

6070

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA

DESCARTE



DISEÑO-Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES  
PROFUNDAS.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A N  
JOSE DAVID VALDES HERRERA  
JOVITO MUCIÑO GARCIA



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

A los Pasantes Señores JOVITO MUCIÑO GARCIA y  
JOSE DAVID VALDES HERRERA,  
P r e s e n t e s .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a ustedes a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el -- Profesor M. I. Francisco Zamora Millán, para que lo desarrollen como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS"

- I. Introducción
- II. Clasificación de las cimentaciones
- III. Estudios previos en cimentaciones profundas
- IV. Capacidad de carga
- V. Análisis de asentamientos
- VI. Selección del tipo de cimentación
- VII. Análisis y diseño estructural de una cimentación profunda a base de un cajón y pilotes de adherencia (ejemplo)
- VIII. Procedimiento de construcción
- IX. Conclusiones

Ruego a ustedes se sirvan tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberán prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, a 15 de junio de 1977

EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

*b.s.*

EVC/GSA/ser

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES  
PROFUNDAS

MUCIÑO GARCIA JOVITO  
VALDES HERRERA JOSE DAVID

Nuestra sincera gratitud al  
Ing. Francisco Zamora Millán  
Director de esta Tesis.

En agradecimiento por su  
colaboración:

Ing. Rafael Morales y Monroy  
Ing. Mauricio Hernández García.

Entrañablemente, a la memoria  
de mi padre...

David Valdés

A mi madre:

Hilda Herrera

que con su esfuerzo y cariño  
ha iluminado mi camino

A mis hermanos:

Carlos

Julia

Ma. del Rosario

j.d.v.h.

DEDICO CON MUCHO CARINO:

A la memoria de mi padre,  
Sr. Don Filemón Muciño Aguirre,  
con la máxima gratitud, admira-  
ción y respeto, por sus conse-  
jos y deseos para que llegará a  
ser un profesionista.

A mi Madre  
Sra. Delia García Vda. de Muciño,  
que con su inmenso cariño, esfuer-  
zo y sacrificios hicieron posible  
mi formación.

j.m.g.

A MIS HERMANOS:

Petis

Javier

Sara

Filemón

Alfredo

Guillermo

Delia

Para que sigan estudiando con  
mucho entusiasmo y lleguen a-  
ser profesionistas.

A MI NOVIA,

Srta. Juanita García Garcés,

con amor, por su comprensión  
y apoyo.

j.m.g.

# I N D I C E

	Pág.
I. INTRODUCCION	1
2. CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES	3
2.1. Cimentaciones superficiales	5
2.1.1. Zapatas aisladas	5
2.1.2. Zapatas corridas	5
2.1.3. Losas de cimentación	5
2.1.4. Cajones	5
2.2. Cimentaciones profundas	6
2.2.1. Pilotes de punta	7
2.2.2. Pilotes de adherencia o fricción	8
2.2.3. Pilotes mixtos	8
2.2.4. Pilotes especiales	8
2.2.5. Pilas	9
2.2.6. Cilindros	10
2.2.7. Cajones profundos.	10
3. ESTUDIOS PREVIOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS	20
3.1. Prueba de penetración estándar	24
3.2. Muestreo en tubos de pared delgada (tipo Shelby)	25
4. CAPACIDAD DE CARGA	30
4.1. Teorías de capacidad de carga	30
4.1.1. Capacidad de carga total de un pilote	30
4.1.2. Capacidad de carga por punta	31
4.1.3. Capacidad de carga por adherencia y/o fricción	33

	Pág.
4.1.4. Fricción negativa	36
4.1.5. Capacidad de carga admisible	37
4.1.6. Capacidad de grupos de pilotes	38
4.2. Fórmulas dinámicas	43
4.3. Pruebas de carga	44
5. ANALISIS DE ASENTAMIENTOS	57
5.1. Estudios teóricos	57
5.2. Distribución de esfuerzos bajo un grupo de pilotes	58
5.2.1. Pilotes de fricción	58
5.2.2. Grupo de pilotes apoyados por punta en suelos cohesivo-friccionantes	59
5.2.3. Grupo de pilotes apoyados en estratosumamente resistentes	62
5.3. Análisis de asentamientos	62
5.4. Tipos de asentamientos	64
6. SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION	73
6.1. Requisitos que debe satisfacer una cimentación	73
6.1.1. Capacidad de carga sin falla al cortante	73
6.1.2. Asentamientos	74
6.1.3. Economía	74
6.2. Factores que determinan el tipo de cimentación	75
6.2.1. Características de la estructura	76
6.2.2. Condiciones del subsuelo	76
6.2.3. Otros factores	76
7. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACION PROFUNDA A BASE DE UN CAJÓN Y PILOTES DE ADHERENCIA (EJEMPLO)	77
7.1. Descripción	77
7.2. Acciones sobre la cimentación	80
7.3. Definición de la estructuración y elementos estructurales.	81
7.3.1. Contratraveses y muros de contención	84
7.3.2. Losas	85

	Pág.
7.4. Localización de los pilotes	88
7.4.1. Centro de gravedad de las fuerzas es-- tructurales	91
7.4.2. Centro de gravedad de las fuerzas de - cimentación	91
7.5. Análisis y diseño de la cimentación	93
7.6. Diseño de un pilote	106
8. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	108
8.1. Pilotes	108
8.1.1. Pilotes precolados	108
8.1.2. Pilotes de punta - fricción	110
8.1.3. Pilotes colados "in situ"	110
8.2. Pilas	111
8.2.1. Diámetro de perforaciones	112
8.2.2. Pilas con campana o ampliación en la base	113
8.2.3. Tolerancias	113
8.2.4. Refuerzo	114
8.2.5. Colocación del concreto	115
8.2.6. Equipos de construcción	115
8.3. Elementos de contención	116
9. CONCLUSIONES	117
REFERENCIAS	120
BIBLIOGRAFIA	122

## 1.- I N T R O D U C C I O N

En todas las obras de Ingeniería Civil, ya sean edificios, puentes, caminos, etc., requieren de una cimentación que se comporte segura y adecuadamente y, cuyo costo se encuentre -- dentro de límites razonables.

La cimentación es considerada como una parte de la estructura que proporciona apoyo a la misma y transmite sus cargas al terreno.

En un sentido más completo, la cimentación incluye, además de las partes de la estructura que transmiten las cargas, al suelo o roca en que se apoyan.

La finalidad de este trabajo es la de presentar un estudio de los métodos y procedimientos empleados en la actualidad -- para diseñar una cimentación profunda, abarcando desde su clasificación hasta el procedimiento de construcción.

En el siguiente capítulo se presenta una clasificación de las cimentaciones, comentándose las características más relevantes de cada una de ellas.

Posteriormente, en el capítulo 3, se exponen los métodos más comúnmente empleados para la exploración del subsuelo; -- así como el tipo de muestras y los datos que se deben obtener de ellas.

En el capítulo 4, se tratan los principales métodos teóricos desarrollados para resolver el problema de la capacidad de carga de los suelos, de acuerdo a sus diferentes características -- estratigráficas.

La teoría de capacidad de carga que ha tenido mayor - - trascendencia y aplicación en la práctica, es la desarrollada por Terzaghi, la cual se basó en el estudio que realizó Prandtl acerca de la indentación de un elemento rígido de base plana en un medio considerado -idealmente- como semi-infinito, homogéneo, isó--tropo y rígido-plástico perfecto.

El análisis de asentamientos (capítulo 5) se basa en la teoría de la elasticidad, y sus resultados son aplicados aceptablemente a la Mecánica de Suelos.

En el cálculo de los asentamientos se recurre a la teoría de la consolidación propuesta por Terzaghi, y cuyos resultados tienen la aproximación requerida en la Mecánica de Suelos.

Los requisitos que debe cumplir una cimentación, así como los factores que influyen en su elección, como son las características de la estructura y las condiciones del subsuelo, son estudiadas en el capítulo 6.

En el capítulo 7, se expone un ejemplo de análisis y diseño estructural de una cimentación profunda a base de un cajón -parcialmente compensado y pilotes trabajando por adherencia.

Finalmente, los procedimientos más usuales para la construcción e hincado de pilotes y pilas, así como el equipo empleado para su instalación, son descritos en el capítulo 8.

## 2.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES

Tradicionalmente las cimentaciones se clasifican en función de su profundidad, dividiéndose en dos grandes grupos:

- 1) cimentaciones superficiales
- 2) cimentaciones profundas

Puede existir algún tipo de cimentación que sea una combinación de los dos anteriores y que no quede estrictamente englobado en ninguno de ellos.

Si la "conexión" entre la obra civil y el suelo de cimentación se realiza prácticamente en la superficie del terreno se acostumbra llamar cimentaciones superficiales. Por el contrario, si los estratos superficiales no tienen suficiente resistencia, o bien, son susceptibles de ser afectados por intemperismo, socavación, etc., y es necesario apoyarse a mayores profundidades, se denominarán cimentaciones profundas.

No existe un criterio definido para marcar la frontera de las cimentaciones superficiales o someras de las profundas. Algunos autores consideran que si la profundidad de desplante no es mayor -- que un par de veces el ancho del cimiento se tendrán cimentaciones superficiales; por otra parte, generalmente se acepta que cuando la relación entre la profundidad y el ancho del cimiento es mayor que cuatro se tienen cimientos profundos. En la tabla 2-1 se presenta -- una clasificación de las cimentaciones.

A continuación se comenta sucintamente los tipos de cimentaciones superficiales, y más adelante a las profundas, las cuales se tratarán más detalladamente ya que constituyen el tema del presente trabajo.

TABLA 2.1.- CLASIFICACION DE LAS CIMLNTACIONES

CIMENTACIONES	SUPERFICIALES	Zapatas	aisladas
			corridas
		Losas de cimentación	
		Cajones	parcialmente compensados
			totalmente compensados
		sobrecompensados	
	PROFUNDAS		De punta
			De fricción
		Pilotes	Mixtos
			Especiales
	Pilas		
	Cilindros		
	Cajones profundos		

## 2.1.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

2.1.1.- ZAPATAS AISLADAS.- Son elementos estructurales de forma cuadrada o rectangular hechos de concreto reforzado; se construyen bajo columnas para transmitir las descargas de éstas al suelo en una mayor área. ( Fig. 2.1.a ).

2.1.2.- ZAPATAS CORRIDAS.- Son elementos estructurales de forma rectangular en los cuales el lado largo es mucho mayor que el lado corto, pueden ser de concreto reforzado o de mampostería y sirven de apoyo a muros y columnas. ( Fig. 2.1.b ).

2.1.3.- LOSAS DE CIMENTACION.- Cuando la resistencia del terreno es baja y la presión de contacto es grande se tiene que recurrir a mayores áreas de apoyo, lográndose con una losa de cimentación que cubre todo el terreno en que tendrá lugar la construcción.

2.1.4.- CAJONES.- Compensan una porción importante del peso de la estructura mediante la extracción correspondiente del suelo, pues al excavar para alojar al cajón se logra reducir la descarga neta, evitándose así, incrementos de presión en la masa del subsuelo que pudieran producir asentamientos importantes.

Los cajones de cimentación generalmente están formados -- por losa de cimentación y losa superficial, retícula de trabes y muros de contención. ( Fig. 2.2 ).

Cuando el peso de la estructura incluyendo su cimentación es igual al peso del suelo desalojado se dice la cimentación es totalmente compensada.

Si el peso del suelo excavado es menor que el del edificio se tiene compensación parcial y, finalmente, la inversa provoca una cimentación sobrecompensada.

Las cimentaciones totalmente compensadas o sobre compensadas resultan de estructuras que por su función y destino requieran permanecer parcial o totalmente bajo la superficie del terreno; o bien, de la necesidad de contar con un espacio subterráneo útil, - como puede ser el caso de los edificios de uno o más sótanos para estacionamiento.

La cimentación parcialmente compensada por medio de cajones, es una solución adecuada cuando el diseño sin compensación entraña un factor de seguridad bajo contra falla por capacidad de carga o asentamientos más allá de los permisibles.

En la ciudad de México, en donde el suelo es muy compresible, es frecuente la combinación de compensación parcial y pilotes de fricción, en donde la carga no compensada es transmitida a los pilotes ( Fig. 2.3 ). Esta solución reduce la profundidad de excavación y, por lo tanto, el costo y facilidad de construcción; además evita que el edificio emerja ya que se va hundiendo con la misma velocidad que la superficie del terreno.

Lo anterior es explicable, pues existe compatibilidad en el funcionamiento del cajón y los pilotes, ya que éstos trabajan por fricción casi al límite, deslizándose y permitiendo al cajón compensar parcialmente el peso de la estructura y redistribuir las presiones en el subsuelo, reduciendo con ello los asentamientos.

## 2.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS.

**PILOTES.**- Son elementos estructurales muy esbeltos en que una dimensión predomina sobre las otras dos; el diámetro o el ancho generalmente están comprendidas entre 30 y 60 cm., y pueden ser de madera, concreto, acero, o una combinación de los mismos. - Atendiendo a sus secciones transversales pueden ser cuadradas, circulares, triangulares, etc., si son de acero, generalmente sus secciones son I, H y O.

Los pilotes son el tipo de cimentación más utilizado en suelos blandos de baja resistencia; pueden ser prefabricados o colados en el lugar.

En general se usan los pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere.

- a) Transmitir las cargas de una estructura a un estrato de suelo resistente que proporcione el apoyo adecuado
- b) Transmitir el peso de una estructura a una capa de --suelo blando a través de la fricción lateral que se genera entre suelo y pilote.
- c) Proporcionar a ciertas estructuras el anclaje lateral necesario para resistir fuerzas laterales que se ejerzan sobre de ellas. Es frecuente en este caso la utilización de pilotes inclinados.
- d) La compactación de suelos sueltos con el fin de generar una cierta capacidad de carga.
- e) Proporcionar el debido anclaje a estructuras que se vean sometidas a momentos de volcadura, subpresiones u otros efectos que traten de levantar la estructura. En este caso los pilotes trabajarán a tensión.
- f) Proteger estructuras marinas ( muelles, atracadores - etc., ) contra fuerzas horizontales.

2.2.1.- PILOTES DE PUNTA.- Son aquellos que transmiten directamente parte o la totalidad del peso de la superestructura a un estrato lo suficientemente resistente. En donde existe consolidación regional, presentan la desventaja de que la estructura tiende a emerger conforme se va consolidando el suelo, con ello además de cargar el peso de la estructura misma, los pilotes tienen que soportar la fricción negativa del suelo. Otro inconveniente son los daños ocasionados a las construcciones vecinas que están cimentadas por superficie, e inclusive a aquellas que se apo-

yan sobre pilotes de adherencia.

2.2.2.- PILOTES DE ADHERENCIA O FRICCIÓN.- Al contrario - que los pilotes anteriores, su resistencia por punta se considera despreciable; estos pilotes transmiten toda la carga a través de su superficie lateral.

Se les denomina pilotes de adherencia cuando su resistencia proviene precisamente de la adherencia que se desarrolla en el fuste del pilote como es el caso de los suelos cohesivos. Se llaman pilotes de fricción a aquellos que su resistencia se deba a la fricción desarrollada entre el pilote y los suelos friccionantes - ( granulares ).

2.2.3.- PILOTES MIXTOS.- Se les denomina así porque su trabajo por punta es comparable con el que se desarrolla por adherencia o fricción.

2.2.4.- PILOTES ESPECIALES.- A raíz del hundimiento regional y las condiciones peculiares del subsuelo de la Ciudad de México se han ideado pilotes que eliminen o reduzcan los inconvenientes del comportamiento de los pilotes convencionales, como son la emersión de las estructuras cuando están cimentadas por pilotes -- con alta capacidad de carga por punta, la sobrecarga producida por la fricción negativa cuando se utiliza este tipo de pilotes y la baja capacidad de carga de los pilotes de fricción.

a) PILOTES DE CONTROL.- Son elementos de diseño especial que trabajan por punta y atraviesan la cimentación uniéndose a ella a través de un puente anclado a la cimentación en las contra-trabes. Entre la cabeza del pilote y el puente se colocan unas placas de acero y unos cubos de madera que presentan un cierto comportamiento y características esfuerzo-deformación definidas. ( Fig.- 2.4 ).

El objetivo principal de los pilotes de control es que la estructura se hunda simultáneamente al suelo que le circunda. El -

peso de la estructura será tomado parte por el suelo y parte por los pilotes.

b) PILOTES DE PENETRACION.- Es un pilote que trabaja por adherencia o fricción y que en la punta tiene un elemento -generalmente de acero- de sección transversal menor. ( Fig. 2.5. ), en un principio el pilote sufrirá hundimientos conforme lo haga el suelo hasta que la punta penetre en la capa dura, por lo que se acostumbra hincarlo a una profundidad tal que la punta quede en un colchón de 3 a 5 m. arriba del estrato resistente.

Existen otros tipos de pilotes cuya aplicación ha sido -- más bien escasa, como son los pilotes entrelazados ( Ref. 1 ), los electrometálicos ( Ref. 2 ), y los telescópicos ( Ref. 3 ), cuyos principios de funcionamiento y detalles de diseño se pueden encontrar en las referencias señaladas.

2.2.5.- PILAS.- Son elementos prismáticos colados en una perforación y que se apoyan en suelos compactos o roca. Las pilas presentan las mismas características que los pilotes, pero son de dimensiones mayores y, por consiguiente, de una capacidad de carga más alta.

Otra diferencia con respecto a los pilotes es su método de construcción, ya que las pilas se fabrican en el lugar, siendo su sección transversal, circular y compacta. Para tener una mayor área de apoyo se les hace una ampliación en la base que se llama -- " campana ". ( Fig. 2.6 ).

Para profundidades moderadas ( aproximadamente 20 m. ) y cuando no exista agua freática, o bien, el flujo de agua en el suelo es pequeño las pilas resultan más económicas que los pilotes, - pues se pueden construir rápidamente utilizando equipo ligero y móvil. La perforación se realiza de diámetros que van de 0.60 a 3.00 m., por lo que, en general, es suficiente una pila bajo cada columna.

2.2.6.- CILINDROS.- Son elementos de grandes dimensiones y, por consiguiente, de mayor capacidad de carga que los anteriores.

Para su elección se deberán considerar grandes cargas -- ( 700 - 1200 toneladas ) y la presencia de un estrato francamente resistente en que se apoya el cilindro.

Son de sección circular cuyo diámetro mínimo por razones constructivas es del orden de 3.00 m., y en cuanto al material de que están constituidos pueden ser de concreto reforzado o de acero y en alguna época se hicieron de hierro fundido. ( Fig. 2.7 ).

Generalmente son huecos durante su colocación y posteriormente es posible llenarlos si las necesidades estructurales del proyecto así lo requieren.

El método más usual para efectuar su hincado es el llamado "pozo indio".

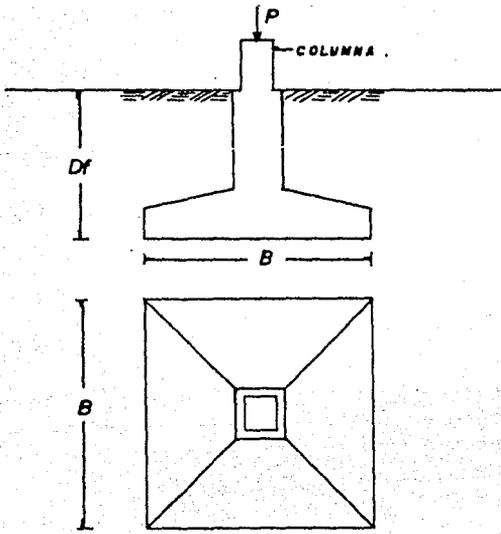
2.2.7.- CAJONES PROFUNDOS.- Si las descargas estructurales son demasiado grandes para utilizar algún tipo de cimentación de los mencionados anteriormente y se tiene un elevado tirante de agua, se recurre a los cajones profundos.

Son elementos de forma paralelepípeda ( Fig. 2.8 ) que se construye total o parcialmente fuera de su posición final y, posteriormente, son arrastrados - generalmente flotando en agua - hasta ser colocados en la vertical de su posición y a continuación hundidos paulatinamente en varias etapas hasta alcanzar su apoyo final.

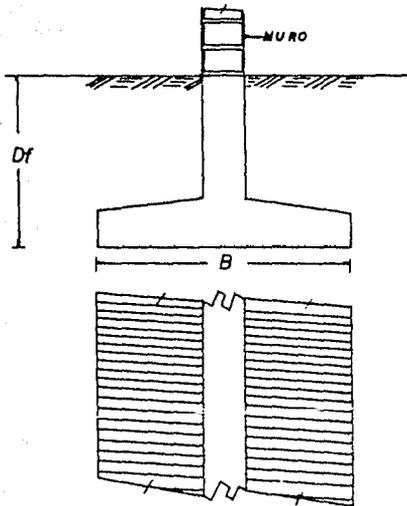
De acuerdo a su procedimiento constructivo se clasifican en:

- a) abiertos
- b) cerrados
- c) neumáticos

Este tipo de cimentación es usual emplearlo en puentes con grandes claros y concentraciones elevadas de carga.



a) ZAPATA AISLADA



b) ZAPATA CORRIDA

Fig. 2.1) TIPOS DE ZAPATAS

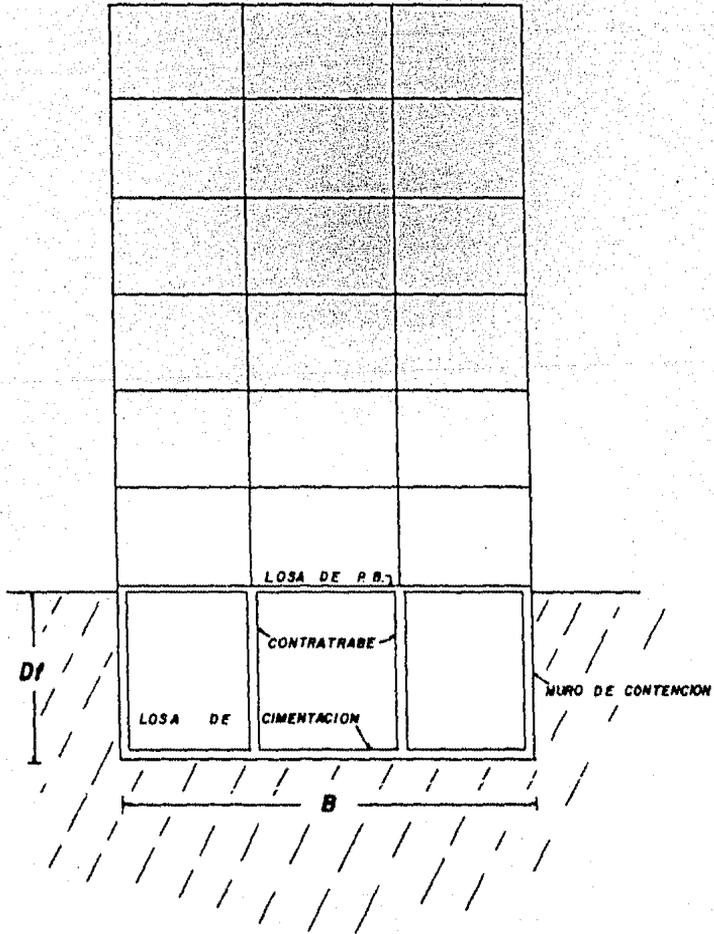


Fig. 2.2) CAJON DE CIMENTACION .

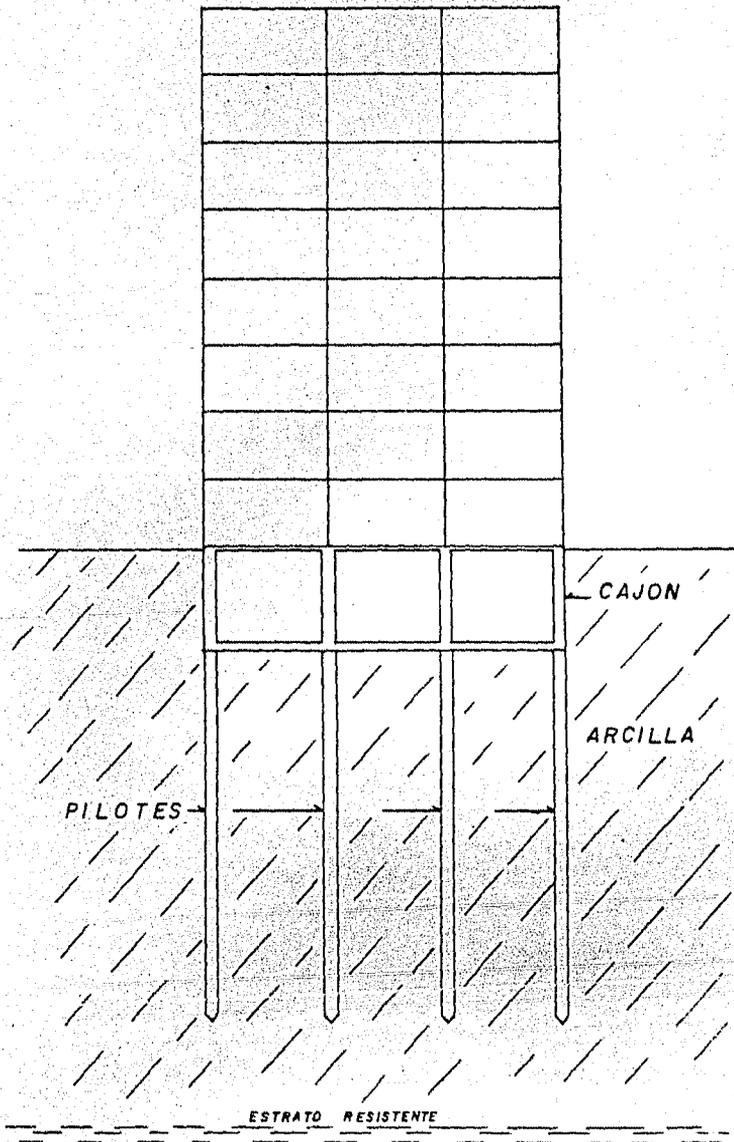


Fig.2.3) CIMENTACION PARCIALMENTE COMPENSADA  
Y PILOTES DE ADHERENCIA .

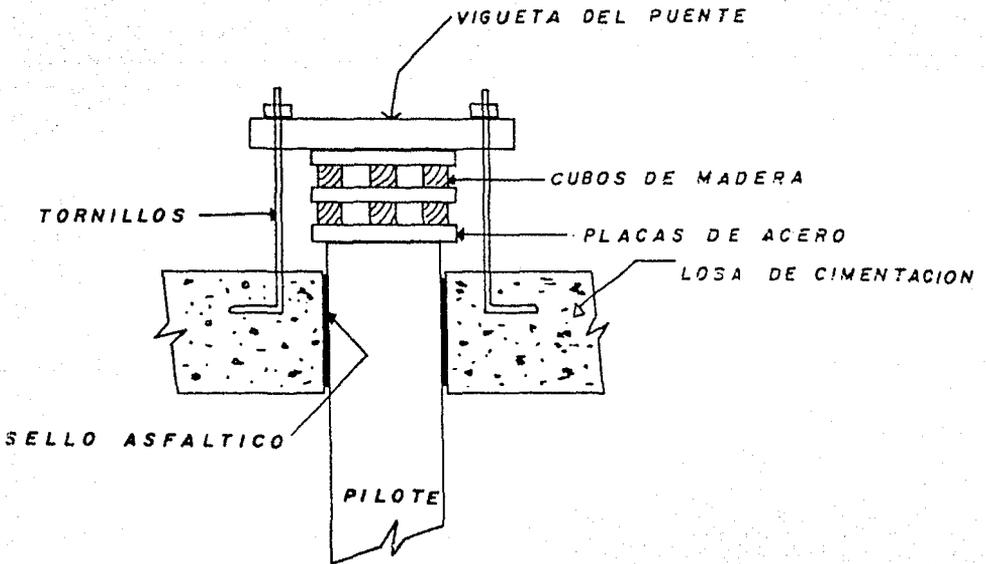


Fig. 2.4 ) PILOTE DE CONTROL .

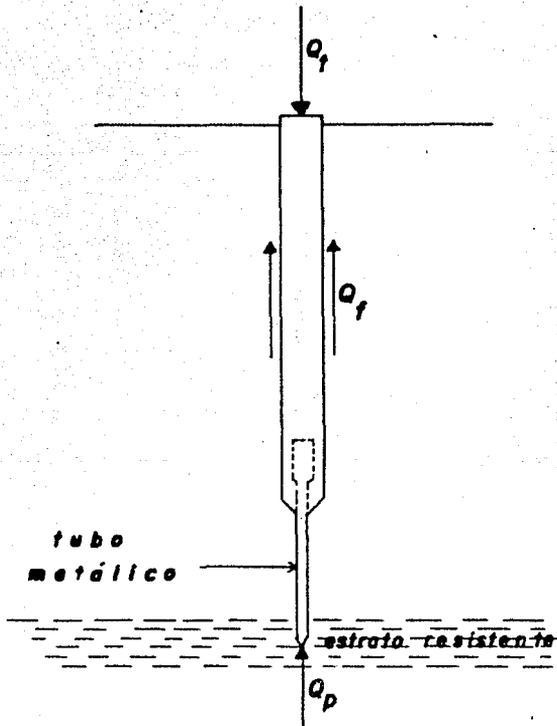


FIG. 2.5) PILOTE DE PENETRACION

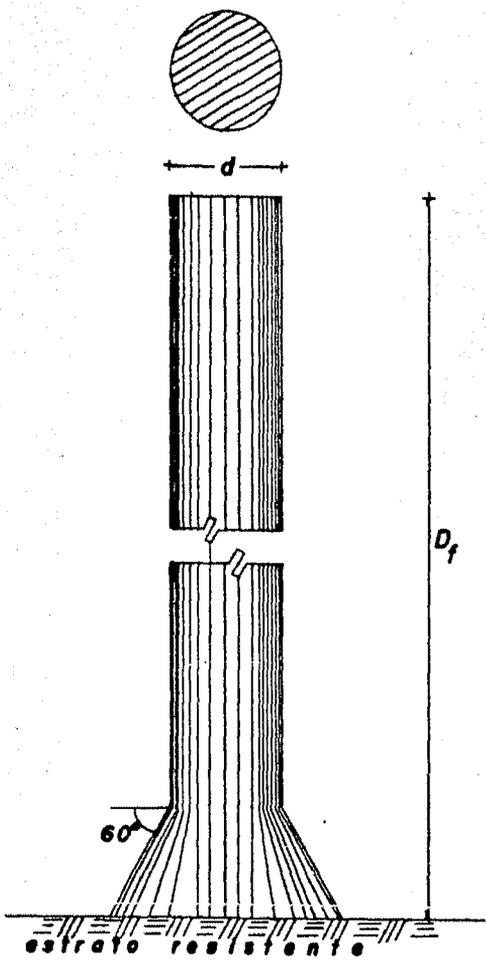


FIG. 2.6) P I L A

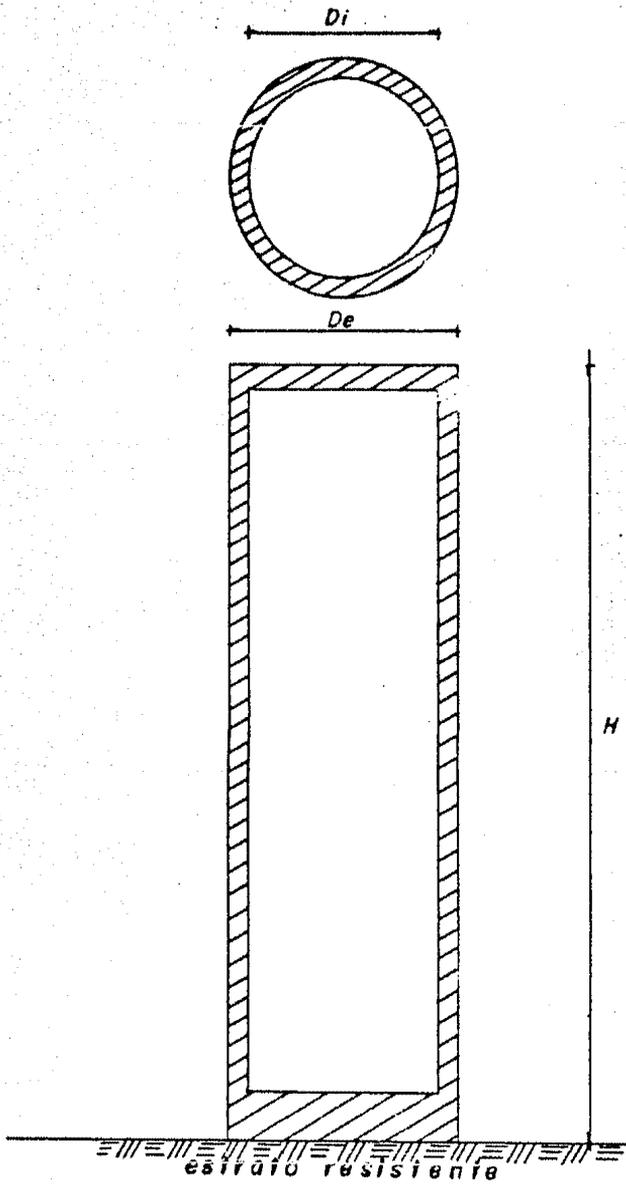


Fig. 2.7) CILINDRO.

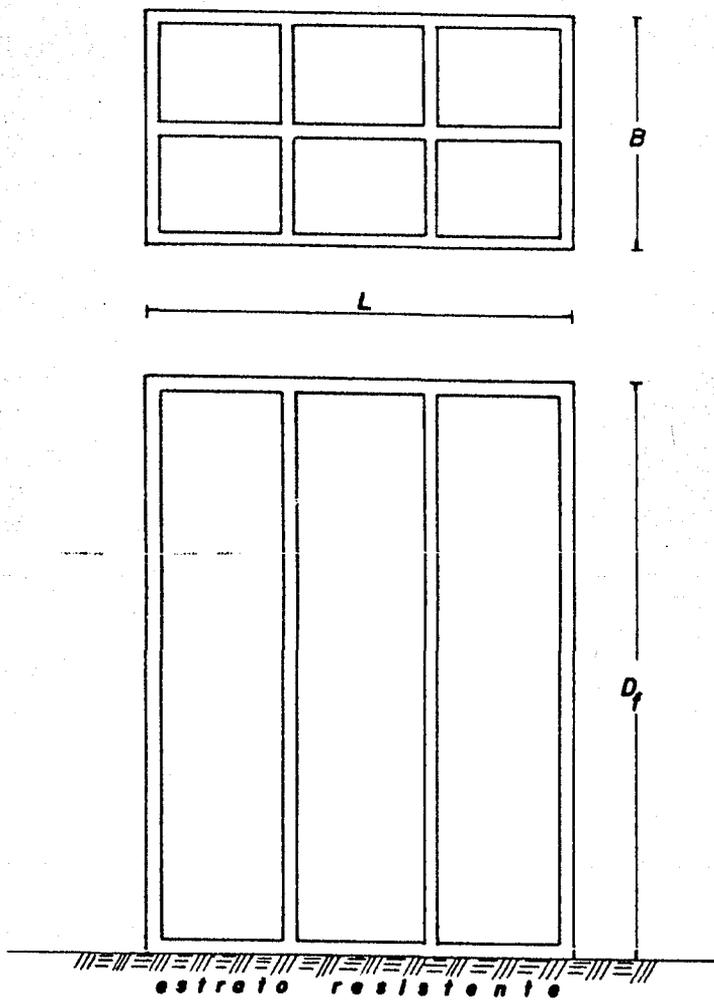


FIG. 2.8) CAJON PROFUNDO

### 3.- ESTUDIOS PREVIOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

Para realizar un proyecto de cimentación, y que sea viable desde el punto de vista ingenieril, es decir, que resulte económico, seguro y que vaya de acuerdo a la importancia de la obra, se requiere del conocimiento amplio de dos factores que intervienen en su construcción y se relacionan entre sí: la estructura y el terreno en que se apoyará.

Es necesario entonces, conocer las características físicas y mecánicas del suelo en el que descansará la estructura, lo cual se obtiene a través de una exploración del subsuelo que comprende tanto trabajo de campo como pruebas de laboratorio.

La formación de los suelos obedece a una serie de procesos geológicos que se presentan de una manera irregular a través del tiempo, por lo que el primer paso en el estudio del suelo será una investigación general de la geología del lugar ( naturaleza, tipo y características estructurales del subsuelo ) obtenida de una recopilación de la información existente de exploraciones previas y de las observaciones hechas en el lugar por un ingeniero especialista, y que deben incluir una evaluación del comportamiento de las cimentaciones existentes en el lugar.

El conocimiento de la geología del lugar y su adecuada interpretación permiten la elaboración de un buen programa exploratorio del subsuelo.

Esta etapa del estudio comprende tanto a obras pequeñas como a los grandes proyectos. En el primer caso, la información recabada en la primera etapa complementada con un pequeño número de ensayos de identificación, clasificación y resistencia sobre muestras representativas de los suelos, y con un factor de seguridad racionalmente amplio, puede ser suficiente para la determi

nación del tipo y características de la cimentación adecuada a la obra en cuestión.

Por el contrario, si la obra es de mayor importancia e implica mayores volúmenes en su construcción, el estudio del suelo deberá ser más completo y detallado, y cuyo costo siempre será mínimo comparado con los gastos que se originarían por una falla en la cimentación ocasionada por una hipótesis falsa en el proyecto.

En función de las características del subsuelo y del tipo de información requerida, las muestras que se obtengan de los suelos pueden ser representativas o inalteradas; las primeras serán aquellas que aún cuando la estructura del suelo sufre una alteración representan con fidelidad sus características mecánicas.

Las muestras inalteradas conservarán - con un bajo grado de alteración - la estructura del suelo y sus propiedades índice.

La exploración de campo requiere de la realización de -- una serie de sondeos o excavaciones, que estarán determinadas por el tipo de obra, la magnitud de la misma y de la naturaleza del terreno. Normalmente es muy difícil precisar el número y distribución de los sondeos sin antes conocer el subsuelo, o sea, antes de haber iniciado la exploración. En general, mientras más uniforme sea la distribución de cargas de la estructura, se requerirán menor número de sondeos; y de igual manera, entre más uniforme -- sea la estratigrafía del terreno, menor será el número de sondeos necesarios.

El nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ( Ref. 4 ) establece que para el proyecto de la cimentación de una estructura, aparte de considerar las condiciones generales en que se encuentran las construcciones ( condiciones de cimentación, estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamiento y

desplomes ), se deberá realizar un estudio del subsuelo que contemple la investigación de la secuela estratigráfica, la heterogeneidad de los mantos, la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo, obteniéndose todo ello, mediante la realización de exploraciones ( pozos a cielo abierto o sondeos ) cuyo tipo y número estará determinando por la zona en que se encuentre la construcción, el peso unitario medio de la estructura y por el espesor del material compresible.

Se tiene por costumbre realizar por lo menos un sondeo en donde el suelo será sometido a mayores presiones y otro en donde se presenten las cargas menores por parte de la estructura. Desde el punto de vista del suelo, es conveniente -también- realizar un sondeo en donde el suelo presente las características de mayor uniformidad y otro en donde su estratigrafía sea más errática.

La profundidad de las exploraciones dependerá de las características de la estructura, del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo. Como norma general se establece que sea hasta aquella en que la cimentación ejerza alguna influencia sobre el suelo, o sea, que éste sufrá esfuerzos o deformaciones a causa de la cimentación.

Las mediciones de campo que con mayor frecuencia se realizan son: determinación de la resistencia a la penetración, resistencia que presentan los suelos blandos al corte ( prueba de la veta ), peso volumétrico de los suelos, profundidad del nivel de aguas freáticas y su fluctuación en caso de encontrarse distintos niveles en su profundidad, pruebas de carga determinando relaciones carga-deformaciones, magnitud y distribución de las presiones de poro ( piezometría ), investigación de mantos colgados, pruebas de permeabilidad, etc.

Las muestras del suelo, ya sean representativas o inalteradas, se verán sujetas -en el laboratorio- a procedimientos de identificación, clasificación y a ensayos, con el fin de cuantificar sus propiedades índice de mayor interés como son: contenido na

tural de agua, su estado de consistencia, límites de plasticidad, distribución granulométrica, peso específico relativo, grado de saturación, etc. en el caso de las muestras inalteradas será necesario determinar también la relación de vacíos y el peso volumétrico de la masa.

La determinación de los parámetros de resistencia al corte como son la cohesión y el ángulo de fricción interna, y las características de compresibilidad se realizan en probetas labradas de las muestras inalteradas, o bien, en aquellas que reproduzcan--aunque presenten cierta alteración-- la estructura del suelo en el lugar.

Una vez que se hayan integrado e interpretado los resultados de la exploración de campo, sondeos y pruebas de laboratorio se deberá definir el perfil estratigráfico y propiedades mecánicas de cada uno de los estratos que componen el subsuelo en estudio.

Tratándose de cimentaciones profundas, en general, la profundidad de exploración que se requiere es muy variable de un problema a otro y por lo tanto difícil de precisar.

Cuando la cimentación va a estar constituida por pilotes trabajando por fricción o adherencia, será necesario conocer las características del suelo a lo largo de toda la longitud del pilote y algunos metros más abajo de la profundidad correspondiente a la punta de los mismos, con el objeto primordial de hacer una evaluación de los hundimientos que experimentarán los pilotes al actuar en ellos la carga transmitida por la estructura y llevarla parcialmente hasta los suelos de igual y mayor profundidad que los que aparecen bajo sus puntas. Cuando la cimentación profunda esta constituida por pilotes trabajando por punta, pilas o cilindros, la determinación de las características mecánicas del suelo en la que se apoyará la cimentación será de importancia fundamental, al igual que el conocimiento de las propiedades mecánicas del suelo subyacente al estrato de apoyo.

Por lo que respecta a los tipos de sondeo que son más utilizados para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo en los estudios de cimentación son: pozos a cielo abierto, sondeo de penetración estándar, sondeo de muestreo inalterado, sondeos rotatorios, prueba de la veleta ( se efectúa en el lugar que servirá de apoyo a la estructura, y mediante la cual se determina la resistencia al corte del suelo ), método de lavado ( generalmente auxiliar a otro tipo de sondeos ), sondeo de penetración estática, etc.

De las pruebas anteriores, las más usuales en cimentaciones profundas son: el sondeo mediante el método de penetración estándar y el muestreo inalterado en tubo de pared delgada ( muestreador tipo Shelby ), las cuales se comentan brevemente a continuación.

### 3.1.- Prueba de penetración estándar.

Esta prueba es la más ampliamente utilizada en las exploraciones del subsuelo en el estudio de las cimentaciones profundas, y constituye un método muy valioso por los datos que se obtienen de su realización. Se obtiene muestras alteradas, las cuales conservan sus características físicas como son: humedad, composición y estratificación del suelo, pero no así su estructura, la cual se altera al introducir el muestreador a golpes. (Figura 3.1)

La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro los 30 cm. intermedios de los 60 cm. que son en total.

En suelos gruesos: arenas y gravas, el número deseable de golpes en la prueba es de 50 en promedio, pero no se recomienda que sobrepase ese número, aún cuando no se logre la penetración de los 30 cm. ya que se lograría únicamente destruir el muestreador.

Esta prueba nos proporciona una correlación entre la resistencia a la penetración estándar y la compacidad relativa de las arenas; así como la resistencia a la penetración simple en el

caso de arcilla, como puede apreciarse en la tabla ( 3-1 ).

En las arenas nos permite correlacionar su compacidad y - su ángulo de fricción interna ( Fig. 3.2 ).

### 3.2.- Muestreo en tubos de pared delgada ( tipo Shelby ).

Este método permite obtener muestras inalteradas - del subsuelo, lo que es particularmente importante cuando se trata de una cimentación profunda a base de pilotes trabajando por punta o de cilindro, ya que se requiere conocer las características del material en que se apoyará la cimentación.

Este método es empleado cuando se tiene suelos finos como arcilla, limos y suelos orgánicos.

Esta prueba cuando es ejecutada con precisión, acatando - las recomendaciones, es empleada como definitiva. El grado de alteración de la muestra debe ser el mínimo posible y ello depende de las dimensiones del muestreador que se emplee y del método de hincarlo, se recomienda que el área transversal sea la menor posible y que el hincado sea con un movimiento continuo y uniforme.

El grado de alteración depende esencialmente de la relación de áreas del tubo

$$Ar (\%) = \frac{De^2 - Di^2}{De^2} \times 100 \quad \dots\dots\dots ( 3-1 )$$

donde Ar esta expresada en %, De, es el diámetro exterior del tubo-sacamuestras y Di el diámetro interior. Se considera que la alteración es mínima cuando el coeficiente es menor a 10 ó 15 %.

El muestreador de pared delgada tipo Shelby (Figura 3.3) es el más utilizado y su diámetro varia entre 2 y 5 pulg. algunos de estos tubos estan equipados con una válvula de retención en su parte superior que ayuda a mantener a la muestra en el tubo cuando se extrae del terreno.

TABLA 3.1.- PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR (Ref.5)

Compacidad relativa de la arena		Resistencia de la arcilla		
Resistencia a la penetración N (golpes/30 cm.)	Compacidad Relativa	Resistencia a la penetración N (golpes/30 cm)	Resistencia a la compresión simple $q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Consistencia
0 - 4	Muy suelta	< 2	< 0.25	Muy blanda
4 - 10	Suelta	2 - 4	0.25 - 0.50	Blanda
10 - 30	Media	4 - 8	0.50 - 1.00	Media
30 - 50	Compacta	8 - 15	1.00 - 2.00	Semi-dura
> 50	Muy compacta	15 - 30	2.00 - 4.00	Dura
		> 30	> 4.00	Rígida

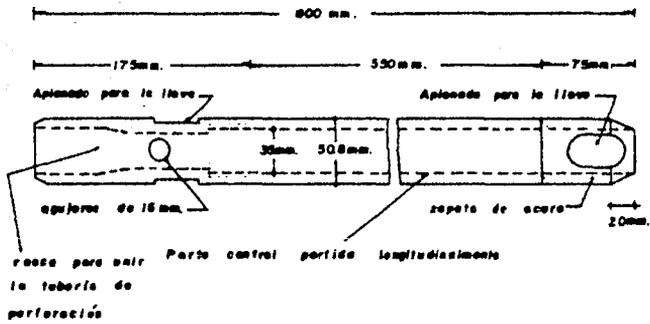
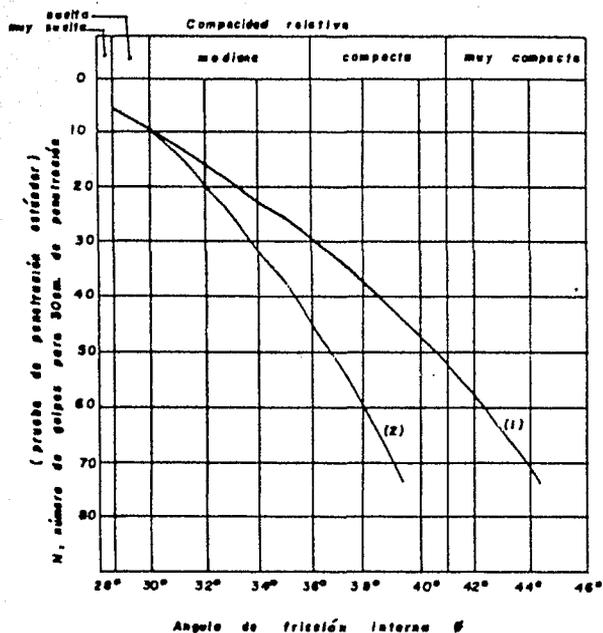


FIG. 3.1) PENETROMETRO ESTANDAR .



(1) Relación para arenas de grano grueso o redondeado de mediana a grueso

(2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

Fig. 3.2) Correlación entre el número de golpes para 30cm. de penetración estándar y el ángulo de fricción interno de las arenas.

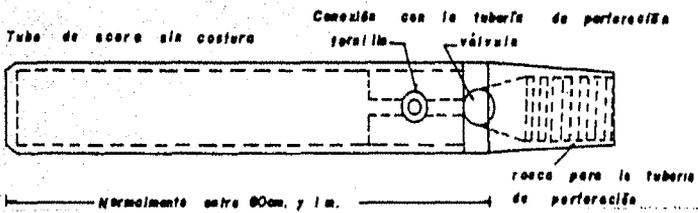


FIG.3.3) MUESTREADOR DE TUBO DE PARED DELGADA  
TIPO SHELBY.

## 4.- CAPACIDAD DE CARGA

## 4.1.- TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

## 4.1.1.- Capacidad de carga total de un pilote.

La capacidad de carga última que puede soportar el suelo debido a la acción en la base de un pilote está dada por:

$$Q_t = Q_p + Q_f \quad \dots\dots\dots ( 4-1 )$$

en donde

$Q_f$  = capacidad de carga por fricción y/o adherencia.

$Q_p$  = capacidad de carga en la punta o base.

$Q_t$  = capacidad de carga total.

Cuando el valor de la adherencia y/o fricción llega a ser tan pequeño que se considera despreciable, tendremos:

$$Q_t = Q_p \quad \dots\dots\dots ( 4-2 )$$

se dice entonces, que el cimiento es de punta.

Del mismo modo, cuando la capacidad de carga por punta es insignificante, y los pilotes básicamente trabajan por adherencia o fricción con el suelo, se estará en el caso en que:

$$Q_t = Q_f \quad \dots\dots\dots ( 4-3 )$$

en donde tendremos que el cimiento es de fricción o adherencia.

Cuando el pilote trabaja simultáneamente por punta y adherencia se estará ante una cimentación mixta, la cual cumple con la expresión 4-1.

#### 4.1.2.- Capacidad de carga por punta.

Existen diferentes criterios — que se analizarán de acuerdo a las características del suelo — que teóricamente se basan en el equilibrio de las fuerzas actuantes en la superficie de falla — del suelo al nivel de la base del pilote.

La ecuación general para la capacidad de carga última está dada por:

$$Q_p = q_p A_p \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

en donde

$q_p$  = capacidad de carga unitaria última ( ton/m<sup>2</sup> )

$A_p$  = área de la base ( m<sup>2</sup> )

a) Suelos cohesivos - friccionantes.

La capacidad de carga última en la base de un pilote estará dada aproximadamente por la siguiente fórmula propuesta por --- Meyerhof ( 1963 ).

$$q_p = c N'_c + \gamma D_f N'_q \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

en donde

$c$  = cohesión en ton/m<sup>2</sup>

$\gamma D_f$  = esfuerzo del suelo a nivel de desplante en ton/m<sup>2</sup>.

$\gamma$  , peso volumétrico del suelo, en ton/m<sup>3</sup>;  $D_f$ , profundidad de desplante, en m.

$N'_c$  y  $N'_q$  = parámetros de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna  $\phi$

Los valores de  $N_c^i$  y  $N_q^i$  para pilotes hincados con base circular o cuadrada y con un ángulo de punta de  $60^\circ$ , se pueden obtener a través de la figura 4.2.

b) Suelos granulares.

En este tipo de suelos en que la fricción es la característica más relevante de los suelos, se tiene:

$$q_p = \gamma D_f N_q^i \dots\dots\dots (4-6)$$

Los valores de  $N_q^i$  irán de acuerdo a la profundidad a que se penetre con la base del pilote, y tendrán el valor más alto --- (curva de línea discontinua corta en la figura 4.2) cuando por lo menos el elemento de soporte en la capa de apoyo:

$$L = 4 \sqrt{N_\phi} D$$

donde

$L$  = longitud que penetra el cimiento en la capa de apoyo  
( m )

$D$  = diámetro ó lado del elemento.

$$N_\phi = \tan^2 ( 45^\circ + \phi/2 )$$

Por otra parte,  $N_q^i$  será mínimo cuando el cimiento se apoya en el estrato superior a la capa resistente ( curva  $N_q$  ).

En el caso de penetraciones intermedias, estos valores de  $N_q^i$  pueden ser determinados interpolando directamente entre los valores extremos obtenidos en las dos curvas mencionadas.

c) Suelos cohesivos.

La capacidad de carga en suelos puramente cohesivos ( $c \neq 0$ ,  $\phi = 0$ ) se calcula de acuerdo a la expresión propuesta por Skempton para tal fin.

$$q_p = CNc + \gamma D_f \dots\dots\dots ( 4-7 )$$

donde

$Nc$ , parámetro de capacidad de carga que varía con la relación  $D/B$ , en que  $D$  es la profundidad del cimiento en el suelo resistente y  $B$  es el ancho del mismo elemento ( pilote ) y que puede determinarse con la figura 4.3.

Terzaghi, en su teoría sobre suelos cohesivos, no toma en cuenta la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo para el cálculo de  $Nc$ . Pero analizando como lo hizo Skempton, se observa que un cimiento más profundo tendrá necesariamente una superficie de falla de mayor desarrollo en la que la cohesión trabajará más, correspondiendo un valor mayor de  $Nc$ .

#### 4.1.3.- Capacidad de carga por adherencia y/o fricción.

La capacidad de carga total por adherencia está expresada mediante la siguiente fórmula:

$$Q_f = f_s A_s \dots\dots\dots ( 4-8 )$$

donde

$f_s$ , fricción lateral unitaria en  $\text{ton/m}^2$

$A_s$ , área lateral del cimiento en  $\text{m}^2$

$$f_s = Ca + Ks \gamma \frac{D_f}{2} \tan \delta \dots\dots\dots ( 4-9 )$$

donde

$Ca$ , adhesión o adherencia entre suelo y cimiento, en  $\text{ton/m}^2$ .

$\delta$ , ángulo de fricción en el contacto suelo - cimiento.

$Ks$ , coeficiente medio de presión del suelo entre los lados del cimiento.

Ks tan  $\delta$  varía de 0.25 en arena suelta a 1.0 en arena densa, valores intermedios se eligen a criterio.

El valor de la fricción lateral ( $f_s$ ) también se puede valuar en función de la resistencia al corte de la arcilla y de un coeficiente que dependerá del material que constituye el pilote, contenido de agua en el suelo, sensibilidad, velocidad de carga y del método (procedimiento) constructivo.

a) Suelos cohesivos.

La adherencia es característica de los suelos arcillosos, en donde:

$$f_s = Ca \quad \dots\dots\dots (4-10)$$

Para un suelo remoldeado, tendremos:

$$Ca = 0.3 q_u \quad \dots\dots\dots (4-11)$$

En cambio, en arcilla muy blanda, se utiliza:

$$Ca = \frac{1}{2} q_u \quad \dots\dots\dots (4-12)$$

Y para el caso particular de la Ciudad de México, tendremos en arcilla normalmente consolidada:

$$Ca = 0.6 q_u \quad \dots\dots\dots (4-13)$$

La teoría más aceptable para este tipo de suelos es la debida a Tomlinson ( Ref. 6 ) y ha propuesto los siguientes valores para la adherencia última pilote-arcilla.

material del pilote	resistencia a la com presión no confinada, $q_u$ , ton/m <sup>2</sup>	adherencia última-ar cilla, Ca, ton/m <sup>2</sup>
concreto y madera	0. - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6.5
	más de 30	6.5
acero	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6
	más de 30	6

#### b) Suelos arenosos.

El procedimiento de cálculo para este tipo de suelo ya fue descrito y se puede obtener a través de la aplicación de la ecuación 4-8.

Se debe a Meyerhof ( Ref. 7 ) la creación de otro método que es aplicable a pilotes que llegan a producir desplazamientos importantes del suelo. Propone la siguiente ecuación:

$$f_s = \frac{\bar{N}}{5} \text{ en ton/m}^2 \text{ ..... ( 4-14 )}$$

con un valor máximo de 10 ton/m<sup>2</sup>. Y en donde  $\bar{N}$  es el valor promedio de la resistencia a la penetración N entre determinadas profundidades.

La ecuación anterior ( 4-14 ) también es utilizada en pilotes colados " in situ " que emplean funda permanente que cubren el área transversal de los pilotes, y que producen un gran desplazamiento del material friccionante.

Existe otra expresión que se aplica cuando los pilotes producen desplazamientos pequeños, o bien que su sección transversal es reducida, como ocurre con pilotes de sección transversal en forma de H.

$$f_s = \frac{N}{10} \quad , \text{ en ton/m}^2 \quad \dots ( 4-15 )$$

con valor máximo de 5 ton/m<sup>2</sup>

En pilotes colados en la obra, pero cuya funda se recupera, o en aquellos que se cuelan directamente contra la pared del suelo también es aplicable la ecuación anterior.

#### 4.1.4.- Fricción negativa.

En una cimentación profunda a base de pilotes que trabajen por punta apoyados en un estrato resistente y en donde exista consolidación regional deberá contemplarse el fenómeno de la fricción negativa.

El problema se presenta cuando el manto que yace sobre el estrato de apoyo es de tal forma compresible que tiende a disminuir su espesor, ya que se ve sujeto a un proceso de consolidación.

Es famoso el caso de la Ciudad de México, pues en el subsuelo existe un estrato resistente cuya profundidad varía alrededor de los 30 m en promedio, arriba del cual se encuentran arcillas sumamente compresibles y con un gran contenido de agua.

Los pilotes de punta al estar apoyados sobre un estrato duro permanecen comparativamente fijos con respecto al man

to de suelo compresible, dando como resultado un movimiento relativo entre los pilotes y el suelo, que generan esfuerzos de fricción que se desarrollan en el fuste de los pilotes y en el sentido descendente a ellos. ( Fig. 4.4 ).

Los esfuerzos —en el fuste de un pilote— al ser en sentido descendente implican una sobrecarga indeseable que reduce la capacidad de carga útil que puede soportar un pilote, pila o cilindro. Al no tomarse en cuenta en el cálculo de la capacidad de carga admisible, puede llegar incluso, a ocasionar el colapso del pilote por penetración en el estrato de apoyo.

El valor de la fricción negativa por sobrecarga que puede presentarse en cada pilote, tendrá como valor máximo posible el valor del producto de la adherencia entre suelo y pilote multiplicado por el área lateral de este último. En la práctica, el valor de la adherencia se acostumbra tomar como el mismo que presenta la cohesión del suelo.

Como la magnitud de la fuerza de fricción negativa depende directamente del área tributaria y de la resistencia al corte del suelo, es fácil entender que en un grupo de pilotes uniformemente distribuido, los pilotes interiores tendrán una menor sobrecarga debido a que su volumen tributario es menor, los pilotes de borde tendrán una sobrecarga mayor que los anteriores, pero menor que los pilotes de esquina, que presentan mayor área tributaria.

#### 4.1.5.- Capacidad de carga admisible.

La capacidad de carga admisible  $q_a$  es una parte de la capacidad de carga última, por lo que es necesario afectarla por un factor de seguridad  $F. S.$  para obtener la capacidad de carga admisible en el proyecto, entonces:

$$q_a = \frac{q_u}{F.S.} \dots\dots\dots (4-16)$$

Los valores numéricos del F.S. dependen del conocimiento que se tenga de las condiciones y características -- del suelo, cargas de la estructura y el método de construcción del pilote.

En general, cuando se cuenta con la información suficiente y confiable del subsuelo, y bajo la acción de las cargas estáticas muertas y vivas, es usual en los diseños -- considerar un F.S. de 3, el que se puede reducir si el análisis de carga es más detallado. Cuando el cálculo se efectúa bajo la acción combinada de cargas estáticas y accidentales, se puede llegar a un F.S. de 1.5.

En una cimentación a base de pilotes de punta apoyados en un estrato duro y con posibles asentamientos de la masa compresible de suelo que se encuentre sobre la capa resistente, y el consiguiente fenómeno de la fricción negativa, la capacidad de carga última será de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_{au} = \frac{q_u}{F.S.} - F ( - ) \dots\dots ( 4-17 )$$

En general, el F.S. será menor cuando los métodos -- de cálculo y los procedimientos de construcción sean más -- confiables y adecuados.

#### 4.1.6.- Capacidad de grupos de pilotes.

Si en el diseño y comportamiento de un solo pilote, las incertidumbres que se tienen aún son grandes, en el caso de un grupo de pilotes, estas incertidumbres son aún mayores.

El comportamiento de un grupo de pilotes difiere al de un pilote aislado, tanto en su capacidad de carga como en los asentamientos que se generan, por lo que es necesario en todo proyecto revisar la capacidad de carga del conjunto o grupo de pilotes.

La información que se tiene sobre la capacidad de carga de un grupo de pilotes es relativamente escasa, por lo que el criterio y experiencia del proyectista son de importancia decisiva para la obtención de resultados satisfactorios. Pero es igualmente cierto que toda decisión que se tome debe ser precedida de un conocimiento profundo de la estratigrafía del suelo, y que debe llegar más allá de la profundidad a que se apoyen las puntas de los pilotes.

Existen algunas reglas que en general son aceptadas en toda cimentación piloteada, las cuales se presentan a continuación así como el criterio más aceptado para la revisión de la capacidad de carga última de un grupo de pilotes.

En pilotes de punta apoyados en roca firme no subyacente por suelos compresibles, la capacidad de carga del conjunto es igual a la suma de las capacidades de los pilotes individuales, siempre que se tenga un espaciamiento adecuado entre ellos, para que la hincada de un pilote no provoque el levantamiento de los otros previamente hincados haciéndolos perder su apoyo, o que se provoque una interferencia directa entre ellos por desviación durante el hincado. En la práctica suele considerarse un espaciamiento razonable, el de una separación mínima de 2.5 a 3 veces el diámetro o lado mayor de la sección del pilote, medidas centro a centro entre los pilotes.

Cuando debajo del estrato resistente que servirá de apoyo a los pilotes existen suelos blandos compresibles, la capacidad del conjunto estará limitada por la capacidad de carga de estos suelos.

El criterio mas aceptado para revisar la capacidad de carga de un grupo de pilotes es el debido a Terzaghi y Peck ---- ( Ref. 5 ), en el consideran que el comportamiento del conjunto se asemeja al de una gran pila que formará un cajón de cimentación, cuya base se encuentra al nivel de las puntas de los pilotes y que el largo y ancho lo forman precisamente el largo y ancho del grupo de pilotes, figura 4-5.

Bajo las consideraciones anteriores debe cumplirse que:

$$nQ_a \leq \frac{Q_g}{F.S.} \quad \dots\dots\dots (4-18)$$

donde

- n , número de pilotes
- Q<sub>a</sub> , capacidad de carga admisible por pilote
- Q<sub>g</sub> , capacidad de carga del grupo de pilotes
- FS , generalmente igual a 3.

La capacidad de carga del grupo estará dada por:

$$Q_g = q_p BL + D_f (2B + 2L) f_s \quad \dots(4-19)$$

donde

- q<sub>p</sub> = cNc , capacidad de carga unitaria última
- B , ancho del área de la cimentación piloteada, en m.
- L , largo del área de cimentación piloteada, en m.
- f<sub>s</sub> , resistencia al corte media del suelo, en ton/m<sup>2</sup> entre la superficie y la profundidad de desplante, --
- D<sub>f</sub>

En pilotes de fricción la resistencia por adherencia y/o fricción del área lateral del prisma que forma la envolvente de-

los pilotes debe ser mayor que la suma de la resistencia de todos los pilotes individuales.

El peligro de una falla dejará de existir si se cumple lo siguiente:

$$nplf_a \leq Pf_a l \quad \dots\dots\dots (4-20)$$

de donde

$$np \leq P$$

donde:

- n , número de pilotes
- p , perímetro de cada pilote
- P , perímetro del conjunto de pilotes
- f<sub>a</sub> , adherencia entre pilote y suelo. ( se supone igual a la resistencia al esfuerzo cortante del material)
- l , longitud de pilote.

Si la condición anterior no es cumplida, deberá cambiarse el diseño de la cimentación.

Meyerhof (Ref. 7) realizó una serie de ensayos de modelos de grupos de pilotes. Para suelos cohesivos, en pruebas realizadas en un grupo de pilotes con carga aplicada verticalmente obtuvo que la capacidad de resistencia total para unos pilotes espaciados alrededor de dos diámetros, la capacidad de grupo es sólo 2/3 del total de la capacidad alcanzada para un espaciamiento de cerca de 7 o 8 diámetros de los pilotes.

Esta diferencia es explicada por la interferencia entre un pilote y otro debido a la pequeña separación que se tiene entre ellos. Así, para un espaciamiento dado, la capacidad de resistencia decrece a medida que el tamaño del grupo ( número y longitud de pilotes ) se incrementa.

Por otro lado, en pruebas de grupos de pilotos, en arenas sueltas, encontró que para pilotos espaciados alrededor de dos diámetros, la capacidad de carga total llega a ser alrededor de dos veces el valor de la capacidad de resistencia cuando el espaciamiento es cerca de 6 o 7 diámetros de los pilotos.

Entonces, la eficiencia de un grupo de pilotos en arena llega a ser mayor de uno, dado que la capacidad de carga última del pilote en un grupo de ellos y con pequeños espaciamientos - llega a ser más alta que el de un pilote aislado.

En la figura 4-6, Meyerhof presenta cualitativamente - los resultados a que llegó en sus ensayos.

#### 4.2.- FORMULAS DINAMICAS.

Por medio de las fórmulas dinámicas que tuvieron su origen a mediados del siglo pasado, se pretendió calcular la capacidad de carga por punta de un pilote.

Dichas fórmulas parten del principio común, según el cual la energía de impacto es igual al trabajo realizado durante la penetración del pilote. El error fundamental de este criterio es considerar que la resistencia dinámica del suelo opuesta al pilote durante el hincado es igual a la resistencia que el pilote encontrará en su punta bajo carga estática, ignorando que las respuestas a las cargas dinámicas y estáticas son enteramente diferentes.

Las fórmulas dinámicas tuvieron su mayor desarrollo a mediados del siglo pasado, cuando se empezaron a utilizar las cimentaciones profundas, y siendo en aquel entonces, prácticamente el único criterio de cálculo, alcanzaron un gran desarrollo y una amplia utilización.

En la actualidad, han caído en completo desuso ya que no se basan en un criterio racional y a que sus valores en algunas ocasiones son demasiado conservadores y en otros peligrosos. Únicamente son útiles como un medio sencillo para controlar las operaciones de pilotaje y para establecer las especificaciones del hincado final de la punta de los pilotes en el estrato resistente, basado en un estudio previo que nos proporcione un buen conocimiento de la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

### 4.3. PRUEBAS DE CARGA

El método más apropiado para determinar la capacidad de carga de un pilote es ejecutando una prueba de carga a escala natural. Sin embargo, en su realización se topan con serias limitaciones, como son el tiempo y costo requerido para su ejecución. Otra limitación de importancia es que dada la magnitud de la carga por aplicarse, la prueba se realiza generalmente en un solo pilote y cuyo comportamiento es diferente al que se tendría en un grupo de pilotes.

Las pruebas de carga en grupos de pilotes, así como en elementos individuales de gran capacidad de carga, como son pilas y cilindros son muy escasos; la magnitud de las cargas por aplicar las hace impracticables, pero, en obras de importancia, no se debe dejar de realizar este tipo de pruebas a expensas del tiempo y la economía.

Las pruebas deben realizarse en puntos que sean representativos de las diferentes condiciones del subsuelo. Es de notar que los resultados que se obtengan, en ningún caso deben tomarse como definitivos en el diseño, sino como un dato complementario al estudio del subsuelo.

Los ensayos de carga se llevan hasta alcanzar la capacidad de carga final de un pilote; o en su defecto, hasta lograr un valor que garantice un buen funcionamiento, alcanzando un factor de seguridad adecuado, que usualmente es de 1.5 a 2.0 la carga admisible del pilote.

La aplicación de las cargas se hace por incrementos a través de una plataforma en el extremo superior del pilote en la que se coloca la carga, o bien, por medio de gatos hidráulicos -- que constituye un método más seguro y confiable. (Fig. 4.8)

Los datos obtenidos por la realización de este tipo de pruebas serán confiables en la medida en que la prueba se realice satisfactoriamente.

Así, para la obtención de la capacidad de carga por punta de un pilote que se encuentre apoyado en un estrato resistente, es necesario eliminar la fricción lateral, por ejemplo, colocando al pilote libre de la interacción pilote-suelo a través de la construcción de un ademe que deje libre la punta del pilote. - También se puede hacer si se instrumenta.

En pilotes de adherencia y/o fricción, cuando despreciamos su capacidad por punta, aquella podrá determinarse a través de una prueba de compresión si el suelo es de consistencia blanda. También se puede valorar a través de una prueba de extracción, éstas últimas serán las indicadas a realizarse cuando se requiera conocer la capacidad de trabajo del pilote a tensión.

En el estudio de los asentamientos se debe tener cuidado en no extrapolar los resultados que nos proporciona una prueba de carga aplicada a un solo pilote al comportamiento de un grupo de ellos, ya que como se ha dicho, su comportamiento será diferente. Sin embargo, cuando los pilotes están apoyados por punta en un estrato sumamente resistente no subyacente por capas de suelo que pudieran consolidarse, la prueba de carga a un pilote ensayado en condiciones similares nos puede proporcionar una valiosa información. En el caso de que la capa resistente que sirve de apoyo a los pilotes esté sobre suelos compresibles, se requerirá un análisis de asentamientos a partir de las características del sub-suelo.

En una prueba de carga se debe tener presente que los pilotes no alcanzan su capacidad de carga total sino hasta después de transcurrido un cierto tiempo (excepto los apoyados en roca) que en suelos granulares es de 2 a 3 días y, en suelos arcí-

llosos el lapso de tiempo es cerca de un mes.

En la realización de una prueba de carga en pilotes se deben de cargar en incrementos, dejando pasar entre cada uno de ellos, el tiempo necesario para que el asentamiento prácticamente cese, y así hasta alcanzar el valor máximo de carga y medir los asentamientos correspondientes en la cabeza del pilote mismo.

El asentamiento que presenta el pilote es debido a dos tipos de deformaciones: elásticas y plásticas. La primera es recuperable al quitar la carga, y las deformaciones plásticas, por el contrario, permanecen al retirar la carga. Estas últimas son las que ocasionan los asentamientos en las estructuras, y por ello se deben de cuantificar en la prueba, siendo necesario efectuar alternadamente procesos de carga y descarga en el pilote de prueba, con valores cada vez mayores hasta alcanzar el valor máximo.

Como ejemplo ilustrativo de una prueba de carga (Ref. - 8), se muestra el proceso de prueba cargando en incrementos y midiendo el tiempo y asentamientos producidos (Fig. 4.9).

Cada incremento permaneció 6 horas sobre el pilote para que todos los asentamientos que se pudieran presentar cesaran. La primera descarga al pilote se efectuó cuando se tenía una carga de 35 toneladas, recuperándose totalmente el asentamiento, lo cual nos indica que era uno de tipo elástico. Al llegar a las 100 toneladas se descargó nuevamente, permaneciendo ahora una deformación plástica de 0.4 cm. Finalmente la tercera descarga ocurrió cuando se llegó a una carga de 150 toneladas, presentándose un asentamiento permanente de 1.75 cm.

En la parte (b) de la misma figura aparece la gráfica carga-asentamiento total con línea llena, en tanto que los asentamientos plásticos aparecen con línea de punto y raya. Esta gráfi

ca se trazó con los resultados obtenidos a través de la prueba - (parte (a) de la figura).

Con la curva carga-asentamientos totales se puede determinar el punto de falla, para afectarlo después de un F.S. y obtener la carga admisible. En algunos casos no es fácil encontrar - el punto de falla debido a que la curva carga-asentamientos tiene una variación gradual de su pendiente.

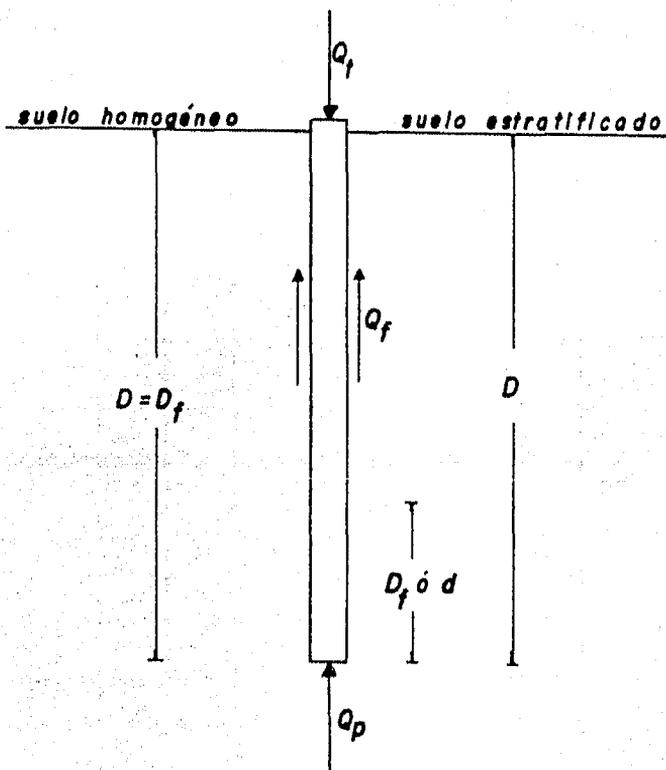


FIG. 4.1) CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DEL SUELO  
POR LA ACCION DE UN PILOTE.

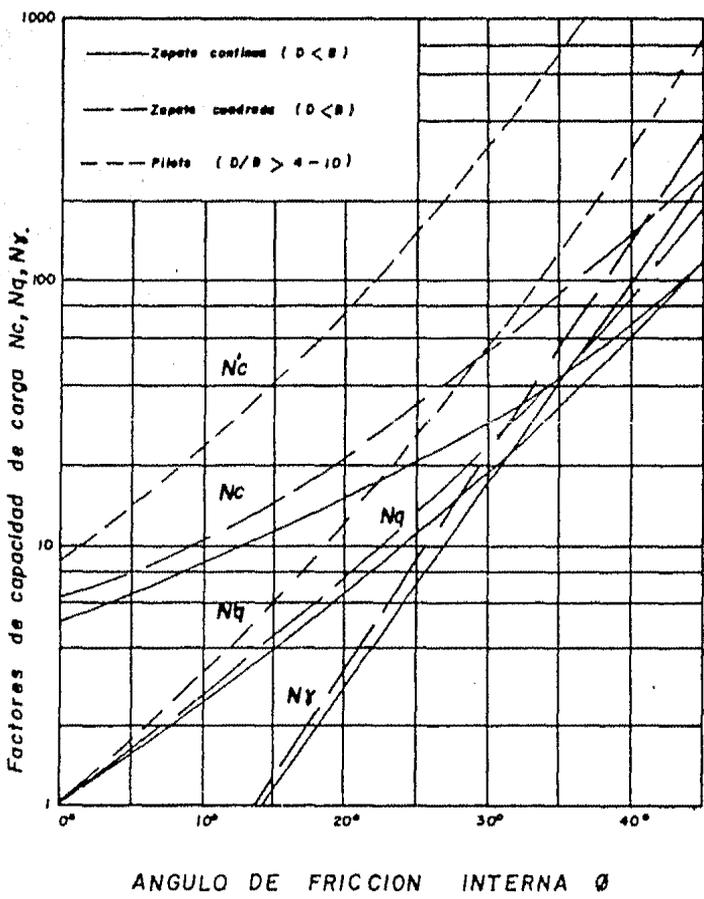


Fig. 4.2) FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA ZAPATAS Y PILOTES. (Meyerhof, 1963)

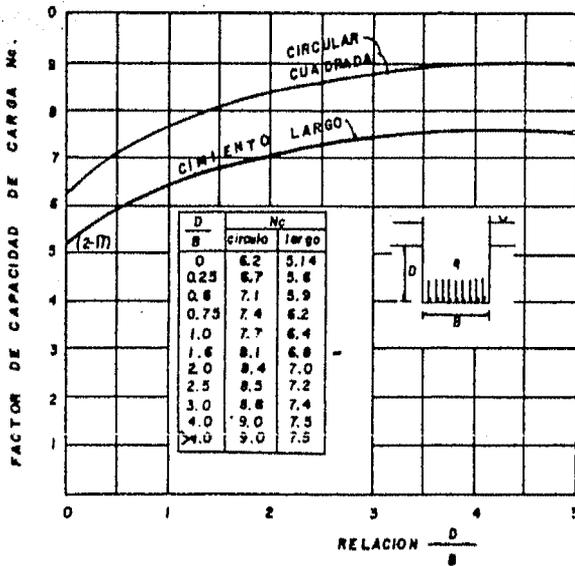


FIG. 4.3) VALORES DE  $N_c$ , SEGUN SKEMPTON PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS

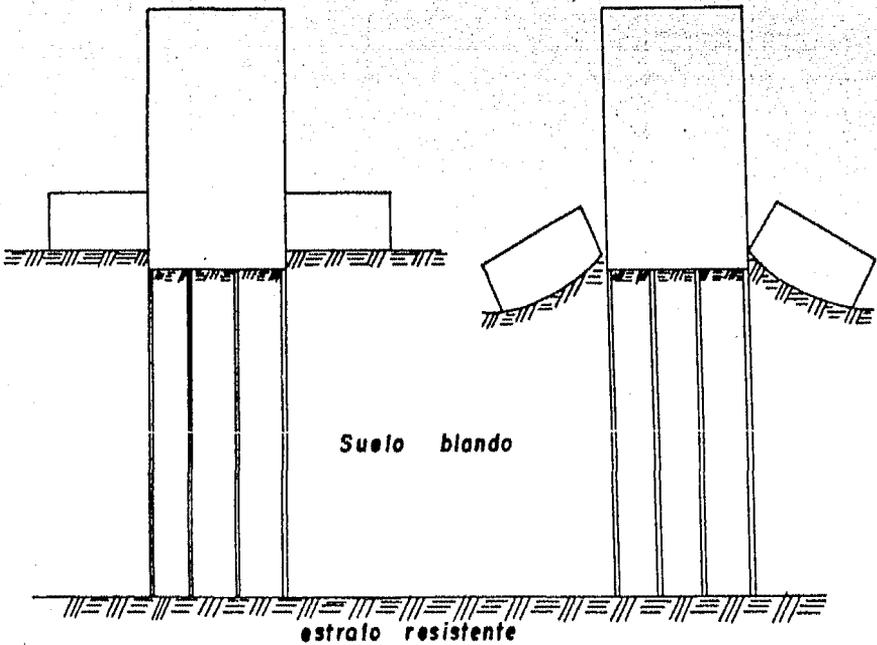


Fig. 4.4) FRICCIÓN NEGATIVA A LO LARGO DEL FUSTE DE LOS PILOTES DE PUNTA, POR CONSOLIDACIÓN DE LOS ESTRATOS BLANDOS.

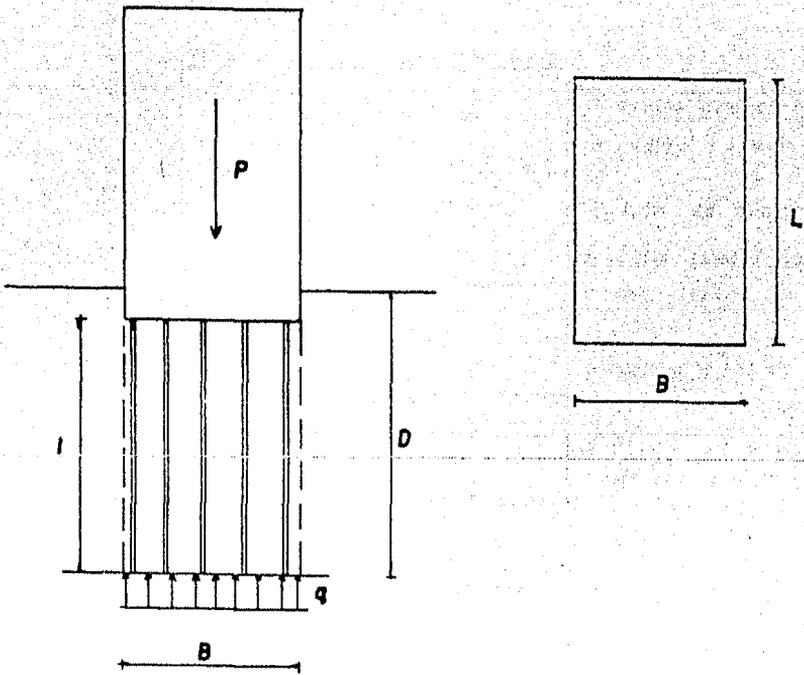


Fig. 4.5) GRUPO DE PILOTES CON UN COMPORTAMIENTO DE CONJUNTO, ASEMEJANDO UN GRAN CAJON DE CIMENTACION

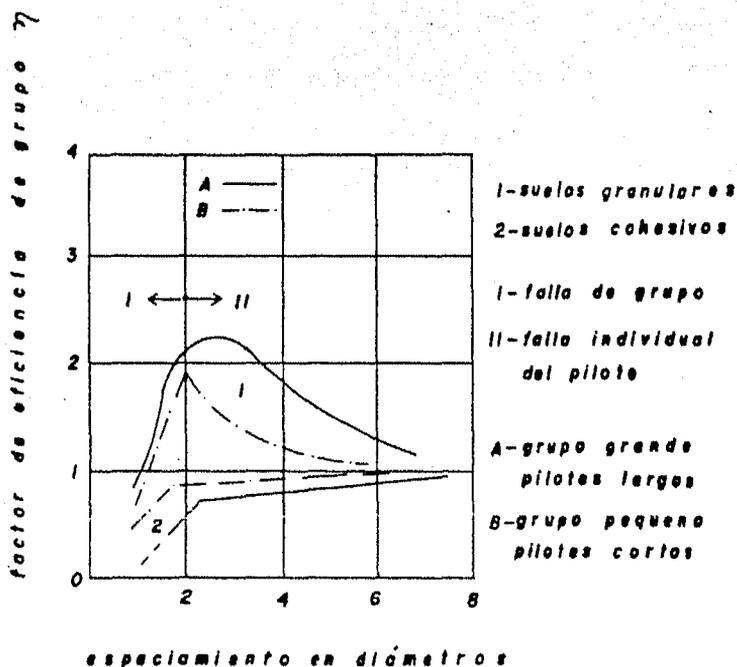


FIG 4.6) GRAFICA DE RESULTADOS TIPICOS DE ENSAYOS SOBRE MODELOS DE PILOTES (MEYERHOF, 1963)

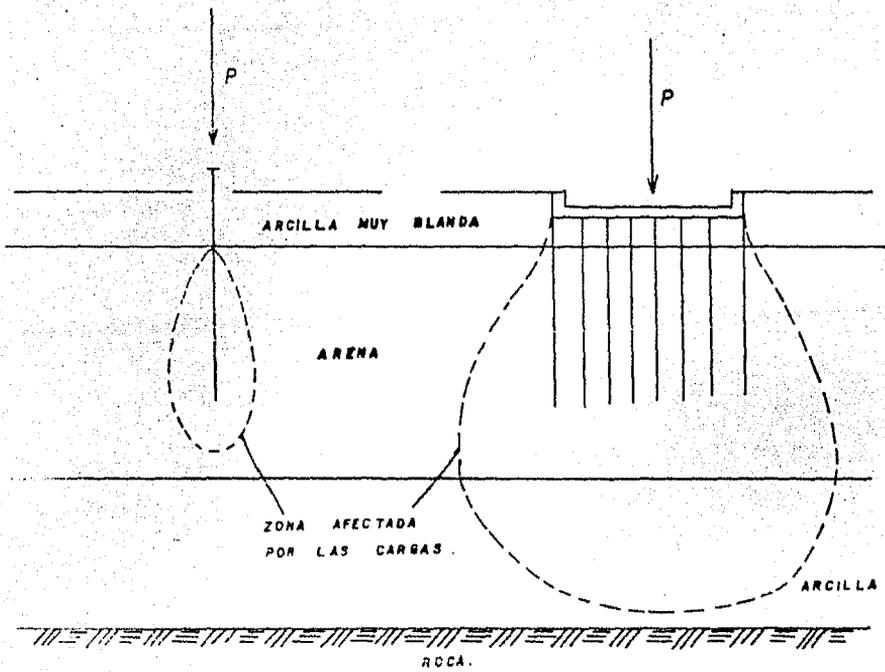
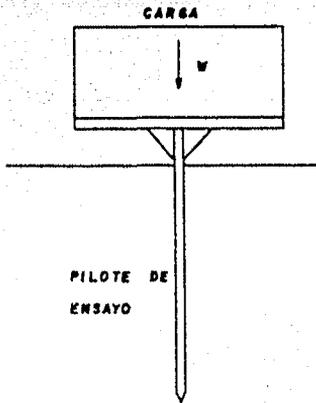
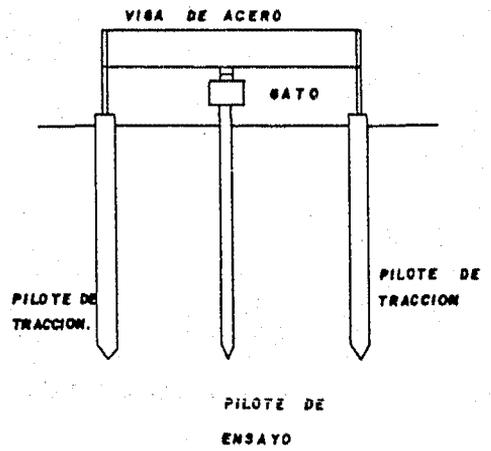


Fig. 4.7) DIFERENCIA ENTRE LA INFLUENCIA DE UN PILOTE Y DE UN GRUPO DE PILOTES.

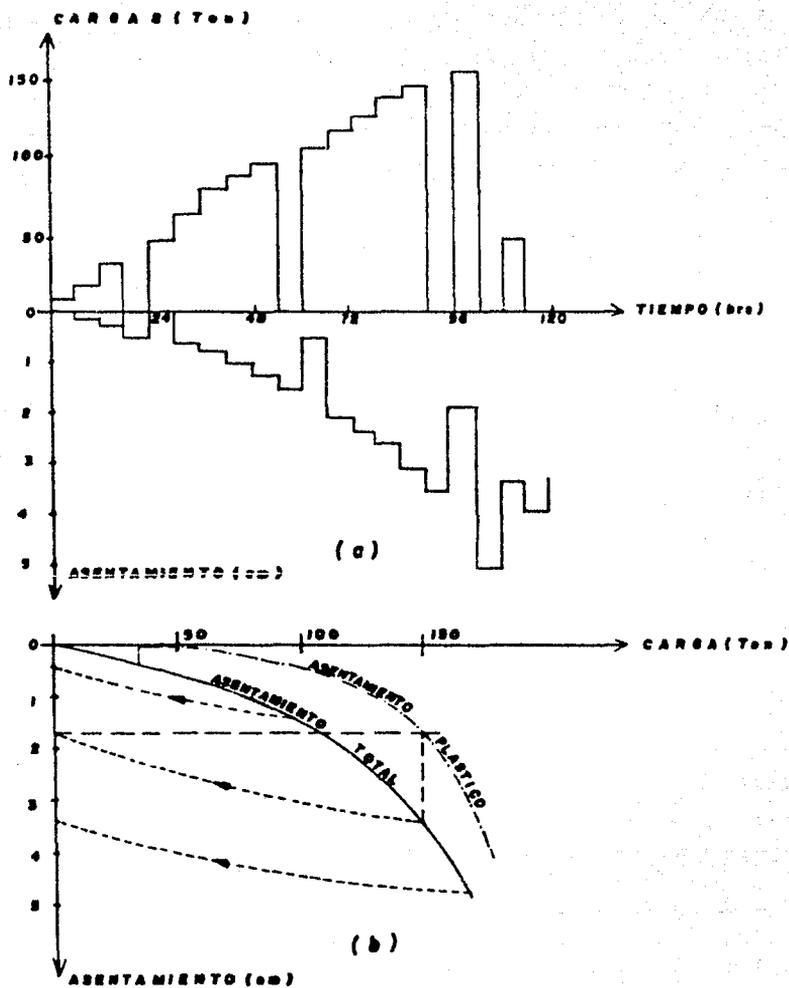


a) ENSAYO CON CARGA  
PERMANENTE



b) ENSAYO CON GATOS  
HIDRAULICOS

Fig. 4.8) ENSAYO DE CARGA EN UN PILOTE



**FIG. 4.9) DIAGRAMA DE CORRELACION TIPICO ENTRE CARGA, ASENTAMIENTO Y TIEMPO EN UNA PRUEBA DE CARGA EN UN PILOTE**

## 5.- ANALISIS DE ASENTAMIENTOS.

Las cimentaciones profundas transmiten las cargas de la estructura a estratos del subsuelo más resistente que los superficiales. Cuando estos estratos de apoyo son sumamente resistentes como rocas o suelos muy duros, el asentamiento que sufre la estructura es prácticamente despreciable. Existen sin embargo, - otros casos en que los mantos resistentes no están a profundidades accesibles para apoyarse en ellos, o que se presentan problemas de hundimiento por encontrarse la cimentación en suelos blandos susceptibles de consolidarse.

Para evaluar los esfuerzos en el suelo, se ha recurrido a la teoría de la elasticidad, cuyos resultados pueden aplicarse en la Mecánica de Suelos con razonable aproximación, pues en la mayoría de los casos, la aplicación de esta teoría nos proporciona la magnitud de los asentamientos que sufrirá la estructura -- siempre que se analice con el debido criterio.

### 5.1.- ESTUDIOS TEORICOS.

Boussinesq ( Ref. 9 ) determinó por vez primera - los esfuerzos que una carga vertical que actúa en la superficie horizontal de un medio, que para fines de análisis, se considera semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico es capaz de inducir en los puntos de cualquier vertical trazada en el medio.

La figura 5.1 representa una carga P que está referida a un sistema de ejes cartesiano ortogonal y que produce un esfuerzo vertical que se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$P_o = \frac{3}{2 \pi} \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} \dots\dots(5-1)$$

La aplicación más importante de las fórmulas de Boussinesq en la Mecánica de Suelos es en el cálculo de los asentamientos que se presentan en los suelos que se encuentran en proceso de consolidación.

## 5.2.- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS BAJO UN GRUPO DE PILOTES

Los asentamientos en cimentaciones profundas comprenden principalmente tres casos que son los mas comunes, y que se analizarán a continuación.

- 1) Grupo de pilotes de fricción.
- 2) Grupo de pilotes apoyados por punta en suelos cohesivos - friccionantes.
- 3) Grupo de pilotes apoyados en estratos sumamente resistentes.

### 5.2.1.- Pilotes de fricción

En la mayoría de los casos se encuentran dentro de una masa de suelo blando susceptible de consolidarse.

La distribución de esfuerzos verticales en un suelo inducidos por un grupo de pilotes, se determina considerando -en la práctica- que toda la carga  $Q$  se encuentra uniformemente repartida en el área de cimentación envolvente del grupo de pilotes y aplicada en el tercio inferior de la longitud del grupo de pilotes y, que desde ese nivel los esfuerzos se distribuyen formando  $60^\circ$  con la superficie horizontal al nivel del tercio inferior ( Fig. 5.2 ).

Así, los estratos que tendrán el fenómeno de asentamiento son los que se localizan dentro de una altura  $H_{sp}$ , según la figura 5-2.

Para el cálculo del asentamiento  $\Delta H$  del grupo de pilotes, generalmente se recurre a la teoría de la consolidación propuesta por Terzaghi y cuya expresión para su cálculo es la siguiente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n Mv \Delta p_i H_i \quad \dots\dots\dots (5-2)$$

donde

$Mv$ , coeficiente de variación volumétrica de cada estrato.

$\Delta p$ , incremento de la presión efectiva

$H_i$ , espesor del estrato antes de consolidarse.

El valor del coeficiente  $\Delta p$  se determina por medio de las siguientes expresiones que se deducen de la figura 5.3.

$$\Delta p = I w \quad \dots\dots\dots (5-3)$$

donde

$$w = \frac{Q}{b l} \quad , \quad \text{presión de contacto}$$

$$I = \frac{A_o}{A_i} \quad , \quad \text{valor de influencia}$$

$A_o = (b) (l)$ , área envolvente del grupo de pilotes

$$A_i = [b + 2h_i \tan 30^\circ] [l + 2h_i \tan 30^\circ]$$

$h_i$ , profundidad del punto medio del estrato que se consolida, considerada a partir del plano de aplicación de la carga  $w$ .

### 5.2.2.- Grupo de pilotes apoyados por punta en suelos cohesivos - friccionantes.

Para evaluar el asentamiento que presentará el grupo de pilotes se hace a partir de la teoría de la elasticidad ya que los asentamientos que sufrirán se deberán únicamente a deforma-

ciones elásticas en el estrato de apoyo y al reacomodo de las partículas del suelo. Y como el suelo es friccionante la permeabilidad - en los estratos de apoyo permite que las presiones de poro se disipen rápidamente haciendo nulo el asentamiento por consolidación.

Es de notar que los asentamientos obtenidos a través de la teoría de la elasticidad son de poca magnitud y presentándose en -- forma inmediata.

La carga de la estructura que es soportada por los pilotes se considera aplicada en la punta de éstos, o bien, en la superficie en que se apoyan. Su distribución estará formada por el área de la envolvente del grupo de pilotes siempre que su separación no exceda de una quinta parte de la longitud de un pilote.

Las deformaciones verticales - de tipo elástico - que sufrirá la estructura pueden valuarse por medio de la siguiente fórmula:

$$S_e = \frac{qB (1-n^2)}{E_s} I \quad \dots\dots\dots (5-4)$$

donde

$S_e$ , deformación elástica que ocurre en forma inmediata

$B$ , dimensión mínima del área cargada ( o diámetro para el caso de áreas circulares )

$n$ , relación de Poisson del suelo de apoyo

$E_s$ , módulo de elasticidad del suelo, obtenido de gráficas-esfuerzos deformación procedente de pruebas triaxiales que comprendan el rango de esfuerzos que se aplicarán al suelo.

$I$ , factor de influencia que depende de la geometría del área, del punto donde se quiere conocer la deformación y de la rigidez de la cimentación.

En este caso se considera que el grupo de pilotes se deforma como un cuerpo rígido.

A continuación se proporcionan algunos de los valores más usuales de  $n$  y de  $I$  para su aplicación en la fórmula anterior.

TIPO DE SUELO	VALOR DEL COEFICIENTE DE POISSON $n$
arcilla arenosa	0.20 - 0.30
limo	0.30 - 0.35
arena compacta	0.20 - 0.40
grava (relación de vacíos de - 0.4 a 0.7)	0.15
grava fina (relación de vacíos de 0.4 a 0.7)	0.25

FORMA DEL AREA	FACTOR DE INFLUENCIA $I$
círculo	0.79
cuadrado	0.82
rectángulo	
L/B = 1.5	1.06
L/B = 2.0	1.20
L/B = 5.0	1.70
L/B = 10.0	2.10
L/B = 100.0	3.40

A la deformación elástica obtenida para el estrato de apoyo se le agregará la deformación elástica de los pilotes, ya que -- son elementos sujetos a carga axial sin posibilidad de pandeo la expresión para su cálculo es la siguiente:

$$S_{p11} = \frac{PL}{AE} \dots\dots\dots (5-5)$$

donde

$\Delta l$  , es la deformación elástica de cada pilote  
L, A y E , son la longitud, el área de la sección y el módulo  
de deformación elástica de cada pilote.

Como aún existen muchas incertidumbres en la magnitud de las deformaciones y de las cargas que sean capaces soportar los pilotes, siempre será conveniente que se realicen pruebas de carga a escala natural en un pilote, con el fin de conocer cargas de trabajo que resiste la cimentación sin experimentar deformaciones considerables que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

### 5.2.3.- Grupo de pilotes apoyados en estratos sumamente resistentes.

En este caso el estrato de apoyo está formado por material rocoso que se estima incompresible, por lo que los asentamientos o deformaciones verticales son de hecho despreciables, pero se deberán tener presente las siguientes consideraciones:

a) Los pilotes deberán quedar apoyados sobre una superficie sólida, rocosa, y no - como puede ocurrir - sobre boteos o lentes pequeños que asemejen una superficie firme y dura. Para cerciorarse de ello se deben de realizar sondeos y exploraciones que --- constituyan una referencia confiable por su buena programación y - realización.

b) Los niveles inferiores al desplante de los pilotes no deberán existir cavernas u oquedades, ya que los esfuerzos que se generan pueden hacer fallar súbitamente a la estructura. Para que no ocurra lo anterior se debe garantizar un apoyo de cuando menos 5 m. de espesor bajo la punta de los pilotes.

### 5.3.- ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

Las causas que originan los asentamientos en las estructuras son diversas, enumerándose a continuación las más comunes.

1) Asentamiento, inmediato.- Ocasionado por la deformación elástica del pilote y del propio suelo de cimentación. Ocurre inmediatamente después de ser aplicada la carga y es de poca magnitud, por lo que puede ser despreciable.

2) Asentamiento catastrófico.- Un cálculo estructural inadecuado de la cimentación, en que las características del suelo tomadas para tal efecto no correspondan a su comportamiento en la práctica, y que puedan conducir a cargar excesivamente el terreno provocando un asentamiento de este tipo, lo que puede evitarse revisando la capacidad de carga de los pilotes y afectándolo por un F.S. adecuado.

3) Desplome por falta de soporte.- Ocurre cuando bajo la cimentación existen cavernas o vacíos que provoquen una falla súbita por falta de apoyo. Por ello es importante - como ya se comentó - un estudio completo del subsuelo a profundidades mayores de donde se apoyará la cimentación.

4) Deterioro de la cimentación.- Ocasionada por el ataque de organismos vivos, por la abrasión mecánica, por el nivel de aguas existentes en el interior de la masa del suelo, o también por otras sustancias como ácidos o sales que producen un deterioro en los pilotes.

5) Asentamiento debido a la consolidación del terreno.- Este tipo de asentamiento es muy importante, diferenciándose en dos etapas:

a) Asentamiento por consolidación primaria

Los materiales blandos se consolidan debido a la expulsión del agua de los vacíos del suelo.

La teoría de la consolidación de Terzaghi nos proporciona los elementos necesarios para poder evaluar estos asentamientos y-

la magnitud que alcanzarón con respecto al tiempo con la aproximación suficiente que se requiere en la Mecánica de Suelos.

b) Asentamiento por consolidación secundaria.

Al termino de la consolidación primaria se presenta este tipo de consolidación secundaria, particularmente en suelos con alto contenido de materia orgánica.

La consolidación secundaria se determina de acuerdo a la siguiente ecuación ( Ref. 10 ).

$$S_s = C_s H \log \left[ \frac{t_{s1}}{t_{prim}} \right] \dots\dots\dots(5-6)$$

donde

$S_s$  , asentamiento por consolidación secundaria.

$C_s$  , coeficiente de consolidación secundaria  
(  $C_s = 0.02$  en arcillas blandas ).

$t_{prim}$  , tiempo de consolidación primaria en años; puede usar se el tiempo correspondiente a  $U = 90 \%$ .

$t_{s1}$  , vida útil de la estructura en años.

En el estudio de los asentamientos se supone que la estructura es flexible y se adapta al perfil de los asentamientos. - En la práctica, las construcciones tienen una cierta rigidez que reducen los asentamientos calculados teóricamente.

#### 5.4.- TIPOS DE ASENTAMIENTOS

Existen dos tipos de asentamientos; uniformes y diferenciales ( Fig. 5.4 ). En los primeros, la estructura no sufre daños, aunque si pueden ocasionárseles a las colindancias o a las instalaciones hidráulicas y sanitarias.

Si la estructura es muy rígida, se pueden tolerar hundimientos uniformes grandes, pero si las construcciones vecinas se encuentran muy cerca, estos hundimientos se verán limitados a valores menores.

En el asentamiento diferencial la estructura si sufre daño, y si son excesivos, llegan a producir agrietamientos, desplomes y en algunos casos el colapso de la estructura.

Cuando los cimientos están cargados excéntricamente es -- frecuente que el edificio presente grietas, dependiendo de que parte de la estructura haya presentado mayores asentamientos, aunque no todas las grietas de las estructuras son por causa de los asentamientos, la retracción del mortero, del concreto y otros materiales son causas de agrietamiento.

En suelo cohesivo generalmente se forma una curva de deformación cóncava hacia abajo, en tanto que en los suelos arenosos la curva de deformación es de forma convexa ( Fig. 5.5 ).

El asentamiento permisible en una estructura de concreto se basa en el asentamiento diferencial que llega a existir entre dos columnas, o sea, su distorsión angular ( Fig. 5.6 ).

La magnitud del asentamiento que puede tolerar una estructura depende de su tamaño, destino, tipo de construcción y de si es o no uniforme. En la siguiente tabla dan unos valores de los -- asentamientos máximos que se pueden permitir.

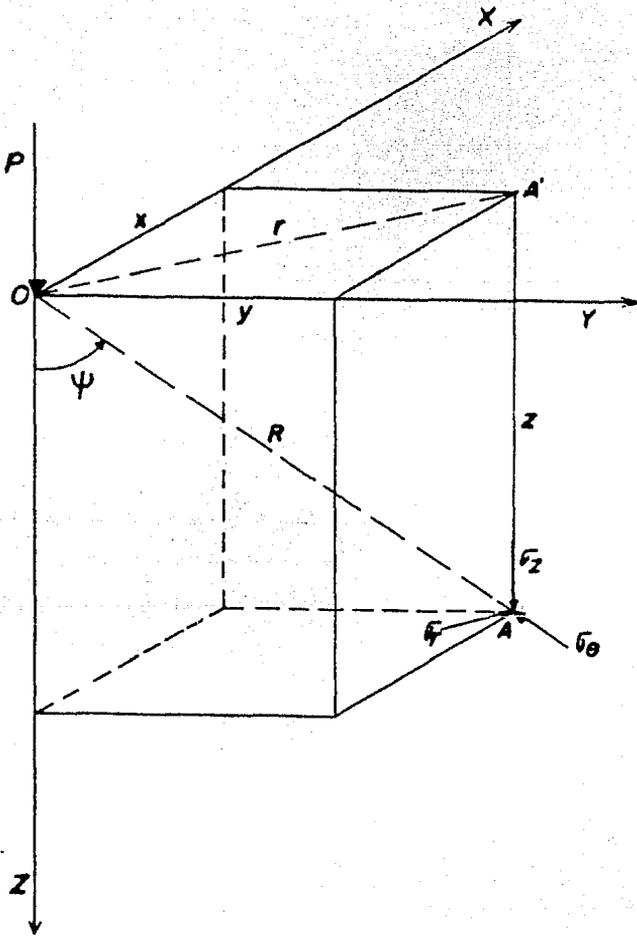
## ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (Ref. 11)

TIPO DE MOVIMIENTO	FACTOR LIMITANTE	ASENTAMIENTO MAXIMO
Asentamiento total	Drenaje y accesos	15 a 60 cm.
	Probabilidad de asentamiento diferencial	
	Muros de carga de mampostería.	2.5 a 5 cm.
	Estructuras de edificios	5.0 a 10 cm.
Inclinación	Torres, chimeneas	0.004 BT
	Rieles de grúas	0.003 ST
Curvatura	Muros de ladrillo en edificios	0.0005S a 0.002ST
	Estructuras en edificios de concreto armados	0.003 ST
	Estructuras de acero para edificios, continuos	0.002 AT
	Estructura de acero para-- edificios, simples	0.005 ST

B, ancho de la base;

S, separación de las columnas

T, asentamiento en la distancia S o B.



**FIG. 5.1) ESFUERZOS PROVOCADOS EN UN PUNTO DE UNA MASA DE SUELO POR UNA CARGA CONCENTRADA.**

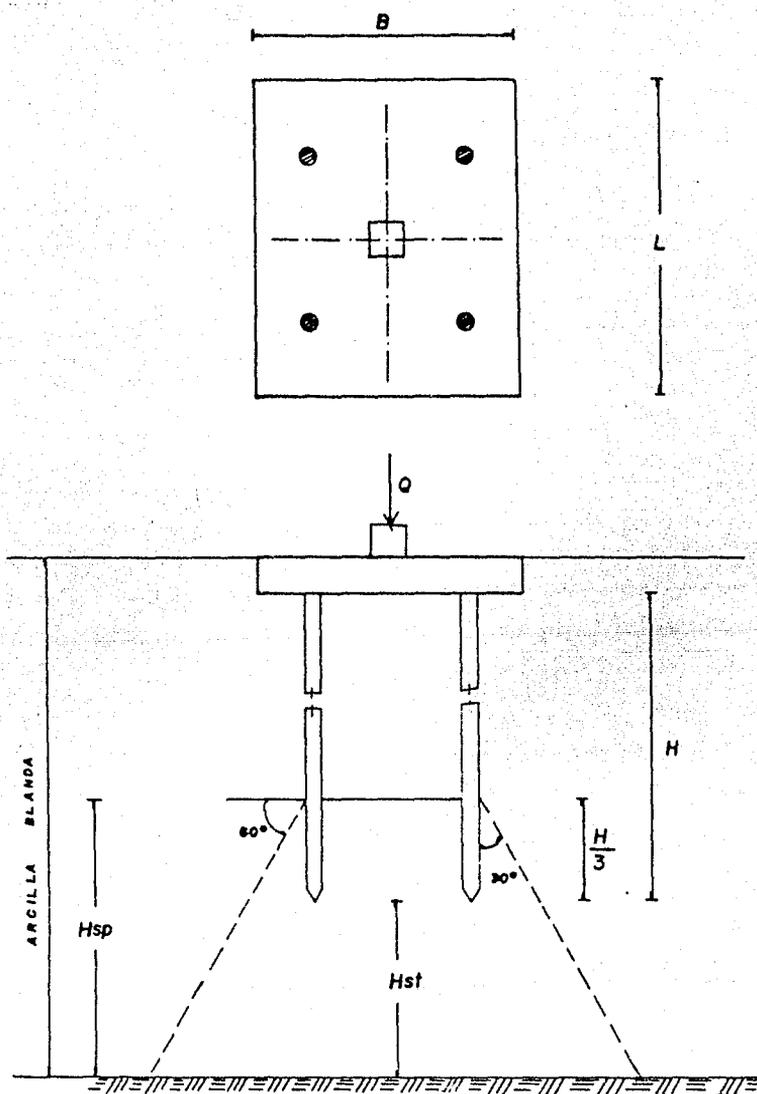


Fig. 5.2) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN SUELO ARCILLOSO INDUCIDO POR UN GRUPO DE PILOTES.

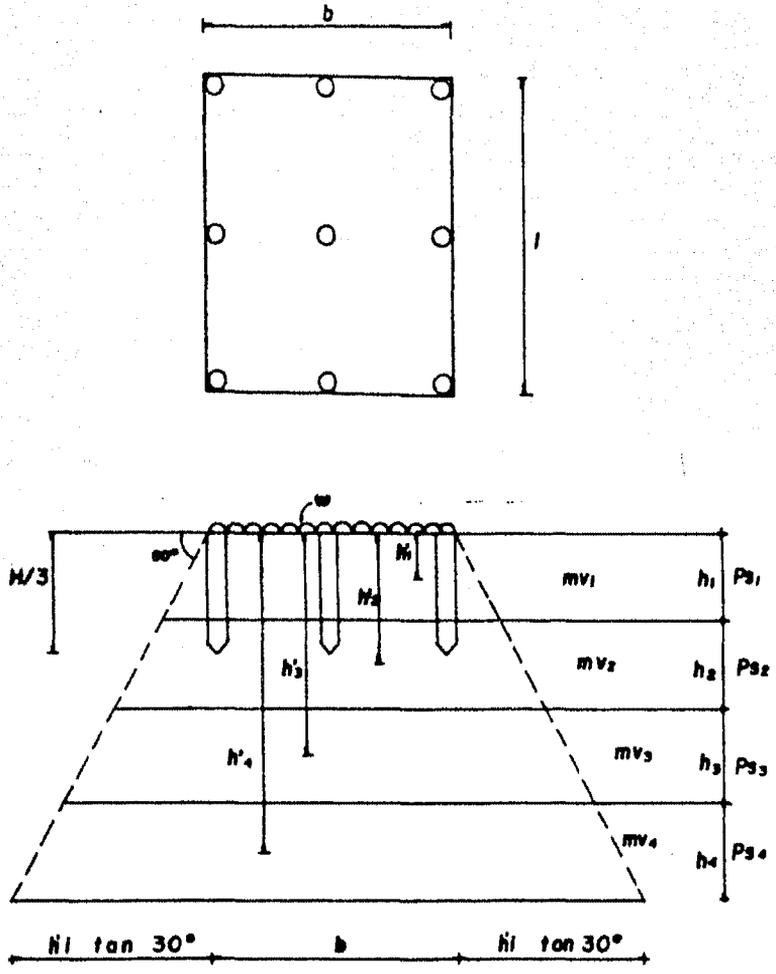
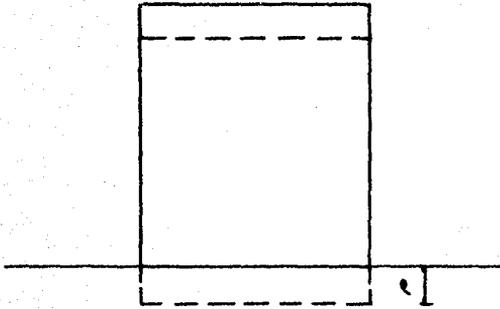
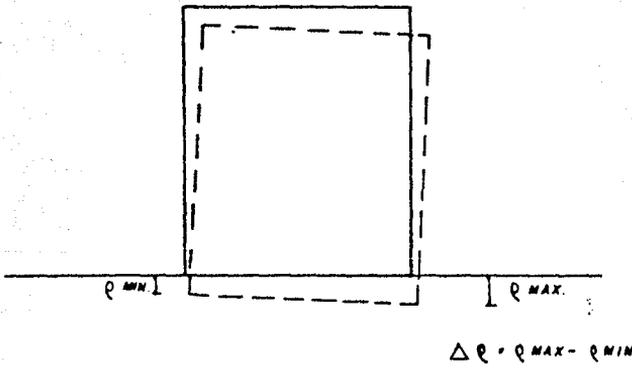


Fig. 5.3) DISTRIBUCION APROXIMADA DE ESFUERZOS

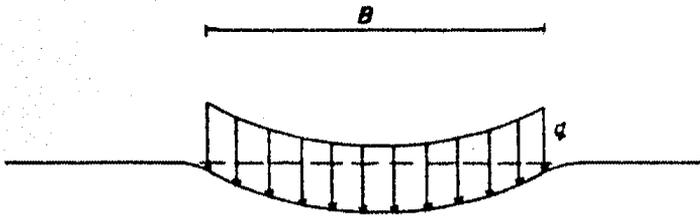


a) ASENTAMIENTO UNIFORME

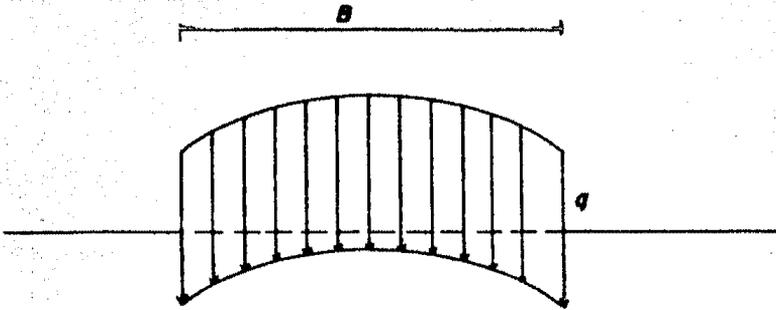


b) ASENTAMIENTO DIFERENCIAL

Fig. 5.4) TIPOS DE ASENTAMIENTOS

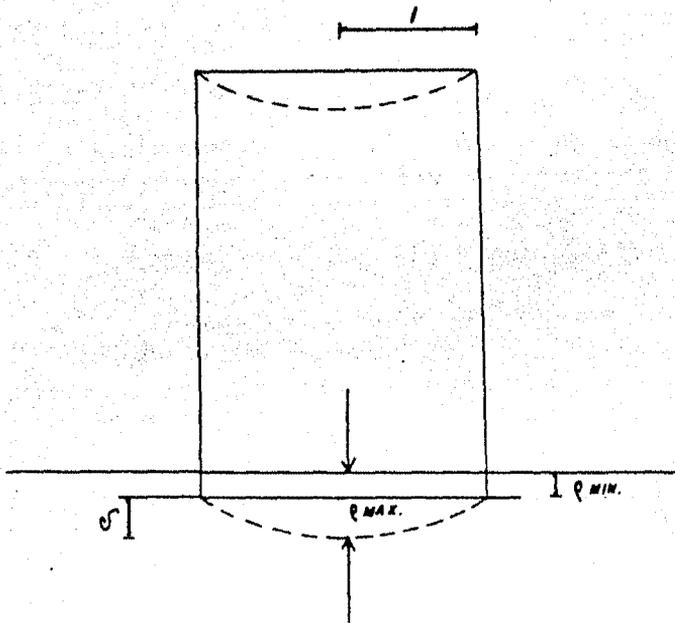


a) ASENTAMIENTO EN SUELOS COHESIVOS.



b) ASENTAMIENTO EN SUELOS GRANULARES.

Fig. 5.5) ASENTAMIENTOS POR DISTORSION.



$$\Delta r = r_{MAX.} - r_{MIN.}$$

$$DISTORSION \text{ ANGULAR} = \frac{\Delta r}{l} = \frac{\sigma}{l}$$

FIG. 5.6) DISTORSION ANGULAR.

## 6.- SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

En el estudio de una cimentación los datos que se requieren proceden de dos fuentes principalmente: del proyecto y del subsuelo. Así, el número y detalle de los datos irán de acuerdo al tipo e importancia de la obra, y de las condiciones que presente el subsuelo.

A continuación se expresan ciertas normas que deben preceder todo proyecto de cimentación, así como ciertos aspectos esenciales para el buen funcionamiento de la misma.

### 6.1.- REQUISITOS QUE DEBE SATISFACER UNA CIMENTACION.

La cimentación, al igual que todas las partes que forman la superestructura, deben de satisfacer los aspectos de estabilidad y economía, por lo que debe de cumplir con los tres requisitos siguientes.

- 1) La cimentación debe ser segura contra falla por resistencia al corte del subsuelo.
- 2) Los asentamientos totales y diferenciales bajo las cargas de trabajo no deben de exceder los límites permisibles.
- 3) La cimentación debe ser lo más económico posible, y su costo debe ir en proporción a la importancia de la obra.

Existen otros factores que en algunos casos llegan a ser importantes, como la localización, en la que si se tiene opción de elegir, debe prevenirse cualquier influencia que pudiera afectar el comportamiento de la estructura.

En seguida se discuten cada uno de los puntos anteriores.

#### 6.1.1.- Capacidad de carga sin falla por cortante.

La capacidad de carga del subsuelo puede establecerse con razonable aproximación, haciendo uso de las teorías para tal caso.

La presión aplicada al terreno a través de la cimentación debe ser afectada por un factor de seguridad que normalmente es de 3 con respecto a la capacidad última, y dicha capacidad dependerá de:

- a) Las propiedades mecánicas del suelo, su resistencia al corte, compresibilidad, permeabilidad, la cohesión y - el ángulo de fricción interna.
- b) La presión efectiva a que se vea sometido el suelo por el confinamiento al nivel del desplante de la cimentación.

#### 6.1.2.- Asentamientos.

Los asentamientos totales y diferenciales son difíciles de determinar, y dependen de la compresibilidad que tenga el suelo, la presión que se aplique, el espesor del estrato compresible y del tipo de cimentación.

La magnitud de los asentamientos tolerables están en función del destino y los requerimientos de funcionamiento de la obra, y de su ubicación con respecto a las otras estructuras adyacentes.

Generalmente, los asentamientos pueden reducirse, ya sea cambiando el tipo de cimentación o rigidizando a la propuesta para que se comporte monolíticamente y sufra menos asentamientos totales y diferenciales, pero se debe tener presente que el hacer menores los asentamientos redundará en un costo mayor de la cimentación.

#### 6.1.3.- Economía.

Una cimentación para que sea aceptable desde el punto de vista económico debe de sufrir ciertos asentamientos, que deben de estar dentro de los tolerables.

El costo que produzca la cimentación debe estar en relación con el costo e importancia de la obra.

Estos tres requisitos son en cierta manera independientes uno del otro, y deben de satisfacerse los tres, ya que el incumplimiento de uno de ellos nos indicará que la cimentación elegida es inadecuada.

Los factores anteriores deben de estar balanceados, ello implica diseñar una cimentación óptima desde el punto de vista ingenieril, social, etc. Es decir, la cimentación no tan sólo debe soportar a la superestructura sin falla o colapso y sin grandes asentamientos o deformaciones, sino que además sea económicamente viable y cumpla cabalmente la función social a la que está destinada.

Los aspectos anteriores deberán analizarse conjuntamente para elaborar un diseño racional. Así, por ejemplo, no proponer una cimentación excesivamente conservadora, ya que implica costos elevados y problemas en su construcción. Por el contrario, cuando las propiedades mecánicas del subsuelo son sobrestimadas, conducen al diseño de una cimentación inapropiada, cuyo comportamiento pudiera llegar a poner en peligro la estabilidad de la estructura, ocasionando trabajos de recimentación o demolición, con la subsecuente pérdida económica.

## 6.2.- FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACION.

El problema de una cimentación - como se ha visto - carece de una solución única, sino que generalmente se presentan varias alternativas, entre las cuales deberá elegirse la más apropiada.

En un análisis preliminar se deberán eliminar todas aquellas alternativas de cimentación inadecuadas como solución de un problema específico. El análisis deberá proseguir hasta llegar al estudio detallado para la elección de una cimentación definitiva -

que satisfaga los requisitos estructurales, económicos, sociales - etc.

En la elección entre las diferentes alternativas de cimentación influyen - interrelacionándose entre sí - los siguientes -- factores.

- 1) Características de la estructura.
- 2) Condiciones del subsuelo.

6.2.1.- Son características de la estructura las siguientes:

- a) dimensiones y forma.
- b) magnitud, tipo y distribución de las descargas.
- c) rigidez o sensibilidad.
- d) destino de la obra y sus requisitos de funcionamiento.

6.2.2.- Las condiciones del subsuelo que interesan son -- los siguientes:

- a) estratigrafía y propiedades del subsuelo
- b) profundidad del nivel freático
- c) datos topográficos e hidráulicos.

6.2.3.- Otros factores.

En no pocos casos se deben tener en consideración otros factores, como los referentes a las construcciones vecinas y el comportamiento de las mismas, los efectos de socavación en los apoyos de los puentes, etc.

## 7.- ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACION PROFUNDA A BASE DE UN CAJON Y PILOTES DE ADHERENCIA. (EJEMPLO)

### 7.1. DESCRIPCION

El presente ejemplo se refiere a la cimentación de un edificio de concreto, que consta de 7 niveles, los cuales se destinarán para departamentos.

En las figuras 7.1 y 7.2 se muestran en forma esquemática la planta y una elevación del edificio respectivamente, en las que se pueden observar que se trata de una cimentación mixta constituida por un cajón que compensa parcialmente el peso del edificio y por pilotes de adherencia.

En las mismas figuras anteriores se pueden apreciar las restricciones a que estará sujeto el diseño estructural, como son:

- excavación a 2 m. de profundidad para compensar parcialmente el peso de la estructura.
- longitud de los pilotes.
- propiedades mecánicas del terreno.

En el análisis estructural va implícito el conocimiento de las acciones que actúan sobre el cimiento, así como las dimensiones de sus elementos. Estos últimos son aproximados y se van ajustando mediante un proceso cíclico a medida que se vaya precisando el diseño.

El diseño de un cimiento profundo comprende las siguientes etapas de cálculo:

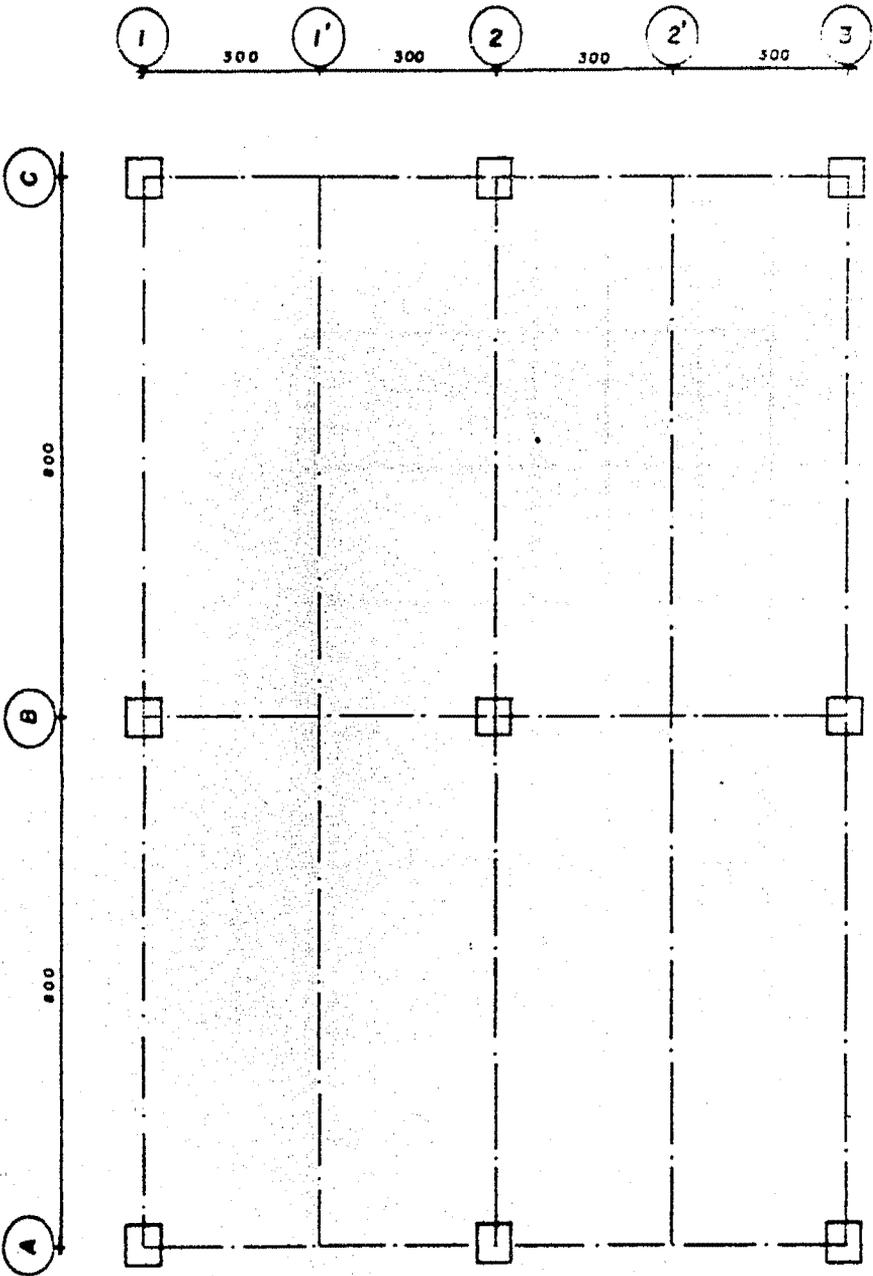


FIG. 7.1) PLANTA ESTRUCTURAL ESQUEMATICA .

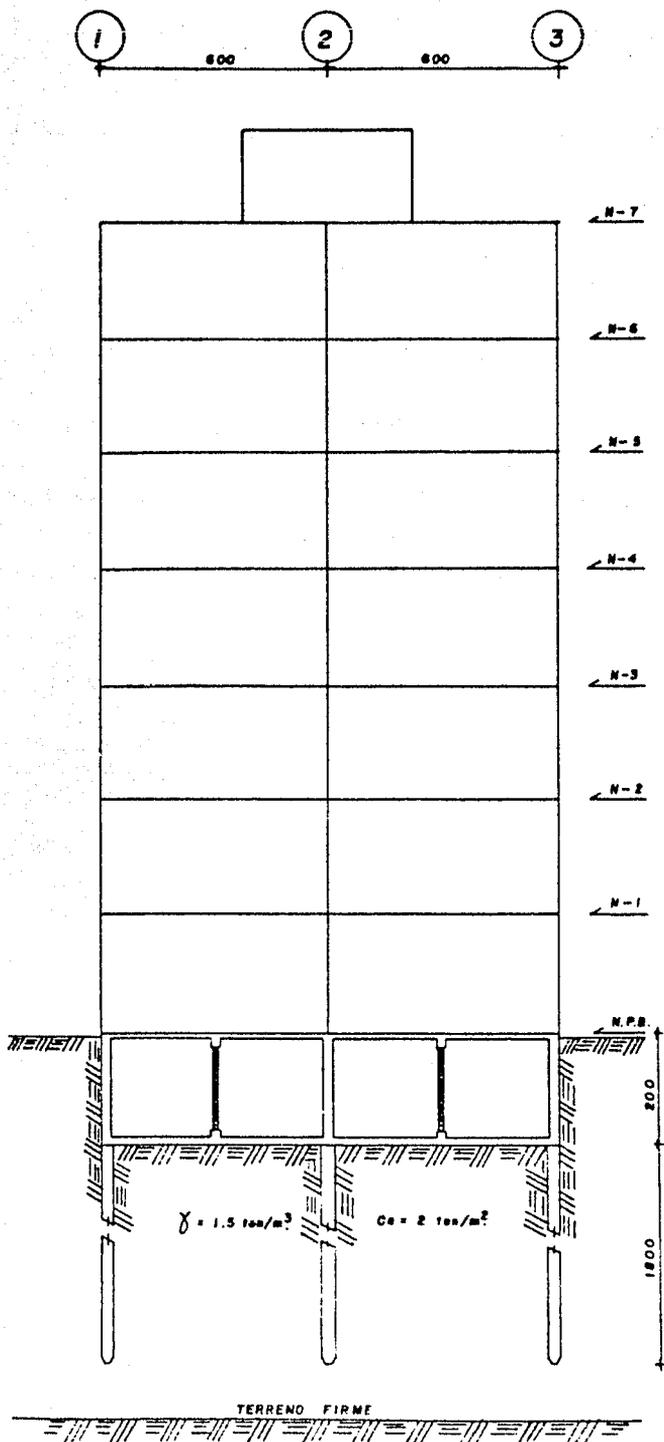


Fig.7.2) CORTE ESQUEMATICO

- 1) Cálculo de las acciones que actúan sobre el cimiento.
- 2) Definición de la estructuración y de los elementos - estructurales.
- 3) Definir las características de los pilotes: tipo, -- longitud, capacidad y número de ellos.
- 4) Localización de los pilotes.
- 5) Análisis y dimensionamiento de la subestructura.
- 6) Análisis de asentamientos (ver capítulo 5)

## 7.2. ACCIONES SOBRE LA CIMENTACION

Las cargas o sollicitaciones a que estará sometida la cimentación son las siguientes:

- a) Carga muerta.-  
Incluye el peso de la estructura, así como empujes - laterales de rellenos, presión hidrostática y las -- tres.
- b) Carga viva.-  
Son aquellas cargas gravitacionales que no actúan de una manera permanente.
- c) Acciones accidentales.-  
Son las debidas al viento y a sismos.
- d) Otras acciones.-  
En este caso se consideran los efectos por temperatura, hundimientos diferenciales, expansiones o consolidaciones del suelo, procedimientos constructivos, - etc.

Las acciones anteriores actúan sobre la estructura simultáneamente y con diferentes grados de intensidad.

En la figura 7.3, se muestra una planta esquemática, en la que se tiene las cargas de la estructura que actúan sobre la cimentación.

### 7.3.- DEFINICION DE LA ESTRUCTURACION Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Debido a las descargas que se tienen y a las características del terreno, el tipo de cimentación elegido es -como ya se mencionó- una cimentación mixta, constituida por un cajón de compensación formado por losas, contratraveses y muros de contención, y por pilotes de adherencia.

La selección de este tipo de cimentación se hizo con el fin de limitar los asentamientos, reducir la descarga efectiva a nivel de desplante aprovechando la descarga producida por la excavación.

Este tipo de cimentación, así como su diseño y procedimiento de construcción deberán asegurar que los movimientos verticales (totales y diferenciales) que ocurran durante la construcción del edificio y durante su vida útil, no afecten su estabilidad ni la de las construcciones colindantes, además de no interferir en el funcionamiento e instalaciones de la Vía Pública.

Para obtener el peso de la cimentación se propondrán -- las secciones de todos los miembros (losas, muros de contención, contratraveses, dalas y muros de tabique) a reserva de conocer los elementos mecánicos y verificar que las secciones propuestas sean aceptables para las solicitaciones a que estarán sujetas (Fig. -- 7.4).

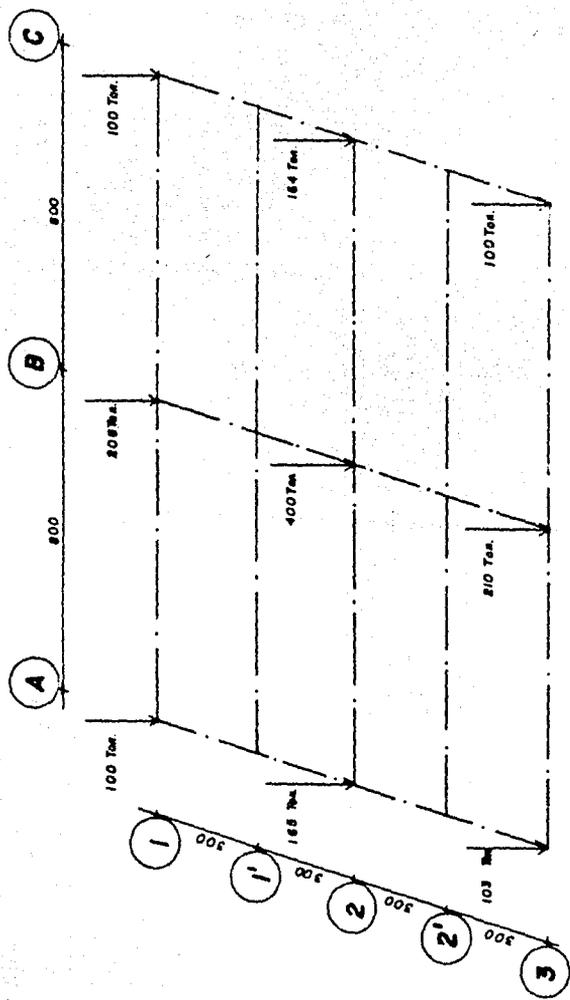


FIG. 7.3) DESCARGAS DE COLUMNAS

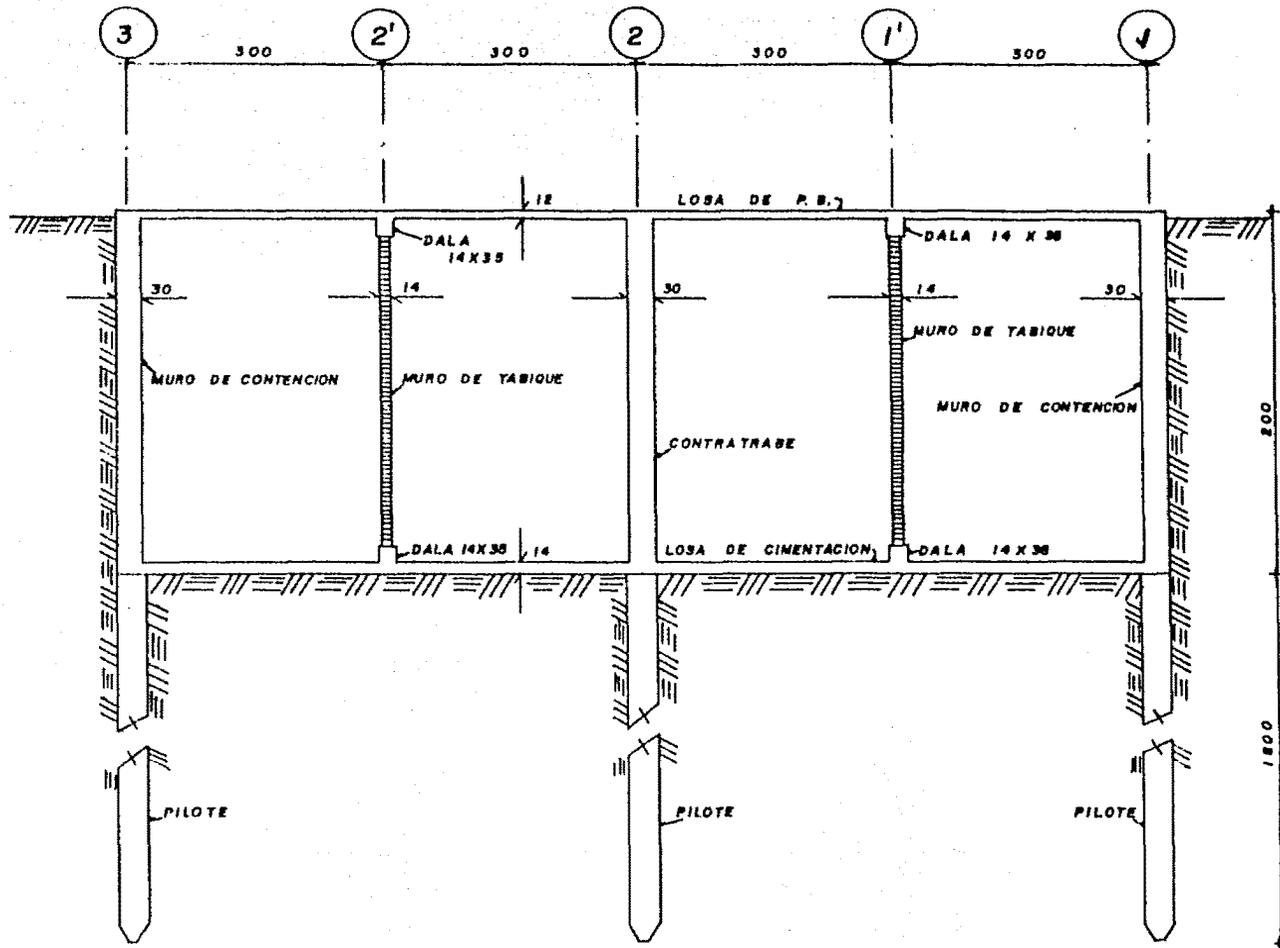


Fig. 7.4) CORTE ESQUEMATICO

### 7.3.1. Contratraves y muros de contención.

Para determinar las secciones preliminares de las contratraves se procede a hacer una estimación aproximada del cortante en la sección más desfavorable, para este caso, el cortante más representativo es de 230 ton. y se encuentra repartido en 3 miembros, por lo tanto, el cortante en cada miembro será:

$$v = \frac{230}{3} = 76.6 \text{ ton.}$$

El Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece que cuando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia "d" de la cara del apoyo, pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia "d".

Por lo que consideramos:

$$v = \frac{76.6}{2} = 38.3 \text{ ton.}$$

usando concreto  $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

el cortante permisible será:

$$V_p = 0.25 \sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Como la fuerza cortante la tomará el concreto adicionalmente estribos, el cortante que toma la sección será aproximadamente:

$$2V_c = 7 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde

$$V = V_c b d$$

$$b = \frac{V}{V_c d}$$

$$b = \frac{38\,300 \text{ Kg.}}{(7 \text{ Kg/cm}^2) (190 \text{ cm.})} = 28.8 \text{ cm. } \approx 30 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, las contratrabes y los muros de contención tendrán una sección transversal de 30 cm. de ancho por 200 cm de altura.

### 7.3.2. Losas

Para el dimensionamiento preliminar de los tableros de las losas de planta baja y cimentación, se selecciona en ambos casos, un tablero de esquina de 3.0 x 8.0 m., que se considera continuo por los 4 lados.

El método que se aplica es el establecido por el Nuevo-Reglamento de Construcciones para diseño de tableros de losas perimetralmente apoyadas.

El peralte efectivo se calcula aplicando la siguiente fórmula que establece el Reglamento.

$$d = \frac{P}{300} \sqrt[4]{\frac{w_a}{w_p}}$$

donde

- $p$ , perímetro de la losa
- $w_a$ , carga de diseño por unidad de área
- $w_p$ , carga de prueba =  $380 \text{ Kg/cm}^2$ , para acero de  $f_y = 4\,000 \text{ Kg/cm}^2$ .

cargas para losas de planta baja:

Losa P.B. (h = 12 cm).....	288 Kg/m <sup>2</sup>
Piso .....	100 "

Muros	.....	100	Kg/m <sup>2</sup>
Equipo	.....	40	"
C.V.	.....	<u>200</u>	"
			$W_t = 728 \text{ Kg/m}^2$

sustituyendo:

$$d = \frac{2 \cdot 200}{300} \sqrt[4]{\frac{728}{380}} = 8.6 \text{ cm.}$$

el peralte total será:

$$h = 8.6 + \text{recubrimiento} + \emptyset \text{ var.} = 8.6 + 2.0 + 1.0$$

$$h = 11.6 \approx 12 \text{ cm.}$$

cargas para losa de cimentación:

$$W_{\text{cimentación}} = 1.57 \text{ ton/m}^2$$

compensación por excavación:

$$W_B = 2 \text{ m} \times 1.5 \text{ ton/m}^3 = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{\text{diseño}} = 3 - 1.57 = 1.43 \text{ ton/m}^2$$

sustituyendo:

$$d = \frac{2 \cdot 200}{300} \sqrt[4]{\frac{1 \cdot 430}{380}} = 10.2 \text{ cm.}$$

el peralte total será:

$$h = 10.2 + \text{recubrimiento} + \emptyset \text{ var.} = 10.2 + 2.0 + 1.0$$

$$h = 13.2 \approx 14 \text{ cm.}$$

Quando se tienen definidas las secciones de todos los -

elementos en forma preliminar, se procede a calcular el peso total de la cimentación.

losa de planta baja (h = 12 cm.)

Peso propio.....	288 Kg/m <sup>2</sup>
Piso .....	100 "
Muros .....	80 "
Equipo .....	40 "
C.V. ....	<u>100 "</u>
	$W_t = 608 \text{ Kg/m}^2$

área de la cimentación = 200.49 m<sup>2</sup>

$$\text{Peso de la losa de P.B.} = 200.49 \text{ m}^2 \times 0.608 \text{ ton/m}^2 = \underline{121.90 \text{ ton.}}$$

Losa de cimentación ( h = 14 cm.)

$$\text{peso propio de la losa} = 336 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la losa de cimentación} = 200.49 \text{ m}^2 \times 0.336 \text{ ton./m}^2 = \underline{67.40 \text{ ton.}}$$

Contratraves y muros de contención:

Eje 1.....	16.30 m
Eje 2.....	16.30 "
Eje 3.....	16.30 "
Eje A.....	11.40 "
Eje B.....	11.40 "
Eje C.....	<u>11.40 "</u>
T o t a l	83.10 m.

$$\text{Peso total} = 83.10 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 1.74 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = \underline{104.10 \text{ ton.}}$$

Dalas:

$$\text{Eje 1', 1} = 2.0 \times 16.0 = 32.0 \text{ m}$$

$$w = 32.0 \text{ m} \times 0.21 \text{ m} \times 0.28 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 4.5 \text{ ton.}$$

$$\text{Eje 2' 1} = 2.0 \times 16.0 = 32.0 \text{ m}$$

$$3 = 32.0 \text{ m} \times 0.21 \text{ m} \times 0.26 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = \underline{4.2 \text{ ton.}}$$

$$\text{Peso total} = 8.7 \text{ ton.}$$

Muros de tabique (ancho = 21 cm)

$$\text{Eje 1' } 15.40 \text{ m}$$

$$\text{Eje 2' } \underline{15.40 \text{ "}}$$

$$\text{Total } 30.80 \text{ m}$$

$$\text{Peso total} = 30.8 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 0.340 \text{ ton/m}^2 = \underline{12.6 \text{ ton.}}$$

$$\text{Peso de la cimentación} = 314.7 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso de la estructura} = 1550.0 \text{ ton.}$$

Pilotes:

$$\text{Peso de un pilote} = 0.30^2 \text{ m}^2 \times 1.0 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.216 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso del suelo} = 0.35^2 \text{ m}^2 \times 1.0 \text{ m} \times 1.3 \text{ ton/m}^3 = 0.117 \text{ ton.}$$

La diferencia entre el peso del pilote y del suelo que se desplaza es de 0.099 ton/m, por lo cual, no se toma en cuenta.

#### 7.4. LOCALIZACION DE LOS PILOTES

Se utilizarán pilotes cuadrados de 30 x 30 cm. y 18.00 m. de longitud.

Se estimó que la adherencia media era de 2 ton/m<sup>2</sup>, y considerando un factor de seguridad de 1.5

Capacidad por pilote =  $4 \times 0.30 \text{ m} \times 18.00 \text{ m} \times 2.0 \text{ ton/m}^2 = 43.2 \text{ ton.}$

Peso volumétrico del suelo =  $1.5 \text{ ton/m}^3$

Compensación por excavación =  $2.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ ton/m}^3 = 3 \text{ ton/m}^2$

Carga a los pilotes ( $W_n$ ) =  $W_{\text{col}} + (W_{\text{cimentación}} - W_{\text{compensación}}) \times$   
(área de cimentación).

$$W_n = 1\,550 \text{ ton} + (1.57 \text{ ton/m}^2 - 3 \text{ ton/m}^2) (200.49 \text{ m}^2)$$

$$W_n = 1\,263.3 \text{ ton.}$$

Número de pilotes:

$$n = \frac{W_n}{\text{Cap. del pilote}} = \frac{1\,263.3 \text{ ton}}{43.2 \text{ ton.}} \doteq 30 \text{ pilotes}$$

Número de pilotes por columna:

$$N = \frac{W_{\text{col}} - (A_{\text{trib}} \times \text{presión de contacto})}{\text{Cap. de pilotes}}$$

$$N_1 = \frac{100 - 12 \times 1.43}{43.2} \doteq 2 \text{ pilotes}$$

N 2	≐	4	pilotes
N 3	≐	3	"
N 4	≐	8	"
N 5	≐	3	"
N 6	≐	2	"
N 7	≐	4	"
N 8	≐	2	"

Total = 30 pilotes

Para el análisis, se considera que cada pilote tiene la siguiente capacidad de carga:

### 4.- LOCALIZACION DE LOS PILOTES .

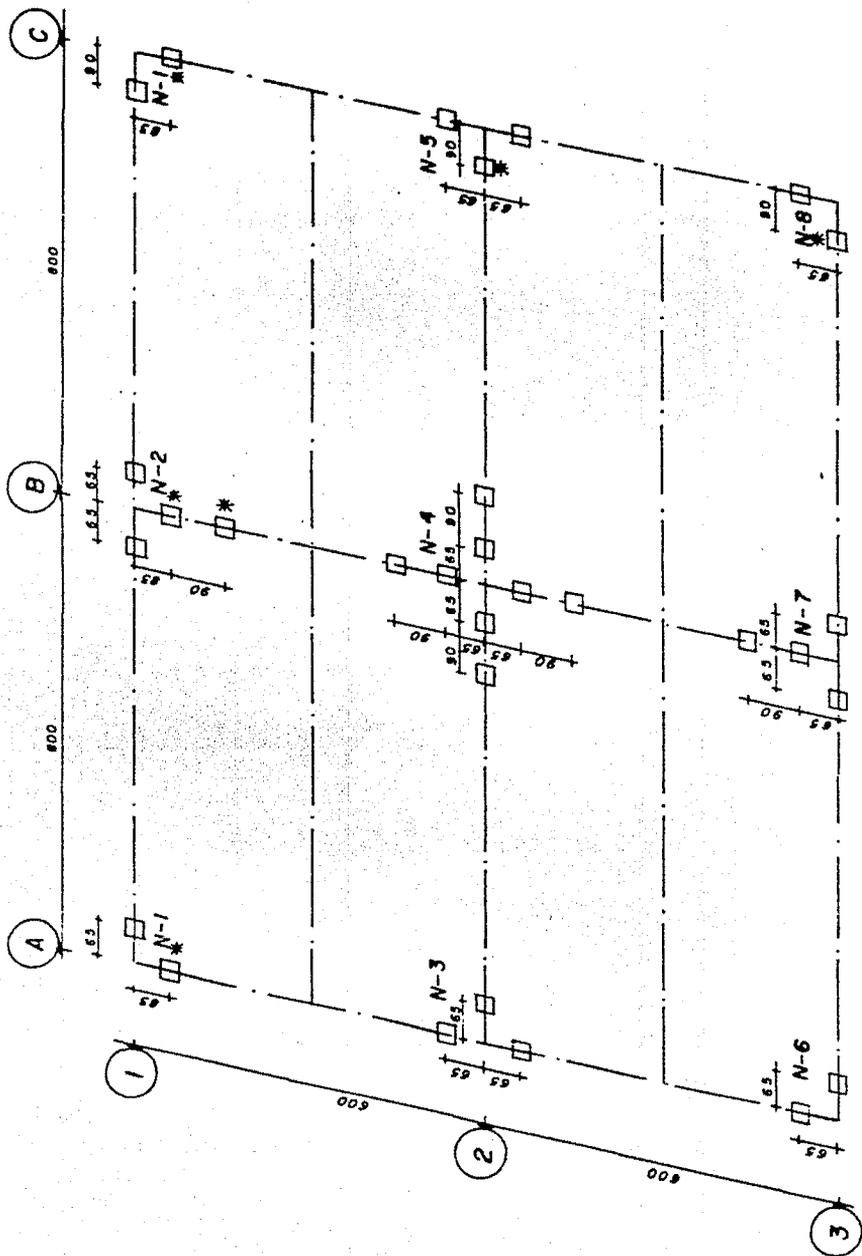


Fig. 7.5) LOCALIZACION DEFINITIVA DE LOS PILOTES

Note: LOS PILOTES MARCADOS CON ASTERISCO SON LOS QUE SE RECORRIERON

$$\text{Cap.} = \frac{W_n}{\text{No. de pilotes}} = \frac{1\,263.3 \text{ ton.}}{30 \text{ pilotes}} = 42.11 \text{ ton/pilote}$$

#### 7.4.1. Centro de gravedad de las fuerzas estructurales

De la figura 7.3 tomando momentos de todas las fuerzas con respecto a los ejes A y 3, tenemos:

$$\bar{x} = \frac{818.0 \times 8.0 + 364.0 \times 16.0 + 200.49 \times 1.57 \times 8.0}{1550 + 314.77} = 7.983 \text{ m.}$$

$$\bar{y} = \frac{729.0 \times 6.0 + 408.0 \times 12.0 + 200.49 \times 1.57 \times 6.0}{1550 + 314.77} = 5.984 \text{ m.}$$

#### 7.4.2. Centro de gravedad de las fuerzas de cimentación

De acuerdo a la figura 7.5 y tomando momentos de todas las fuerzas con respecto a los ejes A y 3, se obtiene:

$$\bar{x} = \frac{3 \times 42.11 \times 0.65 + 16 \times 42.11 \times 8.0 + 3 \times 42.11 \times 15.35 +$$

$$+ 4 \times 42.11 \times 16.0 + 601.47 \times 8.0}{1\,864.77} = 8.0 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{3 \times 42.11 \times 0.65 + 1 \times 42.11 \times 1.55 + 14 \times 42.11 \times 6.0 +$$

$$+ 1 \times 42.11 \times 10.45 + 3 \times 42.11 \times 11.35 + 4 \times 42.11 \times 12.0 +$$

$$+ 601.47 \times 6.0}{1\,864.77} = 6.0 \text{ m}$$

De los resultados anteriores, se observa que existe una excentricidad en los ejes X y Y, lo que produce unos momentos:

$$e_x = 0.017 \text{ m}$$

$$M_x = 0.017 \text{ m} \times 1\,864.77 \text{ ton} = 31.7 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$e_y = 0.016 \text{ m}$$

$$M_y = 0.016 \text{ m} \times 1.864.77 \text{ ton} = 29.8 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto, se tienen que mover los pilotes para hacer coincidir el centro de gravedad de las fuerzas de cimentación con el centro de gravedad de las fuerzas estructurales.

En el eje X.

suponiendo 3 pilotes:

$$\frac{M_x}{\text{No. de pilotes} \times \text{Cap. de un pilote}} = \frac{31.7 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3 \times 42.11} = 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, se recorren los 3 pilotes 25 cm hacia la izquierda.

En el eje Y.

suponiendo 4 pilotes:

$$\frac{M_y}{\text{No. de pilotes} \times \text{Cap. de un pilote}} = \frac{29.8 \text{ ton} \cdot \text{m}}{4 \times 42.11 \text{ ton}} = 0.177 \text{ m}$$

Los 4 pilotes se recorren 17.7 cm. hacia abajo.

En la figura 7.5 se indica con un asterisco a los pilotes que se recorrieron.

Con lo anterior, se hizo coincidir el centro de gra-

vedad de las fuerzas de cimentación con el centro de gravedad de las fuerzas estructurales.

#### 7.5. ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION:

El procedimiento de análisis y diseño estructural de la cimentación se realiza en 2 etapas.

La primera, supone -para el análisis de la subestructura- que se trata de un sistema de piso invertido apoyado sobre -columnas, las cuales se consideran como apoyos fijos.

La segunda, presupone a la subestructura como un sistema flotante sujeto a las descargas de la estructura, la reacción de los pilotes y a la reacción del terreno.

En el diseño estructural se trabaja con 2 casos:

Para el primero de ellos, se diseña con los diagramas de los elementos mecánicos, considerando apoyos fijos y para un esfuerzo de diseño del acero igual a  $f_s = 2\ 000\ \text{Kg/cm}^2$ .

En el segundo caso, se diseña con la envolvente de los diagramas de los elementos mecánicos obtenidos en las 2 etapas mencionadas, o sea, como apoyos fijos y como vigas flotantes, con un esfuerzo de diseño del acero igual a  $f_s = 3\ 000\ \text{Kg/cm}^2$ .

De los 2 casos anteriores, el que cubra los efectos máximos será el que se utilice para el diseño definitivo.

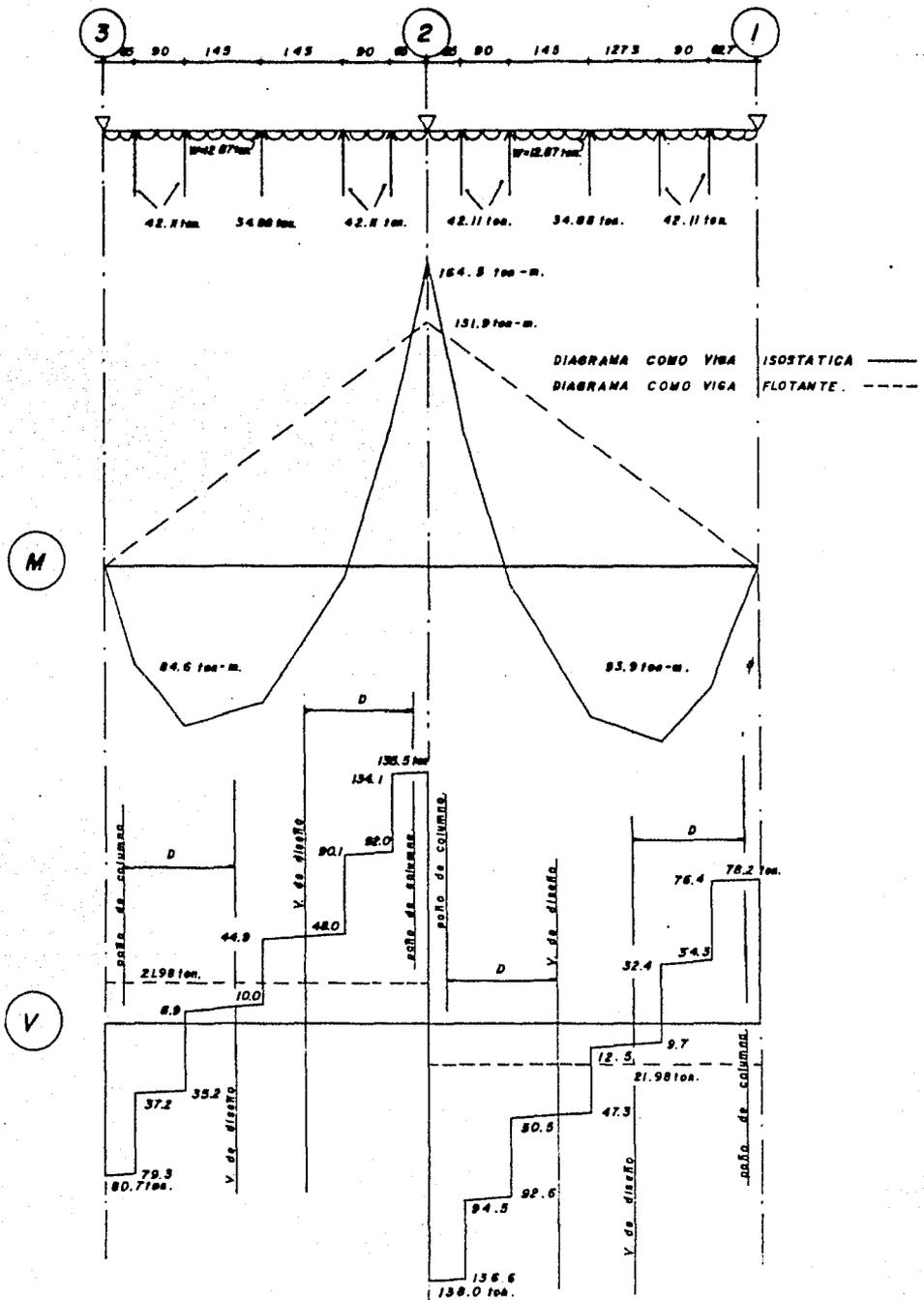


Fig. 7.6

CONTRATRABE C-2

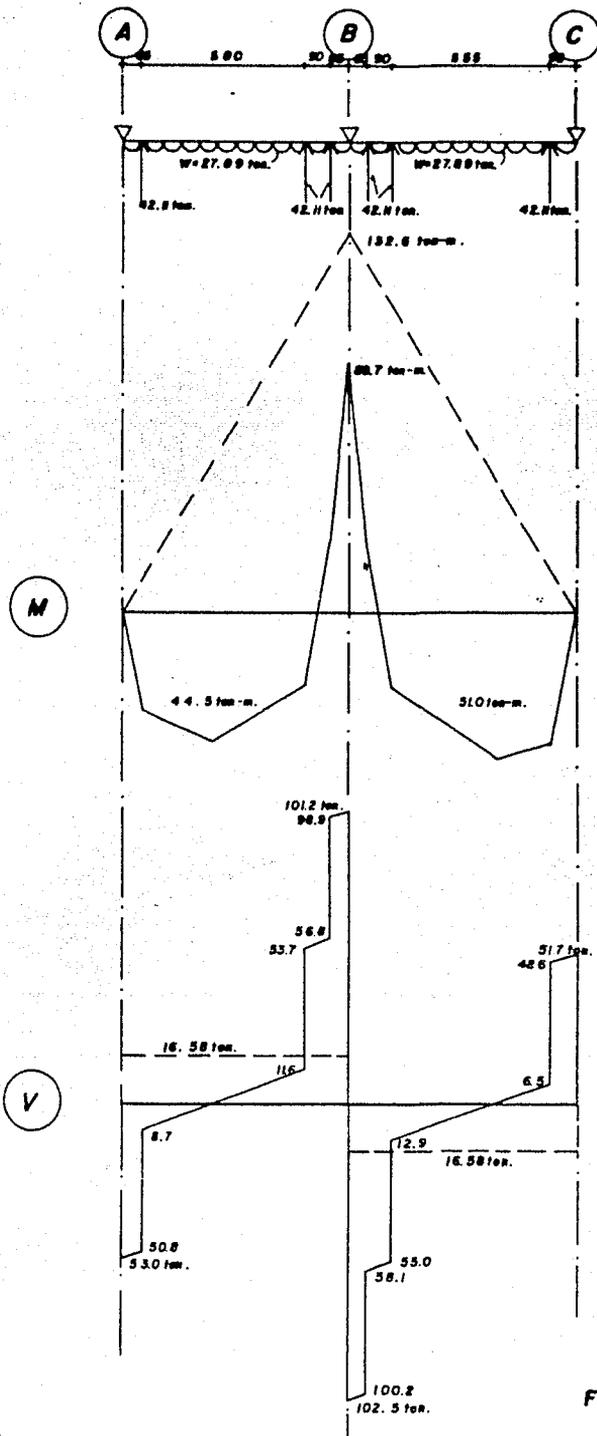


Fig. 7.7

# MUROS DE CONTENCION M-1 y M-2

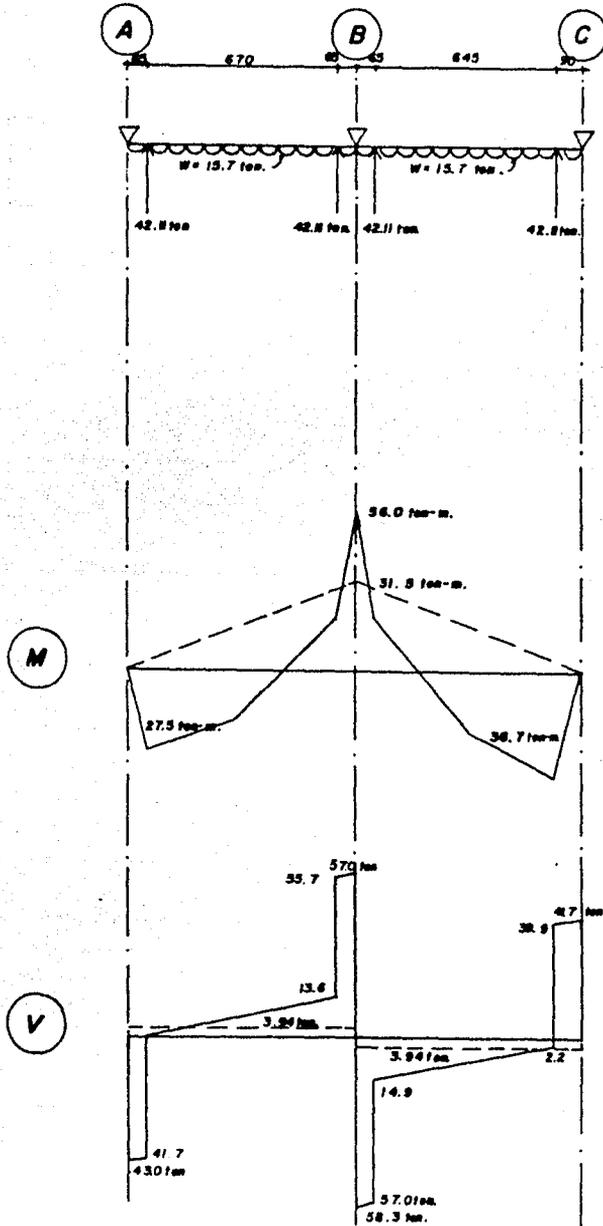


Fig. 7.8

MUROS DE CONTENCION M-3 y M-4 .

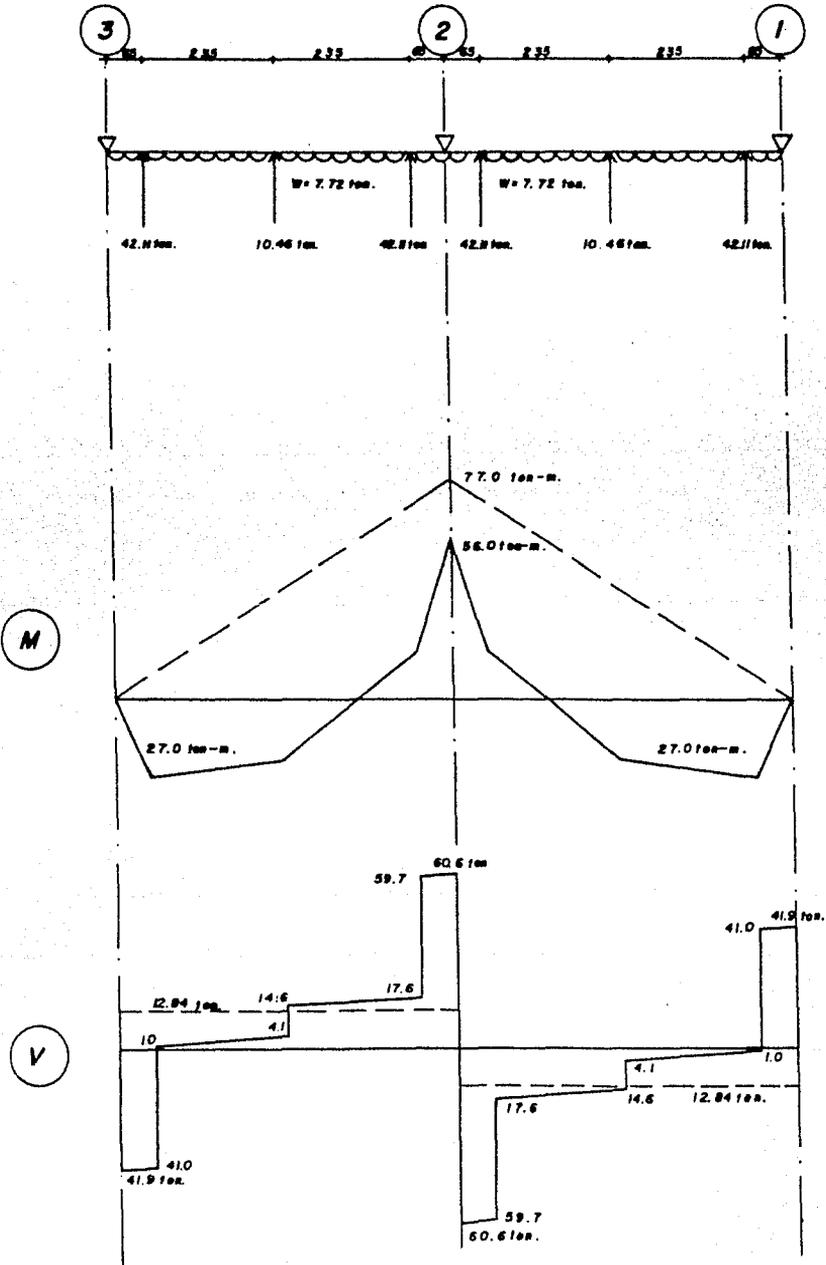


Fig. 7.9

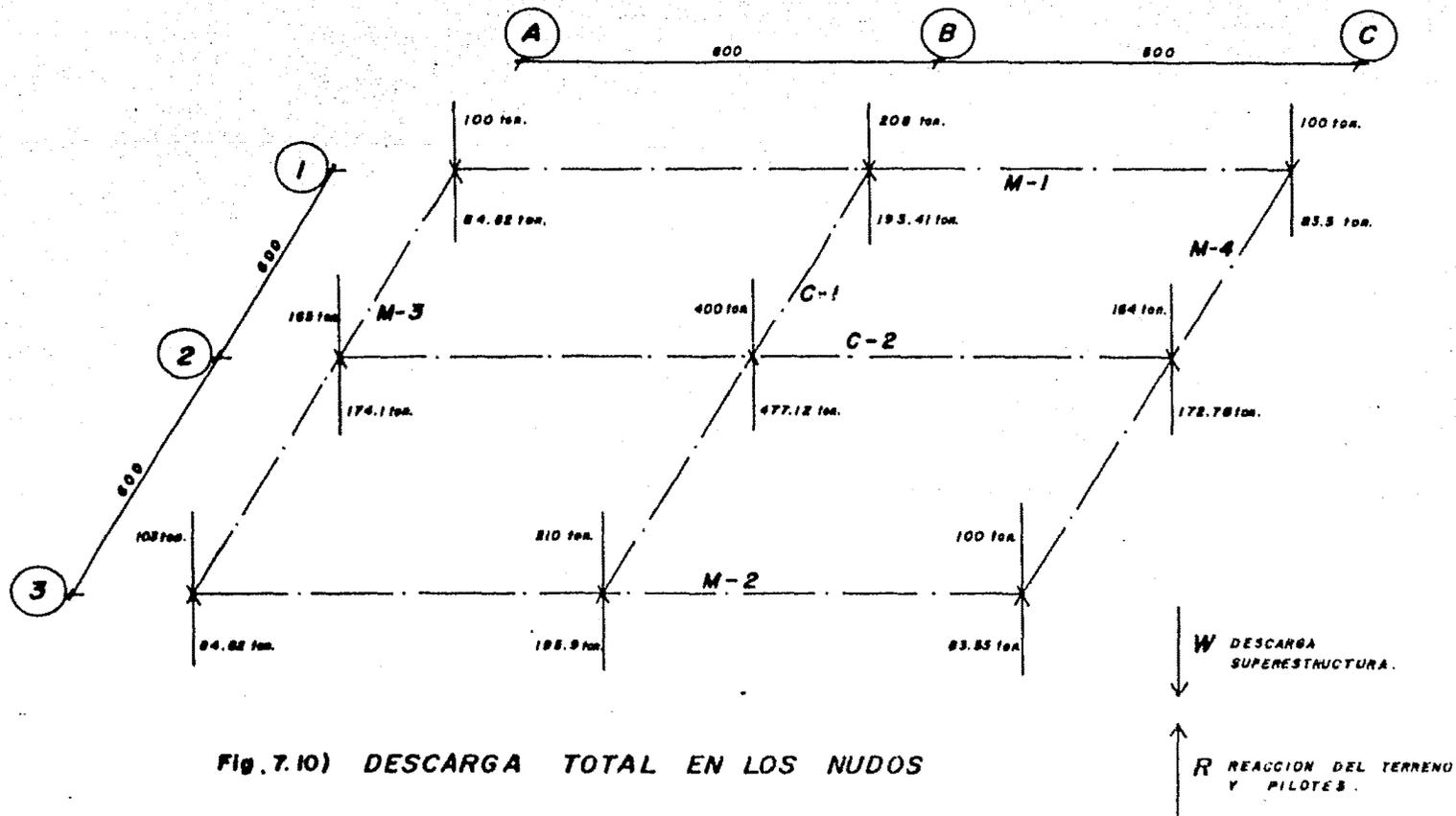


Fig. 7.10) DESCARGA TOTAL EN LOS NUDOS

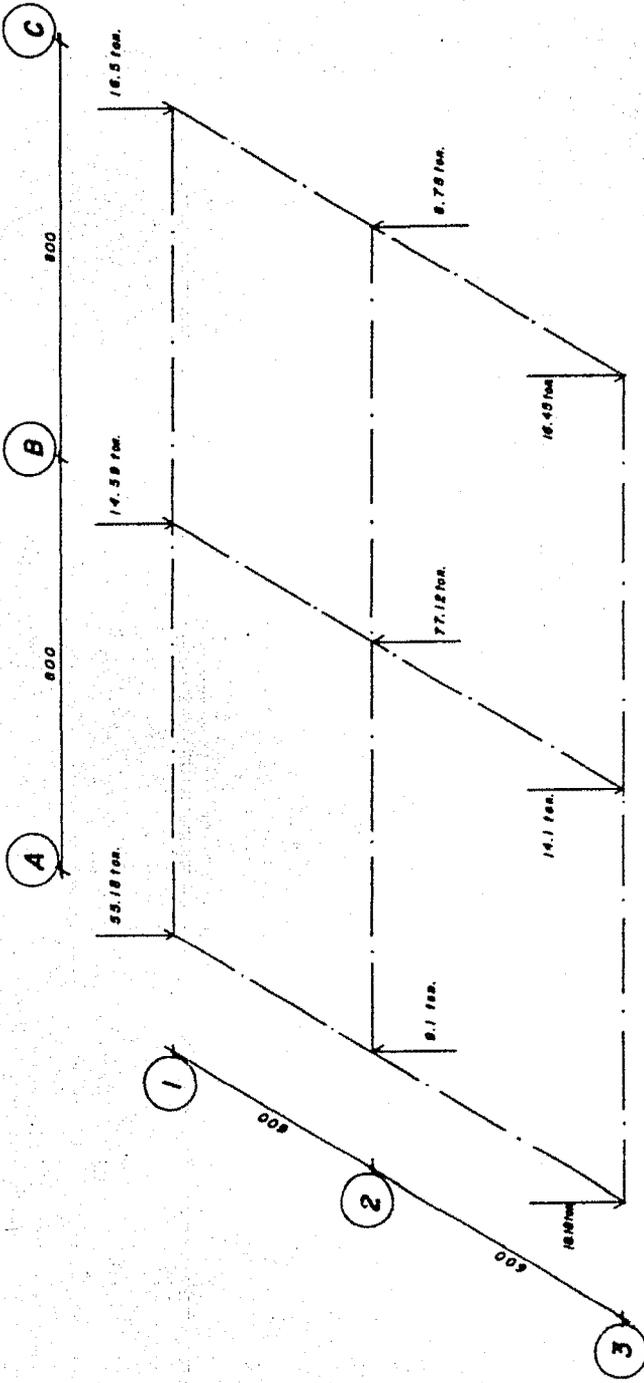


FIG. 7.11) DE LA DIFERENCIA DE LAS DESCARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA REACCION DEL TERRENO Y PILOTES, SE OBTIENE UNA RESULTANTE EN CADA NUDO, QUE ES LA QUE SE CONSIDERA PARA EL ANALISIS COMO VIGAS FLOTANTES.

LA CARGA QUE SE CONSIDERA EN CADA CONTRATRABE SERA PROPORCIONAL A SU RIGIDEZ, POR LO TANTO TENEMOS:

CONTRATRABE C-1.

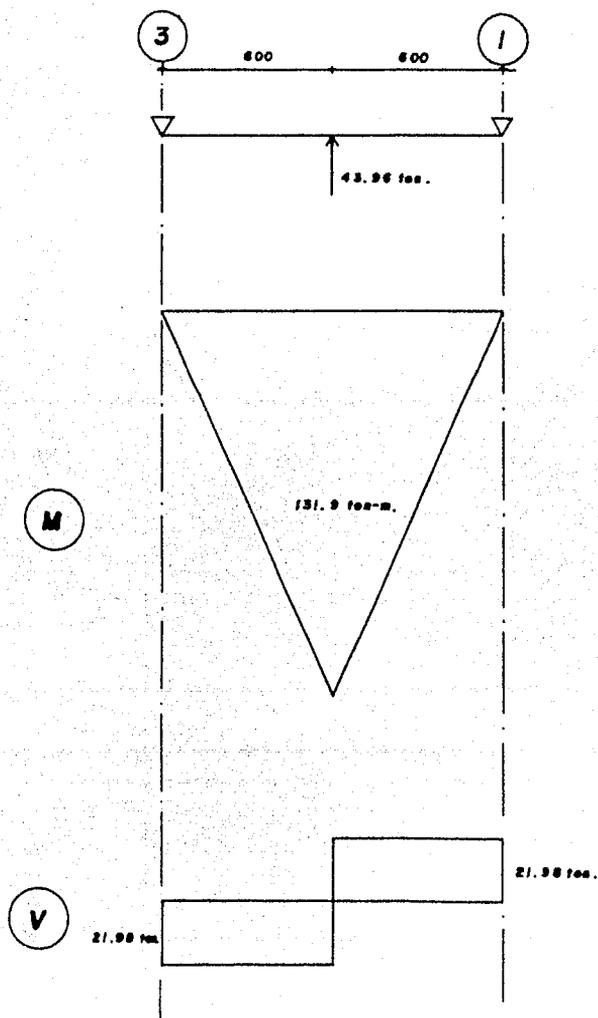


Fig. 7.12

## CONTRATRABE C-2 .

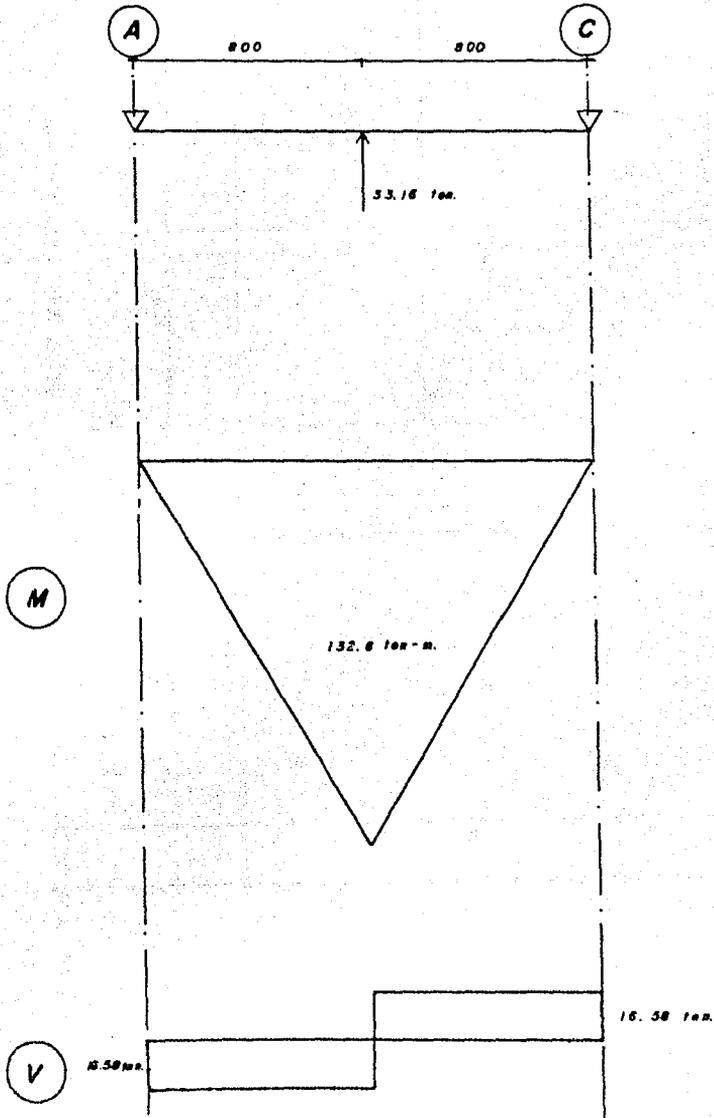


Fig. 7.13

MURO DE CONTENCIÓN M-2

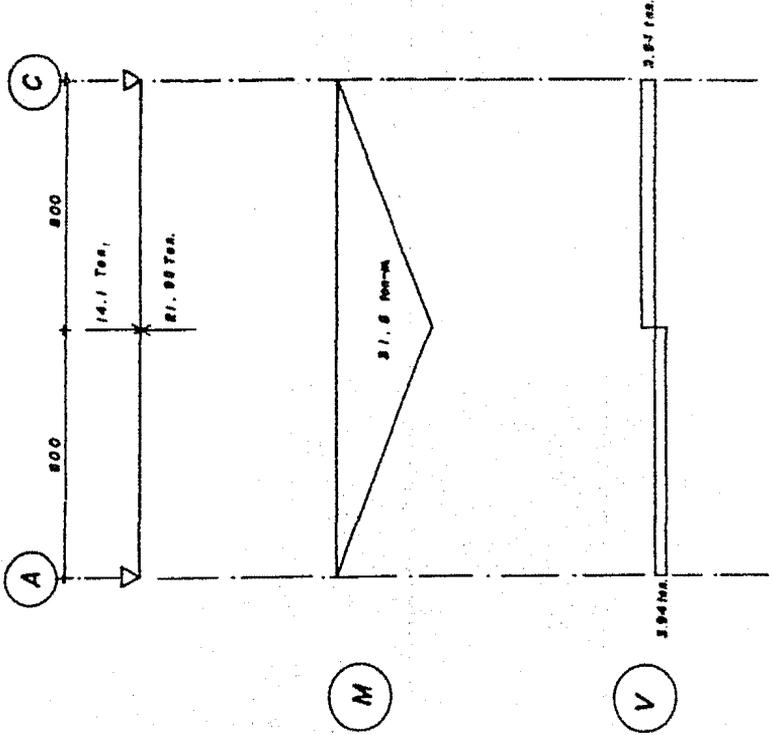


Fig. 7.15

MURO DE CONTENCIÓN M-1

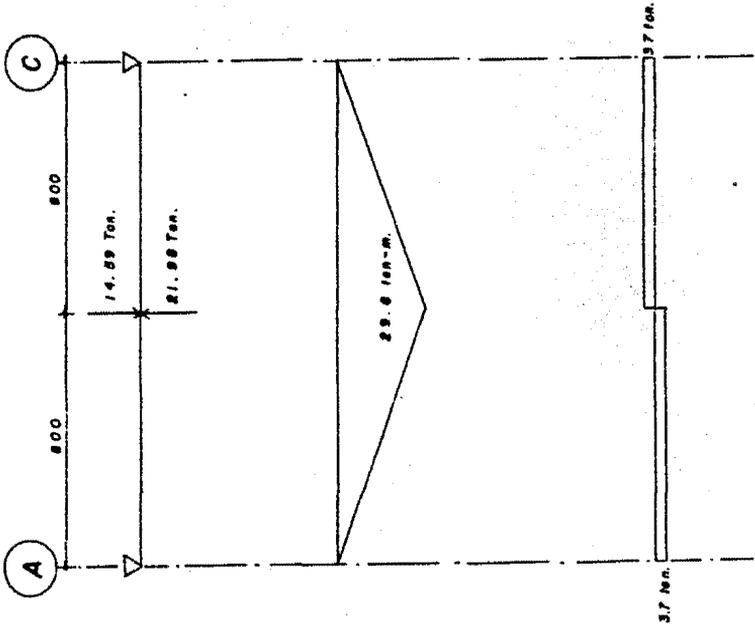


Fig. 7.14

MURO DE CONTENCION M-3

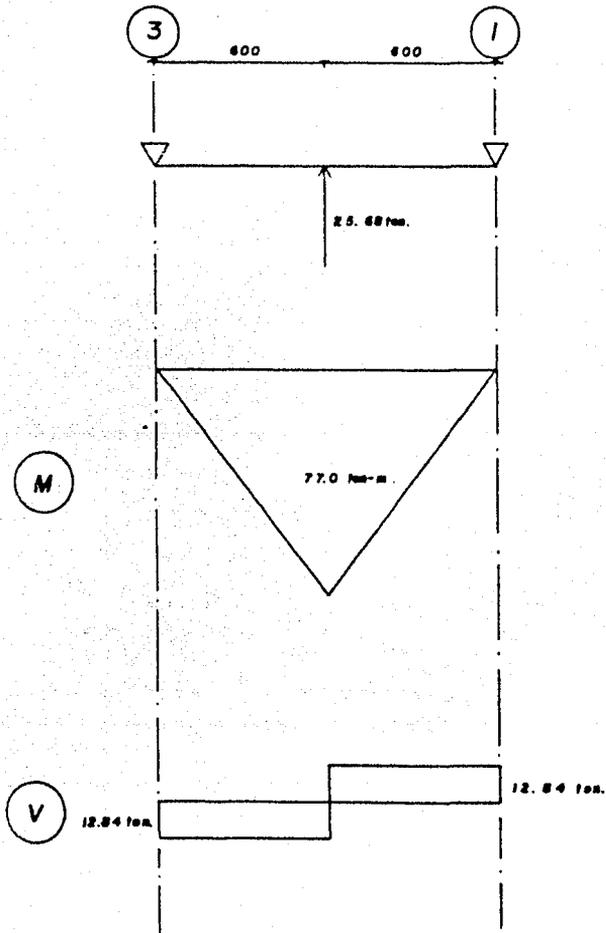


Fig. 7.16

## MURO DE CONTENCION M-4.

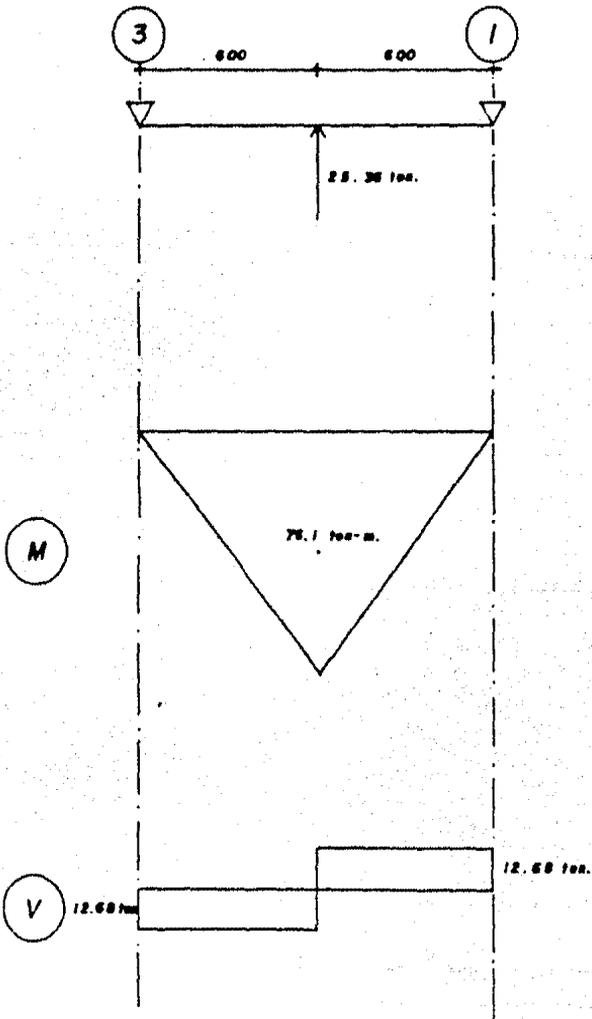


Fig. 7.17

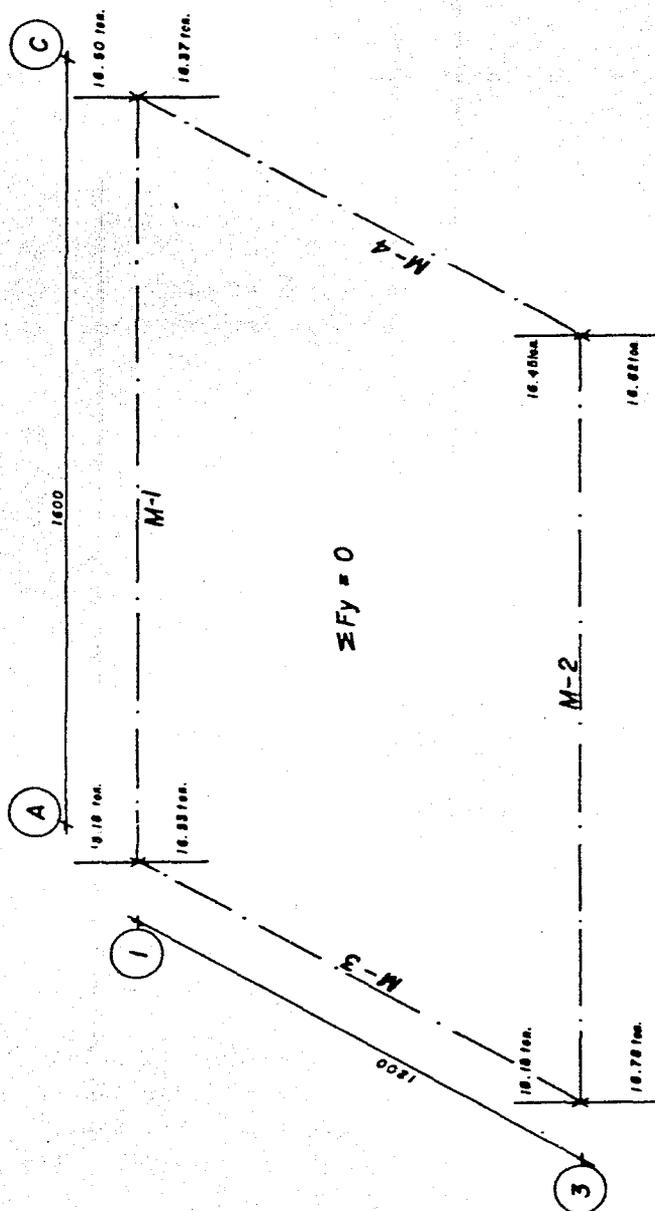


FIG. 7.18) EQUILIBRIO TOTAL.

EN EL EJE A RESULTA UN MOMENTO, QUE SERA ABSORVIDO  
POR EL MURO DE CONTENCIÓN M-3.

## 7.6. DISEÑO DE UN PILOTE

Los pilotes son elementos estructurales que se ven sometidos a fuerzas de compresión, y cuyo comportamiento es semejante al de una columna corta.

El tipo de pilote más común es el de concreto armado, que puede ser precolado o colado en el lugar.

Como el pilote se ve confinado lateralmente por el suelo, no se consideran efectos de esbeltez.

La capacidad última de un pilote bajo cargas axiales, se puede calcular mediante la fórmula que se utiliza para obtener la capacidad de un elemento a compresión.

$$P_u = 0.85 f_c^* A_c + A_s f_y^*$$

donde

$P_u$ , capacidad última del pilote

$A_c$ , área de la sección transversal del concreto

$A_s$ , área de la sección transversal del acero

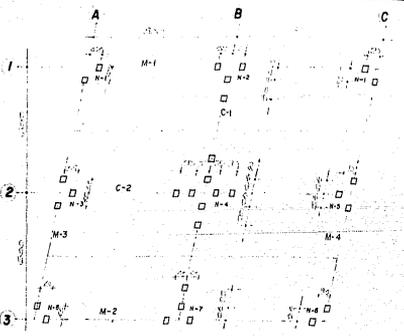
$f_c^*$ ,  $f_c'$  reducido para diseño plástico

$f_y^*$ , límite de fluencia del acero reducido para diseño plástico

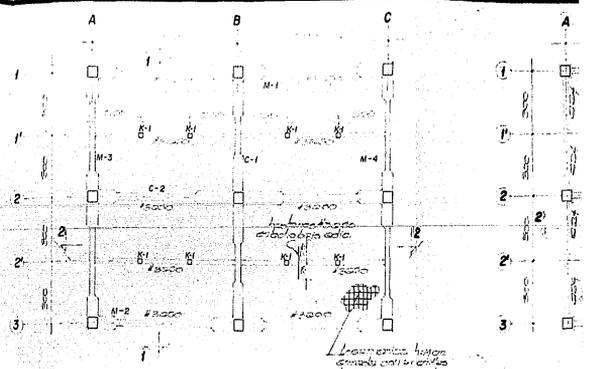
El refuerzo longitudinal debe estar comprendido entre el 0.80 y el 8.0% del área de la sección transversal. El número de varillas debe ser como mínimo 4 en la sección cuadrada y de 6 en la sección circular.

Los estribos serán de varilla del número 2 como diámetro menor, y deberán tener la mínima separación de las siguientes:

- a) 16 diámetros de la varilla longitudinal
- b) 48 diámetros de la varilla del estribo
- c) la menor dimensión de la sección del pilote

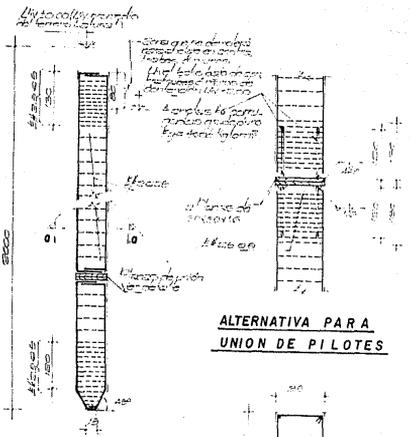


**PLANTA DE PILOTES (ISOMETRICA)**



**PLANTA DE CONTRATRABES**

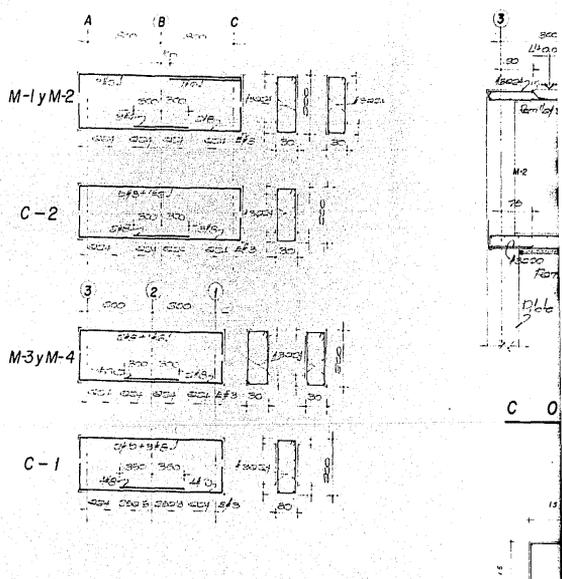
**LOS**



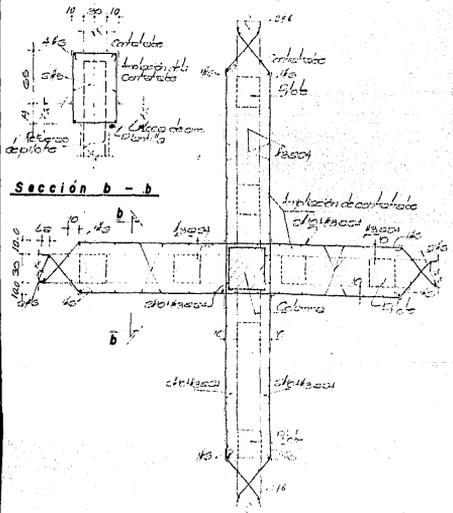
**ALTERNATIVA PARA UNION DE PILOTES**

**DETALLE DE PILOTES**

**Sección a-a**



**CORTE 2 — 2**



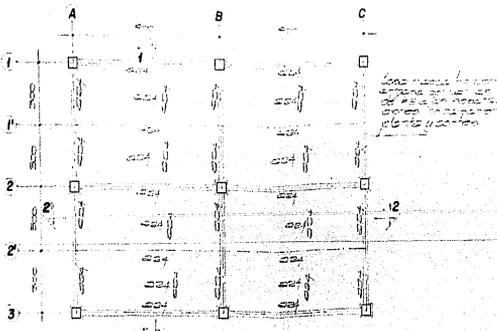
**Sección b-b**

**ANCLAJE DE PILOTES EN CONTRATRABES**

**TABLA DE VALORES**

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			
34			
35			
36			
37			
38			
39			
40			
41			
42			
43			
44			
45			
46			
47			
48			
49			
50			

Los = 1.50



**NOTAS GENERALES**

1. Este proyecto de cimentación se realizó de acuerdo a los datos suministrados por el cliente, los cuales se han verificado y se encuentran correctos.

2. Se ha considerado un tipo de suelo homogéneo de tipo arenoso con coque, con un coeficiente de fricción lateral de 0.30.

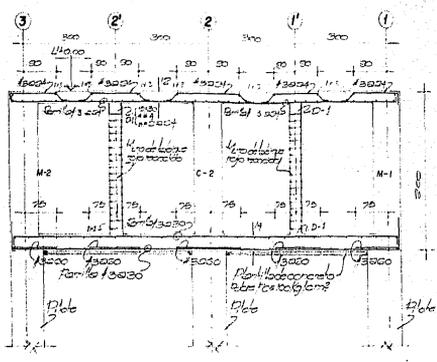
3. Las cargas de diseño que se han considerado son las siguientes:

- 1. Carga muerta: 1000 kg/m<sup>2</sup>
- 2. Carga viva: 2000 kg/m<sup>2</sup>

4. Se ha considerado un coeficiente de seguridad de 1.50.

5. Las dimensiones de los pilotes se han determinado de acuerdo a los datos suministrados por el cliente.

**LOSA DE PLANTA BAJA**



**CORTE 1 - 1**

**NOTAS DE PILOTES**

1. Los pilotes se han diseñado de acuerdo a los datos suministrados por el cliente, los cuales se han verificado y se encuentran correctos.

2. Se ha considerado un tipo de suelo homogéneo de tipo arenoso con coque, con un coeficiente de fricción lateral de 0.30.

3. Las cargas de diseño que se han considerado son las siguientes:

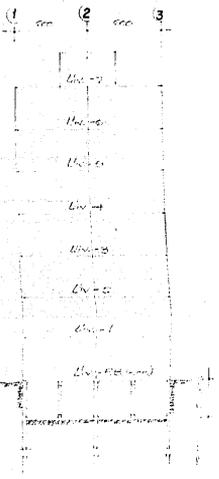
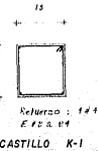
- 1. Carga muerta: 1000 kg/m<sup>2</sup>
- 2. Carga viva: 2000 kg/m<sup>2</sup>

4. Se ha considerado un coeficiente de seguridad de 1.50.

5. Las dimensiones de los pilotes se han determinado de acuerdo a los datos suministrados por el cliente.

**PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION**

1. Se realizó una excavación para verificar la profundidad de los pilotes y se encontró que la profundidad real es de 1.50 m.
2. Se procedió a la excavación de los pilotes con el uso de una pala mecánica.
3. Se procedió a la limpieza de los pilotes y se encontró que la profundidad real es de 1.50 m.
4. Se procedió a la limpieza de los pilotes y se encontró que la profundidad real es de 1.50 m.
5. Se procedió a la limpieza de los pilotes y se encontró que la profundidad real es de 1.50 m.
6. Se procedió a la limpieza de los pilotes y se encontró que la profundidad real es de 1.50 m.



**CORTE ESQUEMATICO**

**TABLA DE VARILLAS**

Varilla	Longitud	Diámetro	Material
1	1.50	1.25	A-60
2	1.50	1.25	A-60
3	1.50	1.25	A-60
4	1.50	1.25	A-60
5	1.50	1.25	A-60
6	1.50	1.25	A-60
7	1.50	1.25	A-60
8	1.50	1.25	A-60
9	1.50	1.25	A-60
10	1.50	1.25	A-60

FACULTAD DE INGENIERIA  
TESIS PROFESIONAL

CIMENTACION

UNAM

## 8.- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

En este capítulo se describen los procedimientos constructivos de cimentaciones profundas, así como los equipos empleados para su construcción.

- 1) procedimientos de construcción de pilotes.
- 2) procedimientos de construcción de pilas y elementos -- portantes.

### 8.1.- PILOTES

A continuación se describen los procedimientos más-usuales, dependiendo de las características del subsuelo, el equipo disponible y la observación del comportamiento de estructuras-cimentadas en cada tipo de pilote.

#### 8.1.1.- Pilotes precolados

Este tipo de pilotes pueden trabajar como de fricción o adherencia, punta y punta fricción. La selección de este tipo de pilotes esta en función de la economía.

a) Pilotes precolados trabajando por adherencia y/o fricción.

Para este tipo de pilotes se tienen las siguientes dimensiones que son las más comunes.

Sección	Rango de dimensiones (cm)	Longitud del pilote
cuadrado	30, 35, 40, 45, 50, 55, y 60	hasta 15 m. por tramo
triangular	35, 40, 45, 50, 55	hasta 15 m. por tramo
circular	30, 35, 40, 45, 50, 55 y 60	hasta 15 m. por tramo
hexagonal	35, 40, 45 y 50	hasta 12 m. por tramo

El armado dependerá de las solicitaciones a que esté sujeta el pilote, durante las operaciones de maniobra, izaje e instalación del pilote.

Para los pilotes de concreto presforzado se tienen las siguientes secciones:

Sección	Rango de dimensiones (cm)	Longitud del pilote
hache	40 x 35, 30 x 28 y 25 x 20	10, 12 y 15 m.
triangular	35, 40, 50 y 55	hasta 15 m.

Generalmente el concreto que se utiliza es de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

El equipo que se necesita para su instalación es el siguiente:

- Grúa del tipo de 3/4 de yarda cúbica
- Martinete de combustión interna con energía variable entre 22500 lb - pie para secciones pequeñas y 36000 lb-pie para las secciones mayores.

b) Pilotes precolados trabajando por punta.

Generalmente se construyen con las mismas dimensiones que los pilotes de adherencia, pero desde el punto de vista económico se utilizarán aquellos con mayor área de contacto con el terreno en la punta, las secciones cuadradas, triangular, circular y hexagonal son aplicables en este caso.

El equipo requiere de mayor capacidad en general, necesiándose grúas del orden de 45 ton. de capacidad, martinetes del tipo del Delmag D-22 y D-30 y, en algunos casos, el uso de equipos de perforación para facilitar la instalación del pilote en el manto de apoyo sin dañar la parte superior del mismo durante la hinca.

### c) Pilotes precolados seccionados ( Mega )

Este tipo de pilotes puede trabajar por punta, fricción y fricción punta, son muy útiles para trabajos de recimentación en que se disponga de poco espacio de maniobra. Las dimensiones más comunes son las siguientes:

- Diámetro: 35, 40, 45, 50, 55 y 60 cm.
- Longitud: 90 y 100 cm.

El procedimiento de construcción consiste en hacer una pequeña excavación en cuyo fondo se coloca la primera sección del pilote con punta metálica, que se presiona con un gato para lograr su hincado, la unión de las secciones se hacen por medio de un collar de acero.

Para hacer continúa la sección del pilote, cada tramo tiene un orificio central de 12 cm. de diámetro, dentro del cual se aloja el armado longitudinal, generalmente 2 varillas del # 3 y se inyecta una lechada de concreto a lo largo del pilote. El concreto utilizado es de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 8.1.2.- Pilotes de punta fricción.

Este es el caso mixto y lo constituyen los pilotes de concreto de sección variable ( conocidos también como pilotes de penetración, ver 2.2.3), cuya parte extrema inferior presenta una dimensión menor, la cual penetra en el manto de apoyo al producirse el efecto de fricción en el pilote y exceder la carga límite previamente definida. Las secciones cuadrada y circular para el fuste del pilote se pueden combinar con puntas de viguetas o de concreto de longitud entre 60 cm. y 300 cm. y de secciones "H" o "I" para las viguetas y secciones circulares o cuadradas para las puntas de concreto.

#### 8.1.3. Pilotes colados "in situ"

El procedimiento constructivo consiste en realizar

una perforación en el subsuelo por medio de una broca en forma de-- sacacorcho, avanzado hasta la profundidad deseada.

A través del eje de la broca formado por una tubería de -- 2" de diámetro o similar, se introduce mortero a presión, al mismo tiempo que se extrae la broca. El efecto combinado de "tirabuzón"-- con la broca e inyección del mortero en la punta de la misma for-- man un pilote de sección circular rugosa. A continuación se intro-- duce dentro del cuerpo del pilote, en la etapa de gelado inicial,-- el castillo que formará el refuerzo y conexión del mismo a la ci-- mentación.

Los pilotes colados "in situ" tienen diámetro variable en-- tre 40, 45, 50, 55 y 60 cm. la resistencia del mortero es del or-- den de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

El equipo requerido para su construcción esta formado por:

- Grúa del tipo LS-98 o LS-108
- Perforadora de taladro con unidad de fuerza hidráulica
- Bomba de inyección y dosificación de mortero.

## 8.2.- PILAS

Desde el punto de vista constructivo, las pilas se - pueden clasificar como:

pilas sin ademe y sin refuerzo	Tipo A
pilas sin ademe y con refuerzo	Tipo B
pilas con ademe temporal y sin refuerzos	Tipo C
pilas con ademe temporal y con refuerzos	Tipo D
pilas con ademe definitivo y sin refuerzos	Tipo E
pilas con ademe definitivo y con refuerzos	Tipo F

Por su sección se pueden dividir como:

- pilas rectas
- pilas de campana o ampliación en la base

Por el lugar donde se construyen:

- pilas de tierra
- pilas submarinas o bajo tirante de agua.

En cualquier caso se utilizará concreto para su construcción.

#### 8.2.1.- Diámetro de perforaciones

Estos diámetros están sujetos a la máquina barrenadora con que se cuenta en el mercado.

DIAMETRO NOMINAL CM.	DIAMETRO PERF. CM.	DIAMETRO EXTERIOR ADEME CM	DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA ADEME CM.	DIAMETRO DE LA PERFORACION PARA CONTINUAR A TRAVES DEL ADEME CM
50	50	50	60	
60	60	60	70	50
70	70	70	80	60
80	80	80	90	70
90	90	90	100	80
100	100	100	110	90
110	110	110	120	100
120	120	120	130	110
130	130	130	140	120
140	140	140	150	130
150	150	150	160	140
160	160	160	170	150
170	170	170	180	160
180	180	180	190	170
190	190	190	200	180
200	200	200	210	190

### 8.2.2.- Pilas con campana o ampliación en la base

Para pilas sin ademe, el diámetro máximo de la base no será mayor de dos veces el diámetro del fuste. Para pilas con ademe, el diámetro máximo de la base no será mayor de dos veces el diámetro de la perforación a través del ademe.

El ángulo más común para la campana es de 30°.

Ademe para las perforaciones.- Los ademes son tubería de acero de grado regular, lisa o en espiral. El espesor recomendable para los ademes es el siguiente:

Diámetro del ademe	Rango de espesor de la pared	
	Mínimo	Máximo
50 a 80 cm.	1/4"	3/8"
90 a 110 cm.	5/16"	7/16"
120 a 150 cm.	3/8"	1/2"
160 a 200 cm.	9/16"	3/4"

### 8.2.3.- Tolerancias

Las pilas deberán cumplir con las siguientes tolerancias:

- 1) Todas las pilas deben quedar verticales con tolerancia de 2 % en inclinación.
- 2) La posición de la cabeza de la pila no debe variar más de 15 cm. de la indicada en planos.
- 3) En la profundidad de la punta de la pila, la tolerancia será de 15 cm.
- 4) La tolerancia en el diámetro de la perforación es de 30 cm.

- 5) La tolerancia en el diámetro de los ademes es la aplicable a la tubería de acero.

#### 8.2.4.- Refuerzo

El objetivo fundamental es formar un castillo que -- cumpla con las especificaciones como elemento estructural, y conserve sus características durante el vaciado del concreto y la extracción del ademe.

El refuerzo en la pila puede sustituirse por varillas de otro diámetro y grado, siempre que su capacidad al límite elástico no sea menor que la del refuerzo especificado.

El recubrimiento libre del refuerzo longitudinal será como mínimo de 6.0 cm. Las dimensiones de la sección transversal no diferirán de los diseños en más de 2 cm. El refuerzo longitudinal deberá anclarse en la cimentación.

El castillo deberá rigidizarse con zunchos de diámetro no menor del No. 3, separadores a una distancia no mayor de 2 m, y se colocarán 4 separadores espaciados como máximo a cada 3 m en la zona central del castillo y a cada 5 m en los extremos.

En la perforación, deberá fijarse el castillo, de manera que su extremo inferior quede a una distancia de 15 a 30 cm. del fondo de la excavación, y no deberá tener posibilidad de elevarse durante la colocación del concreto.

En cuanto al refuerzo en la campana, se recomienda -- que en lugar de armarla, colocando las varillas una por una, lo -- cuál hace que se encarezca la obra, se aumente el peralte de la -- campana para aprovechar al máximo la capacidad del concreto al -- cortante, con lo que se obtiene economía y facilidad en su cons--

mia y facilidad en su construcción; Además, de que si se coloca acero en la campana se corre el riesgo de dejar espacios vacíos que debilitan a estos elementos; ya que el método de colado más usual en este caso es el método Tremie, el cual al vaciar el concreto no requiere de vibrado.

#### 8.2.5.- Colocación del concreto

La colocación del concreto será en forma continua en toda la longitud de la pila.

La resistencia del concreto será de  $200 \text{ kg/cm}^2$ . a la ruptura y a la edad de 28 días.

Si se emplea concreto de fraguado normal, se dejará pasar cuando menos 72 hrs. para la perforación de aquellas pilas cuyo centro dista 3.0 m. o menos de otra ya colada.

Si se encuentra el nivel freático se emplearán sistemas especiales de colado como: Tremie, Trompa de elefante y bombeo de concreto con la tubería o manguera instalada hasta el fondo de la perforación.

Cuando se tiene suelos inestables se usará lodo bentonítico para realizar la perforación, o sistemas especiales como ademados temporales.

#### 8.2.6. - Equipos de construcción

Existen dos tipos de perforadoras:

- a) Perforadoras montadas sobre camión, para pilas de hasta 2.4 m. de diámetro y 30 m. de profundidad.
- b) Perforadoras montada en grúa, para todo tipo de trabajo

Pueden ser del tipo rotatorio y no rotatorio, las primeras son del tipo estándar y las segundas se dividen en almejas y de percusión.

A continuación se describe el equipo básico para realizar una perforación:

- Grúa para colocar armados e instalar el sistema Tremie
- Grúa para soportar perforadora o almeja
- Aditamento de perforación
- Equipo de construcción
- Sistema de colado Tremie

### 8.3.- ELEMENTOS DE CONTENCION

Son elementos que están proyectados con el fin especial de contener empujes de tierra y formar una pantalla para evitar las filtraciones del agua del subsuelo hacia la excavación, destacando entre ellos:

- a) tablaestacas de madera
- b) tablaestacas de concreto
- c) ataguia de acero
- d) pantalla de pilotes colados "in situ"
- e) muro diafragma.

## 9.- CONCLUSIONES

1) No existe un criterio establecido para diferenciar las cimentaciones profundas de las superficiales. Las primeras serán aquellas que transmiten parte o la totalidad de las cargas de la estructura a estratos profundos del subsuelo.

Las cimentaciones superficiales son aquellas que transmiten la carga a estratos de suelos que se encuentran a poca profundidad.

2) Toda cimentación para que se comporte satisfactoriamente deberá cumplir con ciertos requisitos, como son:

a) debe ser segura contra falla por cortante

b) los asentamientos que presente no deben ser mayores que los permisibles.

c) su costo debe ir en proporción al costo total de la obra

3) Para el diseño óptimo de una cimentación profunda, es necesario conocer, además de las características de la estructura, la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

En cimentaciones profundas, los métodos más comunes para el estudio y exploración del subsuelo, son: la prueba de penetración estándar y el muestreo inalterado en tubos de pared delgada tipo Shelby; los cuales si se realizan con cuidado proporcionar datos definitivos del proyecto.

4) La función primordial de los pilotes es la de incrementar la capacidad de carga y reducir con ello los asentamientos de la estructura.

5) En lugares en donde se presenta el fenómeno de consolidación regional, las cimentaciones con pilotes trabajando por punta presentan una sobrecarga ocasionada por la fricción negativa, la cual es factor importante que se debe tomar en consideración en el diseño.

El uso de pilotes especiales (pilotes de control, de sección variable, etc.) se ha hecho necesario en lugares que presentan este tipo de consolidación regional, como es el caso del Valle de México.

6) Para la determinación de la capacidad de carga de un pilote, se utilizan preferentemente los métodos teóricos que se basan en los parámetros del suelo.

7) De las teorías para calcular la capacidad de carga desarrollada en la base de un pilote en suelos cohesivos-friccionantes, la de mayor aceptación es la debida a Meyerhof (1963). En suelos cohesivos, el criterio de uso más frecuente es el desarrollado por Skempton.

8) La capacidad de carga de los pilotes que trabajan por adherencia, se determina usualmente en base a la teoría de Tomlinson. Para pilotes que trabajan por fricción, la teoría de Meyerhof es la más apropiada.

9) El uso de las fórmulas dinámicas para el cálculo de la capacidad de carga por punta de un pilote son obsoletas; - únicamente se utilizan como un medio para controlar las operaciones de pilotaje.

10) En obras de importancia es recomendable efectuar pruebas de carga en un pilote instrumentado adecuadamente y, medir la capacidad de carga que presente por fricción y por punta.- Los resultados obtenidos se deben comparar con aquellos que fueron calculados en base a métodos teóricos.

11) En el estudio de los asentamientos por consolidación, la teoría más apropiada es la de Terzaghi.

12) Es necesario, además de una buena elección y diseño de una cimentación profunda, indicar el procedimiento constructivo que produzca un mínimo de alteración en el subsuelo en que se apoya la cimentación, y que su realización no ocasione movimientos de importancia a estructuras vecinas.

13) Todo elemento estructural deberá cumplir que sea lo suficientemente resistente y que tenga un factor de seguridad razonable, para que su comportamiento bajo condiciones de servicio o trabajo sea satisfactorio.

## R E F E R E N C I A S

- 1) Girault P., A New Type of Piled Foundation, Proceedings Conference on Deep Foundations, México, D.F., 1964, Vol. I.
- 2) Tamez E., Pilotes Electrometálicos en las Arcillas del Valle de México, Proceedings Conference on Deep Foundations, México, D.F., 1964, Vol. I.
- 3) Correa Racho J., Un Pilote Telescópico para Condiciones de Hundimiento, Corr., S.A.
- 4) Nuevo Reglamento de Construcciones, (Diario Oficial, 14 de Diciembre de 1976), México, D.F., 1977.
- 5) Terzaghi K. y R.B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, 1948.
- 6) Tomlinson M.J., Diseño y Construcción de Cimientos, Urmo, 1971.
- 7) Meyerhof G.G., "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical Journal, Vol. I, No. 1, Sept. 1963.
- 8) Juárez Badillo E. y Rico R.A., Mecánica de Suelos, Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, Limusa, México, 1964.
- 9) Boussinesq, Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, París, 1885.

- 10) Johnson and Kavanach, The Design of Foundations for Buildings, McGraw-Hill, 1968.
- 11) Sowers G.B. y Sowers G.F., Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Limusa-Wiley, S.A., 1972.

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

V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Vol. I, 1970.

Proyecto y Construcción de Cimentaciones Profundas, varios autores, Centro de Educación Continua, D.E.S.F.I., (U N A M), Febrero 1976.

Mecánica de Suelos, T. William Lambe y Robert V. Whitman, M.I.T., (Traducción: Jiménez Salas J. y Rodríguez Ortiz J.), Limusa - Wiley, S.A., México, 1972.

Foundation Engineering, Peck, Hanson and Thornburn, John Wiley and Sons, Second Edition, New York, 1973.

Centros Hospitalarios y de Salud Pública; Area de estudio: Diseño de Hospitales, Cap. Estudios Geotécnicos, Springall Caram José, - Geotec, S.A., Octubre, 1976.

Cimentaciones de Estructuras, Clarence W. Dunham, (Traducción: Escribano Tejedor G. y Giménez Montoya P.), Mc.Graw - Hill Book Company 1968.

"Apuntes de la Clase de Cimentaciones", Springall Carem José, 2o. Semestre de 1974.

Capacidad de Carga de Pilotes en la Cuenca del Valle de México, - Tesis Profesional, López Santiago F.O., Marzo, 1972.

Corre el tiempo, vuela y va  
ligero, y no volverá...  
DON QUIJOTE, segunda parte.

Ni el agua que transcurre torna a su  
manantial

Ni la flor desprendida de su tallo  
vuelve jamás al árbol que la dejó  
caer

Li Po