbrado y colado del dado y contratraves previamente armadas.

-Armado, cimbrado y colado de la columna de zapata hasta el nivel requerido.

Por último se realiza el relleno con el material más adecuado y por último se compacta.

También estas trabes de liga o contratraves servirán para tomar los momentos flexionantes producidos por un movimiento sísmico.

En este trabajo se supondrán las zapatas unidas por contratraves así que las zapatas se diseñaran exclusivamente con carga axial.

DISEÑO ESTRUCTURAL .

La distribución de presiones bajo una zapata depende de factores difíciles de tomar en cuenta con precisión, como son las características del suelo, y como es la rigidez relativa de zapatas y suelo: la distribución varía, además, con el tiempo y con el nivel de cargas aplicadas. Por su sencillez y por acercarse a la real en condiciones límite cerca de la falla, resulta convincente suponer una distribución uniforme de presión será igual al esfuerzo resistente del suelo, incluyendo los factores de seguridad especificados por las normas, (los cuales se supondrán ya tomados en cuenta para fines de sencillez de los cálculos en

los ejemplos de diseño) y la zona cargada será tal que la resultante de presiones coincida con la de las cargas aplicadas.

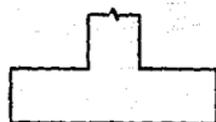
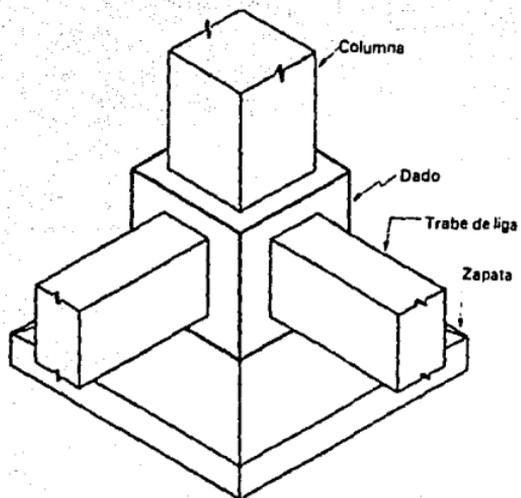
Con esa hipótesis, el área de una zapata se determinará a partir de la carga de diseño transmitida por la estructura, dividida entre la presión resistente del suelo.

EJEMPLOS DE DISEÑO .

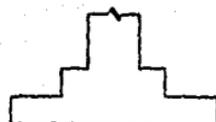
Para los ejemplos de diseño al igual que para los de las pilas se considerarán descargas de la superestructura de 75, 150 y 225 TON y resistencia del suelo de 40,000 y 60,000 Kg/m² con profundidades de desplante de 5, 7.5 y 10 m.

Así también como se dijo anteriormente todas las descargas se considerarán ya afectadas por sus respectivos factores al igual que la resistencia del terreno.

Las columnas que descargarán a las zapatas 75 TON tendrán dimensiones de 35 x 35 cm, las que descarguen 150 TON serán de 40 x 40 TON y las que descarguen 225 TON serán de 50 x 50 cm.



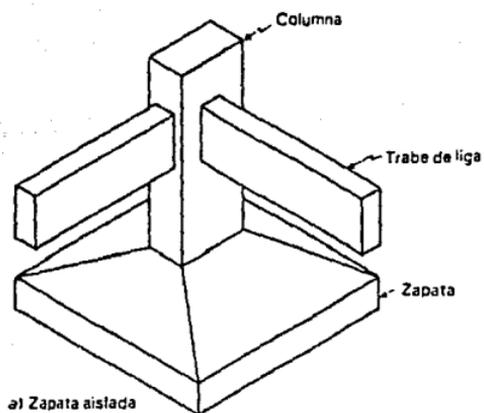
c) Sección constante

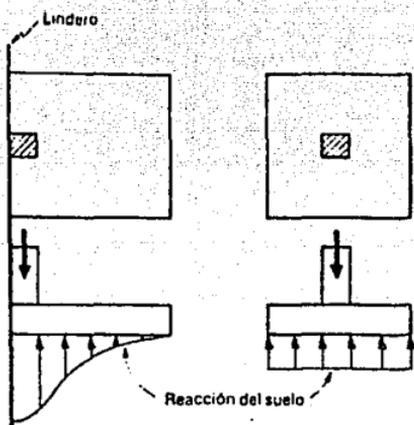


d) Zapata escalonada

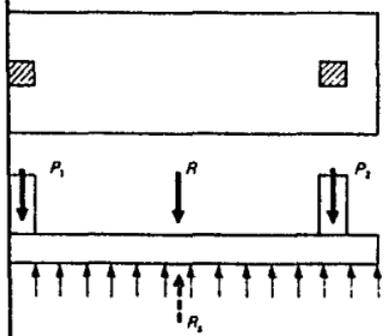


e) Zapata con declive

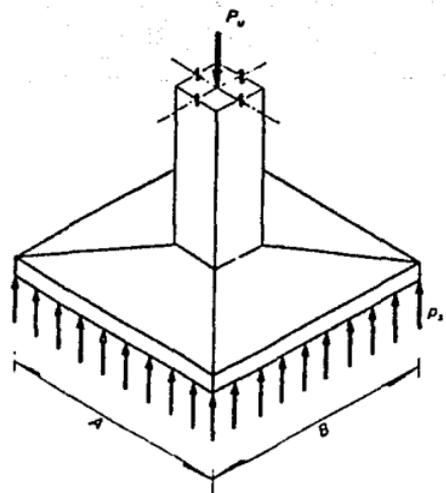




a) Zapata excéntrica (indeseable)



b) Zapata continua



a) Carga centrada

EJEMPLO 1

Columna de 35 * 35 cm.

Descarga de 75,000 kg.(P) Profundidad= 5 m

Resistencia del terreno= 40,000 kg/m² (Wr)

f'c=250kg/cm²

fy=4,200kg/cm²

Peso de la cimentación:

P.p. de la zapata: 0.3 x 2,400= 720.00 kg/m²

Relleno de tierra: 4.7 x 1,600= 7,520.00

Piso y firme: 0.15x 2,800 = 330.00

Terrazo = 250.00

C.V. = 250.00

9,170.00 kg/m²

Wr efectiva= 40,000 - 9,170 = 30,830 kg/cm²

Carga axial de diseño

Pu=75,000 kg.

El área necesaria es:

Pu 75,000
B²-----= 2.43 m²
Wr efectiva 30,830

B= 1.56 m

Se usará B= 1.60 m

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

75,000
Pu-----= 29,297 kg/m²
1.60x1.60

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante

La sección crítica es un perímetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna.

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$Vu = Pu(B - (c+d)/2) \quad c = 0.35 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.25 \text{ m}$

$$Vu = 29,297(1.60 - 2(0.35 + 0.25)/2)$$

$$Vu = 67,675.78 \text{ kg}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d)$$

$$S = 1.2 (0.35 + 0.25)$$

$$S = 6,000 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$Vu_2 = \frac{Vu}{S} = \frac{67,675.78}{6,000} = 11.28 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RDF-76 vale:

$$VR = FR \quad f_c = 0.8 \quad 0.8 \times f'_c$$

$$VR = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$Mu = Pu \times \frac{B}{8} - (B-c)^2$$

$$\mu = 29,297 \times \frac{(1.60 + 0.35)^2}{8}$$

$$\mu = 9,155.27 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$Fr = 0.9 \mu = 0.9 \times 9,155.27 = 8,239.74$$

$$A_s = \frac{Fr}{f_y \times d} = \frac{8,239.74}{4,200 \times 25} = 0.0776 \text{ m}^2$$

$$A_s = 10.76 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 4 $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S_2 = \frac{B(a_s)}{A_s} = \frac{160(1.27)}{10.76} = 18.88 \text{ cm.}$$

Se usarán barras del # 4 @ 15 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{a_s}{S_2 \times d} = \frac{1.27}{15 \times 25} = 0.0034$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es:

$$0.002 < 0.0034$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{\min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} = \frac{0.7 \times 250}{4,200} = 0.0026 < 0.0034$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{db}{2} + r$$

$db = 1.27 \text{ cm.}$ para una barra del #4
 $r = 5 \text{ cm.}$ por especificación en estructuras enterradas.
 $h = 25 + 0.64 + 5 = 30.64 \text{ cm} = 30 \text{ cm.}$

EJEMPLO 2

Columna de 35 * 35 cm.

Descarga de 75,000 kg.(P) Profundidad= 7.5 m

Resistencia del terreno= 40,000 kg/m² (W_r)

f'c=250kg/cm²

f_y=4,200kg/cm²

Peso de la cimentación:

P.p. de la zapata: 0.3 x 2,400= 720.00 kg/m²

Relleno de tierra: 7.2 x 1,600= 11,520.00

Piso y firme: 0.15x 2,800 = 330.00

Terrazo = 250.00

C.V. = 350.00

13,170.00 kg/m²

W_r efectiva= 40,000 - 13,170 = 26,830 kg/cm²

Carga axial de diseño

P_u=75,000 kg.

El área necesaria es:

$$B^2 = \frac{P_u}{W_r \text{ efectiva}} = \frac{75,000}{26,830} = 2.80 \text{ m}^2$$

B= 1.67 m

Se usará B= 1.70 m

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

$$P_u = \frac{75,000}{1.70 \times 1.70} = 25,952 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante.

La sección crítica es un perimetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna.

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$Vu = Pu(B - (c+d)^2) \quad c = 0.35 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.28 \text{ m}$

$$Vu = 25,952(1.70 - 2(0.35 + 0.28)^2)$$

$$Vu = 64,699.83 \text{ kg.}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d)$$

$$S = 1.12(0.35 + 0.28)$$

$$S = 7.056 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$Vu_2 = \frac{Vu}{S} = \frac{64,699.83}{7.056} = 9.17 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RDE- '6 vale:

$$VR = FR \text{ f } c = 0.8 \cdot 0.8x \text{ f } 'c$$

$$VR = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta: correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$Mu = Pu \times \frac{B}{8} (B-c)^2$$
$$Mu = 25,952 \times \frac{1.70(1.70 + 0.35)^2}{8}$$

$$\mu = 10,050.55 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$F_r = 0.9 \frac{\mu}{A_s} = 0.9 \frac{10,050.55}{0.9 \times 0.9 \times 28 \times 4,200} = 10.55 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 4 $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S_2 = \frac{B(a_s)}{a_s} = \frac{170(1.27)}{10.55} = 20.46 \text{ cm.}$$

Se usarán barras del # 4 @ 15 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{a_s}{S_2 \times d} = \frac{1.27}{15 \times 28} = 0.003$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es:

$$0.002 < 0.003$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{\min} = \frac{0.7 f'c}{f_y} = \frac{0.7 \times 250}{4,200} = 0.0026 < 0.003$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{d_b}{2} + r$$

$$h = 28 \text{ cm. para una barra del #4} \\ + 5 \text{ cm. por especificación en estructuras enterradas.} \\ = 28 + 0.64 + 5 = 33.64 \text{ cm} = 35 \text{ cm.}$$

EJEMPLO 3

Columna de 35 * 35 cm.

Descarga de 75,000 kg.(P) Profundidad= 10 m

Resistencia del terreno= 40,000 kg/m² (Wr)

f'c=250kg/cm²

fy=4,200kg/cm²

Peso de la cimentación:

P.p. de la zapata: 0.3 x 2,400= 720.00 kg/m²

Relleno de tierra: 9.7 x 1,600=15,520.00

Piso y firme: 0.15x 2,800 = 330.00

Terrazo = 250.00

C.V. - 250.00

17,170.00 kg/m²

Wr efectiva= 40,000 - 17,170 =22,830 kg/cm²

Carga axial de diseño

Pu=75,000 kg.

El área necesaria es:

Pu 75,000
B²-----= 3.29 m²

Wr efectiva 22,830

B= 1.81 m

Se usará B= 1.85 m

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

75,000
Pu-----= 21,914 kg/m²
1.85x1.85

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante.

La sección crítica es un perímetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna.

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$V_u = P_u (B^2 - (c+d)^2) \quad c = 0.35 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.26 \text{ m}$

$$V_u = 21,914 (1.85 - 2(0.35 + 0.26)^2)$$

$$V_u = 66,845.87 \text{ kg.}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d)$$

$$S = 1.04 (0.35 + 0.26)$$

$$S = \quad \quad \quad m^2 = 6,344 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$V_{u2} = \frac{V_u}{S} = \frac{66,845.87}{6,344} = 10.54 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RDF-76 vale:

$$V_R = F_R \quad f_c = 0.8 \quad 0.8x \quad f'_c$$

$$V_R = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta: correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$M_u = P_u \times \frac{B}{8} (B-c)^2$$

$$M_u = 21,914 \times \frac{1.85(1.85 + 0.35)^2}{8}$$

$$\mu = 11,402.03 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$Fr = 0.9 \mu = 11,402.03$$

$$A_s = \frac{Fr}{0.9 \times d \times f_y} = \frac{11,402.03}{0.9 \times 26 \times 4,200}$$

$$A_s = 12.89 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 5 $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S_2 = \frac{B(a_s)}{A_s} = \frac{185(1.98)}{12.89} = 28.42 \text{ cm.}$$

Se usarán barras del # 5 @ 25 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{a_s}{S_2 \times d} = \frac{1.98}{25 \times 26} = 0.003$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es:

$$0.002 < 0.003$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{\min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} = \frac{0.7 \times 250}{4,200} = 0.0026 < 0.003$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{db}{2} + r$$

$$db = 1.59 \text{ cm. para una barra del \# 5}$$

$$r = 5 \text{ cm. por especificación en estructuras enterradas.}$$

$$h = 26 + 0.80 + 5 = 31.80 \text{ cm} = 35 \text{ cm.}$$

EJEMPLO 4

Columna de 40 * 40 cm.

Descarga de 150,000 kg.(P) Profundidad= 5 m

Resistencia del terreno= 40,000 kg/m² (Wr)

f'c=250kg/cm²

fy=4,200kg/cm²

Peso de la cimentación:

P.p. de la zapata: 0.35x 2,400= 840.00 kg/m²

Relleno de tierra: 4.65x 1,600= 7,440.00

Piso y firme: 0.15x 2,800 = 330.00

Terrazo = 250.00

C.V. = 350.00

9,210.00 kg/m²

Wr efectiva= 40,000 - 9,210 = 30,790 kg/cm²

Carga axial de diseño

Pu=150,000 kg.

El área necesaria es:

$$B^2 = \frac{Pu}{Wr \text{ efectiva}} = \frac{150,000}{30,790} = 4.87 \text{ m}^2$$

B= 2.21 m

Se usará B= 2.25 m

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

$$Pu = \frac{150,000}{2.25 \times 2.25} = 29,630 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante.

La sección crítica es un perímetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna.

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$Vu = Pu(B - (c+d)/2) \quad c = 0.40 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.38 \text{ m}$

$$Vu = 29,630(2.25; 2(0.40 + 0.38)/2)$$

$$Vu = 131,973.33 \text{ kg.}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d)$$

$$S = 1.52(0.40 + 0.38)$$

$$S = 1.19 \text{ m}^2 = 11,856 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$Vu = 131,973.33$$
$$Vu2 = \frac{Vu}{S} = \frac{131,973.33}{11,856} = 11.13 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RDF-76 vale:

$$VR = FR \quad \text{si } c = 0.8 \quad 0.8x f'c$$

$$VR = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta: correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$Mu = Pu \times \frac{B}{8} - (B-c)^2$$
$$Mu = 29,630 \times \frac{2.25}{8} - 2.25 - 0.40 \quad)2$$
$$8$$

$$\mu = 28,520.83 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$Fr = 0.9 \mu = 28520.83$$

$$As = \frac{Fr \times 0.9 \times d \times fy}{0.9 \times 0.9 \times 38 \times 4,200}$$

$$As = 22.06 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 6 $as = 2.85 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S2 = \frac{B(as)}{As} = \frac{225(2.85)}{22.06} = 29.07 \text{ cm.}$$

Se usarán barras del # 6 @ 25 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{as}{S2 \times d} = \frac{2.85}{25 \times 38} = 0.003$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es:

$$0.002 < 0.003$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{min} = \frac{0.7 f'c}{fy} = \frac{0.7 \times 250}{4,200} = 0.0026 < 0.003$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{db}{2} + r$$

$db = 1.91 \text{ cm.}$ para una barra del #6
 $r = 5 \text{ cm.}$ por especificación en estructuras enterradas.
 $h = 38 + 0.96 + 5 = 43.96 \text{ cm} = 45 \text{ cm.}$

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$Vu = Pu(B - (c+d)^2) \quad c = 0.40 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.39 \text{ m}$

$$Vu = 26,042(2.40 - 2(0.40 + 0.39)^2)$$

$$Vu = 133,747.40 \text{ kg.}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d)$$

$$S = 1.56 (0.40 + 0.39)$$

$$S = 12.324 \text{ m}^2 = 12,324 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$Vu_2 = \frac{Vu}{S} = \frac{133,747.40}{12,324} = 10.85 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RFD-76 vale:

$$VR = FR \quad f_c = 0.8 \quad 0.8 \times f'_c$$

$$VR = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta: correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$Mu = Pu \times \frac{B}{8} - (B-c)^2$$

$$Mu = 26,042 \times \frac{2.40(2.40 + 0.40)}{8} - (2.40 - 0.40)^2$$

$$\mu = 31,250.00 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$Fr = 0.9 \frac{\mu}{A_s} = \frac{3 \cdot 125,000}{Fr \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_y} = \frac{0.9 \cdot 0.9 \cdot 39 \cdot 4,200}{A_s}$$

$$A_s = 23.55 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 6 $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S_2 = \frac{B(a_s)}{A_s} = \frac{240(2.85)}{23.55} = 29.05 \text{ cm.}$$

Se usarán barras del # 6 @ 25 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{a_s}{S_2 \cdot d} = \frac{2.85}{25 \cdot 39} = 0.0029$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es:

$$0.002 < 0.0029$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{\min} = \frac{0.7 f'c}{f_y} = \frac{0.7 \cdot 250}{4,200} = 0.0026 < 0.0029$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{d}{2} + r$$

$$d_b = 1.91 \text{ cm. para una barra del \#6}$$

$$r = 5 \text{ cm. por especificación en estructuras enterradas.}$$

$$h = 39 + 0.96 + 5 = 44.96 \text{ cm} = 45 \text{ cm.}$$

EJEMPLO 6

Columna de 40 * 40 cm.

Descarga de 150,000 kg.(P) Profundidad= 10 m

Resistencia del terreno= 40,000 kg/m² (Wr)

f'c=250kg/cm²

fy=4,200kg/cm²

Peso de la cimentación:

F.p. de la zapata: 0.40x 2,400= 960.00 kg/m²

Relleno de tierra: 9.60x 1,600= 15,360.00

Fiso y firme: 0.15x 2,800 = 330.00

Terrazo = 250.00

C.V. = 350.00

17,250.00 kg/m²

Wr efectiva= 40,000 - 17,250 = 22,750 kg/cm²

Carga axial de diseño

Pu=150,000 kg.

El área necesaria es:

$$B^2 = \frac{Pu}{Wr \text{ efectiva}} = \frac{150,000}{22,750} = 6.59 \text{ m}^2$$

B= 2.57 m

Se usará B= 2.60 m

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

$$Pu = \frac{150,000}{2.60 \times 2.60} = 22,189 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante.

La sección crítica es un perimetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna.

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$V_u = P_u(B - c) \quad c = 0.40 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.40 \text{ m}$

$$V_u = 22,189(2.60 - 2(0.40 + 0.40))$$

$$V_u = 135,798.82 \text{ kg}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c + d)$$

$$S = 1.60(0.40 + 0.40)$$

$$S = 1.28 \text{ m}^2 = 12,800 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$V_u2 = \frac{V_u}{S} = \frac{135,798.82}{12,800} = 10.61 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RDF-76 vale:

$$V_R = F_R \quad f_c = 0.8 \quad 0.8 \times f_c$$

$$V_R = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$M_u = P_u \times \frac{B}{8} (B - c)^2$$

$$\mu = 22,189 \times \frac{2.60(2.60 + 0.40)}{8}$$

$$\mu = 34,903.85 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$Fr = 0.9 \frac{\mu}{As} = \frac{34,903.85}{As}$$

$$Fr \times 0.9 \times d \times fy = 0.9 \times 0.9 \times 40 \times 4,200$$

$$As = 25.65 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 6 $as = 2.85 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S2 = \frac{B(as)}{As} = \frac{260(2.85)}{25.65} = 28.89 \text{ cm.}$$

Se usarán barras del # 6 @ 25 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{as}{S2 \times d} = \frac{2.85}{25 \times 40} = 0.0029$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos

$$0.002 < 0.0029$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{min} = \frac{0.7 f'c}{fy} = \frac{0.7 \times 250}{4,200} = 0.0026 < 0.0029$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{db}{2} + r$$

$$db = 1.91 \text{ cm. para una barra del } \# 6$$

$$r = 5 \text{ cm. por especificación en estructuras enterradas.}$$

$$h = 40 + 0.96 + 5 = 45.96 \text{ cm} = 45 \text{ cm.}$$

EJEMPLO 7

Columna de 50 * 50 cm.

Descarga de 225,000 kg. (P) Profundidad= 5 m

Resistencia del terreno= 40,000 kg/m² (Wr)

f'c=250kg/cm²

fy=4,200kg/cm²

Peso de la cimentación:

P.p. de la zapata: 0.60x 2,400= 1,440.00kg/m²

Relleno de tierra: 4.40x 1,600= 7,040.00

Piso y firme: 0.15x 2,800 = 330.00

Terrazo = 250.00

C.V. = 350.00

9,410.00 kg/m²

Wr efectiva= 40,000 - 9,410 = 30,590 kg/cm²

Carga axial de diseño

Pu=225,000 kg.

El área necesaria es:

$$B^2 = \frac{Pu}{Wr \text{ efectiva}} = \frac{225,000}{30,590} = 7.36 \text{ m}^2$$

B= 2.71 m

Se usará B= 2.75 m

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

$$Pu = \frac{225,000}{2.75 \times 2.75} = 29,752 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante.

La sección crítica es un perímetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna.

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$Vu = Pu(B - (c+d)/2) \quad c = 0.50 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.47 \text{ m}$

$$Vu = 29,752(2.75 - 2(0.50 + 0.47)/2)$$

$$Vu = 197,006.28 \text{ kg}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d)$$

$$S = 1.88 (0.50 + 0.47)$$

$$S = 1.82 \text{ m}^2 = 18,236 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$Vu_2 = \frac{Vu}{S} = \frac{197,006.28}{18,236} = 10.80 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RDF-76 vale:

$$VR = FR \quad f_c = 0.8 \quad 0.8x f_c$$

$$VR = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta: correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$Mu = Pu \times \frac{B}{8} (B-c)^2$$

$$\text{Mu} = 29,752 \times \frac{2.75(2.75 + 0.50)}{8} \cdot 2$$

$$\text{Mu} = 51,775.57 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$\text{Fr} = 0.9 \frac{\text{Mu}}{\text{As}} = \frac{51,775.57}{\text{As}}$$

$$\text{Fr} \times 0.9 \times d \times f_y = 0.9 \times 0.9 \times 47 \times 4,200$$

$$\text{As} = 32.38 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 6 $\text{as} = 2.85 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S_2 = \frac{B(\text{as})}{\text{As}} = \frac{275(2.85)}{32.38} = 24.20 \text{ cm.}$$

Se usarán barras del # 6 @ 20 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{\text{as}}{S_2 \times d} = \frac{2.85}{20 \times 47} = 0.003$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es:

$$0.002 < 0.003$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{\text{min}} = \frac{0.7 f'c}{f_y} = \frac{0.7 \cdot 250}{4,200} = 0.0026 < 0.003$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{db}{2} + r$$

$db = 1.91 \text{ cm.}$ para una barra del #6
 $r = 5 \text{ cm.}$ por especificación en estructuras enterradas.
 $h = 47 + 0.96 \cdot 5 = 52.96 \text{ cm} = 55 \text{ cm.}$

EJEMPLO 8

Columna de 50 x 50 cm.

Descarga de 225,000 kg. (P) Profundidad=7.5 m

Resistencia del terreno= 40,000 kg/m² (Wr) ...

f'c=250kg/cm²

fy=4,200kg/cm²

Peso de la cimentación:

P.p. de la zapata: 0.60 x 2,400 = 1,440.00 kg/m²

Relleno de tierra: 6.90 x 1,600 = 11,040.00

Piso y firme: 0.15 x 2,800 = 330.00

Terrazo = 250.00

C.V. = 350.00

13,410.00 kg/m²

Wr efectiva= 40,000 - 13,410 = 26,590 kg/cm²

Carga axial de diseño

Pu=225,000 kg.

El área necesaria es:

$$B^2 = \frac{Pu}{Wr \text{ efectiva}} = \frac{225,000}{26,590} = 8.46 \text{ m}^2$$

B= 2.91 m

Se usará B= 2.95 m

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

$$Pu = \frac{225,000}{2.95 \times 2.95} = 25,855 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante.

La sección crítica es un perímetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna.

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$Vu = Pu(B2 - (c+d)^2) \quad c = 0.50 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.47 \text{ m}$

$$Vu = 25,855(2.95 - 2(0.50 + 0.47)^2)$$

$$Vu = 200,673.37 \text{ kg}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d)$$

$$S = 1.88(0.50 + 0.47)$$

$$S = 1.82 \text{ m}^2 = 18,236 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$Vu_2 = \frac{Vu}{S} = \frac{200,673.37}{18,236} = 11.00 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RDF-76 vale:

$$VR = FR \quad f_c = 0.8 \quad 0.8 \times f'_c$$

$$VR = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$Mu = Pu \times \frac{B}{8} - (B-c)^2$$

$$\mu = 25,855 \times \frac{2.95(2.95 + 0.50)}{8} \cdot 2$$

$$\mu = 57,227.22 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$A_s = \frac{F_r \cdot 0.9 \cdot d \cdot x \cdot f_y}{\mu} = \frac{57,227.22}{0.9 \cdot 0.9 \cdot 47 \cdot 4,200}$$

$$A_s = 35.79 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 6 $A_s = 2.85 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S_2 = \frac{B(A_s)}{A_s} = \frac{295(2.85)}{35.79} = 23.49 \text{ cm.}$$

Se usarán barras del # 6 @ 20 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{A_s}{S_2 \times d} = \frac{2.85}{20 \times 47} = 0.003$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es:

$$0.002 \times 0.003$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{\min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} = \frac{0.7 \cdot 250}{4,200} = 0.0026 < 0.003$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{d_b}{2} + r$$

$d_b = 1.91 \text{ cm.}$ para una barra del #6

$r = 5 \text{ cm.}$ por especificación en estructuras enterradas.

$$h = 47 + 0.96 + 5 = 52.96 \text{ cm} = 53 \text{ cm.}$$

EJEMPLO 9

Columna de 50 * 50 cm.

Descarga de 225,000 kg.(P) Profundidad= 10 m

Resistencia del terreno= 40,000 kg/m² (W_r)

f'c=250kg/cm²

f_y=4,200kg/cm²

Peso de la cimentación:

P.p. de la zapata: 0.60x 2,400= 1,440.00kg/m²

Relleno de tierra: 9.40x 1,600= 15,040.00

Fiso y firme: 0.15x 2,800 = 330.00

Terrazo = 250.00

C.V. = 350.00

17,410.00 kg/m²

W_r efectiva= 40,000 - 17,410 = 22,590 kg/cm²

Carga axial de diseño

P_u=225,000 kg.

El área necesaria es:

$$B^2 = \frac{P_u}{W_r \text{ efectiva}} = \frac{225,000}{22,590} = 9.96 \text{ m}^2$$

B= 3.16 m

Se usará B= 3.20 m

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

$$P_u = \frac{225,000}{3.20 \times 3.20} = 21,973 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante.

La sección crítica es un perímetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna.

La fuerza constante que actúa en la sección crítica vale:

$$Vu = Pu(B - (c+d)2) \quad c = 0.50 \text{ m}$$

Supongamos $d = 0.47 \text{ m}$

$$Vu = 21,973(3.20 - 2(0.50 + 0.47)2)$$

$$Vu = 204,325.93 \text{ kg}$$

El área de la sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d)$$

$$S = 1.88 (0.50 + 0.47)$$

$$S = 1.82 \text{ m}^2 = 18,236 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$Vu_2 = \frac{Vu}{S} = \frac{204,325.93}{18,236} = 11.20 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente para la falla por punzonamiento según RDF-76 vale:

$$VR = FR \quad f_c = 0.8 \quad 0.8x f'_c$$

$$VR = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

La sección resulta correcta.

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que usualmente no rige en zapatas cuadradas.

REFUERZO POR FLEXION

El momento de la sección crítica es:

$$Mu = Pu \times \frac{B}{8} (B-c)^2$$

$$\text{Mu} = 21,973 \times \frac{3.20(3.20 + 0.50)}{8} \quad (2)$$

$$\text{Mu} = 64,072.27 \text{ kg-m.}$$

Para una sección sobrerreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la fórmula aproximada:

$$\text{Fr} = 0.9 \frac{\text{Mu}}{\text{As}} = \frac{64,072.27}{\text{As}}$$

$$\text{Fr} = 0.9 \times d \times f_y = 0.9 \times 0.9 \times 47 \times 4,200$$

$$\text{As} = 40.07 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si se refuerza con barras del # 6 as = 2.85 cm², la separación será:

$$S_2 = \frac{B(\text{as})}{\text{As}} = \frac{320(2.85)}{40.07} = 22.$$

Se usarán barras del # 6 @ 20 cm. en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo de:

$$p = \frac{\text{as}}{S_2 \times d} = \frac{2.85}{20 \times 47} = 0.003$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es:

$$0.002 < 0.003$$

El refuerzo mínimo por flexión es:

$$p_{\text{min}} = \frac{0.7 f'c}{f_y} = \frac{0.7 \times 250}{4,200} = 0.0026 < 0.003$$

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta:

$$h = d + \frac{\text{db}}{2} + r$$

$$\text{db} = 1.91 \text{ cm. para una barra del \#6}$$

$$r = 5 \text{ cm. por especificación en estructuras enterradas.}$$

$$h = 47 + 0.96 + 5 = 52.96 \text{ cm} = 53 \text{ cm.}$$

Solo se diseñarán las zapatas que se desplantan en un terreno con una capacidad de carga de 40,000 kg/m², ya que para 60,000 kg/m² las dimensiones de las zapatas resultantes serían más chicas y no podrían competir con el precio de las pilas. Y el objetivo de este trabajo es saber si las pilas pueden ser más económicas que las zapatas.

CAPITULO IV

COSTOS DE PILAS Y ZAPATAS AISLADAS

CONDICIONES BAJO LAS CUALES SERAN REALIZADOS LOS COSTOS DIRECTOS DE LAS PILAS COLADAS IN SITU Y DE LAS ZAPATAS AISLADAS EN ESTE TRABAJO DE TESIS.

-Tanto en pilas como en zapatas no se tomarán en cuenta los acarrees de material producto de excavaciones.

-En las zapatas no se tomarán en cuenta los costos de bombas y ataguías en caso de ser necesarias, esto por la presencia de agua freática.

-Las excavaciones de las zapatas se realizarán con taludes 1:1/4.

-La cimbra de las zapatas será tomada en cuenta con todo y la columna hasta el nivel de terreno natural.

-El volumen de concreto será tomado desde el nivel de desplante de la zapata hasta el nivel de terreno natural.

-El acero en las zapatas se tomo tal y como lo indicó el dimensionamiento y la columna se supuso armada con varillas del #6, con un peso por metro lineal de columna para las de 35x35cm y 40x40cm de 0.018ton y de 0.021 para las columnas de 50x50cm.

-El precio de la cimbra incluirá el descimbrado.

DIVISION C.U.
SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA GRISA
PRECIOS UNITARIOS PARA TESIS

ARCHIVO: TESIS.DAT

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

REPORTE DE MATRICES

# REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
70	PILA01	FAB.DE PILA DE 60CM DE DIAMETRO	ML	06/05/92	220,473.86		
28	202M01	CONCRETO PREMETALADO F'CD=250 KG/CM2	M3	10/08/92	243,900.00	0.2900	70,731.00
31	20AT	REVENTAMIENTO +- 18 CM	YO	02/03/92	28,400.00	0.2900	8,236.00
17	2ACE07	ACERO DEL # 6	TON	28/12/92	1,318,454.00	0.0130	17,139.90
15	2ACE05	ACERO DEL # 4	TON	28/12/92	1,357,031.00	0.0299	39,263.90
11	2ACE01	ALAMBRE REDUCIDO	KG	28/12/92	2,198.00	1.2500	2,747.50
52	X2	LODO BENTONITICO	M	06/05/92	138,208.30	0.0500	6,910.42
3	1MOM05	OFICIAL FIERRESO	JOR	28/12/92	85,695.00	0.2400	20,566.80
1	1MOM03	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.2400	10,577.09
2	1MOM04	OFICIAL ALBANTIL	JOR	28/12/92	73,452.61	0.0290	1,689.41
1	1MOM03	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.0930	4,099.62
5	1MOM07	OPERADOR DE MAQUINARIA MAYOR	JOR	28/12/92	97,937.11	0.0190	1,860.81
1	1MOM03	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.0760	3,259.41
9	X1	CABO GENERAL	M	28/12/92	42,142.14	0.1000	4,214.21
10	X1	HERRAMIENTA Y EQUIPO	M	28/12/92	42,142.14	0.0300	1,264.26
42	2EMAY	PERFORADORA WATSON 300	HR	26/02/92	99,288.75	0.1520	15,091.89
53	X1	TUBERIA TRENTE	M	06/05/92	42,142.14	0.3000	12,642.64

COSTO DIRECTO TOTAL

220,473.86

DIVISION C-11
SERVICIO ALMACEN MAR DE LA VEGA S/ESA
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJO DE TERRE

MODULO: TERRESTRE

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/01/92

REPORTE DE MATERIAS

ITEM	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FECHAS	759,121.03		
ITEM	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FECHAS	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
28	BR001	CONCRETO FORTIFICADO F/GRASA 40-02	M3	10/30/92	243,900.00	1.1900	290,241.00
31	BR01	REVENIMIENTO 4-18 CM	M3	02/03/92	28,460.00	1.1900	33,776.00
18	BR026	ASFO DEL # 8	TON	28/12/92	1,305,894.00	0.2500	326,473.50
15	BR025	ASFO DEL # 4	TON	28/12/92	1,357,031.00	0.2500	74,636.71
11	BR021	ALAMBRE FENCEDIDO	M6	28/12/92	2,198.00	3.1500	6,723.00
52	M2	LEON BENTONITICO	L	06/05/92	470,890.11	0.2500	23,544.51
3	IND05	OFICIAL PLENEO	JOR	28/12/92	85,675.70	0.5500	47,121.64
1	IND03	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	1.1900	48,445.54
2	IND04	OFICIAL ALERNO	JOR	28/12/92	73,452.51	0.2500	6,610.73
1	IND03	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.2600	15,858.58
5	IND07	OPERARIO DE MANTENIMIENTO	JOR	28/12/92	97,937.11	0.0700	7,439.09
1	IND02	ALMOXARRE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.3100	13,750.22
9	M1	CARGO GENERAL	L	28/12/92	142,047.12	0.1200	14,254.71
53	M1	REPERTEO TERRE	L	06/05/92	142,047.12	0.2500	42,814.78
50	M1	REPERTEO TERRE	L	28/12/92	142,047.12	0.0500	4,281.41
48	BR04	REPERTEO TERRE	M	28/12/92	57,269.75	0.6200	51,507.13

COSTO DIRECTO TOTAL

759,121.13

DIVISION C.V.
SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA ORTIZ
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJO DE TESTES

ARCHIVO: TESTES.DAT

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 05/06/92

REPORTE DE MATRICES

FE	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FECCOST.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	TIPORTE
29	ZDNG1	CONCRETO PERMEABLES FIBRAS AGUADA	M3	10/08/92	243,900.00	2.540	619,506.20
31	DMAT	REVENIMIENTO -- 12 CM	M3	02/03/92	28,400.00	2.540	72,136.20
26	BACEN0	ASFO DEL # 10	TON	23/12/92	1,395,824.00	0.104	125,868.22
19	BACEN5	ASFO DEL # 4	TON	23/12/92	1,357,031.00	0.114	181,842.15
11	BACEN1	ALUMBE RECOCIDO	#6	28/12/92	2,198.00	7,100	15,693.72
52	W2	LEGO BENTONITICO	#	06/05/92	1,024,736.69	0.0226	51,249.33
3	DMO00	OFICIAL FIERRO	JCR	28/12/92	85,695.00	1,190	101,777.35
1	DMO01	AYUDANTE GENERAL	JCR	28/12/92	44,071.22	2,320	104,867.50
2	DMO04	OFICIAL ALEMAL	JCR	23/12/92	73,452.61	3,200	14,910.88
1	DMO03	AYUDANTE GENERAL	JCR	28/12/92	44,071.22	0.810	35,697.69
5	DMO07	OPERARIO DE MAQUINARIA MAYOR	JCR	23/12/92	97,937.11	0.174	17,041.16
1	DMO02	AYUDANTE GENERAL	JCR	23/12/92	44,071.22	0.290	30,914.54
9	W1	CARO GENERAL	#	28/12/92	304,925.32	0.1000	30,492.53
10	W1	HERRAMIENTA Y EQUIPO	#	28/12/92	304,925.32	0.0300	9,147.75
03	W1	TUBERIA PREMIO	#	06/05/92	304,925.32	0.2000	91,977.60
42	DMAT	PERFORADORA WATSON 500	Hr	26/02/92	99,288.75	1.294	138,468.52

COSTO DIRECTO TOTAL

1,650,687.75

DIVISION C.V.O.
SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA SRIEZA
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJO DE TESIS

FORMA: TESIS

SISTEMA: PLANILLA DE PRECIOS UNITARIOS / PRESUPUESTOS

FECHA: 04/04/92

REPORTE DE MATRICES

73 PLANILLA		FAS DE PILA DE BOTA DE DIAMETRO		N.	06/05/92	341,687.71			
REG.	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FED.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE		
28	ZC001	CONCRETO PRETENSADO F 30-250 KG/CM2	MG	10/08/92	243,900.00	0.5030	122,681.70		
31	ZM07	REVENIMIENTO -- 15 CM	MG	02/03/92	28,400.00	0.5630	14,285.20		
17	ZAC57	ACERO DEL # 6	TGN	28/12/92	1,318,454.00	0.0260	26,589.18		
15	ZAC55	ACERO DEL # 4	TGN	28/12/92	1,357,031.00	0.0399	52,924.21		
11	ZAC51	ALUMINO REFORZADO	KG	28/12/92	2,195.00	1.7560	3,736.60		
52	SE	LITO ESTRUCTIVO	M	06/05/92	219,786.77	0.0500	10,979.34		
3	IN005	OFICIAL PISERERO	JOR	28/12/92	65,695.00	0.3860	25,176.20		
1	IN003	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.3200	13,221.07		
2	IN004	OFICIAL ALBAÑIL	JOR	28/12/92	73,452.01	0.0400	2,938.10		
1	IN002	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.1600	7,051.40		
5	IN001	OPERARIO DE MANTENIMIENTO MAYOR	JOR	28/12/92	97,937.11	0.0340	3,329.86		
1	IN006	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.1500	6,610.68		
9	SI	CARGO GENERAL	M	28/12/92	58,242.92	0.1000	5,824.29		
10	SI	herramienta / edificios	M	28/12/92	58,242.92	0.0300	1,747.29		
53	SI	TUBERIA FREYE	M	06/05/92	58,242.92	0.3000	17,472.88		
42	SEMA7	PERFORADORA WATSON 300	HR	28/02/92	97,258.75	0.2760	27,043.70		
COSTO DIRECTO TOTAL								341,687.71	

DIRECCION
GENERAL DE ADMINISTRACION Y FINANZAS
PRECIOS UNITARIOS Y COSTO DIRECTO
TABLA DE PRECIOS

ACTIVIDAD: RECONSTR

SISTEMA DE EVALUACION DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

REPORTE DE MATERIAS

# RES	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC. OCT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
74	001A01	PARTE DE PILA DE BATERIA DE DIAMETRO	ML	06/05/92	2,244,717.56		
28	B00A01	CONCRETO PROMEDIANDO FICADO 45/DY2	KG	10/06/92	243,390.00	3.1420	766,333.50
31	B00A01	ACEROS PARA REFORZAMIENTO # 13 CM	KG	02/03/92	28,460.00	3.1420	89,232.00
20	B00E10	ACERO DEL # 12	TON	28/12/92	1,305,854.00	0.1230	160,620.74
16	B00E10	ACERO DEL # 5	TON	28/12/92	1,318,131.52	0.2320	305,813.15
11	B00E01	ALAMBRE FENCADO	KG	28/12/92	2,198.00	10.5500	23,183.90
58	42	JUGO BENTONITICO	L	06/05/92	1,345,193.72	0.0500	57,259.69
3	IN0001	MANOLETE ESPECIAL	JOR	28/12/92	85,692.00	1.9500	167,105.25
1	IN0001	MANOLETE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	3.9500	174,081.32
2	IN0001	MANOLETE GENERAL	JOR	28/12/92	73,452.31	0.2500	18,363.15
1	IN0001	MANOLETE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	1.0000	44,071.22
5	IN0001	MANOLETE GENERAL	JOR	28/12/92	37,377.11	0.2150	80,456.78
1	IN0001	MANOLETE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.8000	37,391.25
7	VI	MADE GENERAL	L	28/12/92	462,578.67	0.1300	46,257.87
10	VI	MADE GENERAL Y EQUIPO	L	28/12/92	462,578.67	0.0300	13,877.36
53	VI	TUBERIA TRINYE	L	06/05/92	462,578.67	0.0300	138,772.15
42	B00A01	REFORMACION MATERIALES	M2	28/02/92	99,229.75	1.7200	170,776.15

COSTO DIRECTO TOTAL

2,244,717.56

COSTOS DIRECTOS TOTALES POR PILA TERMINADA

PILA DEL EJEMPLO 1

(0.60 m O)

5 m x 220,473.86/ml = \$ 1'102,369.30/pila

7.5 m x 220,473.86/ml = \$ 1'653,553.95/pila

10 m x 220,473.86/ml = \$ 2'204,738.60/pila

PILA DEL EJEMPLO 2 Y 5

(1.20 m O)

5 m x 759,121.03/ml = \$ 3'795,605.15/pila

7.5 m x 759,121.03/ml = \$ 5'693,407.73/pila

10 m x 759,121.03/ml = \$ 7'591,210.30/pila

PILA DEL EJEMPLO 3

(1.80 m O)

5 m x 1'650,687.75/ml = \$ 8'253,438.75/pila

7.5 m x 1'650,687.75/ml = \$ 12'380,158.13/pila

10 m x 1'650,687.75/ml = \$ 16'506,877.50/pila

PILA DEL EJEMPLO 4

(0.80 m O)

5 m x 341,687.71/ml = \$ 1'708,438.55/pila

7.5 m x 341,687.71/ml = \$ 2'562,657.83/pila

10 m x 341,687.71/ml = \$ 3'416,877.10/pila

PILA DEL EJEMPLO 6	(2.00 m Ø)
5 m x 2'244,717.56/ml	= \$ 11'223,587.80/pila
7.5 m x 2'244,717.56/ml	= \$ 16'835,381.70/pila
10 m x 2'244,717.56/ml	= \$ 22'447,175.60/pila

Las pilas de diámetro grande como son las de 1.80 y 2.00m de diámetro son incosteables para la cantidad de carga

Este tipo de pilas son recomendadas para estructuras de puentes y edificios con grandes descargas de la estructura.

BERNARDINO DIAZ DE LA VEGA GRIEPA
 PROYECTOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
 TRABAJO DE TESTES

PROYECTO: TESTES.547

SISTEMA DE ANALISIS DE PROYECTOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

REPORTE DE MATRICES

# REE	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FECH.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
75	84001	EXCEN. AL TIPO 5 A CALIDAD PROF.	MS	06/05/92	9,953.77		
5	20007	OPERADOR DE MAQUINARIA SIMIL	JOR	28/12/92	97,937.11	0.0100	979.37
1	20008	AUXILIAR GENERAL	JOR	29/12/92	44,071.22	0.0400	1,762.89
41	20009	TRABAJO DEBIL. LE 108 B	HR	28/02/92	82,711.78	0.0850	6,865.36
9	21	CARO GENERAL	X	28/12/92	2,742.22	0.1000	274.22
10	21	herramienta y equip	Y	29/12/92	2,742.22	0.0300	82.27
COSTO DIRECTO TOTAL							9,953.79

DIVISION S.U.
SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA BRIZA
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJO DE TESIS

ARCHIVO: TESIS.DAT

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

REPORTE DE MATRICES

RES	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FECHA	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE	
76	200001	CONCRETO A.B.C. f'c=16000/CM2 f'm=17	M3	06-05-92	165,411.46			
27	200001	CEMENTO 60/65	TON	28/12-92	340,000.00	0.2756	93,500.00	
23	200001	ARENA	M3	28/12-92	30,000.00	0.5459	16,359.00	
24	200002	GRAN. 0.4 (20 mm.)	M3	23-12-92	30,000.00	0.6559	19,770.00	
21	200001	AGUA	M3	25/02-93	6,500.00	0.2400	1,690.00	
2	100004	OPTICA PLUM	JOS	26-12-92	73,426.61	0.1500	11,013.99	
1	100003	AYUDANTE GENERAL	JOR	25/12-92	4,071.22	0.3000	13,221.37	
43	200001	REVOLUCION DE CONCRETO 11-6	HR	06-11-92	11,745.00	0.5714	6,711.09	
9	11	CARGO GENERAL	X	25-12-92	24,239.26	0.1000	2,423.93	
10	11	HERRAMIENTA Y EQUIPO	X	25-12-92	24,239.26	0.0300	727.18	
COSTO DIRECTO TOTAL								165,411.46

DIVISION C.U.
SERVICIO AERONAUTICO CIVIL DE LA VEGA GRANDE
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJO DE TERRE

ARCHIVO: TESTES.DAT

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

REPORTE DE PATRICES

#	FECHA	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
77		PLANTI	PLANTILLA DE COCA. Frecido Tex Esp.	M2	06/05/92	17,783.15		
78		CONCRE	CONCRETO HLEN C. F c=150-D-CY2 Tr=19	M3	06/05/92	185,411.46	1.0770	18,736.62
8		INDMA	OFICIAL ALBANIC	JOR	28/12/92	73,452.31	0.0273	2,041.72
1		IMPENS	AVIANTE GENERAL	JOS	28/12/92	44,071.22	0.2550	2,423.92
9		DIPO	DIPO GENERAL	X	28/12/92	4,465.70	0.1000	446.59
10		HE	HEERRAMIENTA Y EQUIPO	X	28/12/92	4,465.70	0.0300	133.92
SUBTOTAL DE COT:								18,736.62
COSTO DIRECTO TOTAL:								17,733.15

DIVISION C.U.
 SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA BRERA
 PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
 TRABAJO DE TESTIS

ARCHIVO: TESTIS.DAT

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

REPORTE DE MATRICES

# RES	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC. COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
78	ACERO:	M8.Y M4. DE ACERO REF.44 f ₁ =22kg/c	TON	06/05/92	2,237,572.00		
15	BANOS	ACERO DEL # 4	TON	28/12/92	1,357,031.00	1.0600	1,438,452.86
11	BANOS	ALAMBRE PEGUJOS	KG	28/12/92	2,193.00	30.0000	65,910.00
3	IMPRES	OFICIAL FICHERO	JOR	28/12/92	85,672.00	5.0000	428,475.00
1	IMPRES	ANUNCIO GENERAL	JOR	28/12/92	44,571.22	5.0000	222,856.10
9	XI	CARO GENERAL	%	28/12/92	648,831.10	0.1000	64,883.11
10	XI	herramienta + equipo	%	28/12/92	648,831.10	0.0300	19,464.93

COSTO DIRECTO TOTAL

2,237,572.00

DIVISION C.A.
SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA SECRETARIA
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJOS DE TERRE

INDICADOR: TESTIGUO

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/02/92

REPORTE DE MATRICES

REG	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEC.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
05	ACEROS	MES. Y PER. DE ACERO PER. A:	TON	06/05/92	2,116,076.80		
17	BACE07	ACERO DE # 6	TON	28/12/92	1,318,454.00	1.0600	1,397,561.24
3	IMC005	OFICIAL FIERRO	JOR	28/12/92	85,675.00	4.9000	417,665.50
1	IMC000	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	4.9000	215,748.98
9	SI	CARGO GENERAL	%	28/12/92	635,854.48	0.1000	63,585.45
10	SI	herramienta y equipo	%	28/12/92	635,854.48	0.0300	19,075.63
COSTO DIRECTO TOTAL							2,116,076.80

DIRECCION G.N.
SERVICIO AEROMARINO CIVIL DE LA FLEETA BRITANICA
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJO DE TERRE

MAYORADO TERRESTRE

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

RESUMEN DE MATRICES

FE	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FECCOST.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
79	COMPR1	CAMERA COMUN EN CONSTRUCCION	M2	06/05/92	25,238.38		
36	EMDVS	TRILAY DE PINO DE 16 MM.	M2	10/08/92	28,523.00	0.1250	3,565.38
34	EMDVS	MADERA DE PINO DE 2" X 4"	MTA	10/08/92	2,063.77	0.8500	1,754.22
35	EMDVA	MADERA DE PINO DE 4" X 4"	MTA	10/08/92	2,016.28	0.4670	941.65
32	EMDVS	CLAVO CON CABEZA DE 3"	KS	06/05/92	2,209.00	0.2000	440.00
22	EMDVB	DIESEL	LT	28/12/92	700.00	1.3000	910.00
11	EMDVB	LUBRIFICANTE	L	22/12/92	2,172.11	0.7400	1,618.32
4	IMDVB	OFICIAL CARPINTERO	OCF	28/12/92	65,895.00	0.1053	9,022.58
1	IMDVB	AYUDANTE GENERAL	OGF	28/12/92	44,071.22	0.1053	4,640.70
1	IMDVB	AYUDANTE GENERAL	OGF	28/12/92	44,071.22	0.0260	281.42
9	VI	SABO GENERAL	K	23/12/92	14,545.60	0.1000	1,454.53
10	XI	herramienta y equipo		28/12/92	14,545.60	0.0300	436.37
COSTO DIRECTO TOTAL							25,674.75

DIVISION C.U.
 SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA BRISA
 PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
 TRABAJO DE TESTIS

FORMA: TESTIS.121

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 04/06/92

REPORTE DE MATRICES

#	FEES	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FECH.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
51		020002	CONCRETO HLEN C.F.c=25kg/cm2 TMA=17%	M3	08/05/92	221,184.17		
27	200001		CEMENTO CRAS	TON	28/12/92	340,000.00	0.4536	154,026.00
23	200001		ARENA	M3	28/12/92	30,000.00	0.5371	16,113.00
24	200002		GRANA 3/4 (2) 44.1	M3	28/12/92	30,000.00	0.6599	19,797.00
21	200001		AGUA	M3	25/02/93	6,500.00	0.2729	1,768.00
43	200001		REVOLUCIONA DE CONCRETO 11-S	HR	05/11/92	11,745.00	0.3850	4,521.25
2	100004		OTIDIAL ALANTIL	JOR	28/12/92	73,452.61	0.1400	10,283.37
1	100003		AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.2900	12,381.74
9	11		CARO GENERAL	%	28/12/92	22,623.31	0.1900	2,268.33
10	11		herramienta / EQUIPO	%	28/12/92	22,623.31	0.1000	678.70

COSTO DIRECTO TOTAL

221,184.17

DIVISION: C.U.
SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA GRIERA
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJO DE TESIS

ARCHIVO: TESIS.CAT

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

REPORTE DE MATRICES

#	FEQ	CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	FEQ.COT.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
81		CONC02	E.V. C/SE CONC. Y C/SE EN CIMENTACION	M3	06/05/92	296,181.32		
80		CONC02	CONCRETO 4 EN 8. f.c=250kg/cm2 TMA=1%	M3	06/05/92	221,164.17	1.0500	232,213.28
21		SABT01	AGUA	M3	25/02/93	4,500.00	0.3000	1,350.00
2		MOCA	MOCA OFICIAL ALBAÑIL	JOR	28/12/92	73,452.81	0.2050	15,057.76
1		UNO03	AYUDANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.6000	26,442.73
45		DE010	VIBRADOR ALTA FRECUENCIA BETA 101	HR	26/02/92	3,421.50	1.5000	5,132.25
9		SI	GRUO GENERAL	%	28/12/92	50,314.77	0.1650	8,301.94
10		SI	HERRAMIENTA Y EQUIPO	%	28/12/92	50,314.77	0.0300	1,509.44
SUBTOTAL DE COT								232,213.28
COSTO DIRECTO TOTAL								296,181.32

DIVISION C.U.
SERGIO ALEJANDRO DIAZ DE LA VEGA BRERA
PRECIOS UNITARIOS A COSTO DIRECTO
TRABAJO DE TESTIS

PROYECTO: TESTIS.011

SISTEMA DE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTOS

FECHA: 06/05/92

REPORTE DE MATRICES

NO	FEELLO	FEELLO COMPACTADO 9x4 C/MAT.PREC.CYC	NO	06/05/92	11,596.46		
NO	FEELLO	DESCRIPCION	UNIDAD	FECH.	COSTO UNITARIO	VOLUMEN	IMPORTE
21	240701	ASA	M3	25/02/93	6,500.00	0.1500	325.00
1	110103	AVILANTE GENERAL	JOR	28/12/92	44,071.22	0.1250	5,508.90
54	140101	ALICATORIO MECANICO 40X200-150	HE	06/05/92	25,232.00	0.2000	5,046.40
9	11	CEPO GENERAL	%	28/12/92	5,508.90	0.1000	550.89
10	11	PERFORACION Y EQUIPO	%	28/12/92	5,508.90	0.1300	165.27
SUBTOTAL DE MA:							5,046.40
COSTO DIRECTO TOTAL:							11,596.46

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 1

P= 75,000 kg COL= 0.35x0.35m PROF= 5m

Excavación	54.33m3	x	9,963.79	=	\$ 541,332.71
Plantilla	2.89m2	x	17,783.15	=	\$ 51,393.30
Acero de ref.	0.129 ton	x2	237,572.00	=	\$ 289,541.82
Cimbra	8.50m2	x	25,674.75	=	\$ 218,235.38
Concreto	1.34m3	x	296,181.32	=	\$ 397,993.65
Relleno	52.99m3	x	11,596.46	=	\$ 614,496.42

Total \$ 2'112,993.28

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 2

P= 75,000 kg COL= 0.35x0.35m PROF= 7.5m

Excavación	133.25m3	x	9,963.79	=	\$ 1'327,675.02
Plantilla	3.24m2	x	17,783.15	=	\$ 57,617.41
Acero de ref.	0.187 ton	x2	237,572.00	=	\$ 418,425.96
Cimbra	12.39m2	x	25,674.75	=	\$ 318,110.15
Concreto	1.887m3	x	296,181.32	=	\$ 559,005.23
Relleno	131.36m3	x	11,596.46	=	\$ 1'523,310.99

Total \$ 4'204,144.76

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 3

P= 75,000kg COL= 0.35x0.35m PROF= 10m

Excavación	269.53m3	x	9,963.79	=	\$ 2'685,540.32
Plantilla	3.80m2	x	17,783.15	=	\$ 67,575.97
Acero de ref.	0.242ton	x2	176,824.00	=	\$ 526,791.41
Cimbra	16.10m2	x	25,674.75	=	\$ 413,363.48
Concreto	2.38m3	x	296,181.32	=	\$ 704,911.54
Relleno	267.15m3	x	11,596.46	=	\$ 3'097,994.29

Total \$ 7'496,177.01

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 4

P= 150,000 kg COL= 0.40x0.40cm PROF= 5 m

Excavación	76.26m3	x	9,963.79	= \$	759,838.63
Plantilla	5.523m2	x	17,783.15	= \$	98,216.34
Acero de ref.	0.212ton	x2	116,076.80	= \$	448,079.26
Cimbra	11.33m2	x	25,674.75	= \$	290,894.92
Concreto	3.006m3	x	296,181.32	= \$	890,358.07
Relleno	73.25m3	x	11,596.46	= \$	849,440.70

Total \$ 3'336,827.92

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 5

P= 150,000 kg COL= 0.40x0.40cm PROF= 7.5 m

Excavación	176.56m3	x	9,963.79	= \$	1'759,206.76
Plantilla	6.25m2	x	17,783.15	= \$	111,144.69
Acero de ref.	0.257ton	x2	116,076.80	= \$	543,831.74
Cimbra	15.60m2	x	25,674.75	= \$	400,526.10
Concreto	3.72m3	x	296,181.32	= \$	1'101,794.51
Relleno	172.84m3	x	11,596.46	= \$	2'004,332.15

Total \$ 5'920,835.95

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 6

P= 150,000 kg COL= 0.40x0.40 m PROF= 10 m

Excavación	343.40m3	x	9,963.79	= \$	3'421,565.49
Plantilla	7.29m2	x	17,783.15	= \$	129,639.16
Acero de ref.	0.324ton	x2	116,076.80	= \$	684,656.65
Cimbra	19.96m2	x	25,674.75	= \$	512,468.01
Concreto	4.57m3	x	296,181.32	= \$	1'353,548.63
Relleno	338.83m3	x	11,596.46	= \$	3'929,228.54

Total \$ 10'031,106.48

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 7

P= 225,000 kg COL= 0.50x0.50 m PROF= 5 m

Excavación	96.01m3	x	9,963.79	= \$	956,623.48
Plantilla	8.12m2	x	17,783.15	= \$	144,399.18
Acero de ref.	0.292ton	x2	116,076.80	= \$	617,894.43
Cimbra	14.95m2	x	25,674.75	= \$	383,837.51
Concreto	5.27m3	x	296,181.32	= \$	1,560,875.56
Relleno	90.74m3	x	11,596.46	= \$	1,052,262.78

Total				\$	4,715,892.94

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 8

P= 225,000 kg COL= 0.50x0.50 m PROF= 7.5 m

Excavación	215.75m3	x	9,963.79	= \$	2,149,687.69
Plantilla	9.30m2	x	17,783.15	= \$	165,427.75
Acero de ref.	0.369ton	x2	116,076.80	= \$	781,625.87
Cimbra	20.39m2	x	25,674.75	= \$	523,508.15
Concreto	6.524m3	x	296,181.32	= \$	1,932,286.93
Relleno	209.23m3	x	11,596.46	= \$	2,426,327.33

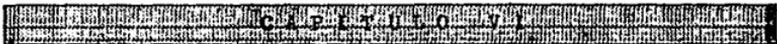
Total				\$	7,978,863.72

ZAPATA DISEÑADA EN EL EJEMPLO 9

P= 225,000 kg COL= 0.50x0.50 m PROF= 10 m

Excavación	410.60m3	x	9,963.79	= \$	4,091,132.17
Plantilla	10.89m2	x	17,783.15	= \$	193,658.50
Acero de ref.	0.478ton	x2	116,076.80	= \$	1,011,484.71
Cimbra	25.94m2	x	25,674.75	= \$	666,003.02
Concreto	7.99m3	x	296,181.32	= \$	2,367,821.56
Relleno	402.61m3	x	11,596.46	= \$	4,668,850.76

Total				\$	12,998,950.72



COMPARACION DE COSTOS

La comparación se realizó solamente con las cimentaciones desplantadas en el estrato de 40,000 kg/m², ya que para el estrato de 60,000 kg/m² las zapatas resultan más reducidas en proporción que las pilas en el estrato de 40,000kg/m² y la comparación de costos no tiene sentido.

El costo que ocasionaría el acarreo de material en ambas cimentaciones no se tomó en cuenta.

Vale mencionar que el tiempo de ejecución es menor en la pila que en la zapata y esto puede repercutir en costos de mano de obra y renta de equipos.

Otros costos que no se tomaron en cuenta y que pueden ser significativos en caso de que se presenten son:

- El costo de ataguías en zapatas.
- El costo de pruebas de laboratorio y pruebas de carga en pilas, cuando se dude de la correcta ejecución del cemento.

Los precios de materiales, mano de obra y de equipos son de agosto de 1992.

Comparación a 5m de profundidad y descarga de
75,000kg

Pila	\$ 1'102,369.30
Zapata	\$ 2'112,993.28

Comparación a 5m de profundidad y descarga de
150,000kg

Pila	\$ 3'795,605.15
Zapata	\$ 3'336,827.92

Comparación a 5m de profundidad y descarga de
225,000kg

Pila	\$ 8'253,438.75
Zapata	\$ 4'715,892.94

Comparación a 7.5m de profundidad y descarga de
75,000 Kg

Pila	\$ 1'653,553.95
Zapata	\$ 4'204,144.76

Comparación a 7.5m de profundidad y descarga de
150,000 Kg.

Pila	\$ 5'693,407.73
Zapata	\$ 5'920,835.95

Comparación a 7.5m de profundidad y descarga de
225,000 Kg.

Pila	\$ 12'380,158.13
Zapata	\$ 7'978,863.72

Comparación a 10m de profundidad y descarga de
75,000kg.

Pila	\$ 2'204,738.60
Zapata	\$ 7'496,1770.01

Comparación a 10m de profundidad y descarga de
150,000kg.

Pila	\$ 7'591,210.30
Zapata	\$ 10'031,106.48

Comparación a 10m de profundidad y descarga de
225,000kg.

Pila	\$ 22'447,175.60
Zapata	\$ 12'998,950.72

CONCLUSIONES

En la comparación de costos nos pudimos dar cuenta que cuando la descarga de la superestructura oscila los valores de 75,000 a 150,000kg/m², el costo de la zapata es mayor que el de la pila y mientras la profundidad de desplante de la cimentación sea mayor, también mayor será el costo de la zapata esto debido al gran volumen de excavación para la fabricación de la misma.

Cuando la descarga de la superestructura es mayor a los 150,000kg/m² el costo de la pila sobrepasa por mucho al de la zapata, esto debido a que para poder dar la capacidad de carga del terreno se necesita un área muy grande de contacto del cimiento con el terreno de apoyo por lo que la pila tiene que ser muy gruesa por lo tanto incosteable ya que desde el punto de vista técnico la pila soportaría una carga mucho mayor a la señalada de la superestructura, pero la falla se presentaría por capacidad de carga del terreno de apoyo.

Resulta conveniente volver a mencionar que en el diseño estructural de las pilas y zapatas no se tomaron en cuenta los asentamientos que pudiese sufrir la estructura, por lo que es conveniente y reglamentario calcularlos, lo

cual podría repercutir en superficies de contacto mayores en ambas cimentaciones lo cual lógicamente aumentaría el costo de las mismas.

En el caso de la excavación para la realización de las zapatas ya viendolo desde el punto de vista práctico y de tiempo de ejecución podría ser conveniente sustituirlas por una losa de cimentación ya que si las zapatas se encuentran muy cerca una de otra las excavaciones se afectarían mutuamente estorbandose lo que ocasionaría tiempos perdidos.

A pesar de que los suelos de transición ya están muy estudiados por muchos autores, lo mejor es no confiarse y realizar un estudio de mecánica de suelos detallado para poder tomar la decisión correcta en el tipo de cimentación a usar.

Desde el aspecto de seguridad y por lo tanto prioritario, es más recomendable usar pilas ya que estas resisten mucha más carga que las zapatas aisladas.

Dados los resultados obtenidos en este trabajo se concluye que las pilas de cimentación si pueden ser más baratas que las zapatas aisladas y por lo tanto ampliamente recomendables en construcciones donde antes no se usaban debido al alto costo supuesto de las mismas.

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

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS

- Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes.

Ed. Regina de los Angeles.

México D.F. 1989.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS

- Cimientos profundos colados en sitio.

Ed. Limusa

México D.F. 1990

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS

- El subsuelo de la Cuenca del Valle de México.

Ed. Limusa

México D.F. 1990

MELI PIRALLA ROBERTO.

- Diseño Estructural.

Ed. Limusa

México D.F. 1991.

GONZALES CUEVAS OSCA F. Y ROBLES FRANCISCO.

- Aspectos Fundamentales del concreto reforzado.

Ed. Limusa.

México D.F. 1993.

SUAREZ SALAZAR.

- Costo y tiempo en edificación.

Ed. Limusa.

México D.F. 1993.

FEURIFOY L

- Métodos, Planeamiento y equipos de construcción

Ed. DIANA.

Bueno Aires 1990.

MCC.

- Manual de costos para constructores.

Ed Trillas

México D.F. 1992.

COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO

- Características geológicas y geotécnicas del Valle
de México.

Ed. Primera Reimpresión.

México D.F. Diciembre de 1990.