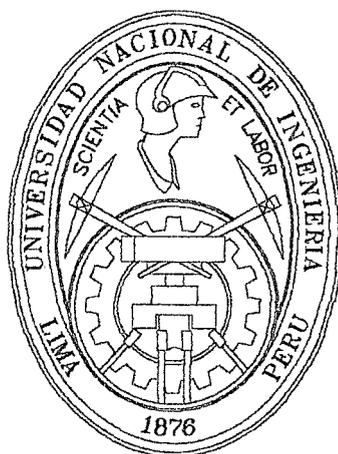


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNIDADES
DE CIMENTACIÓN UTILIZANDO PILOTES
PREXCAVADOS**

TESIS

Para optar el Título Profesional de :
INGENIERO CIVIL

EDMUNDO DANTE CASTRO NAPAICO

Lima-Perú

2001

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

**TEMA: “DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UNIDADES
DE CIMENTACION UTILIZANDO PILOTES
PREXCAVADOS”**

Índice

I. INTRODUCCION.	I-1
II. CONSIDERACIONES GENERALES.	
II.1. FUNCION Y USOS DE LOS PILOTES.	II-1
II.2. PROYECTO GENERAL DE CIMENTACIONES.	II-2
II.2.1. Procedimiento General. (II-2)	
II.2.1.1. Estudio y evaluación del suelo.	
II.2.1.2. Informe preliminar de la estructura.	
II.2.1.3. Proceso de diseño de la cimentación profunda.	
1. Selección del tipo de pilote.	
2. Alternativas sobre el proceso de diseño.	
3. Procedimiento iterativo en una zapata.	
II.2.1.4. Procedimiento constructivo.	
II.3. DISCUSION DE LAS CARACTERISTICAS Y PARAMETROS DE LOS SUELOS COMO TERRENOS DE FUNDACION.	II-7
II.3.1. Introducción. (II-7)	
II.3.2. Características de los Suelos y Rocas. (II-8)	
II.3.3. Parámetros Ingenieriles de los Suelos. (II-10)	
II.3.3.1. Clasificación e identificación.	
II.3.3.2. Peso específico.	
II.3.3.3. Contenido de humedad.	
II.3.3.4. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.	
II.3.3.5. Consistencia.	
II.3.3.6. Sensibilidad.	
II.3.3.7. Plasticidad.	
II.3.3.8. Permeabilidad.	
II.3.3.9. Consolidación.	
II.3.4. Teoría de Reacción de la Subrasante. (II-21)	
II.3.4.1. Generalidades.	
II.3.4.2. Módulo de Reacción de la Subrasante.	
II.3.4.3. Coeficiente de Reacción de la Subrasante.	
II.3.4.4. Influencia de la Profundidad del Ks.	
II.3.4.5. Métodos para Evaluar Ks.	
II.4. METODOS PARA LA PRUEBA DE CARGA.	II-29
II.4.1. Generalidades y Alcance. (II-29)	
II.4.2. Prueba de Carga Vertical (ASTM-D-1143-81). (II-31)	
II.4.2.1. Equipo de Ensayo.	
II.4.2.2. Dispositivo para Medir Asentamiento (ASTM-D-1143).	
II.4.2.3. Procedimientos de Cargado.	
II.4.2.4. Observaciones.	
II.4.2.5. Interpretación de las Pruebas.	
II.4.3. Prueba de Carga Horizontal (ASTM-D-3966-81). (II-45)	
II.4.3.1. Equipo de Ensayo.	
II.4.3.2. Dispositivo para Medir Movimientos.	
II.4.3.3. Procedimiento de Cargado.	
II.5. CONDICIONES DE CARGA.	II-49

III. TIPOS DE PILOTES.

III.1. INTRODUCCION.

III-1

III.2. CLASIFICACION GENERAL:

III-1

III.2.1. Atendiendo al Material Usado. (III-1)

III.2.2. Atendiendo según la Forma de Trabajo. (III-1)

III.2.3. Atendiendo al Método de Instalación. (III-4)

III.2.3.1. Pilotes Hincados. (III-4)

1. Pilote prefabricado.

- ◆ *Pilote de madera.*
- ◆ *Pilote de concreto prefabricado, (inchaje Pretensado).*

2. Pilote hincados hormigonados "in-situ".

- ◆ *Pilote Franki (inyectado a presión).*

III.2.3.2. Pilotes Preexcavados Hormigonados "in-situ". (III-8)

1. Pilotes Preexcavados de tipo Convencional. (III-8)

1.1 Pilotes preexcavados de casco hincado.

- ◆ *Pilotes tubulares de acero perforados.*
- ◆ *Pilote Prestcore.*
- ◆ *Pilote Frote.*
- ◆ *Pilote Rodio.*
- ◆ *Pilote Forum.*

1.2 Pilotes preexcavados no encerrados.

- ◆ *Pilote Barrenado.*
- ◆ *Pilote barrenado Franki.*
- ◆ *Pilote horadado Cementation.*

2. Pilotes Preexcavados no Convencionales (Gran diámetro). (III-17)

2.1 Pilotes preexcavados no convencional con envolvente.

- ◆ *Pilote Caisson Gow.*
- ◆ *Pilote Presscrete.*
- ◆ *Pilote Benoto.*
- ◆ *Pilote Chicago.*
- ◆ *Pilote Franki de gran Diámetro.*

2.2 Pilotes preexcavados no convencional sin envolvente.

- ◆ *Pilotes Caissons barrenados (pozos indios).*
- ◆ *Pilote excavado VSL: Balde Perforador.*
- ◆ *Pilote helicoidal-cilindrico perforador.*

3. Ventajas e inconvenientes de los pilotes preexcavados. (III-28)

III.3. SELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE.

III-29

IV. ANALISIS Y DISEÑO DE PILOTES PREXCAVADOS.

IV.1. INTRODUCCION.

IV-1

IV.2. ANALISIS DE PILOTES PREXCAVADOS AISLADOS.

IV-2

IV.2.1. Generalidades. (IV-2)

IV.2.1.1. Comportamiento de un Pilote Bajo Carga.

IV.2.1.2. Funcionamiento General de un Pilote Bajo Carga.

IV.2.1.3. Capacidad de Carga Admisible.

IV.2.1.4. Factor de Seguridad.

IV.2.1.5. Capacidad de Carga Admisible Máxima.

IV.2.1.6. Cohesión y Adhesión suelo-pilote.

IV.2.2. Calculo de la Capacidad de Carga Admisible. (IV-8)

IV.2.2.1. Sistema Desarrollado por Bowles. (IV-9)

1. Suelos cohesivos.

◆ *Método α .*

◆ *Método λ .*

◆ *Método β .*

2. Suelos granulares.

◆ *Capacidad de carga en la punta.*

◆ *Capacidad de carga en el fuste.*

IV.2.2.2. Sistema Desarrollado por Terzaghi. (IV-18)

1. En suelos cohesivos.

2. En suelos granulares.

IV.2.2.3. Sistema Desarrollado por la NAVFAC. (IV-23)

1. En suelos cohesivos.

2. En suelos granulares.

IV.3. ANALISIS DE UN GRUPO DE PILOTES.

IV-28

IV.3.1. Comportamiento bajo la Acción de una carga. (IV-28)

IV.3.2. Espaciamiento entre Pilotes. (IV-32)

IV.3.3. Disposición de Pilotes en Grupo. (IV-35)

IV.3.4. Capacidad de Carga en Grupo. (IV-39)

IV.3.5. Factor de Grupo. (IV-41)

IV.3.6. Métodos de Cálculo de Cargas Transmitidas a los Pilotes. (IV-43)

IV.3.6.1. Método convencional.

1. Zapata aislada con carga concéntrica.

2. Zapata aislada con carga excéntrica.

IV.3.6.2. Método de Poulos Focht-Koch.

IV.3.6.3. Método Matricial.

IV.4. ASENTAMIENTO DE PILOTES.

IV-57

IV.4.1. Generalidades. (IV-57)

IV.4.2. Asentamiento Tolerable. (IV-57)

IV.4.3. Tipos de Asentamiento. (IV-58)

IV.4.4. Cálculo de los Asentamientos. (IV-60)	
IV.4.4.1. Asentamiento de un pilote aislado.	
IV.4.4.2. Asentamiento de un grupo de pilotes.	
IV.4.4.3. Asentamiento de un pilote de punta.	
IV.4.5. Distribución de Presiones y Esfuerzos. (IV-69)	
IV.5. FRICCION SUPERFICIAL NEGATIVA.	IV-71
IV.5.1. Generalidades. (IV-71)	
IV.5.2. Cálculo de Fricción Negativa. (IV-71)	
IV.5.5.1. Pilote Afectado por Terraplén.	
IV.5.5.2. Fricción Negativa en Grupo.	
IV.6. ANALISIS DE FUERZAS HORIZONTALES.	IV-75
IV.6.1. Generalidades. (IV-75)	
IV.6.2. Comportamiento de un Pilote Cargado Lateralmente. (IV-77)	
IV.6.3. Acción Sísmica. (IV-80)	
IV.6.3.1. Método General para Determinar la Fuerza Sísmica Horizontal.	
IV.6.4. Evaluación de Deflexión Lateral. (IV-84)	
IV.6.4.1. Deflexión en un Pilote Individual.	
IV.6.4.2. Deflexión Lateral en un Grupo de Pilotes.	
IV.7. DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO.	IV-95
IV.7.1. Conceptos Generales de Diseño Estructural del pilote. (IV-95)	
IV.7.1.1. Fuerza Admisible de Diseño.	
IV.7.1.2. Reforzamiento Lateral.	
IV.7.1.3. Detalles de Refuerzo.	
IV.7.2. Diseño de Cabezales. (IV-102)	
IV.7.2.1. Zapatas y Dados sobre Pilotes.	
IV.7.2.2. Conceptos de Diseño.	
IV.7.2.3. Criterios de Diseño.	
IV.7.2.4. Vigas de Cimentación que unen Zapatas Aisladas.	
V. PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN PILOTE PREXCAVADO.	
V.1. GENERALIDADES.	V-1
V.2. EQUIPOS.	V-2
V.2.1. Utillaje de Perforación. (V-2)	
V.2.2. Utillaje de Manipuleo. (V-3)	
V.3. PROCEDIMIENTOS EN CONSTRUCCION.	V-4
V.3.1. Esquema General. (V-4)	
V.3.2. Fases de la Construcción. (V-4)	
V.3.2.1. Perforación (V-4)	
V.3.2.2. Puesta del armado. (V-10)	
V.3.2.3. Hormigonado del concreto. (V-16)	

VI. APLICACIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

VI.1. Aplicación al Diseño de una Cimentación Utilizando Pilotes Preexcavados para un edificio de 12 pisos.	VI-1
<i>VI.1.1. Introducción. (VI-1)</i>	
<i>VI.1.2. Desarrollo del proyecto. (VI-1)</i>	
<i>VI.1.2.1 Estudio y evaluación del subsuelo. (VI-1)</i>	
<i>VI.1.2.2. Informe preliminar de la estructura. (VI-3)</i>	
<i>VI.1.2.3. Solución de cimentación. (VI-8)</i>	
<i>VI.1.2.4. Proceso de diseño de una cimentación profunda. (VI-9)</i>	
1. <i>Selección del tipo de pilote. (VI-9)</i>	
2. <i>Diseño de la zapata aislada. (VI-10)</i>	
3. <i>Zapata conectada sobre pilotes. (VI-25)</i>	
4. <i>Diseño de un pilote no convencional. (VI-38)</i>	
5. <i>Vigas de conexión. (VI-40)</i>	
<i>VI.1.2.5. Costo de pilotes. (VI-41)</i>	
VI.2. Conclusiones.	VI-42
VI.3. Recomendaciones.	VI-45

◆ *Bibliografía.*

◆ *Apéndice:*
-Diagramas.
-Fotos.
-Planos.

Dedicatoria.

A Dios, por la gracia del
espíritu santo concedido.

A mis padres Celinda y
Aurelio, y mis hermanos
todos.

A mis tíos Rubén y
Soledad, con la gratitud
más grande y el cariño
eterno.

Agradecimiento.

Deseo expresar mi sincera gratitud al Ing. Cesar Fuentes Ortiz por su orientación y apoyo, y al Ing. Mario Peña Fuentes por su colaboración incondicional, los cuales han hecho posible realizar la presente tesis. Así mismo a todos aquellos, que de alguna manera colaboraron.

CAPITULO I
INTRODUCCION.

CAPITULO I

I. INTRODUCCION.

Para las obras de Ingeniería Civil, el estudio de cimentaciones profundas surgió aproximadamente en el siglo XIX, en su inicio se utilizaron los pilotes de madera, conocidos en sus más diversas aplicaciones y posibilidades de uso.

Con el avance del desarrollo industrial se creó una demanda de estructuras pesadas y económicas, situadas en lugares en que había terreno blando, de modo que el costo de las fundaciones sobre pilotes se transformó en un ítem de importancia y los ingenieros se vieron en la necesidad de crear los pilotes de concreto prefabricados, pilotes preexcavados vaciados in-situ, con sus diversas características por sección, longitud, peso y métodos de instalación.

Partiendo del método de instalación, los pilotes se clasifican en dos grandes grupos:

- **Pilotes Hincados.**- Este tipo de pilote son prefabricados, de preferencia de concreto armado, para su hincado se necesita el martillo neumático, a la vez pueden ser colocados con fundas de acero y son transportados para su colocación.
- **Pilotes Preexcavados.**- Son ejecutados in-situ, son excavados previamente el suelo mecánicamente, como el balde perforador y otros, luego son colocados las armaduras e inyección del concreto.

Haciendo una descripción en el uso de los pilotes hincados (de desplazamiento) que se hunden a golpe de martillo, produciendo en su instalación molestias de las máquinas ruidosas que pueden provocar vibraciones en las edificaciones circundantes y en zonas inaccesibles para el traslado de las maquinarias pesadas para su instalación, etc. Se tiene como segunda alternativa a los Pilotes Preexcavados, que son pilotes armados o postensados, llenados dentro de una excavación abierta en el terreno, hasta una profundidad deseada.

Teniendo como referencia esta clasificación de pilotes, esta tesis se abocó al estudio de **Pilotes Preexcavados** (in-situ) con el objetivo de conocer el comportamiento resistente y procedimientos de ejecución.

Para el desarrollo más amplio del tema se ha visto conveniente dividir en 6 capítulos:

- Capítulo I, se hace una introducción breve al tema de tesis.
- Capítulo II, se hace una presentación sobre las consideraciones generales de importancia didáctica al diseño de cimentaciones sobre pilotes: Como función,

usos, proyecto general de cimentaciones sobre pilotes, discusión de las características y parámetros de los suelos, y métodos para la prueba de carga.

- Capítulo III, se indica los tipos de pilotes haciendo una reseña sobre la clasificación de los pilotes atendiendo al método de instalación y la respectiva selección del tipo de pilote.
- Capítulo IV, se presenta el análisis y diseño de pilotes preexcavados tanto para un pilote aislado y un grupo de pilotes donde se hace referencia al comportamiento resistente suelo-pilote en el cual se desarrolla METODOS ESTATICOS que se basa en los principios de la mecánica de suelos para calcular el rozamiento superficial (o adhesión) y la resistencia del extremo del pilote. También se desarrolla el asentamiento, fricción superficial negativa y análisis de fuerzas horizontales para comprobar los efectos permisibles de asentamiento y deflexión lateral del pilote en estudio.
- Capítulo V, se describe el proceso constructivo de un pilote preexcavado, donde se muestra de los equipos y procedimientos de construcción.
- Capítulo VI, Se realiza una aplicación al diseño de una cimentación utilizando pilotes preexcavados para un edificio de doce pisos, y finalmente las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO II
CONSIDERACIONES GENERALES.

CAPITULO II

II. CONSIDERACIONES GENERALES

II.1. FUNCION Y USOS DE LOS PILOTES.

- **Función**

El pilote es un elemento estructural que forma parte de la infraestructura en una cimentación profunda. Una estructura se funda sobre pilotes cuando el suelo situado inmediatamente por debajo de su base no tiene suficiente capacidad de carga, o cuando una estimación de estos indica que un pilote puede resultar más económico que cualquier otro tipo de fundación.

- **Usos**

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

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

b. Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre el suelo y pilote, a éste tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción".

c. Compactación suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.

d. Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras o resistir las fuerzas laterales que se ejercen sobre ellos. En estos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.

e. Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiónes, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos son pilotes de tensión.

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

g. Protege estructuras marinas, tales como muelles, atracaderos, contra el impacto de barcos u objetos flotantes.

h. Soportan muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de maquinarias.

II.2. PROYECTO GENERAL DE CIMENTACIÓN.

Para un proyecto de cimentación en edificaciones como paso inicial es hacer un estudio y evaluación del subsuelo que nos proporcione una información útil y práctica, en una manera fácilmente comprensible. Paralelamente a ella se evalúa la información sobre la magnitud de la estructura para decidir un procedimiento sobre el diseño de cimentación superficial y/o profunda.

Para el diseño de la cimentación profunda por medio de pilotes preexcavados desarrollaremos una metodología de aproximaciones sucesivas, a partir de soluciones tentativas seleccionados, en base, a la experiencia del proyectista y que son luego analizadas detalladamente para verificar sus factores de seguridad y asentamientos. Si bien no existe un procedimiento único universalmente aceptado, a continuación se sugiere un procedimiento que se considera apropiado para solucionar dicha cimentación.

II.2.1. PROCEDIMIENTO GENERAL.

Los pasos para cimentar sobre pilotes son los siguientes:

II.2.1.1. ESTUDIO Y EVALUACIÓN DEL SUBSUELO.

Para el proyecto preliminar de una cimentación sobre pilotes preexcavados se requiere, de un informe del suelo que represente los resultados de las perforaciones exploratorias.

El contenido habitual de los informes, por lo común sobre una investigación geotécnica para las cimentaciones, incluirán los siguientes:

1. Alcance o limite del trabajo.
2. Método propuesto para la investigación del sitio de construcción.
3. Condiciones que se encontraran en el sitio.
4. Resultados de análisis de laboratorio o pruebas sobre el terreno.
5. Resultados de exámenes geológicos y de otra índole.
6. Inspección sobre construcciones adyacentes.
7. Antecedentes del sitio o problemas característicos de la zona.
8. Tipo de cimentaciones que se recomienda.
9. Perfil del suelo y sus respectivos parámetros de diseño.

II. 2.1.2. INFORME PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA

La información preliminar de la estructura como anteproyecto, se realiza utilizando un método empírico para calcular las cargas actuantes de la estructura, que luego son, usados en realizar un análisis conceptual de la cimentación profunda. Estos contiene los siguientes puntos:

1. Características del Proyecto.
2. Tipo de la estructura.
3. Metrados de la estructura.
4. Calculo de cargas actuantes.

II.2.1.3. PROCESO DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA.

1. Selección del tipo de pilote.

La selección del tipo de pilote se elegirá en función del material, forma de trabajo y el método de instalación, que además puede depender de la diversidad de las cargas transmitidas por la estructura y las características que presenta la zona de fundación. Se elegirá el tipo de pilote y su carga tentativa dentro de los rangos de carga de trabajo apropiado para cada tipo de pilote.

Debe tenerse presente que la estructura, el pilote y el suelo, son elementos en serie, es decir son sometidos a la misma carga. En consecuencia, si la estructura transmite cargas elevadas y el suelo posee suficiente resistencia, lo usual es utilizar pilotes con carga de trabajo elevada. Por lo contrario, si la estructura transmite cargas bajas o el suelo no es muy resistente, es necesario utilizar pilotes con carga de trabajo baja.

2. Alternativas sobre el proceso de diseño.

Tenemos las siguientes alternativas para el diseño de una cimentación profunda en edificaciones:

2.1. Zapata aislada sobre pilotes.

Para el diseño de los pilotes se realiza suponiendo que el cabezal es rígido y la carga de trabajo es, concéntrico con la disposición de los pilotes.

En muchos casos el momento actuante sobre la zapata es producido por las acciones sísmicas por lo que la excentricidad tiene sentido positivo y negativo; en este caso la zapata debe seguir siendo centrada. En estas condiciones el dimensionamiento y diseño del pilote y cabezal se realiza de una manera semejante al caso de una zapata sometida a carga axial. Para ello se desarrolla una metodología de aproximaciones sucesivas, que se tratará en adelante.

2.2. Sobre un pilote individual.

En muchos casos es apropiado utilizar pilotes individuales como una alternativa más, es conocido también como lumbreras perforadas por el sistema ingenioso de su instalación, que van conectados directamente a las columnas o pilares. Estos pilotes son de tipo no convencional, generalmente son de uso de grandes diámetros.

La Benoto fue uno de los primeros en instalarlos mecánicamente, así reduciendo su costo de instalación.

El diseño de un pilote individual es semejante al procedimiento iterativo que se aplica en una zapata aislada omitiendo algunas pruebas que no sean necesarias realizarlas.

Casos específicos para su instalación, son cuando las columnas son curvadas y sujetas a carga de trabajo altas, también pueden ser aplicables a zonas perimetrales, para evitar gran número de pilotes y zapatas excéntricas respectivamente.

2.3. Zapatas conectadas con pilotes.

Hay casos en que conviene utilizar zapatas conectadas sobre pilotes como una alternativa de cimentación. Una ilustración específica del planteamiento de un proyecto de este tipo, es cuando tenemos una zona perimetral o esquina con dificultad para disponer los pilotes concéntricamente con la carga de trabajo. Una zapata al menos es excéntrica respecto a la disposición de los pilotes; esta excentricidad da como resultado, una distribución no uniforme de presiones. Para balancear esta excentricidad, la zapata excéntrica es conectada por una viga a la zapata interior más cercana.

Para dimensionar ambas zapatas se realiza un análisis de cargas, tanto estáticas y sísmicas, de tal manera la presión bajo cada una de ellas es uniformemente repartida. Bajo estas condiciones se diseñan las zapatas y con la carga más desfavorable se realiza el diseño de los pilotes en ambas zapatas considerándolas como zapatas aisladas concéntricas o sobre un pilote individual.

2.4. Placas continuas de cimentación con pilotes.

El desarrollo del proyecto de una fuerte placa continua de cimentación de hormigón armado sobre pilotes es semejante a los que se haría si dicha placa estuviera apoyada directamente sobre el suelo a efecto de cálculo, los pilotes que están distribuidos uniformemente bajo una placa rígida continua de cimentación pueden sustituirse, generalmente, por una carga equivalente uniformemente repartida, excepto para los esfuerzos cortantes locales y el punzonamiento.

Una forma de reducir los esfuerzos cerca a los pilares o columnas es haciendo el uso de pedestales sobre la placa continua, puede construirse con la sección y altura necesaria para evitar que resulten excesivos el punzonamiento y la tensión principal de tracción de la placa.

2.5. Modificación de la estructura.

Como última alternativa es aminorar las cargas actuantes perimetrales, reduciendo el número de pisos de la estructura, de tal manera nos permita solucionar un tipo de cimentación perimetral haciendo uso de las alternativas anteriores o hacer un diseño combinado de cimentación profunda y cimentación superficial en los perímetros según convengan las características de la estructura.

3. Procedimiento iterativo en una zapata.

Para el diseño de pilotes sobre zapatas, desarrollaremos una metodología de aproximaciones sucesivas que se trata en los siguientes puntos:

3.1. Dimensionamiento del grupo de pilotes.

Se efectúa el dimensionamiento de los grupos de pilotes, considerando solo la resistencia estructural por compresión del pilote y asumiendo arbitrariamente un factor de seguridad, con esta carga de trabajo se evalúa el número de pilotes y luego finalmente una distribución probable de los pilotes.

3.2. Calculo de la carga de trabajo.

Para evaluar la carga del trabajo en pilotes debe tener en cuenta todas las solicitaciones a los que van estar sometidas y entre las cuales deben incluirse para pilotes preexcavados son:

- a. Cargas transmitidas por la estructura (compresión, tracción, fuerzas horizontales), tanto en condiciones permanentes como eventuales.
- b. Efecto de columna en caso de que los pilotes tengan un tramo al aire libre o en agua.
- c. Para este caso de pilotes preexcavados se omite el cálculo por izaje.
- d. Esfuerzos producidos por fricción negativa si las condiciones del suelo presenta.

El cálculo de las cargas transmitidas a los pilotes se realiza utilizando el método convencional (Capitulo IV, Sección IV.3.6.1); la diferencia de cargas debe ser razonable en caso contrario se procederá nuevamente al dimensionamiento de los pilotes.

3.3. Calculo de la longitud.

Habiendo elegido tentativamente los pasos anteriores, dimensionamiento del grupo, sección transversal, disposición de los pilotes y la carga de trabajo apropiado del pilote; se determina la longitud del pilote por medio de las fórmulas estáticas, que consideran la resistencia del suelo por adherencia o fricción en el área lateral del pilote y la capacidad de carga en la punta. Para ello se utiliza un factor de seguridad apropiado.

Por otra parte, cuando se trata de pilotes de punta, la longitud de los pilotes está condicionada por la estratigrafía del subsuelo y por profundidad del estrato resistente donde deben alcanzar el rechazo.

Un caso especial lo constituye los pilotes de punta instalados por medios de perforación y vaciados in-situ en los cuales la capacidad de carga se calcula por la fórmula estática.

Con estas fórmulas estáticas se obtiene una longitud razonable, caso contrario se procede nuevamente a dimensionar o buscar otra alternativa de solución.

3.4. Prueba de la capa profunda.

El cálculo de la presión máxima al nivel de las puntas del pilote, se realiza proyectando la longitud del pilote respecto al área transversal del conjunto de pilotes en una pendiente de longitud 1: 4. El esfuerzo cortante del suelo debe ser mayor que la presión máxima, en caso contrario se procede al cambio de longitud del pilote.

3.5. Prueba del factor de grupo.

La prueba del factor de grupo es importante por la falla que puede ocurrir por dos mecanismos diferentes en el grupo de pilotes, una falla como pilotes individuales y la otra como bloque. Para ello se procede a calcular el factor de grupo (FG) según el capítulo IV, sección (IV. 3.4).

3.6. Prueba de la deflexión lateral.

Para calcular la deflexión lateral y el momento actuante en cada uno de los pilotes, en el análisis preliminar para una estructuración y predimensionar, un grupo de pilotes; se evaluará utilizando un método simplificado como también puede ser utilizado para un diseño definitivo en estructuras cuyos desplazamientos laterales no sean determinantes y bajo una experiencia del diseñador.

3.7. Prueba del diseño estructural.

El diseño estructural del pilote se hace de acuerdo a la teoría corriente del concreto armado, especificadas por las normas Americanas (ACI) y las normas Alemanas (DIN). Se comparan las cargas actuantes con las cargas permisibles dadas por dichas normas.

3.8. Prueba de asentamiento.

La prueba final del asentamiento definirá la carga admisible del pilote en el cual es necesario calcular el asentamiento permisible o de los asentamientos diferenciales y compararlos con los asentamientos tolerables.

Los pasos, de los acápites 3.1 a 3.8 son iterativos y deben repetirse hasta conseguir un diseño que proporciona resultados favorables en cuanto a los factores de seguridad permitidos.

3.9. Diseño de la superestructura.

La Superestructura consiste en diseñar los cabezales de los pilotes. Vigas de conexión, plateas rígidas, etc.; el diseño está basado según las normas de concreto armado lo especifiquen.

3.10. Prueba de carga.

Cada prototipo de pilote es sometido a prueba de carga tanto verticales y horizontales como especifican las normas Americanas (ASTM- D-1143 y ASTM-D-3966).

Cada ensayo sirve para corroborar los factores de diseño que se plantea en un inicio de partida.

II.2.1.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento constructivo es una fase final de la cimentación profunda utilizando pilotes preexcavados, que consiste en la perforación, puesto del armado y hormigonado del concreto. Cada tipo de pilote se desarrolla con sus propias reglas de juego y experiencia de un técnico competente o normas que especifiquen dicho procedimiento.

En él capítulo V mencionamos algunos requisitos con el propósito de conocer y perfeccionar éste proceso constructivo.

II.3. DISCUSIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS Y PARAMETROS DE LOS SUELOS COMO TERRENOS DE FUNDACIÓN.

II.3.1. INTRODUCCIÓN.

Para realizar el diseño y la construcción de una cimentación profunda se deben analizar los materiales que se encuentran y las propiedades del mismo que poseen. Desde un punto de vista técnico, el estudio del suelo requiere de una secuencia de procesos geotécnicos dentro de un proyecto de cimentación.

El estudio y la evaluación del subsuelo donde requiere conocer las formaciones geológicas y origen de los estratos con ayuda, como mapas geológicos, mapas topográficos, etc. En el campo de la geotecnia, estos trabajos constan de una exploración del subsuelo, que permite tomar muestras para proceder a los ensayos de laboratorio y poder clasificar los suelos; enseguida graficar las columnas estratigráficas con sus principales parámetros de diseño, siendo éste el resultado final del estudio geotécnico.

Para la exploración del subsuelo, hay una serie de métodos de perforación, donde hace pocas décadas, la exploración del subsuelo era siempre inadecuada e

incompleta por que no se había desarrollado métodos racionales para el ensayo de los suelos. Ahora por el contrario se ha refinado nuevos métodos sofisticados; por Ejemplo, tenemos ensayo del cono de Holandés, ensayo de penetración estándar, cada una de ellas con sus particularidades independientes.

En la presente sección no se tocará con amplitud la parte teórica de los suelos, ya que hay una gama considerable de literatura al respecto; al contrario se hace una discusión breve de los parámetros de diseño.

II.3.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS Y ROCAS.

En cuanto a las características de los suelos y rocas describiremos brevemente lo siguiente:

- ◇ **Formaciones sedimentarias:** Muchas zonas están cubiertas de rocas sedimentarias de diversos espesores. Por común, esas rocas son blandas; o que algunos pueden ser moderadamente duras o muy duras. Esas formaciones rocosas tienen capas, puesto que se formaron con partículas de arena, limo o arcilla, depositadas en laminas. Las capas alternas de suelos se afirmaron con el transcurso del tiempo y se clasifican como roca arenisca, pizarra, esquisto o arcilla esquistosa. La roca caliza puede ser relativamente fuerte; pero es soluble y a veces tiene cavidades o sumideros. La mayoría de las formaciones calcáreas están sueltas, se trituran con facilidad y pueden resultar peligrosas.
- ◇ **Suelos:** El suelo lejos de ser un simple almacén constituido por roca disgregada y descompuesta en que se depositan las sustancias, cambian lentamente con el transcurso del tiempo, como respuesta a los factores que sobre él actúan: clima, vegetación, etc.

El perfil del suelo convencionalmente se divide en:

SOLUM.- Formados por suelo (horizonte A), Subsuelo dividido en dos horizontes B y C; la potencia de estos horizontes tiene un rango muy amplio, pudiendo variar de unos cuantos centímetros hasta cientos de metros; ello depende de las características e intensidad de los factores que han intervenido en su formación.

SUBSTRATUM.- Llamado también basamento (roca madre).

- ◇ **Arena y las gravas o cantos rodados:** Son agregados sin cohesión de fragmentos granulados o redondeados, poco o no alterados, de rocas y minerales. Las partículas menores de 2 milímetros se clasifican como arena, así mismo en función de la forma de sus partículas, la arena se puede clasificar en angular, subangular o redondeada; también adecuados para apoyar cimentaciones. El agua que asciende por un depósito arenoso, debido al flujo artesiano o atrás causas, puede crear inestabilidad en el suelo. Con frecuencia, este depósito se le denomina "arenas movedizas". En los sitios "secos", la arena constituye un buen

material de cimentación, tiene menos probabilidades de que haya asentamientos inadecuados y puede decirse que es un buen material de construcción. En general, las excavaciones en arena son inestables. Las excavaciones en seco se desploman, por común en pendientes de 1.5 horizontal a 1 vertical; sin embargo la arena mojada puede sostenerse en laderas mas pronunciadas, incluso verticales, durante periodos breves.

Las partículas de mayor diámetro hasta 15 ó 20 centímetros como la grava o ripio o canto rodado. Los fragmentos de rocas con diámetros mayores se conocen como piedras- bolas rodados grandes, etc.

- ◇ **Limo:** En general el limo se encuentra en las llanuras en que hay inundaciones o en torno a los lagos. Este se depositan en las tolvaneras o las corrientes de agua. Se compone de fragmentos de rocas finamente molidos y es inorgánico. A veces se llama limo al material inorgánico negro, con poca o ninguna plasticidad.

El limo retiene bien el agua y, en general es blando cuando está húmedo. Brilla cuando el agua sale a la superficie.

Por lo común, el limo no es muy buen material de construcción, en lo que se refiere a las cimentaciones, a menos que comprima y endurezca como formación de rocas limosas, o cuando se ha resecado por completo.

Hay limo en muchos valles y fondos de ríos, casi siempre está suelto y húmedo y en general, es fácil que se comprima bajo cargas ligeras de cimentación, provocando un asentimiento de los edificios.

- ◇ **Arcilla:** Las arcillas son agregados de partículas microscópicas y sub microscópicas derivados de la descomposición química que sufren los constituyentes de las rocas. Son suelos plásticos dentro de los límites externos en contenido de humedad (que va 10 a 50 % por peso) y cuando están secos son duros, sin que sea posible despegar polvo de un pasta frotada con los dedos. Tiene además una permeabilidad extremadamente baja. Cuando el agua se retira por medio de la desecación, la arcilla se contrae, se resquebraja y se hace muy dura.

Por lo común, al arcilla firme es un buen material de cimentación, sin embargo, la tendencia de absorber agua hace que la arcilla firme se dilate, lo cual puede hacer que se eleven las cimentaciones y que el suelo imponga mayores presiones a los muros de retención.

Las arcillas blandas (húmedas) se desaguan lentamente y se comprimen, cuando se colocan cimentaciones sobre ellas. Es difícil usarlas como material de construcción, porque ceden y fluyen bajo los equipos de compactación, además de que se desecan con mucha lentitud.

Las excavaciones en arcilla suelen ser estables. En paredes altas y muy pendientes las arcillas firmes no se desploman. El exceso de altura o verticalidad provoca deslizamientos de tierras. Una de las primeras causas de esos deslizamientos es la adición de agua o la arcilla y la reducción consiguiente de la tensión superficial en las pequeñas partículas de arcilla.

◇ **Suelos expansivos:** Suelen existir suelos que se dilatan o se contraen debido a los cambios en el contenido del agua. Esto se debe a un tipo de arcilla que recibe el nombre de montmorillonita. Los suelos que contienen minerales de montmorillonita se dilatan o se encogen, según se añada o se extraiga agua. Una de las fuentes más comunes de montmorillonita son materiales llamados bentonita. Los depósitos de bentonita son comunes en el norte de Perú (Piura-Chiclayo).

◇ **Suelos sensibles a las vibraciones:** Los suelos limpios que no contengan aglutinantes u otros materiales aglomerantes, pueden ser sensibles a los impactos o las vibraciones. Esto suele ser sobre todo con la arena suelta y limpia, situada por encima o por debajo del nivel de agua.

Los impactos fuertes, como los que pueden provocar los terremotos, el hincado de pilotes o las explosiones de dinamita, pueden hacer que las partículas de arenas se reordenen y se compactan aún más, lo que provoca un hundimiento del terreno.

Las arenas sueltas, bajo el agua, que se encuentran en proceso de densificación, pueden perder resistencia temporalmente. Durante esos breves periodos, la arena no puede dar apoyo a las estructuras. Esta condición se puede denominar licuefacción. Los depósitos comunes sobre el fenómeno de licuefacción de suelos arenosos saturados originados por efecto de un sismo severo, podemos mencionar en los departamentos de Chimbote y Tumbes ubicadas en la costa norte del Perú.

Todos los términos utilizados hasta ahora sobre las características principales de la formación de suelos, en el terreno abarcan una variedad más bien grande de materiales distintos. Con datos más específicos suelen obtenerse solamente con ensayos físicos que proporcionan valores numéricos (promedio) representativo de las propiedades del suelo, que permiten utilizarlo para el desarrollo de un proyecto de cimentación.

II.3.3. PARAMETROS INGENIERILES DE LOS SUELOS.

II.3.3.1. CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN

Un sistema de clasificación, debe ser basada en las propiedades de los suelos, por ser éstos parámetros para las aplicaciones ingenieriles, la clasificación tiende a dar una información simple y de preferencia debe tener un valor numérico, es decir cualitativa y cuantitativa, tal que el técnico, profundice más extenso sobre las propiedades del mismo y sepa en que dirección extender su investigación.

La identificación y clasificación se puede hasta cierto punto convencional, dado que los materiales en el subsuelo se encuentran infinitamente variados en su estado natural. Este hecho ha inquietado a distinguidos estudiosos a determinar un sistema común, de fácil aplicación práctica.

• **Identificación general.**

En general la muestras de suelos se identifican de acuerdo con las características siguientes:

Color.

Tamaño aparente de las partículas (gravas, arena o de materiales finos); usar tabla (II-1).

Firmes o blandos.

Compactos o sueltos.

Húmedos o secos.

Uniformes o variados.

Estratificados.

Raíces o materiales orgánicos.

Compuestos químicos tales como cal o caliche.

A su forma de las partículas equidimensional (angulares y redondeados: gravas, arena y limo); planas y alargadas: forman los suelos de granos finos, arcillas.

ELEMENTO	DIAMETRO EQUIVALENTE (mm)
Grava	mayor de 4.75
Arena gruesa	de 4.75 a 2.00
Arena mediana	de 2.00 a 0.425
Arena fina	de 0.425 a 0.075
Finos (mezclas limo y arcilla)	menor de 0.075

Tabla (II-1): Límites de tamaño de los componentes de suelos según la clasificación de la ASTM.

Análisis granulométrico.- El tamaño de las partículas de tierras es importante para la identificación de los suelos dentro de la granulación de sus partículas. Las muestras de suelos se hacen pasar por tamices de diversos tamaños para calcular el porcentaje de grava, arena, limo y arcilla que hay en ellas.

La graduación de los tamices solo hasta, la número 200 (que permite pasar partículas menores que 0.075mm) que se encuentran en el límite entre limo y la arcilla. Para esta última (limo-arcilla) se sigue la técnica "Prueba de hidrómetro". A continuación se agrupan los resultados de ambas pruebas, para luego obtener una curva, % en peso - Log D (mm), como se muestra en la figura (II-1).

En estas curvas se pueden leer varias características importantes:

- **Curvas verticales.**- Son suelos uniformes, todas las partículas son aproximadamente del mismo tamaño.
- **Curvas aplanadas.**- Son suelos bien graduados, Contiene una buena proporción de partículas de todos los tamaños variando de gruesos a finos.
- **Líneas horizontales.**- Suelos mal graduados, son suelos de granulometría discontinua, son mezclas de partículas de tamaño grueso uniforme y de partículas de tamaño uniforme, faltando partículas de tamaño intermedio entre los gruesos y los finos.

PARAMETROS.- valores característicos del suelo dentro de su graduación.

- **D10 :** Diámetro efectivo (HAZEN); es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.
- **D60 :** Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo sea igual o menor.
- **Coefficiente de Uniformidad:** $Cu = D60/D10$

Para $Cu < 3$ (Suelos muy uniformes)

2

- **Coefficiente de curvatura:** $Cc = D30 / (D60 \times D10)$

Para $1 < Cc < 3$ (Suelos bien graduados)

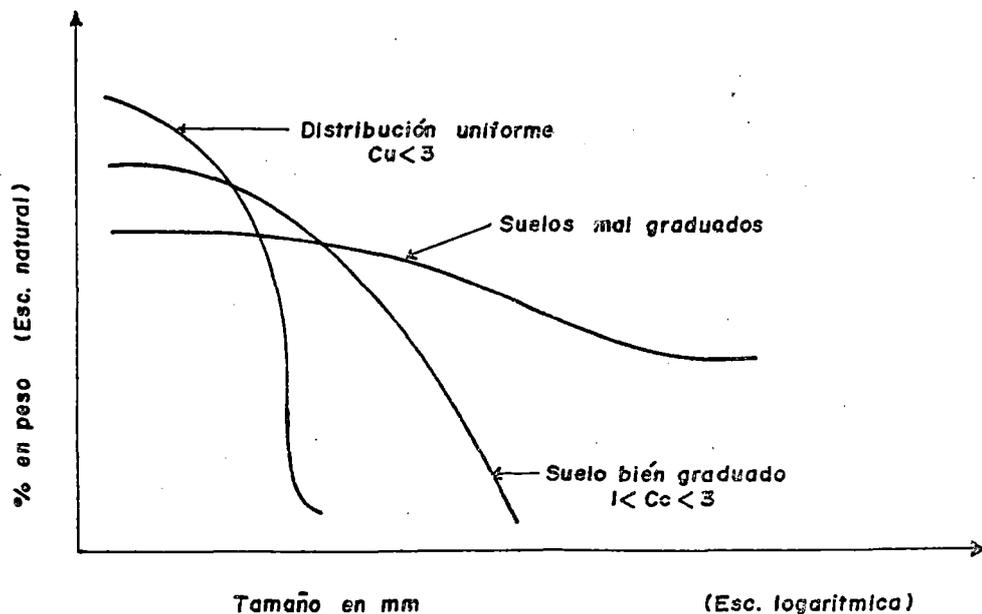


Fig. (II-1): Curvas Granulométricas.

- **Clasificación (Sistema SUCS).**

Se han desarrollado numerosos sistemas para la clasificación con el propósito de correlacionar las propiedades físicas de los suelos y que permite identificar el tipo de suelo lo más simple posible.

El sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), que se presentan en una versión abreviada (Tabla II-2), básicamente sustenta en la selección del tamaño de los granos y de las características de plasticidad de los suelos.

Este sistema se divide en tres grupos principales: de grano grueso, de grano fino y altamente orgánico (suelos turbas).

Los dos primeros se distingue de acuerdo a la malla N° 200 (0.075 mm); las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más de 50 % de sus partículas son gruesos, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas. Estas últimas se reconoce con ayuda del gráfico de plasticidad (fig. II-2) y el uso del índice plástico.

Los suelos altamente orgánicos se reconocen fácilmente por su olor característico y su color oscuro.

II.3.3.2. PESO ESPECIFICO.

El peso específico del suelo depende de la clase de material (estado natural) y de la cantidad de agua, el agua puede encontrarse parcialmente saturado, o sumergido es decir debajo del nivel freático que influye el empuje hidrostático que ejerce influencia en los pesos.

Por lo común el peso específico suele expresarse peso sobre unidad de volumen. La mayoría de los suelos tienen pesos específicos secos de 1307 a 1961 Kg/m³, excepto en lodos de fondos llegan a 735 Kg/m³.

Por regla general, los suelos que tiene un peso específico de 1625 Kg/m³ o mayor, se considera como bastante buenos. Los suelos arenosos y los de buena graduación suelen tener pesos específicos más altas. Por su parte, suelos limosos y arcillosos tienen pesos específicos más bajas.

Los suelos con pesos específicos secos que sobrepase 2032 Kg/m³ (125lb/pe³) son anormalmente densos y se deben considerar anormales. Pueden contener hierro u otros minerales pesados

En suelos con materias orgánicas pesos específicos bajos entre 812 a 1,137 Klg/m³ (50 a 70 lb./pie³).

El peso específico, varia a través de vibraciones de maquinarias o de vehículos pesados en suelos granulares. En caso de los efectos de consolidación pueden también aumentar el peso específico cuando se presentan sobre cargas altas.

La siguiente tabla (II-3) lo presentaremos como referencia, menos así en la utilización en casos prácticos antes de efectuar cálculos finales, hay que determinar experimentalmente el peso unitario del suelo en estudio.

DESCRIPCION			SIMBOLO	CRITERIOS DE LABORATORIO		
				Finos (%)	Graduación	Plasticidad
Grano grueso menos del 50% pasa la N° 200	Gravas menos del 50% pasa la N° 4	Gravas bien graduadas arenas, con poco o nada de finos	GW	0,5	Cu > 4 1 < Cc < 3	
		Gravas mal graduadas arenas, con poco o nada de finos	GP	0,5		
		Gravas, arenas, limos	GH	>12	PI < 4 ó abajo "A"	
		Gravas, arenas, arcillas	GC	> 12	PI > 7 ó arriba "A"	
	Arenas, más del 50% pasa la N° 4	Arenas bien graduadas, gravas, poco ó nada de finos	SW	0,5	Cu > 6 1 < Cc < 3	
		Arenas mal graduadas, gravas, poco ó nada de finos	SP	0,5		
		Arenas. limos	SM	>12	PI < 4 ó abajo "A"	
		Arenas. arcillas	SC	>12	PI > 4 ó arriba "A"	
		Limos y arcillas límite líquido menos de 50%	Limos inorgánicos, arenas finas, arcillas, ligera plasticidad	ML	Usar el gráfico de plasticidad	
			Arcillas inorgánicas, arenas finas limos, baja plasticidad	CL		
Limos orgánicos, arcillas orgánicas baja plasticidad	OL					
Grano fino más del 50% pasa la N° 200	Limos inorgánicos, alta plasticidad	MH				
	Arcillas inorgánicas, alta plasticidad	CH				
	Arcillas orgánicas, alta plasticidad	OH				
Suelos altamente orgánicos		Fangos y otros	Pt			

Fig. (II-2): Sistema Unificado de clasificación de suelos.

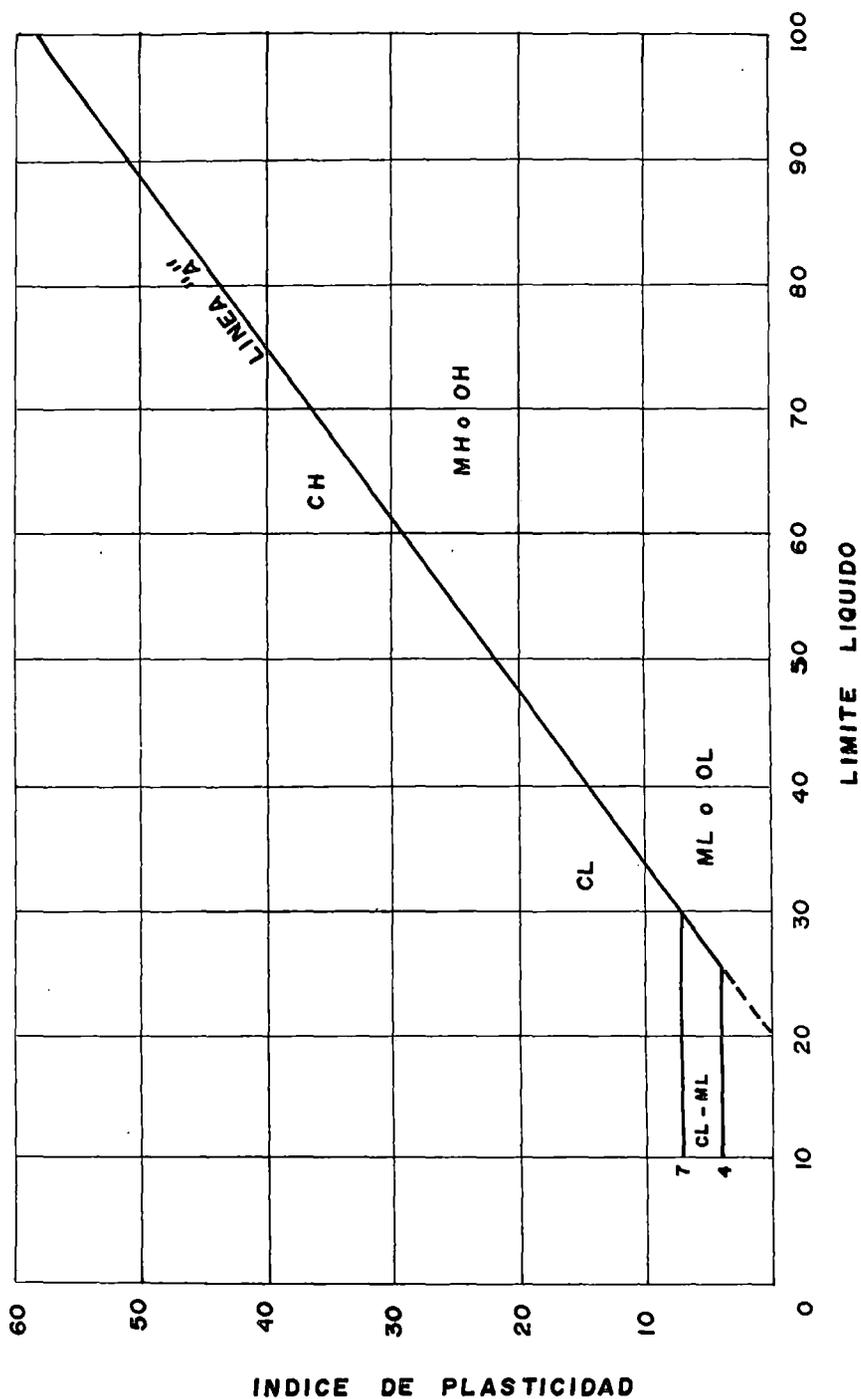


Fig. (11-2): Gráfico de Plasticidad

DESCRIPCION DEL SUELO	POROSIDAD n (%)	VACIOS e	HUMEDAD W (%)	PESO UNITARIO (gr/cc)	
				seco	saturado
Arena uniforme suelta	46	0,85	32	1,43	1,89
Arena uniforme densa	34	0,51	19	1,75	2,09
Arena graduada suelta	40	0,67	25	1,59	1,99
Arena graduada densa	30	0,43	16	1,86	2,16
Morena glaciario variado	20	0,25	9	2,12	2,32
Arcilla glaciario blanda	55	1,2	45		1,77
Arcilla glaciario resistente	37	0,6	22		2,07
Arcilla blanda ligeramente orgánica	66	1,9	70		1,58
Arcilla blanda muy orgánica	75	3	110		1,43
Bentonita blanda	84	5,2	194		1,27

Tabla (II-3): Porosidad, Relación de vacíos, contenido de humedad, Peso unitario del suelo seco y húmedo.

II.3.3.3. CONTENIDO DE HUMEDAD.

El contenido de humedad (w) de un suelo se define como la relación entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco, y se expresa comúnmente en porcentaje.

En general, el contenido de agua o humedad de diversos suelos varía de aproximadamente 10 a 15 % para la arena, de 15 a 30 % para el limo y de 30 a 50 % para la arcilla. Algunos suelos, tales como los lodos de fondos, suelen tener contenidos de agua de 100 % al 200 %. Los suelos arenosos de las zonas desérticas suelen tener contenidos de agua de 15 % o menos.

II.3.3.4. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

En general, según la teoría de Coulomb- Mohr. La resistencia de un suelo se puede definir en función de los esfuerzos desarrollados en el máximo de la curva esfuerzo y deformación.

Un suelo cuya resistencia al corte aumenta al incrementarse las presiones de sobre carga, en general se considera como granular y desarrolla una fricción interna en sus granos.

El suelo también tiene una característica, denominada cohesión, que es típica de los suelos limosos y arcillosos. Estos suelos tienen cierta resistencia, aun cuando no se aplica sobre ellos ninguna fuerza confinadora.

Sin embargo los suelos son una combinación de los materiales granulares y cohesivos, por lo que tiene tanto cohesión como fricción interna. Como se muestra

En, la Fig. (II-3). Estos informes de parámetros se incluyen casi siempre en los informes de suelos.

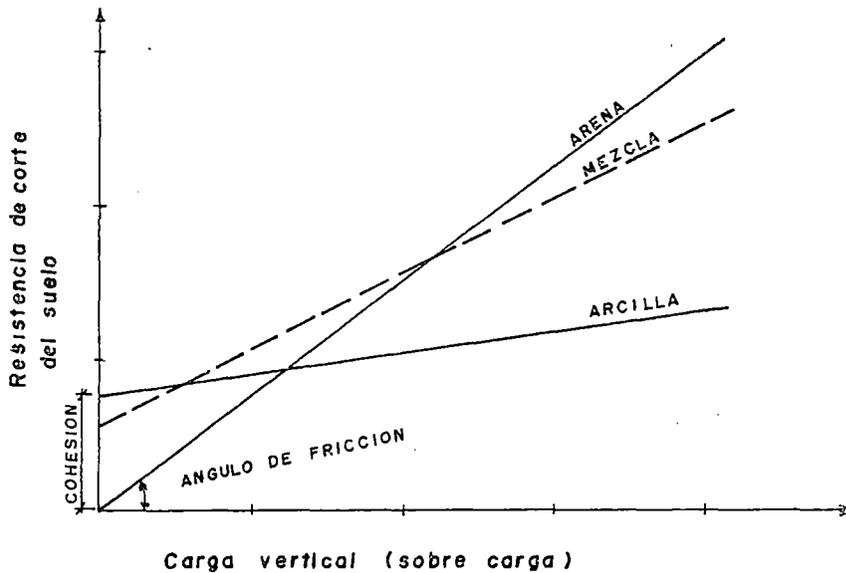


Fig. (II-3): Gráfica de resistencia al corte en función de intensidad de carga.

Valores representativos del ángulo de fricción (ϕ).

Para Arenas y Limos:

MATERIALES	ϕ (GRADOS)	
	SUELTO	DENSO
Arena, granos redondos, bien graduados	27,5	34
Arena, granos angulares, bien graduados	33	45
Gravas arenosas	35	50
Arena limosa	27-33	30-34
Limo orgánico	27-30	30-35

Tabla (II-4): Valores representativos de ϕ para arena y limo.

La distribución granulométrica, y la forma de los granos también influyen sobre el valor de ϕ . La tabla (II-4) se muestra para presiones efectivas (p) menores de 5 Kg/cm². Cuando la presión (p) aumenta de unos 5 a unos 50 Kg/cm², los valores de ϕ disminuyen gradualmente en unos 10°. Esta disminución va asociada con un aumento del porcentaje de granos que rompen por aplastamiento a medida que se aproxima el estado de rotura.

Para arcillas.

TIPO DE SUELO	ϕ (GRADOS)
Arcilla	25
Arcilla dura	20
Arcilla blanda	17,5
Marga arenosa rígida	30
Arcilla arenosa, dureza media	27,5
Arcilla arenosa blanda	27,5
Limo	27,5
Fango blando poco arcilloso	20
Fango blando muy arcilloso orgánico	15
Turba	15

Tabla (II-5): Schulze, indica ángulos de fricción en arcillas.

El ángulo de fricción interna es un parámetro que depende de la densidad del material y del agua. El agua tiende a reducir el ángulo de fricción interna en suelos húmedos si el suelo está sometido a suficiente presión de agua en los poros, el suelo puede actuar como si tuviera muy poco o ningún ángulo de fricción interna, (la resistencia al corte se acerca a cero).

Se pueden estimar valores aproximados con la ayuda de estas tablas y no representa una validez general y debe, por lo tanto, ser usada con precaución.

Para medir la resistencia de los suelos existe varios procedimientos tanto en el campo y laboratorio. Los tipos de pruebas, más comunes son:

- Prueba de corte directo.
- Prueba de corte doble.
- Prueba de corte de torsión.
- Prueba de corte de Veleta.
- Pruebas de compresión no confinada.
- Pruebas de compresión triaxial.

Cada prueba tiene usos específicos y manipulación de ellos dependiendo de las características de los suelos.

Durante la prueba de corte directo, la muestra de suelo puede dilatarse o contraerse bajo la presión de confinamiento. En el curso de la prueba se mide esa dilatación o contracción. Si la muestra se contrae esta indica una condición de suelo suelto, que puede resultar inestable. Si el suelo se dilata, se indica una estructura de suelo denso que, en general, será estable en condiciones de carga, vibración o saturación.

Por lo común para medir la resistencia al corte se emplean pruebas de compresión triaxial. Durante la prueba se puede permitir el drenaje.

II.3.3.5. CONSISTENCIA.

La consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe comúnmente con los términos blando, compacto, resistente y duro.

Esta relación está cuantificado mediante la resistencia a la compresión simple (q_u) no confinada del suelo.

CONSISTENCIA	IDENTIFICACION DE CAMPO	q_u kg/cm ²
Muy blanda	El puño puede penetrar facilmente varios centímetros	menos de 0,25
Blanda	El pulgar puede penetrar facilmente varios centímetros.	0,25-0,50
Medianamente compacta	El pulgar con esfuerzo moderado puede penetrar varios centímetros.	0,50-1,00
Compacta (firme)	El pulgar se encaja fácilmente pero con solo gran esfuerzo.	1,00-2,00
Muy compacta	La uña del pulgar se encaja fácilmente.	2,00-4,00
Dura	La uña del pulgar se encaja con dificultad.	mayor de 4

Tabla (II-6): Expresiones cualitativas y cuantitativas de la consistencia de las arcillas.

II.3.6. SENSIBILIDAD.

El grado de sensibilidad (St) de una arcilla saturada se expresa por la relación entre la resistencia a la compresión simple de una muestra inalterada y la resistencia de la misma muestra después de amasada a contenido de humedad constante.

El grado de sensibilidad es diferente para las distintas arcillas y también pueden diferir en una misma arcilla según cual es su contenido de humedad.

Los valores de St , están comprendidos entre 2 y 4 para la mayoría de las arcillas saturadas. Para arcillas sensitivas varían entre 4 y 8. En arcillas extrasensibles entre 8 y 16 habiendo lugares con arcillas (marinas) que tiene una sensibilidad aún mayor, llegando hasta 80.

Arcillas de baja sensibilidad, solo, producen deformaciones locales. En cambio, si una arcilla es muy sensitiva, tiende a producirse deslizamiento o desmoronarse sus partículas entre ellos.

II.3.3.7 PLASTICIDAD.

Dentro de la mecánica de suelos se puede definir la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. Esta es una característica típica de los suelos que contiene una cantidad apreciable de arcillas.

- **Indice plástico.**

Con frecuencia, los suelos limosos y arcillosos se prueban para determinar su consistencia. Para ello ATTERBERG, a base del contenido de humedad en orden decreciente, diferencia en los siguientes estados: Líquido, semilíquido, plástico, semisólido, sólido.

La gama de contenidos de humedad en que un suelo permanece plástico es una característica muy importante. Esta gama se denomina índice plástico (IP). Y es la diferencia aritmética entre el límite plástico y el líquido.

Un suelo con un índice plástico de 2 tiene una gama muy estrecha de plasticidad. Por lo contrario un suelo con un IP de 30, tiene una característica plástica muy elevada.

A veces es necesario determinar el IP para identificar con precisión ciertos suelos, Fig. (II- 2).

II.3.3.8. PERMEABILIDAD.

Las pruebas de permeabilidad de suelos se efectúan para medir la rapidez con la que se puede drenar el agua a través del suelo.

Los índices de permeabilidad (Pe) se utilizan para solucionar métodos de desagüe para excavaciones por debajo del nivel freático, así como también para otros fines.

En las tablas (II-7) y (II-8), se indica el índice de permeabilidad en función del tipo de suelo y grado de permeabilidad.

II.3.3.9 CONSOLIDACION.

Las pruebas de consolidación se realizan para estimar la compresión o la consolidación de las capas de los suelos bajo las cargas. De este modo, es posible estimar el asentamiento de las cimentaciones. Para caso de cimentaciones profundas se desarrollara, en los capítulos mas adelante.

TIPO DE SUELO	Pe cm\seg.	PIES AL DIA
Grava	10	30000
Arena gruesa	1	3000
Arena mediana	(10)-1	300
Arena fina	(10)-2	30
Arena muy fina	(10)-3	3
Limo	(10)-4	3(10)-1
Arcilla limosa	(10)-6	3(10)-3
Arcilla plástica	(10)-8	3(10)-5

Tabla (II-7): Índices típicos de permeabilidad.

GRADO DE PERMEABILIDAD	Pe cm\seg.
Alto	mayor de (10)-1
Mediano	(10)-1 a (10)-3
Bajo	(10)-3 a (10)-5
Muy bajo	(10)-5 a (10)-7
Prácticamente impermeable	menor de (10)-7

Tabla (II-8): Índices de permeabilidad en función de su grado.

II.3.4. TEORIA DE LA REACCION DE LA SUBRASANTE.

II.3.4.1.GENERALIDADES.

El estudio del módulo de reacción de la subrasante que está ligada íntimamente a caracterizar la presión del suelo y desplazamiento; ésta juega un rol significativo en el cálculo de la resistencia del suelo de pilotes cargados lateralmente, para el cálculo del módulo hay un amplio rango de valores que está disponible en la literatura dependiendo de la ecuación, carta o tabla a utilizarse.

Hay muchas relaciones empíricas y semi-empíricas así como también cartas y tablas disponibles para poder estimar dicho módulo. Además una variedad de técnicas tanto de campo como de laboratorio han sido usados para determinar el

módulo de reacción horizontal de la subrasante, entre las cuales tenemos el ensayo de penetración estándar, ensayo de compresión no confinada, etc.

La precisión de la elaboración en los métodos de análisis para cargas laterales, momentos, cargas verticales, que llevan la capacidad es frecuentemente controlada por la precisión del valor del módulo usados en los cálculos. Al seleccionar el procedimiento para obtener el módulo para los cálculos de la capacidad lateral del pilote, el ingeniero debe tener un balance entre la precisión y la simplicidad. Uno de los métodos más simples de cálculo es por medio de relaciones empíricas y semiempíricas las cuales relacionan el módulo de otras propiedades del suelo fácilmente obtenibles que desarrollaremos en adelante.

IL3.4.2. MODULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE.

Según la hipótesis de Wlinker (1867); si admitimos el comportamiento del suelo en un medio elástico, donde el suelo es reemplazado por una serie de resortes elásticos independientes e infinitamente cercanos, en la cual se cumple que la rigidez de los resortes o también llamados "Módulo de reacción de la subrasante", relaciona la fuerza horizontal por unidad de longitud en algún punto al desplazamiento producido por la aplicación de dicha carga en tal punto; y es la siguiente relación:

$$K = F_h / x \quad (2-1)$$

Donde:

F_h = Rigidez (Kg./cm).

x = Desplazamiento (cm).

K = Módulo de reacción de la subrasante.

La fuerza por unidad de longitud (F_h) está relacionada a la presión del suelo (q), sobre el lado del pilote de acuerdo a:

$$F_h = q * B \quad (2-2)$$

Donde:

q = Presión del suelo (fuerza/ longitud cuadrada).

B = Ancho de pilote o diámetro.

Entonces el módulo de reacción de la subrasante horizontal se convierte.

$$K = (q / x) * B \quad (2-3)$$

Donde:

$$K_s = (q / x) \quad (2-4)$$

$$K = K_s * B \quad (2-5)$$

En la cual K_s es denominado “coeficiente de reacción horizontal de la subrasante” y tiene unidades de fuerza por longitud cúbica. El coeficiente de reacción horizontal de la subrasante comúnmente es usada en la literatura de la mecánica de suelos y es con este término con la que estaremos más familiarizados durante el desarrollo de cálculos. Además, está relacionada al módulo de reacción de la subrasante por medio de la ecuación (2-5).

II.3.4.3. COEFICIENTE DE REACCIÓN HORIZONTAL DE LA SUBRASANTE.

El coeficiente de reacción horizontal de la subrasante o también llamado “Coeficiente de Balasto” representada por la relación conceptual entre la presión neta del suelo (q) y su respectivo desplazamiento (x), para el suelo circundante al pilote, representada por la ecuación básica (2-4). Esta resistencia o presión neta del suelo es el esfuerzo de tipo pasivo resistente, menos al esfuerzo de tipo activo imponente existente sobre los lados opuestos del pilote.

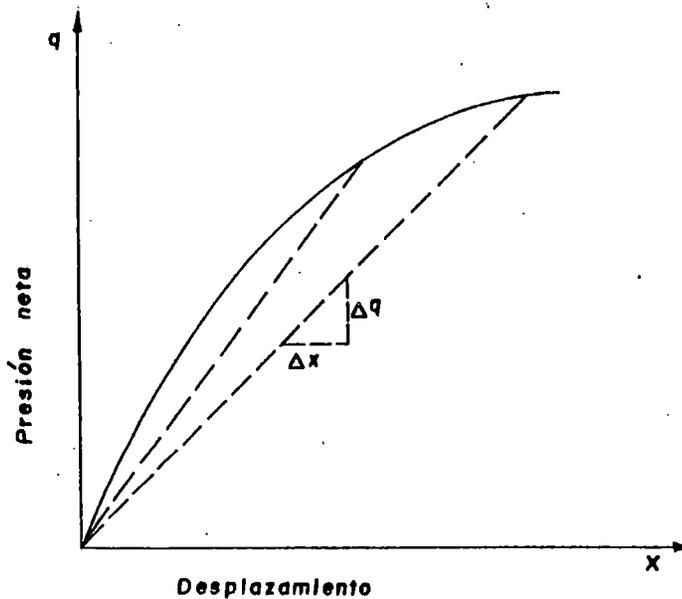


Fig. (II-4): Coeficiente de reacción de la subrasante (K_s) en una prueba de carga.

Esta relación está representada en la figura (II-4); se puede observar que el valor K_s depende del módulo, tangente o secante a la curva, la cual generalmente es no lineal, y de las coordenadas de q y x .

II.3.4.4. INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DEL K_s .

Pálmer y Thompson (1948), expresaron el coeficiente de reacción horizontal de la subrasante, como una función de la profundidad:

$$K_s(z) = K \max. (z/l)^n \quad (2-6)$$

Donde:

K_{max} . = Valor de K_s en la punta del pilote.

Z = Profundidad de un punto del pilote.

l = Longitud del pilote.

n = Coeficiente que puede tomar valores de cero y menor o igual que uno.

De la ecuación, se puede lograr varias distribuciones de la resistencia del suelo usando el parámetro n definiendo la relación de variación de K_s con la profundidad debajo de la superficie del suelo. Es más importante describir la resistencia del suelo en forma precisa en el tercio superior del pilote, ya que los valores de K_s debajo de esta profundidad tienen poca influencia en el comportamiento del pilote.

Terzaghi (1955), recomendó el valor de $n=1$ para arenas y $n=0$ para arcillas preconsolidadas.

Davison y Prakash (1963), recomendaron $n=1.5$ para arenas, para arcillas se consideró que un valor mayor que cero sería más realista, recomendando un valor tentativo de 0.15 para pilotes rígidos.

La forma más general de expresar el coeficiente en función de la profundidad es de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$K_s = a + bZ^n \quad (2-7)$$

Donde:

Z = Profundidad de un punto del pilote.

a, b = Coeficientes que están en función de los parámetros del suelo.

II.3.4.5 METODOS PARA EVALUAR “ K_s ”.

El coeficiente de reacción horizontal de la subrasante (K_s) puede evaluarse por medio de diferentes relaciones empíricas o semi-empíricas.

1. Método de Bowles (1988).

Plantea las siguientes ecuaciones con relación a la capacidad de carga admisible.

$$Ks = 24(FS)q_a + C_b \bar{q}_p N'_q \quad ,(\text{kcf}) \quad (2-8)$$

$$Ks = 80(FS)q_a + C_b \bar{q}_p N'_q \quad ,(\text{KN}/\text{m}^3) \quad (2-9)$$

Donde:

C_b = Constantes 24 y 80.

q_a = Capacidad de carga admisible (qult. /FS)

FS = Factor de seguridad.

\bar{q}_q = Esfuerzo vertical efectivo (γL).

N'_q = Factor de resistencia.

El primer termino, es $24(3)$ qult. = 72 qult., valor que es bastante aproximado a los resultados de las pruebas de carga laterales efectuados por Robinson en 1978, que cuyos resultados es igual a 67 qult.

El termino $\bar{q}_p N'_q$ es equivalente a bZ^n del segundo termino de la ecuación (2-7), lo cual permite algún incremento de Ks con la profundidad.

El método más general seria relacionar Ks en función de la profundidad, para ello se considera que la capacidad de carga ultima (qult.) se da con un asentamiento de 1" (0.0254m), y con una interpretación adecuada de las ecuaciones de resistencia tenemos:

$$Ks = C_b f(q_u) = C_b [(cN_c S_c + 0.5BN_\gamma S_\gamma) + (\gamma N_q S_q)Z] \quad (2-10)$$

Luego, esta ecuación tiene bastante similitud con la ecuación general (2-7) que es función de la profundidad de donde se deduce:

Donde:

$a = C_b (cN_c S_c + 0.5\gamma BN_\gamma S_\gamma)$, constante para el coeficiente horizontal o vertical.

$b = C_b (\gamma N_q S_q)$, coeficiente para la profundidad.

C_b = Constante, 24 para k / ft^3 y 80 para KN / m^3 .

Z= Profundidad de interés.

N= Exponente dado para el mayor ajuste de Ks (de la prueba de carga u otros datos disponibles).

S_c, S_q, S_γ = Factores de forma.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga.

Terzaghi (1963), recomienda en arcillas preconsolidadas, causado por glaciación. K_s exhibe un valor constante, equivalente para $n=0$. Las arenas usualmente manifiestan un crecimiento lineal de K_s con la profundidad, es decir $n=1$.

El incremento de K_s con la profundidad en suelos no cohesivos se debe a dos razones: Un incremento en la resistencia con la profundidad como resultado de las presiones de sobre carga, la disposición natural y el proceso de consolidación; y las deflexiones del pilote decrecen con la profundidad para una carga determinada, y el correspondiente módulo elástico de reacción del suelo tiende a incrementar con la deflexión decreciente.

El factor C_b esta entre 24 y 80, proviene de las ecuaciones para cimentaciones superficiales, la diferencia está en que han sido duplicados debido que el suelo esta en ambas caras del pilote.

La tabla (II-9) da rangos típicos del coeficiente de reacción de la subrasante con el cual se puede establecer un orden aproximado de la magnitud de K_s .

Valores de "a":

TIPO DE SUELO	K_s	
	Kcf	MN/m ³
Grava arenosa densa	1400 a 2500	220 a 400
Arena gruesa densa	1000 a 2000	157 a 300
Arena media	700 a 1800	110 a 280
Arena fina, sedimentos	500 a 1200	80 a 200
Arcilla dura (húmeda)	350 a 1400	60 a 220
Arcilla dura (saturada)	175 a 700	30 a 110
Arcilla media (húmeda)	250 a 900	39 a 140
Arcilla media(saturada)	75 a 500	10 a 80
Arcilla blanda	10 a 250	2 a 40

Tabla (II-9): Rango representativo de valores del módulo de reacción de la subrasante, $K_s=a+bZ^n$

2. Método Menar.

De acuerdo a los resultados de ensayos de pilotes instrumentados por Bequelen y Jazcquel, K_s puede ser obtenido de:

$$K_s = 3.3E_s / B = 25q_1 / B \quad (2-11)$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del suelo (Kpa).

q_1 = Presión límite (Kpa).

B = Diámetro del pilote (m).

3. Método de Poulos.

Este método se vale en la utilización de los datos del presionómetro para estimar K_s .

$$K_s = 0.82E_s / B \quad (2-12)$$

Como se puede observar, la ecuación (2-11) produce valores para K_s alrededor de cuatro veces a aquello de la ecuación (2-12), SCHMERTMANN recomienda usar la ecuación (2-11) para pilotes flexibles y la ecuación (2-12) para pilotes rígidos.

El módulo E_s puede ser estimado de la siguiente forma:

- Efectuando un ensayo triaxial y utilizando el módulo secante entre cero y 0.25 a 0.50 del esfuerzo máximo. Puede usarse también el módulo tangente inicial.
- Mediante el ensayo de penetración estándar, en la cual Yoshida Yoshinaka (1972) proponen:

$$E_s = 650N_s \quad (\text{Kpa}) \quad (2-13)$$

$$E_s = 13.5N_s \quad (\text{Ksf}) \quad (2-14)$$

Donde:

N_s = Número de golpes de ensayo de penetración estándar.

4. Tablas de referencia.

El Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas (1986), Presenta la siguiente tabla (II-10) y (II-11) como un marco de referencia de los coeficientes K_s .

TIPO DE SUELO	Ks kg/cm ³
** Suelo fangoso.	0.5 a 1.5
* Arena seca o húmeda, suelta (Ns:3a9)	1.2 a 3.6
* Arena seca o húmeda, media (Ns:9a30)	3.6 a 12.0
* Arena seca o húmeda, densa (Ns:30a50)	12 a 24
* Grava fina con arena fina.	8 a 10
* Grava media con arena fina.	10 a 12
* Grava media con arena gruesa.	12 a 15
* Grava gruesa con arena gruesa.	15 a 20
* Grava gruesa firmemente estratificada.	20 a 40
** Arcilla blanda (qu=0.25 a 0.50 kg/cm ²)	0.65 a 1.3
** Arcilla media (qu=0.50 a 2.00 kg/cm ²)	1.3 a 4.0
** Arcilla compacta (qu=2.00 a 4.00 kg/cm ²)	4 a 8
Arcilla margosa dura (qu=4.0 a 10.0 kg/cm ²)	8 a 21

Tabla (II-10): Valores de Ks para diferentes tipos de suelos.

Ns: Indica número de golpes en una prueba de penetración.

*: Los terrenos granulares si están sumergidos se tomaran con Ks igual a los de la tabla multiplicados por 0.60.

** : Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración, para cargas que produzcan consolidación, se tomara igual a 0.25Ks.

qu: Resistencia del suelo.

TIPO DE SUELO	Ks kg/cm ³
Marga arenosa rígida	21 a 44
Arena de miga y tosco	22 a 110
Marga	22 a 2200
Caliza margosa alterada	150 a 220
Caliza sana	885 a 36000
Granito meteorizado	30 a 9000
Granito sano	1700 a 3600

Tabla (II-11): Valores de Ks para suelos resistentes.

⇒ **Valores de K_s por acción de grupo de pilotes.**

- Si el espaciamiento en la dirección de la carga es $8B$, y al menos $2.5B$ en la dirección perpendicular, no se considera acción de grupo.
- Si el espaciamiento en la dirección de la carga es $3B$, el valor efectivo de K_s (K_{ef}) es $0.25K_s$. Para otros espaciamientos puede hacer una interpolación lineal.

Si se pueden efectuar pruebas de carga lateral, se podrá calcular el valor para el coeficiente K_s . En dicha prueba, la carga debe ser la más cercana a la carga de trabajo para obtener mejores resultados.

En lugares donde no se dispone de pruebas de carga, se deberá estimar el valor de K_s , con alguno de los métodos mencionados, el cual no debe estar muy lejos del valor real.

II.4. METODOS PARA LA PRUEBA DE CARGA.

II.4.1. GENERALIDADES Y ALCANCE.

Generalmente el mejor método para estimar la capacidad de carga de un pilote individual o grupo de pilotes, es realizar una prueba de carga con las mismas características propuesto por el diseñador, como escala natural y realizarlo en el mismo lugar.

Con una prueba de carga puede obtenerse información sobre los siguientes aspectos.

- Comprueban experimentalmente la exactitud, validez de los diferentes métodos utilizados para el cálculo de la carga última del pilote.
- Comprobar que el pilote sea capaz de soportar la carga del diseño con su asentamiento máximo definido (relación carga asentamiento), considerando la deformación elástica del pilote.
- Obtener datos del suelo alterado lo cuál facilitará el diseño de otro pilote.
- Definir la carga de falla del sistema, obteniéndose así el factor de seguridad real del pilote ensayado.

La fig. (II-5) se muestra un diagrama típico de prueba de carga mostrando la relación entre carga, asentamiento y tiempo.

El número de pilotes de prueba que se deben realizar de los requisitos de código o normas, el tamaño de área en que se va construir y las condiciones del suelo. Por lo común los procedimientos de prueba se ajustan a un estándar aceptado, como el ASTM-D-1143 y ASTM-D-3966. Tanto para la prueba de carga vertical y horizontal respectivamente.

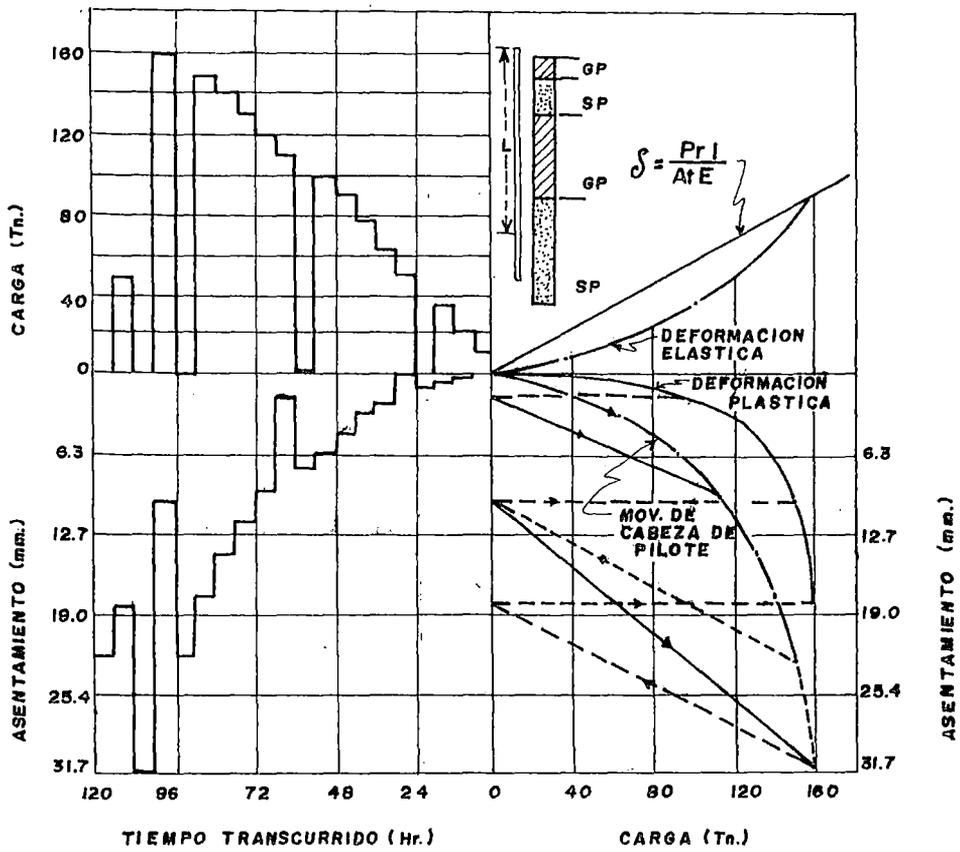


Fig. (II-5): Diagrama de prueba de carga "CARGA Vs. ASENTAMIENTO"

II.4.2. PRUEBA DE CARGA VERTICAL ASTM-D-1143-81.

Esta norma indica los procedimientos para el ensayo individual de pilotes verticales, inclinados o para un grupo de pilotes verticales con el fin de determinar la respuesta del pilote o grupos de pilotes a cargas estáticas de compresión aplicados axialmente al pilote o al grupo de pilotes, Así mismo este método es aplicable a todas las unidades de cimentación profunda sin considerar su método de instalación.

II.4.2.1. EQUIPO DE ENSAYO.

La norma ASTM-D-1143-81 menciona los siguientes arreglos o dispositivos para aplicar la carga axial o fuerza descendente al pilote.

1. Carga aplicada al pilote o grupos de pilotes mediante gatos hidráulicos actuando frente a un marco de reacción anclado, el cual puede realizarse de dos maneras:

- **Pilotes de anclaje.**

Se instala un número suficiente de pilotes de anclaje de tal manera que proporcionen una adecuada capacidad de reacción. Estos pilotes se ubicarán a una distancia libre del pilote de prueba de por lo menos cinco veces el diámetro máximo del mayor anclaje o pilote prueba, pero no menos de 2m.

Sobre los pilotes de anclaje se coloca una viga de prueba de medida y resistencia adecuada para impedir una deflexión excesiva, ésta viga está sujeta por conexiones diseñadas para transferir la carga a los pilotes.

Entre el fondo de la viga y la cabeza del pilote de prueba, existe una luz libre suficiente para acomodar el equipo necesario para la carga como: Plancha de distribución, gato hidráulico figura (II-6) y (II-7). Cuando se aplican cargas axiales a pilotes individuales inclinados, las vigas de ensayo deberán orientarse perpendiculares a la dirección de la inclinación.

Para pruebas de carga de una gran magnitud se requerirán de varios anclajes, probablemente se usará un encofrado de acero o marco de trabajo con el fin de transferir las cargas aplicadas a las vigas de ensayo a los anclajes.

- **Anclaje enterrado.**

Alternativamente en cada uno de los pilotes de reacción se usan tendones formados por cables postensados, anclados dentro de dos metros más profundos y protegidos de adherencia por engrase, figura (II-8).

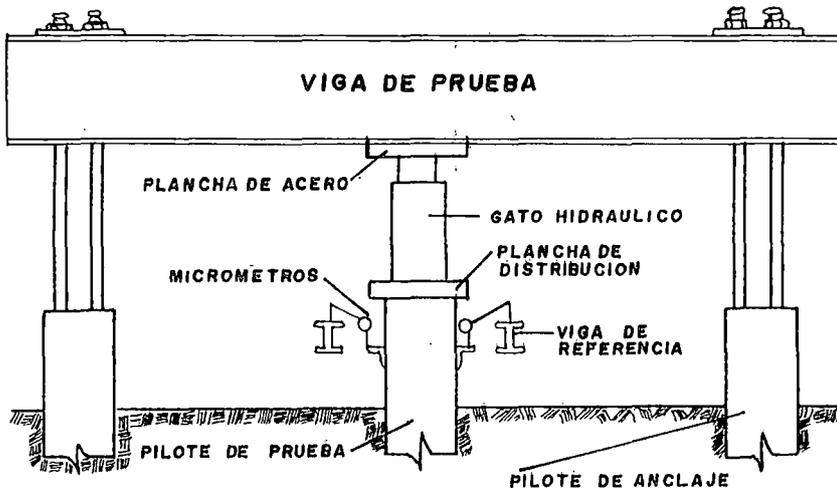


Fig. (II-6): Montaje esquemático para la aplicación de cargas sobre el pilote, usando un gato hidráulico y un marco de reacción.

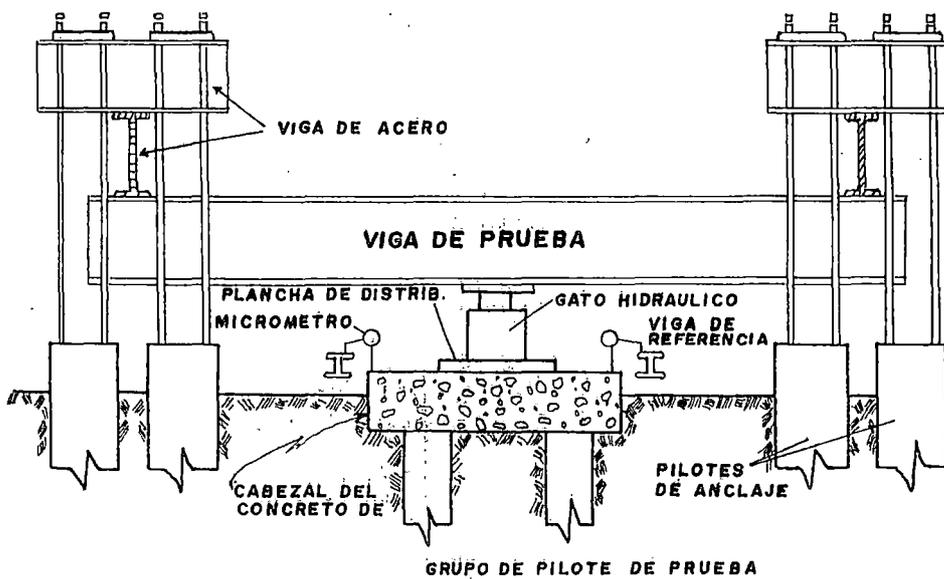


Fig. (II-7): Arrreglo típico para evaluar la carga aplicada sobre un grupo de pilotes usando el método aplicado en la Fig. (II-6).

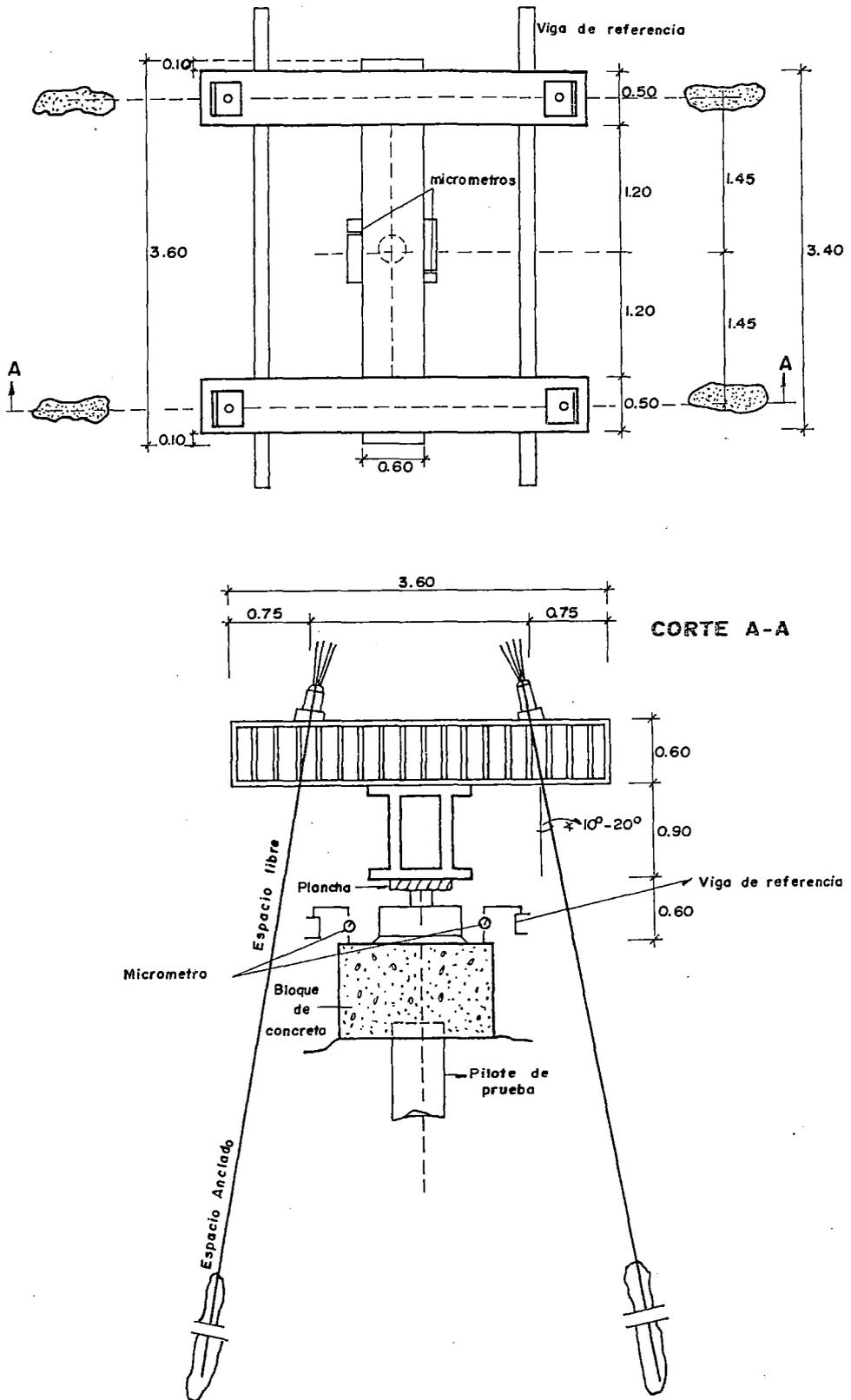


Fig. (II - 8): Prueba de carga con anclajes enterrados

Estos cables se utilizan para retener los extremos de la viga de traspaso de carga, constituida por perfiles metálicos.

2. Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes mediante gatos hidráulicos actuando contra un cajón pesado o plataforma, figura (II-9).

Se coloca sobre el pilote ensayado o grupos de pilotes una viga o vigas de ensayo de suficiente medida y resistencia como para evitar una deflexión excesiva bajo carga, permitiendo un espacio suficiente entre el cabezal del pilote y el fondo de la viga para poder acomodar las planchas de acero y distribución, el gato hidráulico y la viga de ensayo. Los extremos de la viga se deben soportar sobre apoyos que, son de concreto, madera, tierra, etc.

Se centra el cajón o plataforma sobre la viga de ensayo, la cual a su vez está soportada por durmientes ubicados los mas lejos posible del pilote de prueba, pero en ningún caso la distancia será menos de 1.5 m de luz entre caras. La carga del cajón o plataforma está construida por unidades de peso como: acero, madera, concreto.

3. Carga aplicada directamente al pilote o grupo de pilotes mediante pesos conocidos.

Se centra sobre la platea de prueba o cabezal del pilote una viga de prueba de peso conocido y suficiente medida y resistencia, con los extremos soportados sobre durmiente temporales.

Sobre las vigas de ensayo se centra una plataforma de peso conocido (acero o concreto); esta plataforma es soportada por durmientes ubicados a una distancia libre no menor de 1.5 m. Las figuras (II-10) y (II-11) muestran el arreglo.

II.4.2.3 DISPOSITIVO PARA MEDIR ASENTAMIENTOS (ASTM-D-1143).

En lo referente al asentamiento de la cabeza del pilote este se puede medir de 4 maneras:

1. Medidores de dial.

Se utilizan las vigas de referencia una a cada lado del pilote de prueba, las cuales tiene como mínimo dos comprobadores de dial, con las varillas paralelas al eje longitudinal del pilote y soportada por orejas firmemente adheridas sobre los lados del pilote debajo de la plancha de prueba. Alternativamente los dos medidores de dial podrán ser montados en lados opuestos del pilote de prueba pero encima de las vigas de referencia, éstos comprobadores de dial deberán tener una precisión de al menos 0.01" (0.25mm).

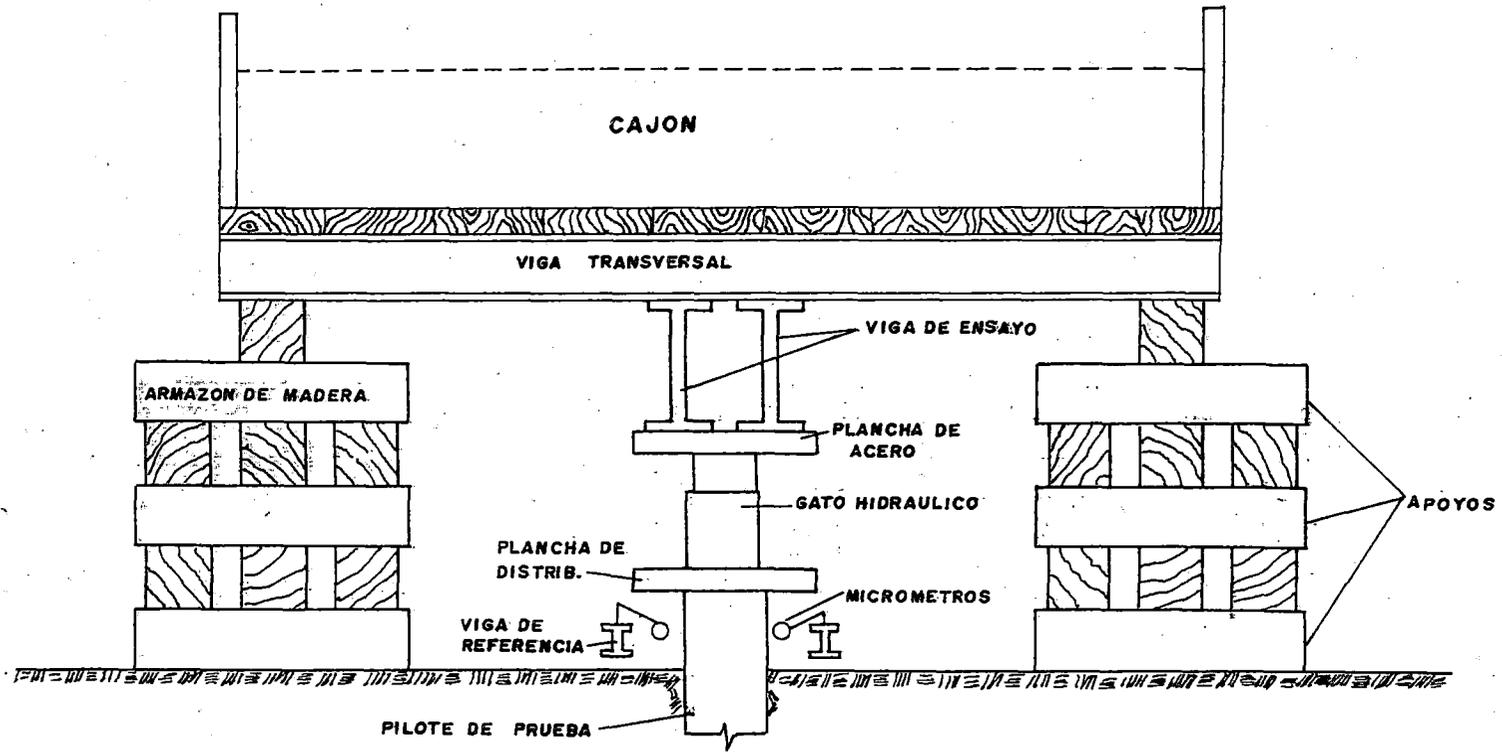


Fig. (II-9): Montaje esquemático para la aplicación de cargas sobre el pilote usando un gato hidráulico actuando en un cajon pesado o plataforma.

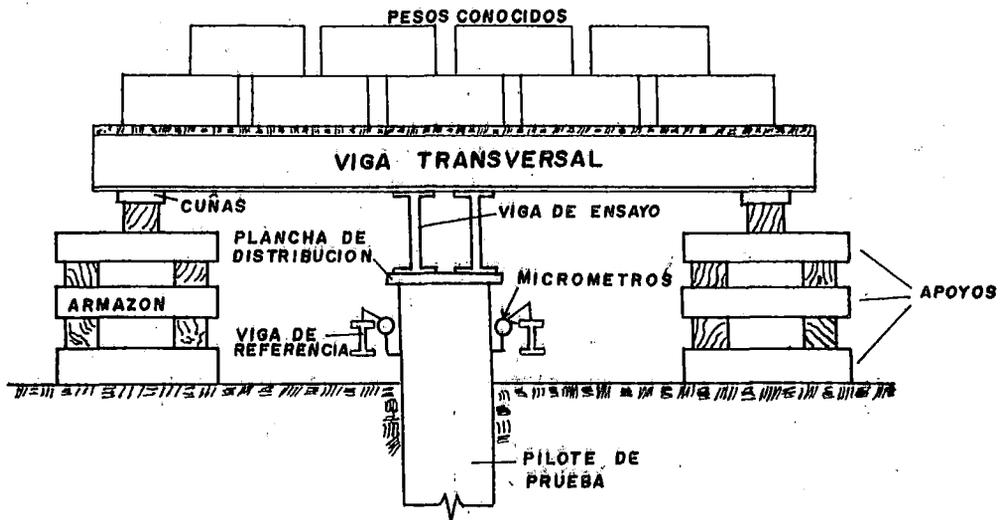


Fig. (II-10): Montaje esquemático para la aplicación de cargas directas al pilote usando una plataforma pesada.

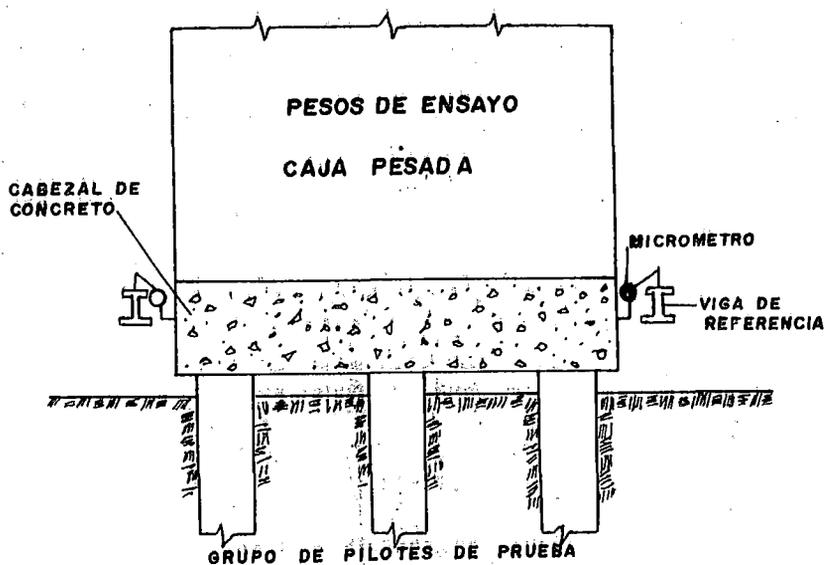


Fig. (II-11): Arrégo para evaluar la aplicación de cargas directa sobre el cabezal de un grupo de pilotes.

2. Cables, miras y escalas.

Se colocarán dos cables de una a cada lado del pilote de prueba. Cada cable pasara limpia y claramente sobre la cara de la escala que esta montada paralela a los ejes del pilote de prueba y adherida a la mira fijada también al pilote de prueba, de manera que se puedan efectuar lecturas consistentes del movimiento axial directamente sobre la mira. El cable no estará a más de 25 mm de la cara de la escala.

3. Nivel de topógrafo o viga láser.

Las lecturas utilizando niveles de topógrafos o vigas láser deberán ser efectuadas sobre una varilla de blanco o escala y deben hallarse referidas a un B.M. localizado fuera del área.

4. Otros tipos de aparatos de medición (opcionales):

Entre estos tipos de aparatos de medición tenemos: Medidores eléctricos u ópticos de probada confiabilidad y cuya precisión alcance un 0.01" (0.25mm).

II.4.2.3. PROCEDIMIENTOS DE CARGADO.

La norma ASTM-D-1143 especifica diversos tipos de procedimientos de cargado, de los cuales presentaremos dos tipos:

1. Prueba de carga mantenida:

A no ser que ocurra primero la falla, se carga el pilote hasta 200% de la carga de diseño, aplicando la carga en incrementos de 25 %. Cada incremento de carga se mantiene hasta que la razón de asentamiento no sea mayor que 0.01" (0.25mm)/hora pero no mayor de 2 horas.

Previendo que el pilote de prueba no ha fallado, se retira la prueba de carga total en algún momento después de 12 horas, si el asentamiento en la cabeza del pilote en un periodo de 1 hora no es mayor de 0.01" (0.25mm). Por otro lado se permite que la carga total permanezca sobre el pilote por 24 horas. Después del tiempo requerido de espera se retira la prueba de carga en decrementos de 25 % de la carga de prueba total con un espaciamento de 1 hora entre decrementos. Si ocurre la falla del pilote, continúan hincando el pilote mediante el gato hasta que el asentamiento sea igual al 15 % del diámetro del pilote o la dimensión diagonal.

2. Método de la razón constante.

Este método tiene la ventaja de ser rápido en su ejecución no dando tiempo a la consolidación del suelo.

Se hace penetrar el pilote a una velocidad constante, midiéndose continuamente la fuerza aplicada en la cabeza del pilote para mantener la razón de aplicación. La razón de penetración del pilote debe ser de: 0.01 a 0.05" (0.25 a 1.25mm)/min, para suelos cohesivos y 0.03 a 0.10" (0.75 a 2.5mm)/ min. para suelos granulares.

Se continuará cargando el pilote hasta que no sea necesario un incremento en la carga para una penetración continua a las razones especificadas. Si la penetración del pilote continua, se mantendrá la carga requerida para alcanzar la razón de penetración especificada hasta que la penetración total del pilote sea al menos 15 % del diámetro promedio del pilote o la dimensión diagonal; momento en el cuál se soltará la carga.

II.4.2.4. OBSERVACIONES.

Para la ejecución de pruebas de carga deben tomarse algunas precauciones, dependiendo del tipo de pilote. Así tenemos algunos ejemplos:

1. En los pilotes de fricción en arcilla, durante el hincado se produce un amasado que debilita a la arcilla alrededor del pilote. La arcilla empieza a reconsolidar y aumentar, su resistencia durante cierto tiempo posterior al hincado. En consecuencia las pruebas de carga de este tipo de pilote deben efectuarse después de cierto tiempo del hincado, cuando la resistencia de la arcilla se haya incrementado a un valor más o menos similar al que existirá durante la vida de la estructura. Este rango podría variar desde un mínimo de 3 a 30 días o mayor.
2. En las arenas se desarrollan presiones de poros durante el hincado, como consecuencia de la compactación que produce el hincado. En estos materiales se debe esperar que las presiones de poros se disipen, para lo cuál se requiere normalmente del orden de 2 a 3 idas.
3. Cuando un grupo de pilotes está sujeto a ensayos de carga verticales, pueden ocurrir rotaciones en el cabezal y desplazamiento horizontales. La ocurrencia de tales movimientos y las reacciones necesarias para resistir a estos efectos, deberán estar considerados cuando se diseñe y construya los aparatos de carga para el ensayo de grupo de pilotes.
4. Si no es posible aplicar un ensayo de carga axial a un pilote inclinado, los resultados de una prueba sobre un pilote similar vertical en las vecindades, podrán ser utilizadas para evaluar la capacidad de carga axial del pilote inclinado.
5. Cuando sea necesario, la longitud no soportada del pilote (o pilotes) bajo ensayo deberá ser arriostrada para evitar los pandeos que pudieran influir en los resultados de ensayo.

6. Deberá existir un espacio suficiente entre el cabezal con la superficie del terreno con el fin de eliminar algún soporte ofrecido por el suelo a niveles de cargas bajas.
7. Para ensayos sobre pilotes prefabricados o llenados in-situ, la platea de prueba estará fijada sobre un mortero de alta resistencia y rápido fraguado.
8. Para evitar una fluencia excesiva del concreto fresco en los pilotes de concreto llenados in- situ; el lapso de tiempo entre el emplazamiento del concreto y el ensayo del pilote deberá ser lo suficiente como para permitir que el concreto se cure y endurezca adecuadamente.
9. Cuando se trata de pilotes de punta, en el momento de la prueba de carga se efectúa un desplazamiento mecánico del pilote hacia abajo, que hace que se movilice no solo la resistencia por fricción lateral en el suelo de baja resistencia que el pilote atraviesa. En cambio, para pilotes en servicio no existirá suficiente desplazamiento para movilizar la fricción lateral. En consecuencia, para pilotes de punta se debe descontarle la carga medida en la prueba de carga, la fricción lateral en el estrato del suelo de baja resistencia. Esto se puede hacer de dos maneras la primera es calcular dicha fricción lateral por la fórmula estática y restarla de la carga obtenida en la prueba de carga. La segunda es levantar un poco el pilote después de efectuar la prueba de carga para que la punta no se apoye en el estrato resistente y efectuar otra prueba de carga, para que la punta no se apoye en el estrato resistente y efectuar otra prueba de carga que mediría solamente la fricción lateral; luego ese valor de fricción lateral se resta del valor total obtenido en la primera prueba de carga.

II.4.2.5. INTERPRETACIÓN DE LAS PRUEBAS DE CARGA.

Para establecer la interpretación de la carga de rotura, se rige, a los criterios y métodos; que deberán aplicarse el promedio de ellos o tal vez el más desfavorable.

1. Criterios de carga de falla.

El criterio más usado para definir carga de rotura en un gráfico “carga vs asentamiento”, es aquel que muestra un cambio brusco en la curva obtenida, pero en la mayoría de los casos, la pendiente de la curva varía gradualmente, no pudiendo establecerse en forma definida la carga de rotura.

Silvera (1983), observa que frecuentemente la escala adoptada para el trazado carga vs asentamiento no es escogida, con criterio bien definido. Para uniformizar los criterios de escala se ha sugerido que la curva carga vs asentamiento, sea escogida de tal forma que la recta que corresponde a la deformación elástica del

pilote, $P_r L / EA_t$ forme un ángulo de 20 grados con la horizontal. Sin embargo este no es el criterio reglamentado, y en vista de que en mecánica de suelos no existe un criterio uniforme para establecer la carga de rotura se mencionaron algunos de estos criterios.

◆ **VESIC (1975)**, recopiló los siguientes criterios:

- Limitando el asentamiento total.
 - Absoluto: 1" (25.4 mm) (Holanda, New York city code).
 - Relativo: 10% del diámetro del pilote, (Terzaghi, England).
- Limitando el asentamiento plástico.
 - 0.25 pulg. (6.35 mm) (AASHTO).
 - 0.33 pulg. (8.40 mm) (Magnet).
 - 0.50 pulg. (12.7 mm) (Boston Building Code).
- Limitando la relación asent/carga.
 - Total 0.01 in / tn. (0.28 mm/tn.) (California, Chicago).
 - Incremento 0.03 in/tn. (0.84 mm/tn.) (Robe, Bureau of Bridges States of Ohio)
- Limitando relación asent. Plástico/ carga.
 - Total 0.01 in/tn. (0.28 mm/tn) (New York City code).
 - Incremento 0.03 in/tn. (0.84 mm/tn) (Nordlund, Raymond).
- **VESIC (1963)**.
Relación máxima = Incremento asentamiento / incremento carga.

◆ **FELLENIOUS (1980)**, recopiló varios de estos criterios aplicables al gráfico carga vs. Asentamiento.

● **Método de Davisson.**

La carga límite propuesta, es definida como la carga que excede la compresión elástica del pilote por un valor "X" dado por:

$$x = 3.8 + B / 120 \quad (2-15)$$

Donde:

B = Diámetro (mm).

X= (mm).

- **Método de Chin.**

En este método el asentamiento es dividido por su correspondiente carga y el gráfico pasa a ser una curva de asentamiento/ carga vs asentamiento. Los puntos obtenidos tienden a formar una recta y el inverso de la pendiente es la carga de rotura.

- **Método de Fuller y Hog.**

De acuerdo a este criterio la carga de rotura, es aquello que corresponde al punto en la curva carga - asentamiento tangente a una recta de inclinación de 1.4 mm / Tn.

- **Método de Beer.**

La curva carga vs asentamiento es llevada a un gráfico log - log con gran cantidad de valores, los puntos tienden a caer en dos rectas y su intersección es la carga de rotura.

- **Método de Butler y Hog.**

La carga de rotura es definida como aquella correspondiente al punto de intersección de dos rectas tangentes la primera corresponde a la tangente a la curva y que tenga una inclinación de 0.05 in/tn (1.4 mm/tn). Y la segunda recta tangente, es aquella paralela a la línea de compresión elástica del pilote y tangente a la curva.

La recta de acortamiento elástico es:

$$\delta = P_r L / EA_t \quad (2-16)$$

Donde:

P_r = Valor que corresponde a la carga aplicada (Tn).

L= Longitud del pilote.

E= Módulo de elasticidad de Young (250000 kg/cm²).

A_t = Area de la punta del pilote.

Esta recta se puede obtener con los valores medidos, para cada valor de la carga aplicada en la prueba de carga o asumir que forma 20° con la horizontal (del gráfico carga vs asentamiento).

- **Criterio de 90 % de Brinch - Hansen.**

La carga de rotura será aquella cuyo asentamiento es el doble del asentamiento medido para una carga que corresponde al 90% de la carga de rotura.

- **Método NBR 6122.**

Es un método parecido al de Davisson, la carga de rotura es definida como aquella que corresponde a un asentamiento en exceso de la compresión elástica y esta dado por:

$$\Delta x = P_r L / EA_i + B / 30 \quad (2-17)$$

Donde:

B= Diámetro del pilote.

2. Criterios de carga de trabajo.

En general la carga de trabajo es el menor valor al indicado por las condiciones siguientes:

- La capacidad ultima de carga dividido por un factor de seguridad: La carga de trabajo es la relación de la capacidad ultima (determinado en el capítulo IV) entre el factor de seguridad que viene a ser de 1.5 a 2.5 para carga estática y 3 para carga vibratoria.
- Limitación del asentamiento: Existen dos criterios de carga de trabajo.
 - La mitad de la carga que causa un asentamiento del pilote de 0.75 pulgadas (19.05 mm), calculado como el asentamiento total menos el acortamiento elástico en la sección del pilote debido a la carga de prueba (New York city Building Code).
 - La mitad de la carga que genera en asentamiento de 1" (2.54 mm), teniendo en cuenta que la curva carga asentamiento no muestra signos de rotura dentro del rango tratado (Federal construction Council).

3. Método de Van Whele.

Van Whele (1957), es un ingeniero que demostró que era posible obtener información aprovechable acerca de la resistencia por punta y la fricción de superficie de una prueba de carga realizada sobre un pilote. Cuando se calcula la carga admisible de un pilote se hace necesario conocer cual parte es producida por la resistencia por punta y cual parte por la fricción de superficie, solo así es posible obtener una mejor comparación con los resultados del ensayo de penetración.

En una prueba de carga normalmente se mide el asentamiento del tope del pilote, pero se puede deducir el asentamiento de la punta del pilote restándole la compresión elástica del pilote.

- ◆ Generalmente el asentamiento del tope del pilote se ve compuesto de los siguientes elementos y los componentes se ilustran en la figura (II-12):
 - La compresión elástica del pilote, (ΔL).
 - La compresión elástica del estrato bajo la punta del pilote ($\Delta \rho_{point}$).
 - Asentamiento residual del subsuelo ($\Delta \rho_{pL}$).
 - Flexión (doblado) del pilote (se considera despreciable en comparación con otros párrafos).
- ◆ El procedimiento para gráfica las curvas de acuerdo al método de Van Whele es el siguiente:
 - Sé Gráfica la deformación elástica $Q_f = 0$ ($\Delta L = \delta = P_r L / EA_t$).
 - Se gráfica carga vs. Asentamiento del tope del pilote (ρ_{butt}).
 - Sé gráfica ρ_{tip} ; haciendo la diferencia $\rho_{butt} - \Delta L$ ($Q_f = 0$).
 - Se calcula gráficamente $\rho_{tip} = Q_f = cte$.
 - Se traza una paralela a la parte más plana de la curva ρ_{butt} y que pase por el origen, esta recta así determinada será la que divida a la carga por punta y por fricción, figura (II-13).
 - Para determinar él Q_{tip} para un determinado Q_{butt} solo hay que tomar el valor de la abscisa (carga que se obtiene al proyectar el valor de Q_{butt} de la curva ρ_{tip} ($Q_f = 0$) sobre la recta anteriormente obtenida) con este valor de Q_{tip} obtenido se aplica en la fórmula para $Q_f = cte$. y se obtiene:

$$\Delta L = (\delta = 1 / A_t E) * (Q_{tip} * L + (Q_{butt} - Q_{tip}) * L / 2) \quad (2-18)$$

- Sé gráfica ρ_{tip} ($Q = cte$.) obtenido de restar a ρ_{butt} el valor de ΔL ($Q = cte$.)

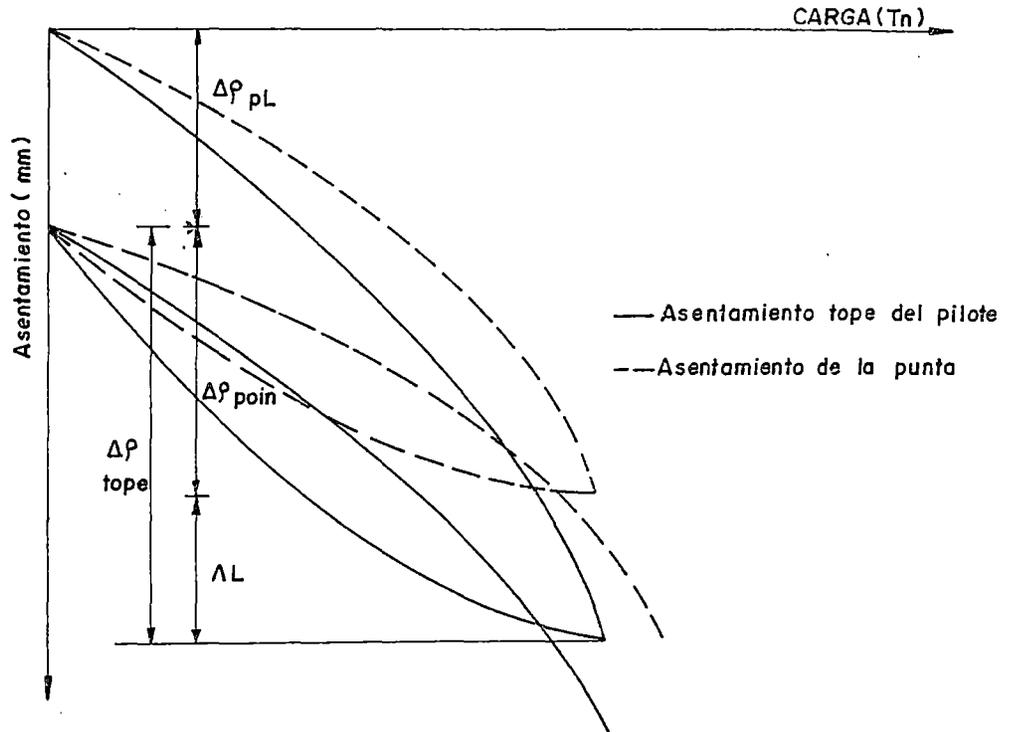


Fig. (II-12): Componentes del asentamiento del tope del pilote.

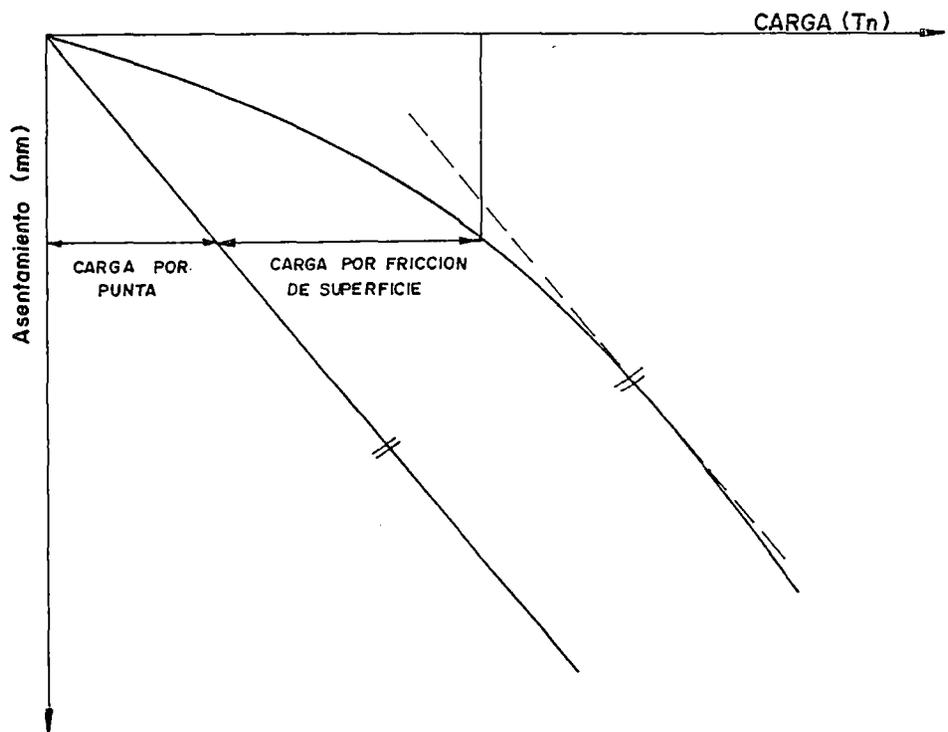


Fig. (II-13): Descomposición de la resistencia última en carga por punta y fricción por superficie.

II.4.3. PRUEBA DE CARGA HORIZONTAL (ASTM - D - 3966 -81).

Esta norma es aplicable a todo tipo de fundaciones profundas sin considerar su tamaño o método de instalación.

Los ensayos de carga lateral miden la respuesta del sistema pilote- suelo a las cargas laterales; bajo el método elástico interactivo de análisis que considera la respuesta no lineal del suelo. El ensayo lateral combinado con la adecuada instrumentación puede ser utilizado para determinar las propiedades del suelo necesarias para el diseño estructural del pilote.

II.4.3.1. EQUIPO DE ENSAYO.

La norma ASTM- D -3966 -81, menciona los arreglos o dispositivos para aplicar la carga lateral al pilote:

1. Carga aplicada mediante gatos hidráulicos, actuando contra un sistema de reacción. El sistema de reacción estará ubicado a una distancia conveniente del pilote de prueba y deberá de suministrar una resistencia mayor que la carga de ensayo lateral máxima.

- **Pilotes de Reacción, (fig. II-14 a).**

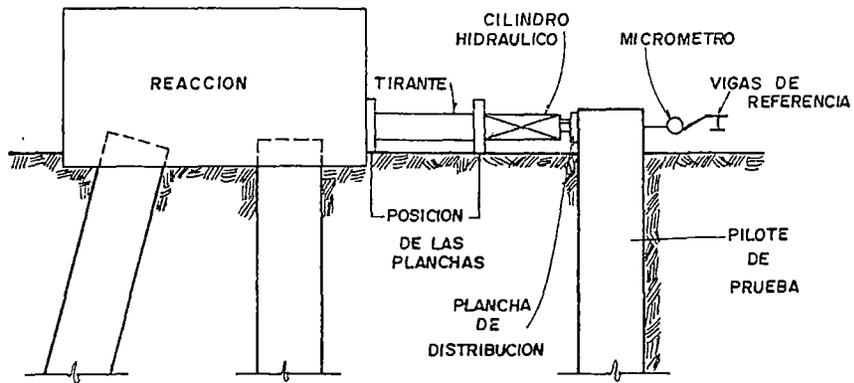
Se instala dos o más pilotes de reacción vertical, sobre una inclinación de manera que suministren la capacidad de variación necesaria para resistir la máxima carga de ensayo lateral. Los pilotes de reacción serán arriostrados mediante cabezales de concreto reforzado, acero o madera, de manera que se permita el desarrollo de la resistencia lateral del grupo completo.

- **Macizo de Anclaje, (fig. II - 14 b):**

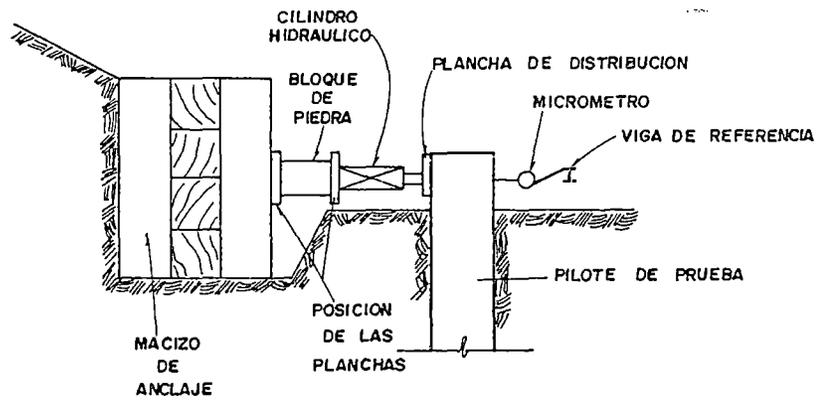
Cuando el suelo es apropiado se instala un macizo de anclaje consistente en encofrados, paneles de madera, tablestacas o construcciones similares capaces de llevar carga contra un empeoramiento de manera que se suministre la capacidad de reacción necesaria para desarrollar la máxima carga lateral de ensayo.

- **Plataformas de Carga, (fig. II -14 c):**

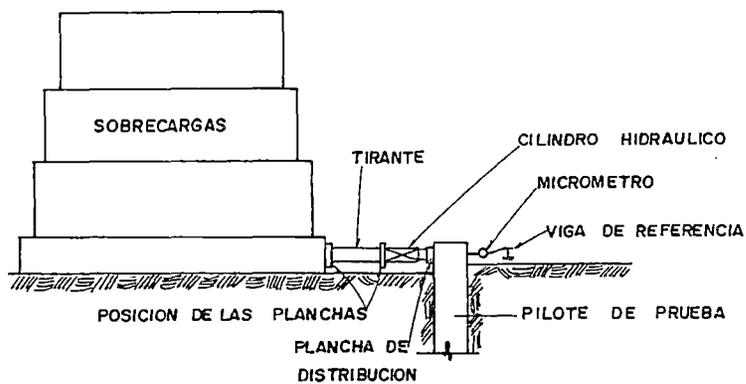
Se construye una plataforma de material apropiados tal como: madera, concreto, acero. Luego se carga la plataforma con el peso suficiente como para suministrar la resistencia necesaria para desarrollar la máxima carga lateral.



a. PILOTES DE REACCION



b. MACIZO DE ANCLAJE



c. PLATAFORMA CARGADA

Fig.(II-14): Ensayo típico para aplicar una carga lateral con un gato hidráulico.

II.4.3.2. DISPOSITIVOS PARA MEDIR MOVIMIENTOS.

1. Las vigas de referencia y los niveles de cable estarán apoyados independientemente con sus soportes firmemente empotrados en el terreno, ubicados a una distancia no menor de 2 m. del pilote de prueba. Estas vigas de referencia tendrán una rigidez lateral y axial suficientemente grande como para suministrar puntos de referencia estables para la medición de las deflexiones en el pilote.
2. Los medidores del dial tendrán una precisión de 0.01" (0.25 mm). Las escalas utilizadas para medir los movimientos tendrán lecturas de 1/64" o 0.01" (0.25mm). Las varillas de las miras registrarán lecturas de 0.001 pies (0.3mm). Se deben efectuar marcas en todos los diales, escalas y puntos de referencia para permitir un registro preciso de los datos. Así mismo se protegerá el sistema de medición, instrumentación, sistema de referencia de las variaciones de temperatura de perturbaciones accidentales.
3. Movimientos en la cabeza del pilote: Se orientan las vigas de referencia perpendiculares a la línea de aplicación de las cargas. La cantidad de medidores sobre la viga de referencia con los vástagos de carga contra las caras del pilote deberán, ser suficientes para registrar el movimiento lateral del pilote de prueba. Para ensayos sobre grupos de pilotes, la cantidad de medidores de dial, equidista de la línea central de aplicación de la carga.

Se montará una cantidad de miras y escalas sobre el centro del pilote de prueba. Se extiende un alambre de piano perpendicular a la línea de aplicación de la carga y que pasa sobre la cara de la escala; localizándose a no más de una pulgada (25 mm) a partir de la cara de la escala y en los soportes se instalarán un dispositivo apropiado para mantener la tensión en el alambre a lo largo del ensayo de manera cuando éste sea sacado de su posición pueda retornar a su posición original. Así mismo se usará una escala horizontal sobre la parte superior del pilote de prueba paralela a la línea de aplicación de la carga y capaz de ser leído en la cara. Fuera del área de ensayo se establecerá una estación permanente de medición y un punto de referencia sobre una línea perpendicular a las líneas de aplicación de las cargas que pase a través de la escala de la mira, con un teodolito, se tomará las lecturas sobre la escala de la mira, de los movimientos laterales del pilote de prueba referidos al punto de referencia fijado fuera del área de ensayo.

II. 4.3.3. PROCEDIMIENTO DE CARGADO.

1. A no ser que ocurre primero la falla, se aplicará y retirará una carga de ensayo total igual a 200% de la carga de diseño lateral propuesta para el pilote de prueba como sigue:

% DE LA CARGA DE DISEÑO	DURACION DE LA CARGA (min)
0	0
25	10
50	10
75	15
100	20
125	20
150	20
170	20
180	20
190	20
200	60
150	10
100	10
50	10
0	0

Tabla (II-12): Programa de carga normalizada.

Nota: Deben efectuarse las consideraciones que limiten la carga de ensayo lateral para la cual se produce un movimiento lateral máximo especificado, establecido por razones de seguridad y estabilidad.

2. Carga en exceso para la carga de ensayo normalizado: Después de la aplicación y retiro de la carga de ensayo normalizado, se aplicará y retirará una carga de ensayo adicional de acuerdo con la siguiente tabla:

% DE CARGA DE DISEÑO	DURACION DE CARGA (min)
0	10
50	10
100	10
150	15
200	15
210	15
220	15
230	15
240	15
250	15

% DE CARGA DE DISEÑO	DURACION DE CARGA (min)
etc. hasta la carga máxima especificada en incrementos del 10%.	etc. en intervalos de 15 minutos
100 máx.	30
75 máx.	10
50 máx.	10
25 máx.	10
0	0

Tabla (II-13): Programa de carga en exceso.

II. 5. CONDICIONES DE CARGA.

Para determinar las cargas para el diseño de la cimentación deben separarse las siguientes cargas:

- ◆ Cargas estáticas: $CM + CV + CF$
- ◆ Cargas de Impacto: $CM + CV + CF + CI$
- ◆ Combinaciones de Carga:
 - $CM + CV + CF + CW$
 - $CM + CF + CW$
 - $CM + CW$

Donde:

CM = Carga permanente o muerta.

CV = Carga viva o sobre carga.

CF = Carga fija.

CI = Carga de Impacto.

CW = Carga de sismo o viento.

◆ **Anotaciones:**

- Las cargas muertas están constituidas por peso de la estructura, incluyendo los muros de albañilería y el peso de cimentación.
- La carga viva es de tipo móvil, su valor por metro cuadrado está determinado en la norma de cargas, en función del uso de la edificación.
- La carga fija, que está en la categoría son producidas por los momentos debidos a cargas excéntricas o la presión lateral de agua o tierra. Los momentos producidos por este tipo de carga deben calcularse en la base de la zapata.
- Las cargas de impacto usualmente son transmitidas por las columnas cuando hay una transmisión violenta de carga sobre ellas.
- Las cargas producidas por el sismo o viento se consideran de acuerdo a lo indicado en la norma correspondiente.
- Para el dimensionamiento en planta de la cimentación estas cargas no deben multiplicarse por ningún factor de ampliación. La presión promedio más desfavorable, en el caso de zapatas aisladas, o la combinación de momento y fuerza cortante más desfavorable, en el caso de solados o zapatas combinadas, se determinara considerando las combinaciones de carga o alguno otra que puede ser aplicado en un caso particular.

CAPITULO III
TIPOS DE PILOTES.

CAPITULO III

III. TIPOS DE PILOTES

III.1. INTRODUCCIÓN.

Al plantear el proyecto de una cimentación profunda por pilotes, una de las primeras decisiones a tomar concierne al tipo de pilote que se va emplear.

En el presente capítulo describiremos las principales características de los diversos tipos de pilotes existentes; debe señalarse que si bien algunos de estos tipos de pilotes no se encuentran disponibles en nuestro medio, se ha considerado conveniente su inclusión ya que su implementación es perfectamente posible.

III.2. CLASIFICACIÓN GENERAL.

En el esquema (II-1), se muestra la clasificación general atendiendo al uso del material, a la forma de trabajo y al método de instalación, que se relacionan entre ellos.

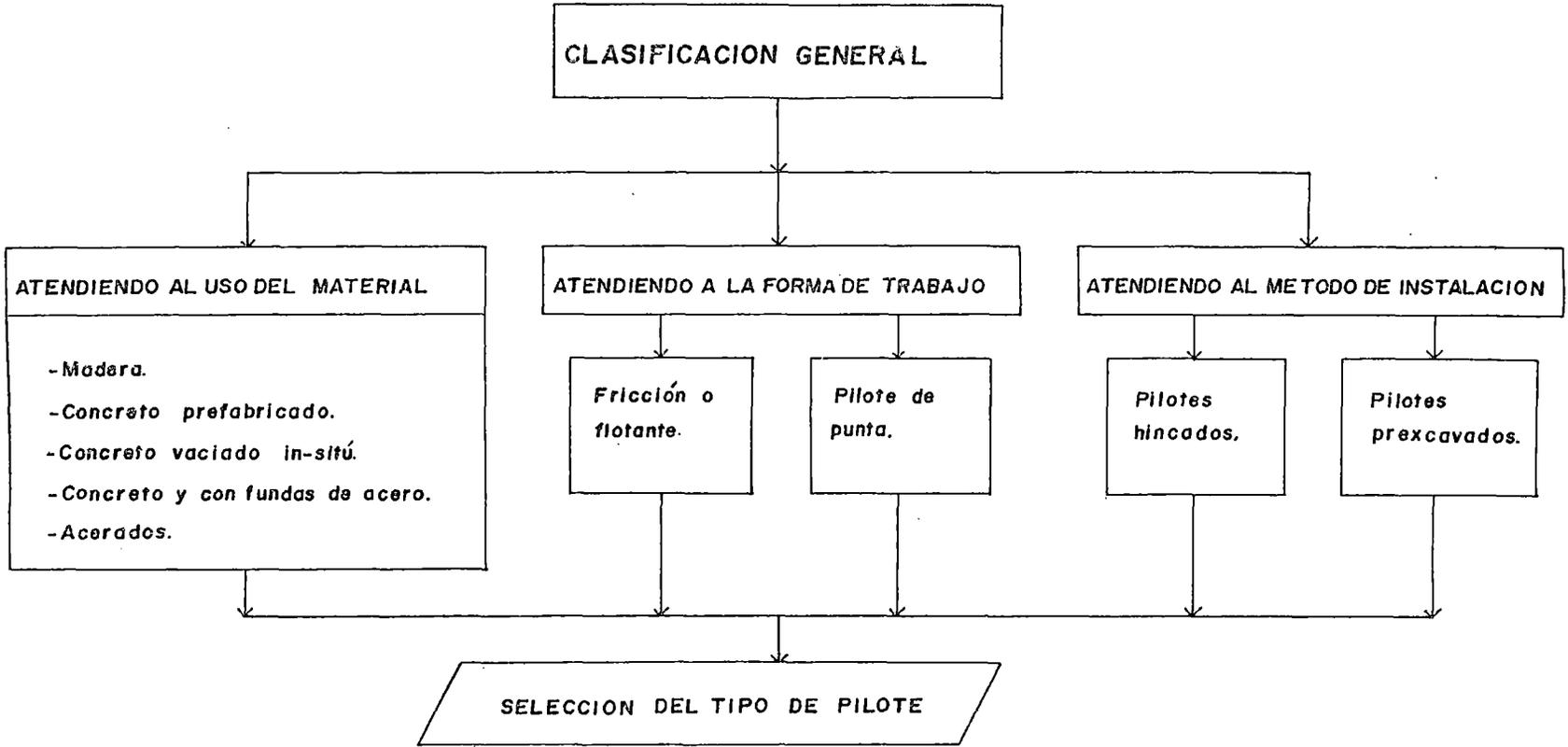
III.2.1. ATENDIENDO AL MATERIAL USADO.

El uso del material comúnmente es; utilizados la madera, concreto prefabricado, concreto vaciado "in- Situ", fundas de acero, perfiles de acero y posibles combinaciones de las anteriores.

III.2.2. ATENDIENDO SEGÚN LA FORMA DE TRABAJO.

Atendiendo a la forma de transferencia de carga se clasifican en pilotes de fricción y pilotes de punta, figuras (III-1) y (III-2).

- ◆ **Pilotes de fricción:** Los pilotes de fricción pueden subdividirse en dos categorías:
 - Pilotes de fricción en suelos de granos gruesos muy permeables: Estos pilotes transfieren al suelo con mayor parte de su carga por fricción lateral. La hinca en grupos, con una distancia pequeña entre pilotes, reduce grandemente la porosidad y la compresibilidad del suelo situado dentro y alrededor de los grupos. Por ello, los pilotes de esta categoría se denominan pilotes de compactación.



Esquema (III-1): Clasificación general de pilotes.

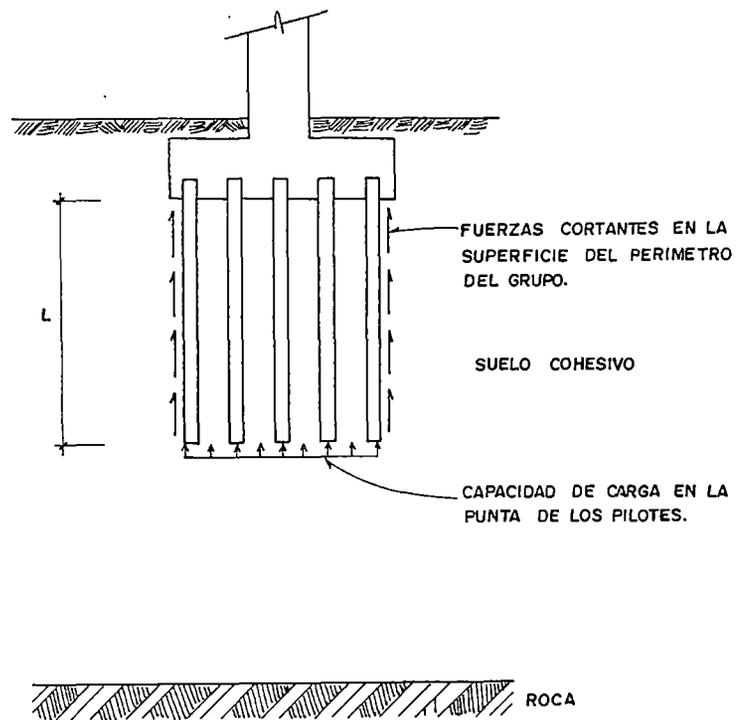


Fig.(III-1): Pilotes resistente por fricción

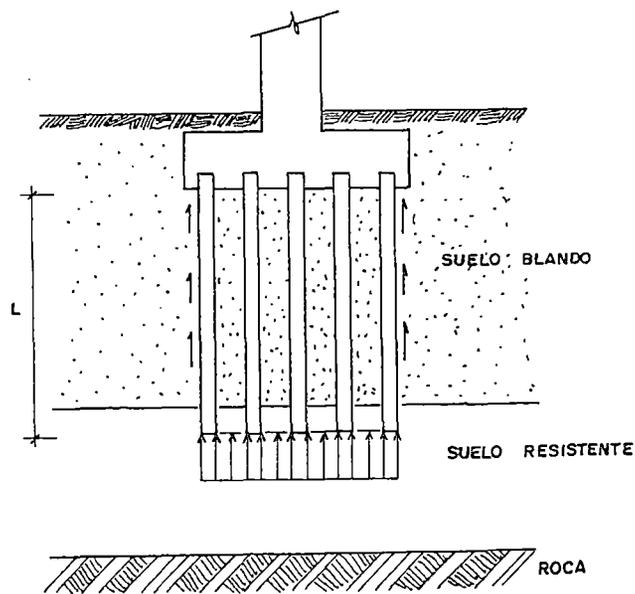


Fig.(III-2): Pilotes resistente por punta

- **Pilotes de fricción en suelos de granos finos de baja permeabilidad:** Estos pilotes transmiten su carga al suelo por fricción lateral, pero sin llegar a compactar el terreno en forma perceptible. Las fundaciones sobre pilotes de este tipo se denominan comúnmente fundaciones sobre pilotes flotantes.
- ◆ **Pilotes de punta:** Los pilotes de punta transmiten su carga a un estrato firme situado a una profundidad considerable por debajo de la base de la estructura.

III.2.3. ATENDIENDO AL METODO DE INSTALACIÓN.

Atendiendo al método de instalación se clasifican en dos grandes grupos: Pilotes Hincados y Pilotes Preexcavados.

En el grupo de los pilotes hincados encontramos los pilotes prefabricados y los pilotes hincados hormigonados "in-situ", en este grupo describiremos en forma somera para tener como referencia. En los pilotes preexcavados incidiremos con mayor amplitud, que se subdividen en pilotes preexcavados tipo convencional y pilotes no convencionales (grandes pilotes).

III.2.3.1. PILOTES HINCADOS.

La operación de instalación se realiza mediante el hincado del pilote en el suelo con golpes de un ariete, a su vez, en arenas el método de instalación por hincado puede ser combinado con inyección de agua (JETTING) para ayudar a la penetración del pilote.

1. **Pilotes Prefabricados:** Los pilotes prefabricados pueden ser: De madera, hormigón premoldeado, hormigón pretensado, acero con sección H y compuestos.

1.1 Pilotes de madera.

Cuando se utiliza pilotes de madera deben tomarse precauciones para evitar daños durante el hincado ya que se trata de un material relativamente débil para resistir impacto; el daño puede ocurrir tanto en la cabeza del pilote por efectos del impacto de martillo, como en la punta si es que se encuentra obstrucciones o se trata de pilotes de punta. Usualmente son poco adecuados como pilotes de punta, tabla (III-1).

1.2 Pilote de concreto Prefabricado (incluye pretensado).

Normalmente el diseño estructural está regido por los esfuerzos que se producirán durante la manipulación e izaje de los pilotes antes del hincado. Por esto, en la obra deben izarse en la forma especificada por el proyectista.

TIPO DE PILOTE	MADERA	CONCRETO PREFABRICADO (INCLUYE PRETENSADO)
Considerar para longitud	30 a 60pies	40 a 50pies para prefabricado. 60 a 100pies para pretensado.
Especificación de material	ASTM D25	ACI 318 para concreto. ASTM A15 para acero de refuerzo.
Esfuerzos máximos	Medido en el punto critico, 1200PSI para pino sureño y Abeto Douglas.	Prefabricado 33% de resistencia del concreto a 28 días. Pretensado $F_c = .33f_c + .27 F_{pe}$
Considerar para cargas de diseño	10 a 50Tn.	Diseñado específicamente para un amplio rango de cargas.
Desventajas	Difícil de empalmar. Vulnerable a dañarse en hincado duro, la punta puede ser protegida. Vulnerable a descomponerse a no ser que sea tratado, cuando los pilotes son sumergidos internamente.	A menos que sea pretensado, vulnerable al manipuleo. Relativamente alto porcentaje de roturas, especialmente cuando los pilotes son empalmados. Alto costo inicial. Considerable desplazamiento. Pretensado difícil de empalmar.
Ventajas	Costo inicial comparativamente bajo. Resistente a descomponerse cuando los pilotes están sumergidos. Fácil de manipular.	Alta capacidad de carga. Se puede conseguir resistencia a la corrosión. Hincado duro posible.
Comentarios	Muy apropiado para pilote de fricción en material granular.	Pilotes cilíndricos apropiados en particular para resistencia a la flexión. El rango de carga general es de 40 a 400Tn.

Tabla (III-1): Características de pilotes de madera y prefabricado de concreto.

Así mismo es necesario relacionar cuidadosamente el martillo que se utilice para el hincado, de manera que se sea suficiente para hincar el pilote hasta el rechazo requerido para desarrollar la carga de trabajo con que ha sido diseñado, pero al mismo tiempo que no sea excesivamente grande y produzca esfuerzos de hincado que pudiesen dañar estructuralmente al pilote.

Así mismo, debido a los esfuerzos de hincado, es necesario esperar que se desarrolle la resistencia del concreto, antes de proceder al hincado.

Los pilotes pretensados presentan ventajas en cuanto a su resistencia para soportar el izaje y el hincado.

2. Pilotes hincados hormigonados “in-situ”: Dentro de este grupo se encuentran una gran variedad de pilotes, conocidos como pilotes de desplazamiento a causa del desplazamiento que experimenta el suelo cuando los pilotes son hincados, roscados o introducidos por medio de un gato hidráulico en el terreno. Que dichos fundas pueden o no ser retirada.

En este grupo tenemos: Pilote Franki, Vibro, Simplex, Cementation horadados, Alpha, Western, Raymond, West, etc. Cada una de ellas patentada para su operación, describiremos las características del pilote Franki por encontrarse en nuestro medio.

◆ **Pilote Franki (inyectado a presión).**

Básicamente las fases de ejecución, son:

- Primero se hincan una pequeña longitud del tubo del pilote, luego se coloca un tapón de grava o de hormigón pobre en el fondo del tubo y se compacta con un sólido apisonador de acero, figura (III- 3a).
- A medida que el tapón de grava es hormigón va siendo apisonado se le va forzando el interior del suelo, permitiendo al mismo tiempo el descenso del tubo, figura (III-3b).
- La hincan prosigue hasta que se alcanza el estrato de apoyo, en cuyo momento se impide que el tubo prosiga hundiéndose y se golpea con un martinete el tapón de hormigón para que salga del tubo y forme una especie de bulbo, figura (III -3c).
- Se introduce entonces una jaula de refuerzo en el interior del tubo y agregar hormigón al pilote. Al mismo tiempo que el hormigón se va colocando y apisonando se procede a la recuperación del tubo, figura (III-3d).

Características:

- Longitud a considerar: 10 -60 pies.
- Especificación del material: Código ACI 318.
- Esfuerzos máximos: 33% de la resistencia del concreto a los 28 días. 9,000 PSI para el forro tubular si el espesor es mayor que 1/8 de pulg.
- Cargas de diseño: 60 - 120 Tn.

- Desventajas : El bulbo no puede ser hecho en arcilla o cuando se encuentran puntos duros en el suelo penetrado. Cuando se atraviesan estratos de arcilla para alcanzar material apropiado, se requieren precauciones especiales para las fuentes si van en grupo.
- Ventajas: El extremo ensanchado posee una resistencia mas elevada que el pilote convencional de lados rectos. Alta capacidad de tracción si se refuerza adecuadamente. Elevada energía de hincado disponible para atravesar obstrucciones.
- Muy apropiado para suelos granulares donde la capacidad de carga se alcanza por medio de compactación alrededor del bulbo.

Las dimensiones del bulbo varían según la naturaleza del terreno. En terrenos muy comprensibles, el bulbo puede obtener hasta 1m³ de hormigón.

En caso de pilotes Franki inclinadas, la inclinación puede llegar hasta 25 grados y deben ser armados en toda la longitud a fin de poder absorber los esfuerzos oblicuos a los que están sometidos.

Se puede realizar cálculos aproximados de la capacidad de los pilotes Franki, utilizando métodos estáticos y suponiendo un diámetro determinado para el bulbo.

TIPO	DIAMETRO NOMINAL (mm)	CARGA DE TRABAJO (Tn.)
Ligero	350 a 375	40
Medio	400 a 450	60
Solido	500 a 550	90
Muy solido	550 a 625	130

Tabla (III-2): Cargas de trabajo respecto al diámetro.

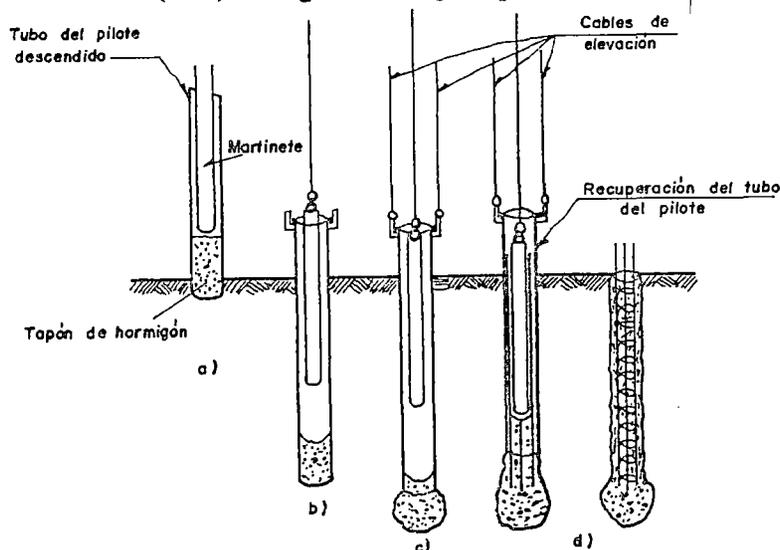


Fig. (III-3): Fases en la formación de un pilote Franki.

III.2.3.2.- PILOTES PREXCAVADOS HORMIGONADOS "IN - SITU"

En este grupo de pilotes preexcavados, arbitrariamente se ha subdividido en dos grupos: Pilotes Preexcavados tipo convencional, aquellos pilotes cuyo diámetro están, entre 0.35 a 0.70m y Pilotes Preexcavados no convencionales de gran diámetro de 0.8 a 2.40m, en edificaciones es conocido también como lumbreras.

En la instalación de este tipo de pilote primeramente se requiere de un proceso como hacer un agujero en el suelo mediante la utilización de técnicas manuales y mecánicas; equipos como: Barrenas de cuchara, el balde perforador, la máquina Benoto o la cuchara giratoria que efectúa excavaciones de más de 1m de diámetro hasta profundidades de 30m, etc. Una vez perforado el agujero se procede a colocar las armaduras, si tubieran y luego se vierte el concreto.

Los pilotes pueden construirse sin funda permanente o con él; los primeros se usan donde no se derrumba o cierre la excavación previa que se haga para la construcción del pilote, en donde el agua no anega a la misma y donde no se perjudique a un pilote recién construido al efectuar las excavaciones para los pilotes vecinos.

Este tipo de pilotes tiene la ventaja de no precisar espacio de almacenaje, ni equipo para su manejo; además, no están sujetas a daños por maniobras de manejo o por hincado.

Los distintos tipos de pilotes preexcavados pueden diferenciarse entre ellos por el sistema de compactación del concreto, y de trabajo. En este grupo hay una gran variedad de pilotes hormigonados en el lugar la mayor parte sujetos a su propia patente. A continuación describiremos brevemente los tipos más comunes.

1. Pilotes Preexcavados del tipo convencional.

1.1 Pilotes preexcavados de casco hincado: Se usan tubos de entibación generalmente para la excavación, en suelos ligeramente blandos y la presencia de agua subterránea, tenemos los siguientes:

◆ Pilotes tubulares de acero perforados, fig. (III-4).

Este tipo de pilote, es útil cuando presentan dificultades en el hincado de pilotes de desplazamiento a centros cercanos a través de suelo arcilloso.

La ventaja de estos pilotes es cuando se trabaja con un suelo blando que se desplace lateralmente durante la hinca de un pilote, perjudicando a otros previamente hincados; también lo son cuando existe un gran número de pilotes

muy próximos, con lo que se presenta el peligro de levantar y desplazar a un pilote ya colocado con el hincado de otro vecino.

Básicamente, estos pilotes se construyen siguiendo los lineamientos que se describen a continuación:

- Se hince dentro del terreno una sección tubular de acero de extremo abierto con arreglo de trampa, con punta biselada.
- Se extrae el tubo con el material que se quedó en su interior. El material se vacía elevando el tubo y colocando un mandril fijo en su extremo superior que impida que el material suba con el tubo. Los contenidos se vacían mediante una trampa en el fondo, la tierra puede ser retirada mediante aire comprimido, "JETS" de agua, o percusiones, si es que no cae por gravedad.
- Nuevamente se procede a introducir el cilindro con el mandril hasta alcanzar el nivel deseado.
- Se retira el mandril y se lleva el cilindro de concreto.
- El cilindro puede ser recuperado, presionando el mandril sobre el concreto y se extrae el tubo.

◆ **Pilotes Prestcore, fig. (III-5).**

Este tipo de pilote de núcleo premoldeado, tiene importancia esencialmente en la operación, construcción del agujero bajo el método de barrena de pozo. Son adecuados cuando el espacio libre vertical es limitado o debe evitarse la vibración. Son fácilmente instalados en terreno cargado de agua.

Básicamente el método constructivo es:

- Una envolvente de acero es hundida mediante métodos de barrena de pozo (a).
- Una pequeña carga de concreto es colocada en el fondo de la envolvente (b).
- Se baja dentro del agujero un pilote de secciones premoldeado de concreto ensamblados en un tubo central de acero (c).
- La envoltura se retira mediante gatos contra la presión hacia abajo sobre las secciones de concreto (d).
- Durante el retiro de la envoltura, el pilote es lechadeado de cemento bajo presión para expeler el agua del subsuelo, de manera que el pilote quede encerrado por una capa gruesa de cemento, que también son proporcionados varillas de refuerzo si fuera necesario (e).
- Diámetros disponibles son de 35, 45 y 65 cm.; con su correspondiente cargas de seguridad recomendadas de 40 , 60 y 150 Tn.
- Profundidades que se han empleado hasta 27 m, Las varillas de refuerzo son 1.25 a 2.5 cm. de diámetro, y de clasifican 4,5 ó 6 varillas.

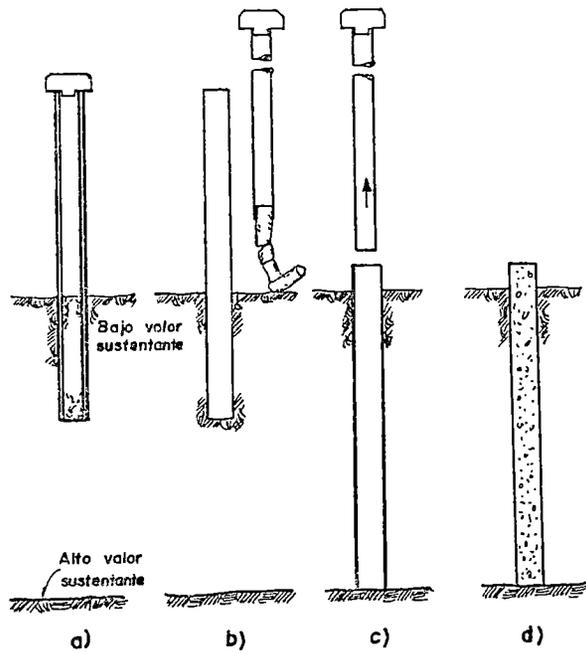


Fig. (III-4): Pilote tubular de acero perforado

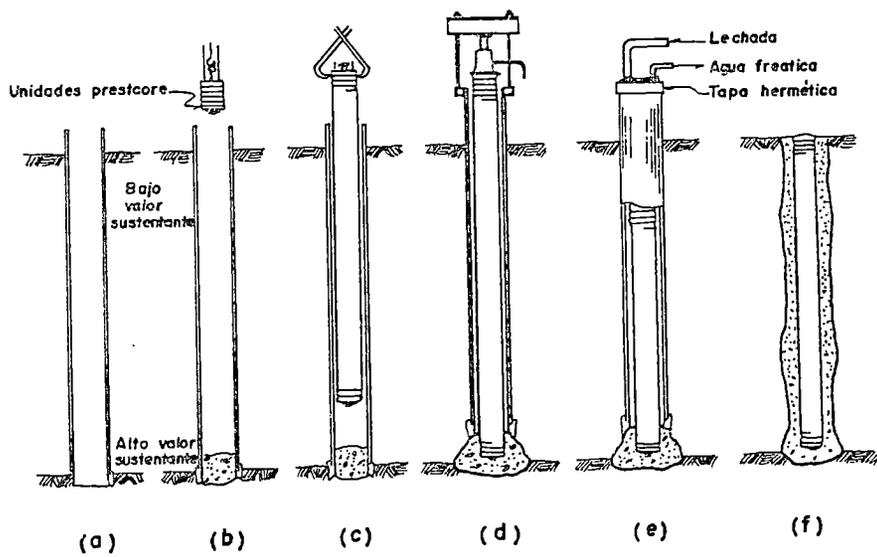


Fig. (III-5): Pilote prestcore

◆ **Pilote Frote, fig. (III-6).**

Básicamente las fases de ejecución, son:

- Primeramente se procede a la perforación de un pozo en el suelo con la ayuda de instrumentos de perforación apropiados como taladros, sondas rotativas, cucharas de extracción y simultáneamente a la perforación, se procede al entubado del mismo introduciendo elementos metálicos roscados uno con otros para alcanzar el terreno adecuado.
- Terminadas las operaciones de perforación y entubado se introducen las armaduras metálicas.
- Se introduce el hormigón con la ayuda de un cubilote con válvulas que impidan el lavado.
- Se cierra la parte superior del tubo roscándole una tapa hermética, que está atravesada por el tubo de aire comprimido.
- Obtenida la compactación con el aire comprimido, se desenrosca la tapa y se introduce una nueva cantidad de concreto, que se compacta neumáticamente al tiempo que se extrae el primer elemento de tubo.
- Así sucesivamente se repite el procedimiento hasta terminar el vaciado del concreto.

◆ **Pilote Rodio.**

Este tipo de pilote fue utilizado por la G. Rodio.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- Se perfora el suelo con una sonda y se introduce, por rotación en la perforación, los elementos de tubo metálicos de 35 a 45 cm de diámetro para llegar al nivel deseado.
- Se introduce la armadura metálica y se procede a vaciar el concreto con la ayuda de una cuchara especial; cuando la cuchara llega al fondo, se abre la válvula y sale el concreto de forma que evite su lavado por el agua subterránea, se extrae progresivamente el tubo y se compacta el hormigón por aire comprimido.
- En cierta circunstancia, la compactación del concreto y la extracción de tubo metálico se hace por medio de agua a presión, el sistema operativo es análogo al del aire comprimido.

◆ **Pilote Forum, fig. (III-7).**

Es un pilote moldeado en el suelo con tubo recuperable. La excavación es muy semejante a los pilotes Franki por la extracción de saca muestras.

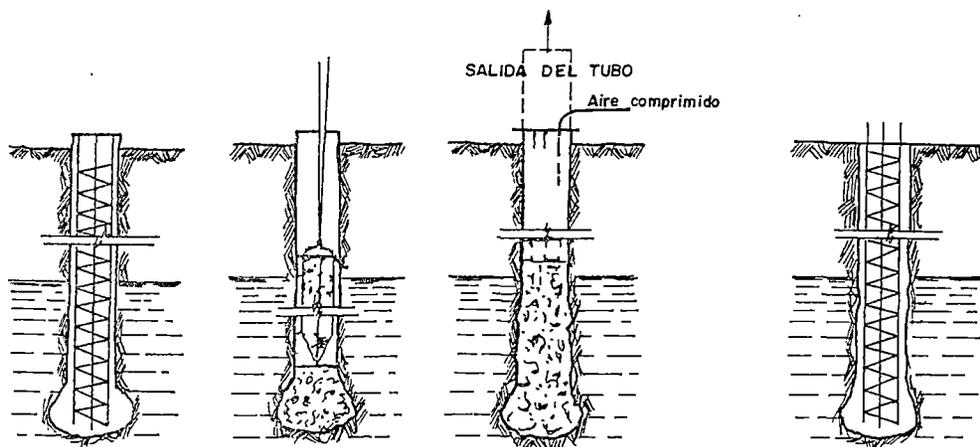


Fig. (III-6): Procedimiento de ejecución de un pilote perforado " Froté ".

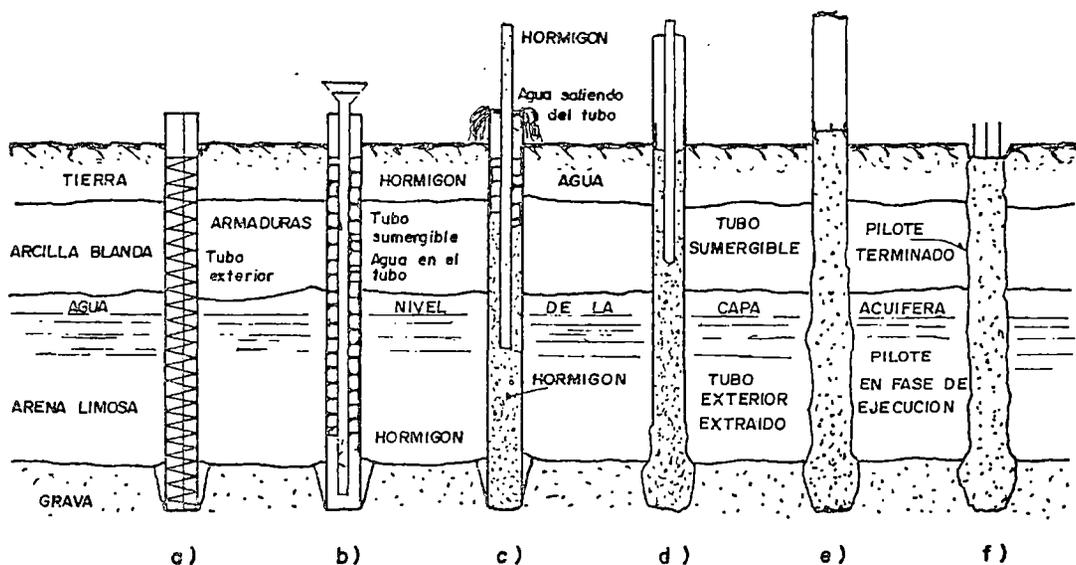


Fig.(III-7): Fosés de ejecución de un pilote Fosé.

Según la naturaleza del terreno, se emplean útiles de perforación tales como las cucharas y los taladros para suelos coherentes, campanas con válvulas para los terrenos pulverulentos o acuíferos.

El hormigonado se ejecuta de forma normal; seguido de una compactación del concreto con un pisón de 500 a 1000 Kg.

En caso de hormigonado bajo el agua, se introduce un "tubo sumergible" de 15cm de diámetro, cuya extremidad superior está provista de una embudo; con este embudo, el hormigonado se realiza sin peligro de lavado.

El tubo metálico, así como en tubo sumergible, se retira a continuación paulatinamente.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- Una vez terminado de excavar el pozo. El tubo exterior está situado verticalmente en el pozo, luego es introducido la armadura (a).
- Se introduce el tubo sumergible y se inicia la puesta en obra del concreto (b).
- Se prosigue la puesta en obra del concreto. El concreto sube entre los dos tubos expulsando el agua (c).
- El tubo exterior se extrae aproximadamente 1.50 m. El concreto se extiende por la cavidad formada en la base y su volumen es elevado progresivamente con la ayuda del tubo sumergible (d).
- Continúa la extracción del tubo exterior. Una vez terminada su misión se extrae el tubo sumergible (e).
- Pilote Forum terminado (f).

1.2. Pilotes Preexcavados no encerrados: En este grupo hacen el uso de productos químicos como silicato de sodio o la Bentonita para la excavación del agujero.

◆ **Pilotes Barrenados.**

Los pilotes barrenados se forman mediante el barrenado de agujeros y el llenado de estos de concreto. Los diámetros que se recomiendan son de 40 a 70 cm. La carga puede ser soportada por fricción y apoyo, según se obtenga mayor firmeza. Las longitudes son ilimitadas pero generalmente abarcan de 12 a 15m y hasta 30m Pueden ser inclinadas de 10 a 45 grados, soportan cargas de 50 a 150 Tn.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- **Perforación:** En suelos cohesivos son fácilmente barrenados o utilizando taladro de tipo cubeta.
Los materiales granulares no cohesivos son perforados por: Barrenas o taladros del tipo cubeta con la asistencia de un elemento cementante, tal como el agua (Acción capilar), lechada Bentonita, o productos químicos (silicato de sodio).

Barrena rotativas, empleando barro de taladro o agua, lavando los cortes mediante circulación o mediante el insertado de una envolvente de acero, que cae por su propio peso, luego retirado el fluido de perforación. Se puede añadir Bentonita al fluido de perforado de forma que puede ser retirada por una barrena.

- **Acampanado:** Después de barrenar la parte central del pilote, una cubeta de acampanado puede agrandar el fondo del eje. Cuando la cubeta golpea el fondo del eje, el peso del bastago del eje fuerza, la abertura de los brazos de corte de la cubeta, se forma una campana y la cubeta se llena de tierra a vaciar. Al levantar la cubeta los brazos se retractan para permitir el retiro de la cubeta y la retención del suelo.

Para campanas grandes o en terreno movedizo, se puede insertar una envolvente de fuerte ajuste a la profundidad del tope de campana. Luego hincadas las barras de acero o tablillas de roble como revestimiento espaciados de 15 a 30cm sobre centros. Al proseguir la excavación manual. Se insertan detrás del revestimiento hojas de fibra prensada y empaques. Bajo condiciones secas. El encampanado sobre arcillas no presentan complicaciones, pero se puede requerir de revestimiento en arenas.

Bajo condiciones húmedas, la campana puede hacerse mediante:

- El bajado de la lámina acuífera, a base, de pozos profundos y bombeo.
 - La consolidación del terreno que rodea la campana, a base, de inyecciones químicas.
 - Drenado mediante el socavado y bombeo, empleando revestimiento y soportes donde sea necesaria.
- **Envolventes:** Los cascos de acero, diseñados para problemas específicos, son empleados para evitar el derrumbe de las paredes del eje que pueda reducir la capacidad friccional del pilote. También, las envolventes empleadas cuando son necesarias evitan que las paredes de materiales suaves cohesivos tiendan a cerrarse provocando que sedimentos o arenas entren en el eje. La pérdida resultante del terreno puede causar un serio asentimiento.

Las envolturas de acero para ejes son utilizados donde sean necesarios para cerrar el paso al agua, mantener al suelo inestable fuera del agujero, o para proteger cavadoras e inspectores. Las envolventes son retirados antes de fraguar o durante el fraguado en terreno inestable. Mediante la colocación de una carga de concreto en el fondo limpio del eje, levantando la envolvente cercana al tope de concreto, luego repitiendo, el suelo y el agua pueden mantenerse fuera del eje y ser asegurado un soporte firme con un eje no roto.

- **Armado:** Los pilotes pueden ser armados o reforzados mediante jaulas o entramados que van insertados en los ejes con anterioridad al hormigonado del concreto.

Compañías líderes en la instalación de estas cimentaciones barrenadas se encuentran: La Case Foundation Co, La Bello Bottom Foundation Co, La George F. Casey Co.

◆ **Pilotes barrenados Franki, fig. (III-8).**

Estos pilotes se utilizan en arcilla, donde los pilotes no pueden ser hincados por compresión, sino por extracción de muestra del terreno.

La ejecución de estos pilotes preexcavados se efectúa por medio de un martinete Franki ordinario y de una campana formada por dos mandíbulas semicilíndricas.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- Se hinca una envolvente de acero en dos secciones semicirculares hasta quedar totalmente llena de tierra.
- El martinete y la sección extendida circular que mantiene las quijadas cerradas son izados por arriba del nivel de terreno.
- Las mandíbulas o quijadas son abiertas y la tierra cae hacia afuera que son depositadas en un camión.
- El martinete y sección extendida circular son, bajadas sobre las mandíbulas para cerrarlas y el ensamblaje es hincado en el suelo hasta encontrar la longitud deseada del pilote.

◆ **Pilotes Horadados Cementation.**

Estos pilotes son instalados por la Compañía Británica The Cementation Co Ltd.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- El agujero es horadado de parte en parte y se forma donde sea necesario con tubos envolventes de junta herméticas. La punta es generalmente acuñada en estratos duros. Se coloca el acero de refuerzo y el concreto se apisona en pequeñas cargas con un martillo pesado de caída libre durante la extracción de la envolvente.
- Se hace uso de un tubo para el inyectado del concreto. Un tapón embudo de concreto se puede utilizar para sellar el fondo para desaguar, el concreto también puede ser colocado a través de una cubeta de fondo de descarga.
- La inclinación puede ser hasta de 25 grados, los diámetros normales son de 37.5, 42.5, 47.5 y 60cm, y las capacidades promedio de cargas son de 30 a 40,40 a 50, 50 a 65 y 90 a 110 toneladas respectivamente.

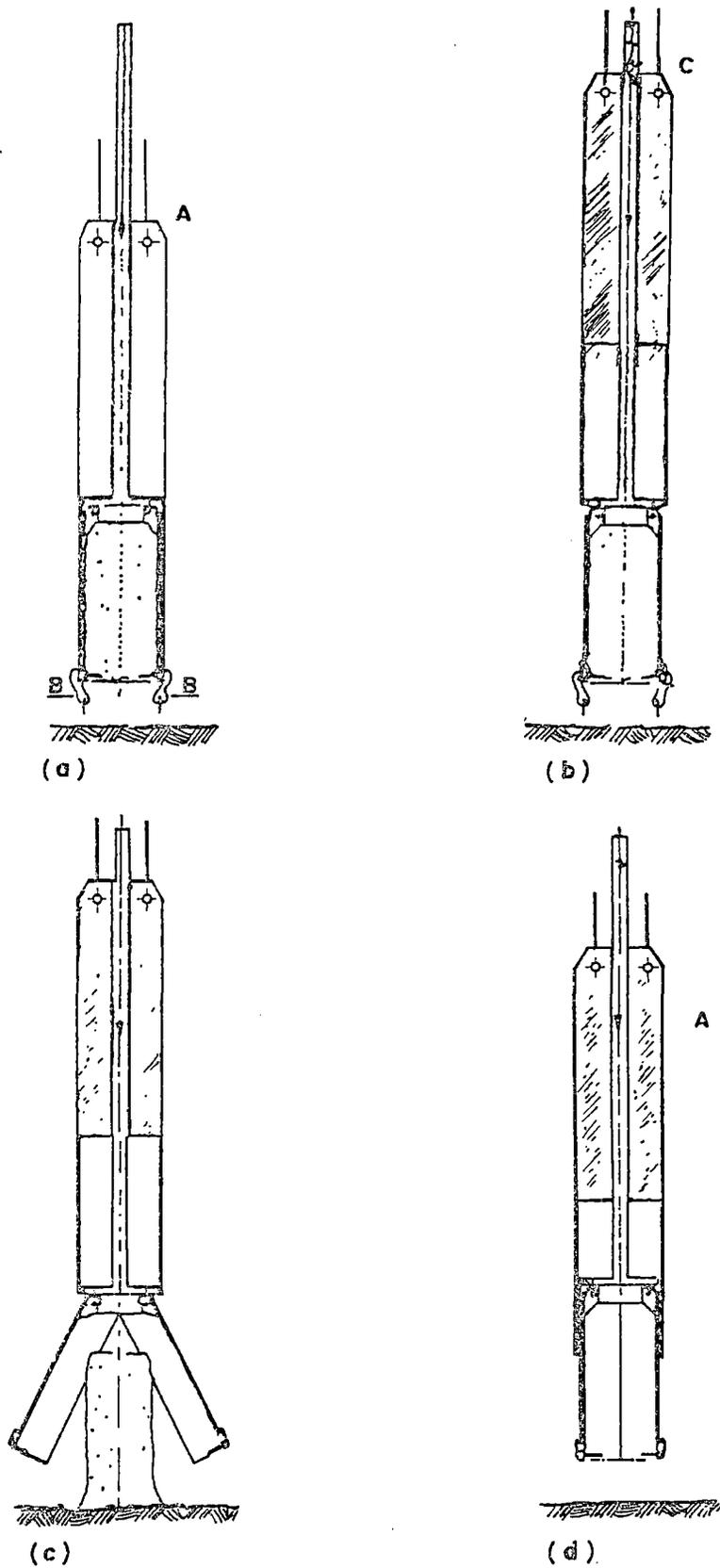


Fig. (III-8): Pilote barrenado Franki

2. Pilotes Preexcavados no Convencionales (gran diámetro).

Dentro de este grupo describiremos los pilotes Caisson (pozos indios), pilote excavado VSL (balde perforador) y otros; porque de alguna manera presentan las características de los pilotes preexcavados. La palabra CAISSON es de origen Francés y significa “caja grande” o “cajón”. Estos cajones se utilizan con frecuencia como subestructuras para pilares de puentes.

Cuando se aplica a cimentaciones de edificios, los cajones, también llamados lumbreras perforadas, casi siempre son circulares con diámetros mínimo de 70 cm; los diámetros pueden llegar a 1.80 m o ser todavía mayores. Estos pilotes se estudiarán en esta sección; los cajones de tipo puente no se considerarán.

Los pilotes no convencionales también de la misma manera se pueden construir con moldes o casquillos permanentes o retirables. Cuando se excavan hasta la roca dura, suelen ser de diámetro constante. Cuando deban apoyarse en el suelo o las rocas blandas, se acampanan sobre el estrato de apoyo para proporcionar una zona adecuada de apoyo y una presión de carga.

Cuando la condiciones de los suelos son favorables, las cimentaciones con pilotes no convencionales suelen resultar económicas.

La instalación de cimentaciones en pilotes preexcavados no convencionales, puede ser arriesgadas, es esencial un análisis a fondo de las condiciones del agua y los suelos. También del estrato de apoyo. Es posible que haya problemas y el tipo que se escoja debe poder adaptarse para resolverlos.

2.1 Pilotes preexcavados no convencionales con envolvente.

◆ Pilote Caisson Gow, fig. (III-9).

Son pilotes instalados bajo la forma Gow -División de la Raymond Pile co.

Estos pilotes son inútiles en el esparcimiento o repartición de cargas pesadas sobre el estrato de apoyo seleccionado. La repartición también permitirá que la carga sea soportada sobre un estrato firme bastante delgado encima de estrato más pobre, para obtener el valor de su habilidad distributiva de carga, siempre y cuando los asentamientos esperados a partir del estrato más suave subyacente se encuentren dentro de los límites permisibles. Como las envolventes son instalados en secciones cortas, pueden colocarse en espacios libres verticales limitados y pueden emplearse para sub horquillados.

Solamente se puede utilizar cuando el estrato de fondo es lo bastante firme y libre de agua freática para permitir a una hombre excavar sin dificultad la campana.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- En principio se excava un pozo poco profundo (a).
- El tope de la envoltura cilíndrica se hinca dentro de este pozo, y el suelo del interior se excava con la máquina Gow (b).
- Un segundo cilindro de aproximadamente 5 cm menor, en diámetro que el primero, se coloca en su interior y se hinca hacia abajo, y el suelo en el interior se excava. Este proceso se repite hasta que el Caisson alcanza profundidad completa, siendo el cilindro más bajo de diámetro especificado para el eje. El cilindro más bajo es hincado dentro del estrato de apoyo final para llenarse (c).
- Cuando es necesario incrementar el área de soporte. El suelo debajo del cilindro de fondo es encampanado manualmente (d).
- La sección interior se llena de concreto, y cilindro más bajo se retira de los superiores (e).
- Este proceso es repetido hasta que se ha completado el eje y todos los cilindros se retiran.

La excavación del eje puede realizar mecánicamente, el uso de una máquina cavadora (máquina rotativa Gow - máquina Hunt), similar a una cavadora de grandes postes.

Se utiliza mecánicamente en suelos que permanezcan estables por periodos bastante largos, pero puede llegar a considerables profundidades. La ventaja, que no requiere de equipos pesados para instalar los pilotes Gow. Las envolturas son de secciones 2.40 a 3.60 m, variando los diámetros para carga en especial.

◆ **Pilote Presscrete, fig. (III-10).**

Son controlados por la firma The Presscrete Co. (Nueva York).

Estos pilotes pueden ser instalados en espacio muy limitado aun en estructuras existentes y dentro de sótanos donde solo hay espacio vertical libre bajo, ya que no se necesita equipo estorboso. La instalación de estos pilotes es silenciosa, y también se lleva a efecto sin vibración o alteraciones del terreno adyacente a las estructuras existentes.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- Se hunde una envoltura seccional de acero en el terreno, a base, de métodos simples de hundimientos de pozos poco profundos, o mediante "Jets", gateos u otros medios. Esta envoltura, que se retira gradualmente mediante contrapresión al progresar el trabajo del concreto, esta cerrada en el tope,

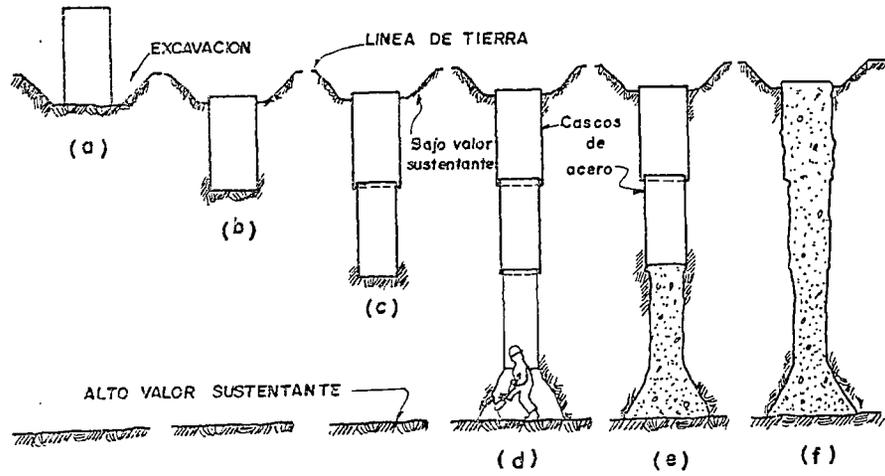


Fig. (III-9) : Pilote Caisson - Gow

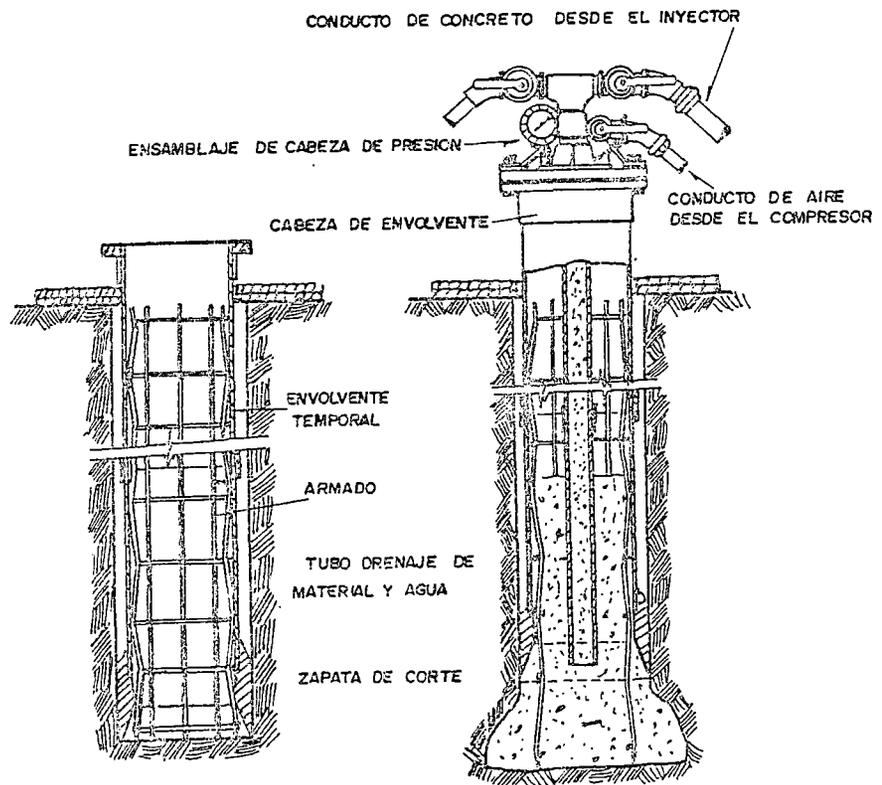


Fig. (III-10): Pilote Presscrete

mediante una cabeza hermética, que tiene las conexiones necesarias para los tubos de aire y concreto, así como calibradores de presión.

- El concreto es inyectado a través de una línea alimentadora hasta el fondo de la envolvente una vez que haya expelido el agua freática mediante presión de aire. La envolvente es retirada gradualmente al progresar el fraguado. La presión provoca que el concreto se expanda dentro del espacio libre anular con tal fuerza que se formen abultamientos irregulares, donde quiera que la presión exceda la resistencia del terreno. Esto proporciona una presión uniforme de contacto con el suelo e incrementa la capacidad de soporte.

En este tipo solamente se han instalado hasta de 90cm de diámetro y 30m de largos, prácticamente no existe un límite de longitud.

Pueden ser instalados en una forma inclinada u horizontalmente. Su instalación, son colocadas en arenas movedizas, arcillas suaves, tierra turbosa y otros difíciles estratos de terreno, y muchos han sido edificados en aguas profundas de afluencia, a partir de plataformas flotantes sobre los cuales se soportaron los materiales de construcción y el equipo ligero flexible. El cálculo de la resistencia friccional puede ser determinada a partir de la presión de aire empleada.

◆ **Pilote Benoto.**

El procedimiento "Benoto" para la ejecución de los pilotes perforados difiere mucho del método clásico. Son controlados por la "Sociedad Benoto - Francia". Utiliza la cuchara trépano (Hammer -Grab) y el movimiento de vaivén de la máquina entubadora.

- **Cuchara trepano Hammer -Grab: Partes y función.**
- Es un equipo moderno de perforación concebido para desplazar a los "taladros" y las "campanas con válvula", construido para cavar en el terreno, vaciar y recoger los productos de la excavación y evacuarlos, trabaja como "trépano y como "cuchara", es una cuchara trépano en la que en principio es el de una cuchara prensil.
- El Hammer Grab tiene un cuerpo cilíndrico y macizo, de peso entre 1 y 3Tn, según el diámetro del pozo a perforar. Tiene la forma de un cilindro de gruesas paredes terminado en su parte superior por un dispositivo de cierre y de abertura formando la culata del cilindro sobre la que esta fijada la cabeza de lengüetas que se une a la corona de descarga cuando es necesario evacuar los productos de excavación.
- La parte inferior termina por palas de acero especial formando coquillas, los cuales pueden bloquearse. Las coquillas se escogen en función de la naturaleza del terreno a atravesar y del diámetro de la perforación.

- En el interior existe un émbolo cuya parte inferior móvil forma pistón y sirve para la articulación y mando de las palas.
- El Hammer -Grab, es monocable y trabaja en caída libre y, gracias a su peso elevado, las coquillas se hunden profundamente en el suelo y las palas se cierran; cuando se eleva el Hammer - Grab, los productos de la excavación son extraídos a la superficie.
- **Movimiento de vaivén de la entubadora: Partes y función.**
 - La entubadora es una máquina que facilita el hundimiento de los tubos de encofrado gracias a un movimiento continuo, de vaivén, que reduce al mínimo la resistencia debida al rozamiento del tubo y a la presión de la tierra sobre él.
 - El movimiento de vaivén, movimiento continuo en los dos sentidos, vertical y lateral, presenta un fenómeno; los rozamientos en los dos sentidos no se suman sino que prácticamente se anulan.
 - Se utilizan tubos, para sostener el terreno durante la perforación. El tubo de encofrado se hinca o se extrae del suelo gracias al movimiento de vaivén.
 - La sección cortante situada en la base, prepara y ayuda el trabajo del Hammer-Grab, en los terrenos duros o compactos.
 - En los terrenos blandos y desmoronables, el tubo se hinca por delante del Hammer-Grab y preserva la estabilidad de los estratos atravesados.
 - La corona que transmite el movimiento de vaivén al tubo se embraga o se desembraga mediante un gato hidráulico.
 - El movimiento de vaivén disminuye, el rozamiento del tubo con el terreno y el rozamiento del concreto en el tubo después del hormigonado de los pilotes.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- El Hammer-Grab en el interior del tubo cae en caída libre; penetra en el suelo, las coquillas agarran el terreno, se cierran y los productos de la excavación se sacan a la superficie.
- Durante el hormigonado y la recuperación del tubo, el movimiento de vaivén continúa. Al mismo tiempo, el tubo se manobra de arriba a abajo y de abajo a arriba, compactando así el concreto.

La experiencia ha demostrado que, gracias al movimiento de vaivén combinado con una presión vertical, la columna de concreto fresco está constantemente reamasada y compactada, asegurando así una gran presión contra el terreno y un concreto de excelente calidad.

El concreto así compactado mecánicamente y bajo la gran presión estática, se introduce en las cavidades de las paredes del pozo y asegura una adhesión total entre el pilote y el terreno.

No es de temer ninguna rotura o estrangulamiento de la columna. En la parte superior, el concreto del pilote es únicamente comprimido por la presión estática, que es suficiente para obtener un concreto compactado.

Los pilotes “ Benoto” así ejecutados tiene un gran razonamiento lateral, que aumenta considerablemente su capacidad portante. Se pueden hacer pilotes inclinados 10 a 15 % con la vertical.

◆ **Pilote Chicago, fig. (III-11).**

El pilote Chicago es una variante del pilote Benoto donde solo puede aplicarse en terrenos secos o en que las filtraciones sean muy pequeñas.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- La excavación del material se realiza manualmente o con maquinaria como la cuchara de almeja, este procedimiento se hace en etapas hasta una profundidad del orden de 1 a 2m, según su consistencia del suelo.
- La excavación se cubre con largueros verticales de madera, que se mantienen con anillos de acero; luego continuar después la excavación, repitiendo operaciones de adenado en cada tramo.
- Al alcanzar el nivel de apoyo, puede ampliarse la base, para poder mejorar el poder portante del elemento si es necesario.
- El agujero así producido, luego se rellena de concreto.

Los pilotes de Chicago son secciones circulares de concreto, que por mayor diámetro (superior generalmente a 2.40m) se construyen con huecos. Las secciones pueden variar de 42,44,46,48 pulg. de diámetro.

◆ **Pilote Franki de Gran Diámetro, fig. (III-12).**

Los pilotes perforados de gran diámetro con huecos, son instalados, por la firma Franki Pile Company, tanto en Europa y EE.UU.

Estos pilotes se pueden construir con moldes o cosquillas permanentes o retirables, cuando se excavan hasta roca, suelen ser de diámetro constante. Cuando deban apoyarse en el suelo o las rocas blandas, se acampanan sobre el estrato de apoyo para proporcionar una zona adecuada de apoyo y una buena presión de carga.

El procedimiento de construcción consiste en colocar sobre el terreno el elemento, excavado en su interior con una cuchara de almeja para retirar el material; el cilindro va descendiendo a medida que se retira el material bajo él, hasta llegar al estrato deseado.

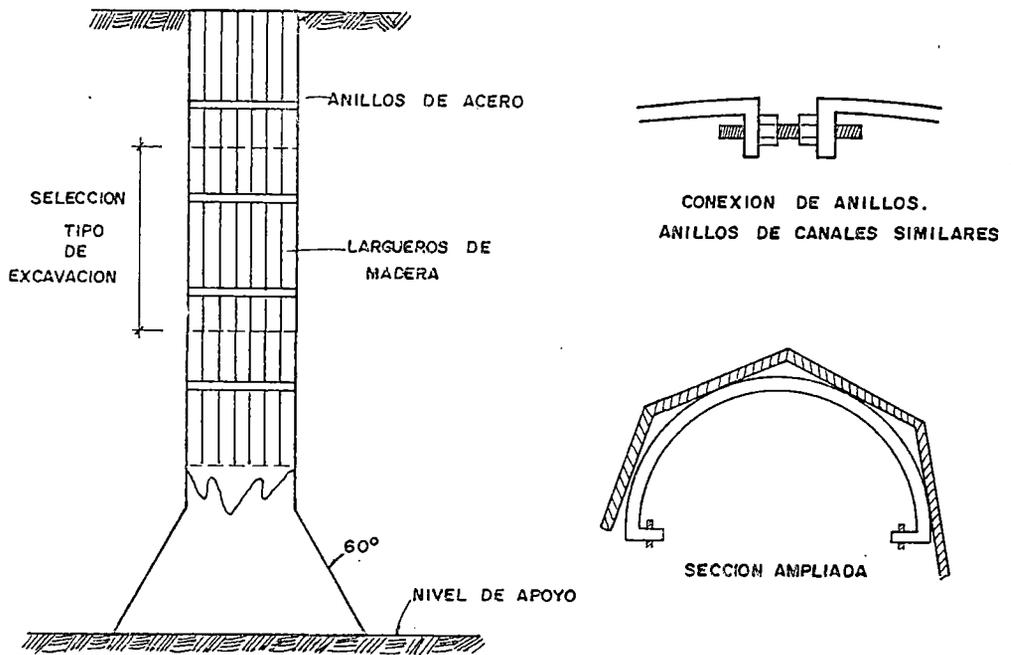


Fig. (III - II). Pilote Chicago

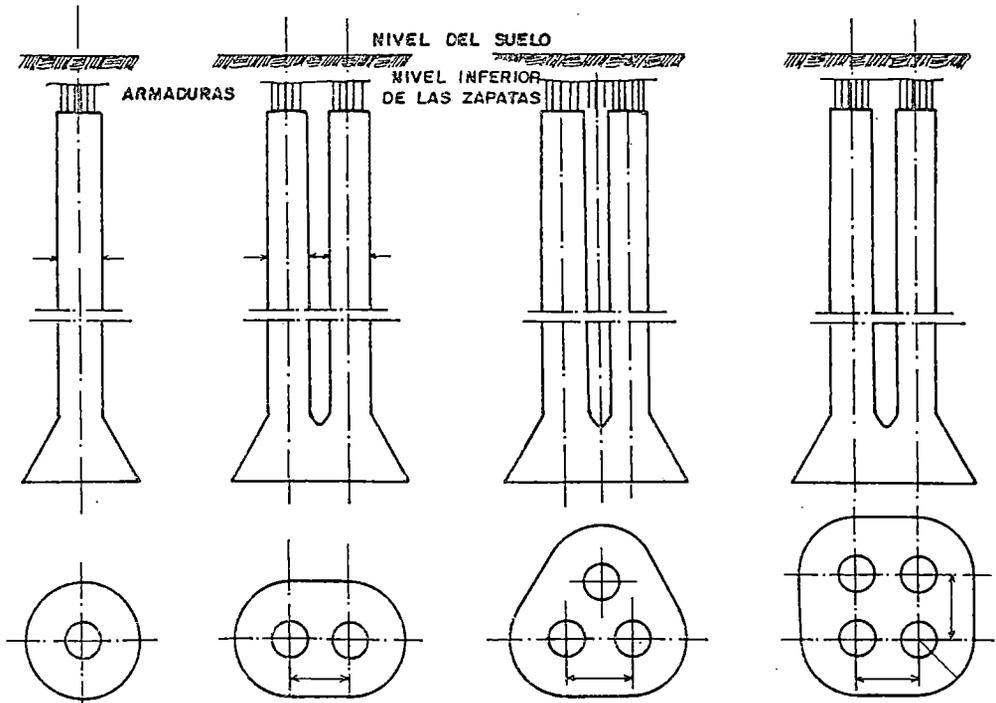


Fig. (III - 12): Pilotes Franki de gran diametro.

2.2. Pilotes Preexcavados no Convencional sin Envolvente.

◆ Pilotes Caissons Barrenados (pozos indios).

El procedimiento de instalación de los Caissons Barrenados tiene las mismas descripciones hechas en los pilotes barrenados, principalmente en la perforación del agujero, que estos fluctúan de 60cms a 3m de diámetro y soportan la carga mediante apoyo de extremo (suelo firme).

El acampanado mecánico en el fondo llega hasta 3.60m de diámetro, o el acampanado manual hasta 9m de diámetro, se pueden utilizar para obtener grandes capacidades de apoyo sobre un estrato firme. Alcanzan longitudes hasta 45m. Las cargas solamente son limitadas por la capacidad del terreno y son grandes.

Los pilotes donde reciben cargas ligeras (casas, columnas en edificios de pocas plantas), no se emplean armaduras excepto unas barras que se colocan en la parte superior de los pilotes para unir estos al refuerzo de los traveseros o de las vigas de encepado. El refuerzo se requiere únicamente si los pilotes han de resistir momentos flectores o fuerzas laterales.

Los pozos indios pueden ser colocados en localizaciones alternadas, y caissons intermedios hincados antes de endurecerse demasiado el concreto para formar una cimentación sólida de muro de corte.

◆ Pilote excavado VSL: Balde Perforador.

El método de instalación de los pilotes excavados VSL, figura (III-13), tiene una característica particular para construir el agujero, se utiliza de un balde giratorio, figura (III-14), que va montado en una grúa; para extraer los materiales.

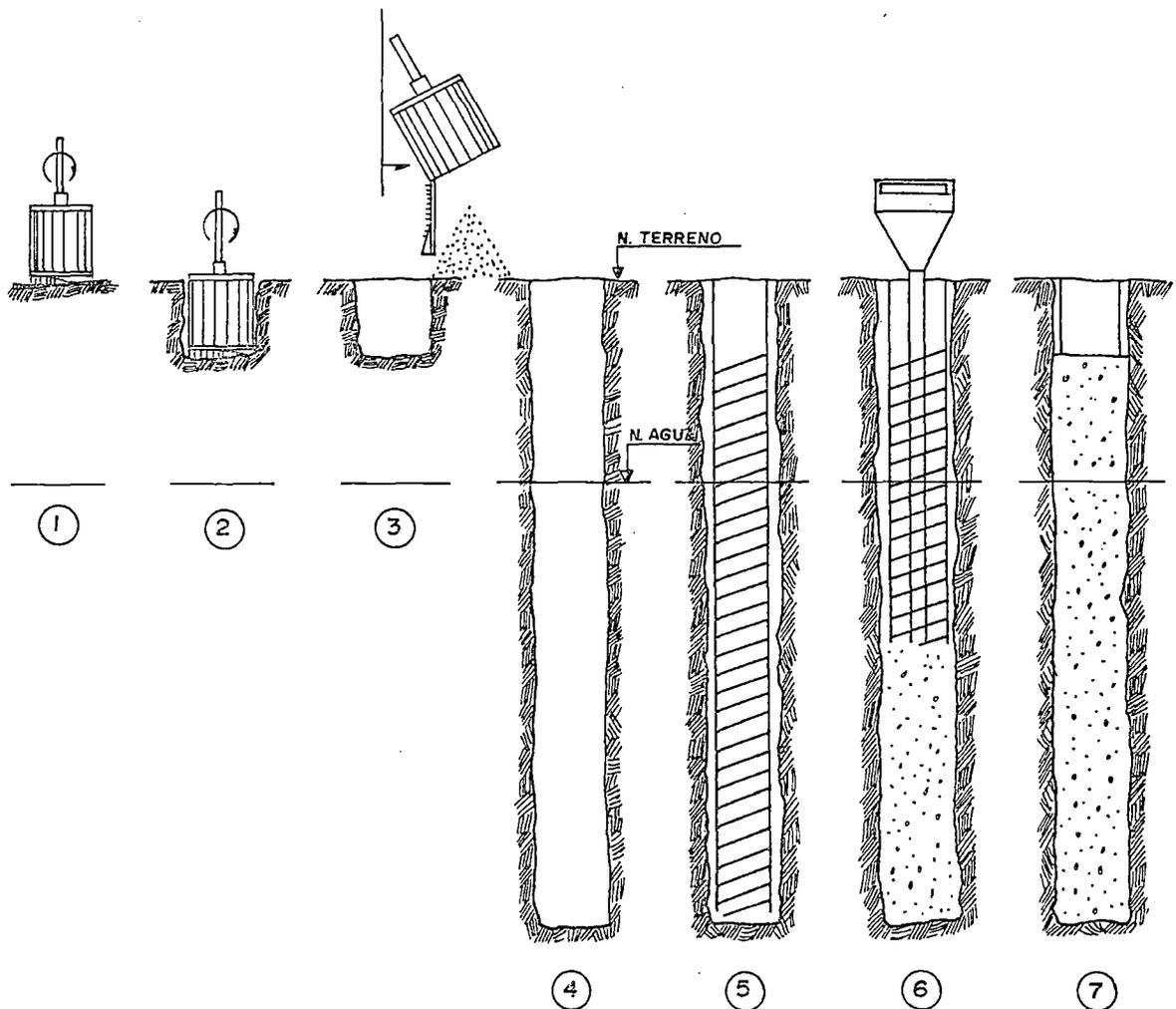
El equipo "balde perforador" tiene una facilidad de extraer materiales hasta 6 pulgadas de diámetro. En caso que los granos sean mayores posee un cincel para triturar elementos mayores como cantos rodados o rocas.

En suelos sueltos permite hacer el uso de lodo bentonítico con el sistema de recirculación, que se describe en la figura (III-15) cuyos equipos son como se indica, con la propiedad de recuperar el material que fin de cuenta incidirá en la económica.

Los diámetros permitidos, de acuerdo al balde perforador, se han obtenido diámetros hasta 1.20m con capacidad es carga de hasta 600tn.

DESCRIPCION:

LOS PILOTES EXCAVADOS VSL CONSISTEN EN PILOTES ARMADOS O POSTENSADOS, LLENADOS DENTRO DE UNA EXCAVACION ABIERTA EN EL TERRENO MEDIANTE UN BALDE DE EXCAVACION GIRATORIO. EL PROCESO DE EXCAVACION PUEDE REQUERIR O NO, SEGUN EL TERRENO, EL USO DE LODO BENTONITICO.



- 1) INICIO DE LA EXCAVACION
- 2) PRIMER BALDE LLENO DE MATERIAL
- 3) DESCARGA DE MATERIAL EXCAVADO Y COLOCACION DE LODO BENTONITICO
- 4) EXCAVACION TERMINADA LLENA DE LODO BENTONITICO
- 5) ARMADURA DENTRO DE LA EXCAVACION
- 6) COLOCACION DEL CONCRETO DENTRO DE LA EXCAVACION
- 7) PILOTE TERMINADO

Fig. (III - 13): Proceso constructivo de pilotes excavados VSL.

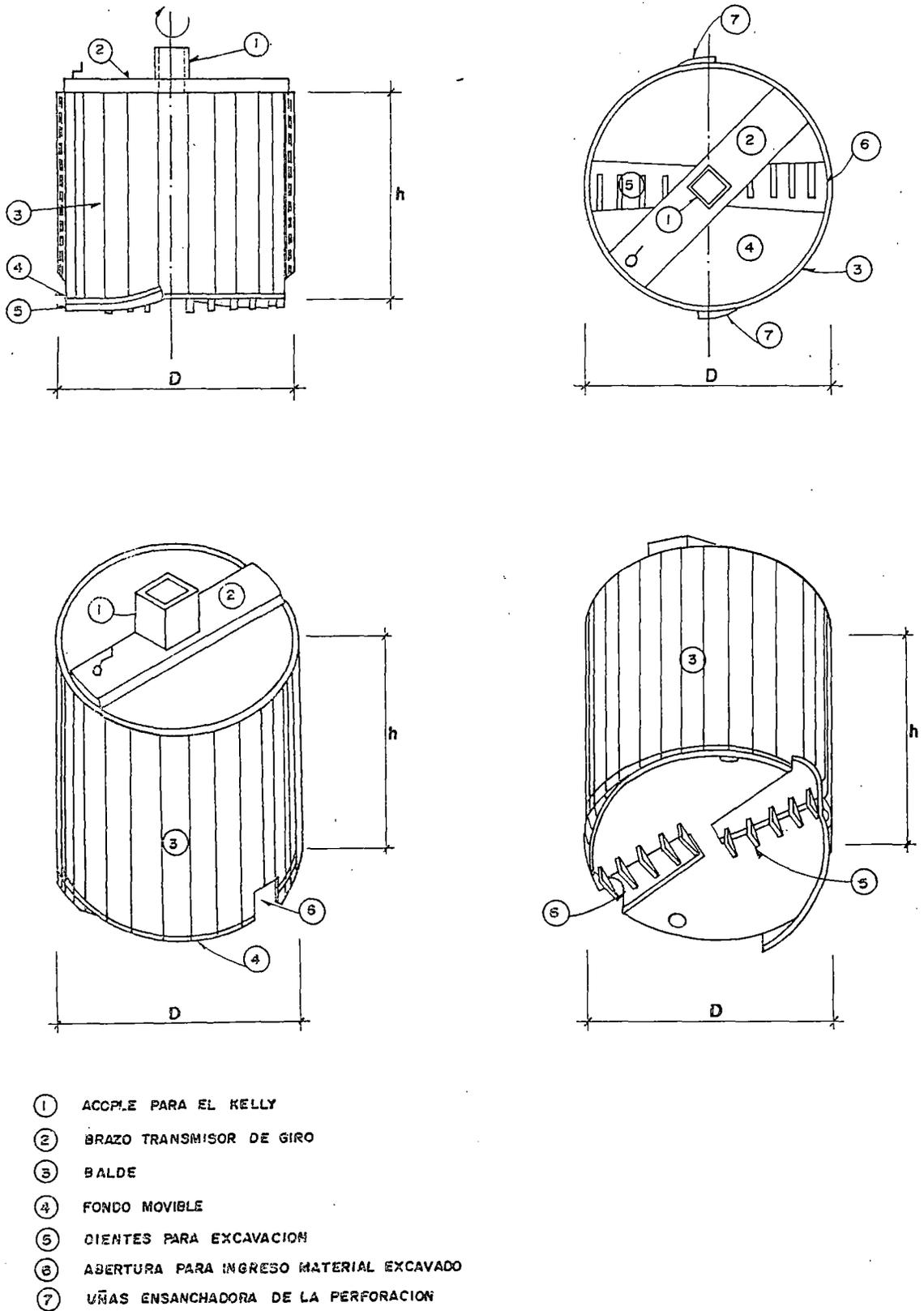
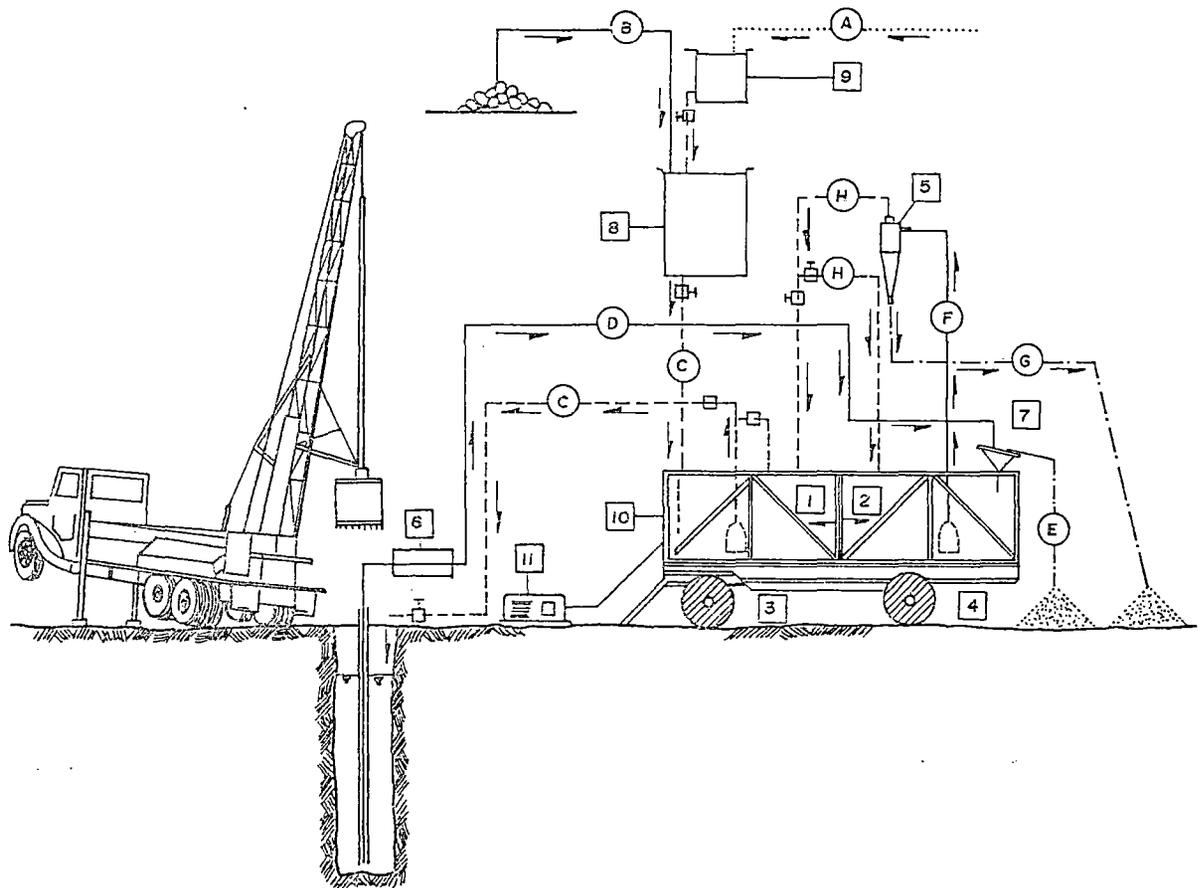


Fig.(III-14): Pilotes excavados VSL, balde perforador.



EQUIPOS		PROCESO	
ORDEN	DESCRIPCION	ORDEN	DESCRIPCION
1	TANQUE DE LODO LIMPIO	A	AGUA
2	TANQUE DE LODO RECUPERADO (Sucio)	B	BENTONITA
3	BOMBA SUMERGIBLE	C	LODO LIMPIO
4	BOMBA SUMERGIBLE	D	LODO RECUPERADO (Sucio)
5	HIDROCICLON - DESARENADOR	E	SOLIDOS
6	BOMBA DIAFRAGMA	F	LODO RECUPERADO TAMIZADO
7	TAMIZ VIBRATORIO	G	ARENA
8	MEZCLADOR	H	LODO EN PROCESO DE LIMPIEZA
9	TANQUE DE AGUA		
10	TABLERO ELECTRICO DE CONTROL		
11	GRUPO ELECTROGENO (solo en caso no exista fluido eléctrico).		

Fig. (III- 15): Pilotes Excavados VSL, Recirculación de Lodos.

Básicamente las fases de ejecución, son:

- Se procede a centrar el balde perforador, (1).
- Primer balde lleno de material, (2).
- Descarga de material excavado y colocación de lodo bentonítico, (3).
- Excavación terminada llena de lodo bentonítico, (4).
- Armadura dentro de la excavación, (5).
- Colocación del concreto dentro de la excavación, (6).
- Pilote excavado VSL terminado, (7).

◆ **Pilote Helicoidal-Cilindrico Perforador.**

Para la perforación de éste tipo de pilote, se diferencia del anterior (excavado VSL); de la utilización de una combinación de taladros helicoidales y cilíndricos que van ensanchados en tubos, montado en una grúa para su ejecución.

Generalmente el uso se realiza en suelos arcillosos de manto profundo. En caso de suelos sueltos se emplea el lodo bentonítico; diferenciándose del pilote excavado VSL, que no recupera el material bentonítico.

Los pilotes son instalados en espacios muy limitado aun en estructuras vecinas existentes, ya que el equipo necesario es de una grúa para operar los taladros, camión o volquete para desplazar los materiales extraídos, la instalación se realiza en forma silenciosa, sin vibraciones o alteraciones y en forma rápida.

Los diámetros disponibles, que se han obtenido desde 0.60m a 1.20m aún mayores, profundidades que alcanzan hasta 40m de longitud según las condiciones del suelo.

En el anexo de fotografías, se presenta este tipo de pilote helicoidal-cilindrico perforador.

3. Ventajas e inconvenientes de los pilotes preexcavados.

Los pilotes preexcavados, en relación con otros tipos de pilotes, tienen las siguientes ventajas:

- La perforación permite conocer la naturaleza de los sucesivos estratos del terreno; el análisis del laboratorio define las características del mismo en función de las cuales es posible adaptar el pilote al terreno.
- La maquinaria poca voluminosa y poca costosa; es posible trabajar en espacios limitados.

- No hay peligro de vibraciones del suelo o de las edificaciones colindantes existentes.
- Económica, si el número de pilotes es reducido.
- Posibilidad de alcanzar grandes profundidades que bordea de 30 a 40m de longitud y cargas de trabajo que permiten de 600 a 1200Tn.
- Se adaptan bien a las reparaciones bajo obra y al refuerzo de cimentaciones.

En conclusión general, el pilote preexcavado tiene la ventaja de ejecutarse rápidamente; pero exige una ejecución minuciosa, sin la cual existe peligro del lavado del concreto, el corte, la estricción o el estrangulamiento del pilote, lo cual compromete la estabilidad de las cimentaciones.

III.3 SELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE.

En cada caso particular debe buscarse él o los tipos de pilotes más apropiados. Tal como se menciono anteriormente, la selección del tipo de pilote debe tomar en cuenta los siguientes factores:

- Cargas transmitidas por la estructura.
- Características del subsuelo.
- Materiales existentes en la región.
- Técnicas y equipos de construcción disponibles en la región.

A partir de estas consideraciones, en cada caso se pueden escoger una o más alternativas razonables acerca del tipo de pilote, las cuales deberán ser pre-diseñadas y la elección definitiva efectuada luego en la base a su costo compatible con la seguridad, facilidad de construcción, tiempo de construcción y otros factores de orden practico.

A continuación se mencionan algunas consideraciones de tipo general que se deben tomar en cuenta al seleccionar el tipo de pilote.

III.3.1 CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PILOTE.

1. Deberá seleccionarse un tipo de pilote compatible con las solicitaciones a las que los pilotes estarán sometidos a las fuerzas, tanto en compresión, tracción, fuerzas horizontales y efecto de columna si tuvieran un tramo libre, de manera que a cada columna o pilar de la estructura le corresponde un grupo de pilotes constituido por un numero razonable de pilotes.
2. Efecto de construcción sobre estructuras adyacentes.
3. Asentamiento tolerable para la estructura.
4. Flexibilidad o resistencia a la flexión requerida.

III.3.2 CARACTERISTICAS DE LOS PILOTES.

Los tipos de pilotes que tiene a elección el proyectista difieren en su método de instalación, en su forma, en la textura de su superficie y en varios otros aspectos. Casi sin excepción, cada tipo de pilote tiene características que lo hacen excepcionalmente adecuado bajo ciertas condiciones del subsuelo y menos adecuado o inaplicable en otros.

Mencionaremos algunas características típicas:

1. La capacidad de carga por pilote que soporte. Ejemplo: Madera 10 a 15Tn, concreto prefabricados de 40 a 400Tn.
2. Pilotes más a los métodos y condiciones de hinca.
3. Facilidad de cortar o si no de obtener alturas convenientes de las cabezas.
4. Facilidad de hinca bajo un ángulo si se necesitan pilotes inclinados. Ejemplo: Pilotes Franki poseen condiciones para su instalación de 25 grados.
5. Longitudes de instalación máximas permitidas.
6. Diámetros adecuados. Ejemplo: Caso de los pilotes perforados vaciados "in-situ", los diámetros son en función del uso de los taladros.
7. Facilidad de aumentar el número de pilotes si es necesario.
8. Hinca sobre o bajo el nivel del agua.
9. Comportamiento del pilote atendiendo a la forma de trabajo, por fricción lateral o punta.
10. Durabilidad del material bajo las condiciones del lugar. Con respecto a la durabilidad se deben considerar el ataque de los micro organismos a la madera, de los sulfatos y otras sustancias químicas al concreto y suelos orgánicos al acero.

III.3.3 MATERIALES Y EQUIPOS DISPONIBLES.

1. Accesibilidad del lugar para transporte de materiales y equipos, y medios para manejar los pilotes.
2. Materiales que se disponen o fáciles de conseguir. Ejemplo: Para la utilización de la madera, la experiencia suficiente para la selección (en nuestro medio carecemos de normalización de la madera), por lo que la utilización de pilotes de madera esta limitado principalmente a estructuras temporales en la selva.
3. Disponibilidad de un contratista con equipo capaz de colocar un cierto tipo de pilote, por lo que no es posible el uso de los pilotes de acero con cargas de trabajo muy elevadas; puede utilizarse como alternativa, pilotes preexcavados.

III.3.4 CONDICIONES DEL SUELO.

1. Uso de hincas o perforación bajo la presencia del nivel freático.
2. Variación de la longitud, dependiendo de las características del subsuelo en cada lugar, en algunas obras suelen producirse variaciones importantes en la longitud de los pilotes, esto es susceptible de ocurrir cuando se trata de pilotes de punta.
3. Alteración mínima del suelo bajo presencia de suelo sensitivo (arena suelta y limpia). Ejemplo: Puede adoptarse el hincado con gatos a presión estática, o bien instalarlo dentro del agujero practicado a priori.

CAPITULO I V

ANALISIS Y DISEÑO DE PILOTES PREXCAVADOS.

CAPITULO IV

IV. ANALISIS Y DISEÑO DE PILOTES PREXCAVADOS.

IV.1.INTRODUCCION.

En el presente capítulo se desarrollara el análisis y diseño del comportamiento “pilote-suelo”, para cimentaciones utilizando pilotes preexcavados; que arbitrariamente en el capítulo anterior se ha tratado de clasificar a los pilotes, de tipo convencional y grandes pilotes vaciados “in-situ” (B mayor o igual a 0.70m). La finalidad es discutir la diferencia que hay en el comportamiento para determinar la capacidad de carga admisible del pilote individual o conjunto de pilotes; para ambos casos.

Meyerhof (1976) y Tomlinson (1977), hicieron notar que la capacidad admisible de pilotes no solo dependía de su naturaleza, dimensiones y su arreglo dentro del grupo, sino también del método de instalación del pilote y otros factores; esto es debido a que cada tipo de pilote y método de instalación altera al suelo circundante al pilote de un modo diferente, influyendo esta alteración en la resistencia por punta y en la fricción de superficie del pilote.

En pilotes preexcavados, hay dos caminos para estimar la capacidad de carga admisible de un pilote, que son: Métodos estáticos y el uso de la prueba de carga.

- Métodos estáticos, el cual usa métodos normales de mecánica de suelos que generalmente relacionan la interacción del pilote con los parámetros simples del suelo como, la densidad relativa, resistencia cortante no drenada, ángulo de fricción interna, cohesión. Existe alguna discrepancia puesto que algunos diseñadores utilizan el esfuerzo no drenado o total, mientras que otros utilizan el esfuerzo efectivo.

Este análisis estático es bastante adecuado para calcular la capacidad de carga para casi todos los tipos, a menos que un tipo patentado sugiera un método particular; el objetivo es presentar el cálculo de la capacidad de diseño de un pilote o grupo de pilotes que pueda servir para el desarrollo inicial de un proyecto de una cimentación sobre pilotes. También se puede considerar en obras de poca importancia, en que se emplean pequeños grupos de pilotes en lugares muy dispersos o en que las condiciones del suelo varían considerablemente, pueda ser excesivamente costoso realizar pruebas convenientes. Entonces se adoptan para el proyecto valores de capacidad de carga que sea conservadores, comparándolos con los datos adicionales que pueden obtenerse al momento del proceso de construcción del pilote.

- Finalmente la segunda alternativa, es realizar los ensayos de la prueba de carga para verificar el diseño que en un inicio se planteo; esta prueba de carga, se indica los métodos de calculo en el capítulo II. Esta prueba de carga es la única de comprobar como se comporta un pilote simple o grupos de pilotes bajo la acción de una carga.

En los pilotes perforados en suelos sin cohesión (arenas, gravas) requieren generalmente un revestimiento para sujetar las paredes del taladro al momento de manipular. La recuperación del revestimiento al hormigonar el cuerpo del pilote es probable que produzca un aflojamiento del suelo más o menos grande. Además, es posible que también tenga lugar un aflojamiento en la parte inferior del pilote como consecuencia del achique del taladro. Si esto se efectúa bajo agua, la afluencia hacia arriba al retirar la pala o el instrumento de achique pueda aflojar el suelo en algunos metros bajo el pilote y su alrededor. Por consiguiente, no deberá utilizarse el ángulo de resistencia a cizalladura (ϕ) correspondiente al estado inalterado, a menos que el pilote se forme en una grava densa en la que no pueda tener lugar el efecto de afluencia. La misma acotación se tomara en caso de ensayos de cono estático.

En los pilotes perforados en suelos coherentes, la adhesión entre el cuerpo del pilote y la arcilla tiene relación con la cohesión de la misma manera, aunque esto no se ha establecido todavía para todos los pilotes de arcilla. Cuando los pilotes se cavan en arcilla, el excavado tiende a remodelar, lo cual reduce la resistencia al corte y la cohesión o la destruye enteramente. Con el tiempo una porción de la cohesión se vuelve a recuperar y el pilote será capaz de soportar una carga aplicada.

A pesar de las influencias que ejercen la alteración que origina el excavado el valor de la resistencia final de fricción es comúnmente, aproximadamente, a la resistencia no drenada o a un medio de la resistencia a la compresión simple de la arcilla saturada.

Es necesario tener, una considerable cantidad de juicio en Ingeniería que es requerido, al igual que para acceder a suficientes datos de las propiedades del suelo y una ardua experiencia en el trabajo para un buen diseño y instalación de dicho pilote.

IV.2. ANALISIS DE PILOTES PREXCAVADOS AISLADOS.

IV. 2.1.GENERALIDADES.

IV.2.1.1. COMPORTAMIENTO DE UN PILOTE BAJO CARGA.

Tomlinson (1977), muestra gráficamente la relación carga y asentamiento para un pilote individual en un suelo uniforme, hasta alcanzar la rotura, figura (IV-1).

Cuando se le somete al pilote un incremento progresivo de carga a compresión en una razón de aplicación de carga rápida o moderadamente rápida, el la figura se ve que inicialmente el sistema pilote y suelo procede elásticamente, teniendo una

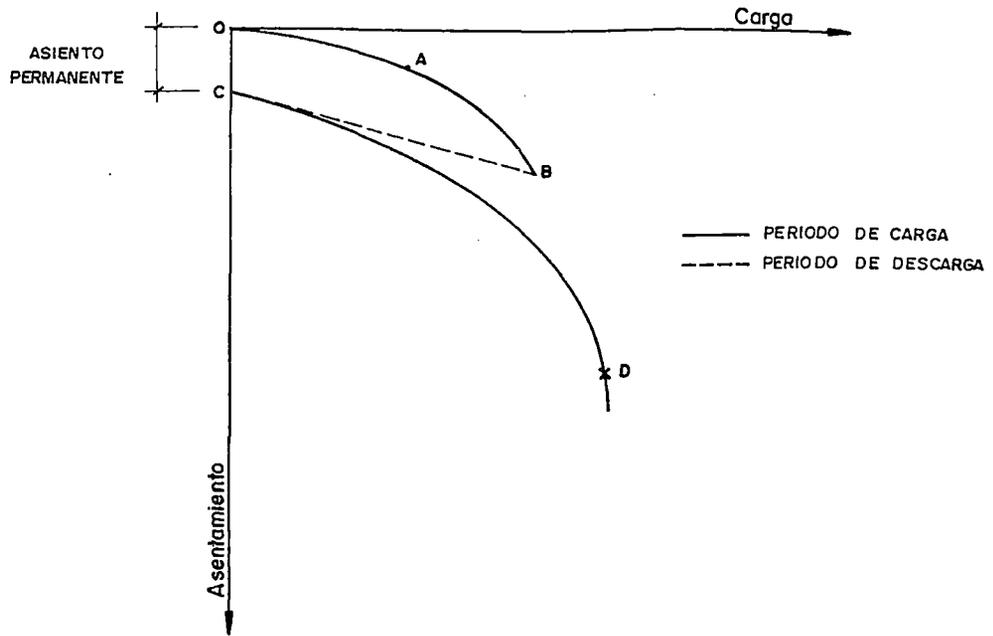


Fig. (IV-1): Curva carga vs. Asentamiento.

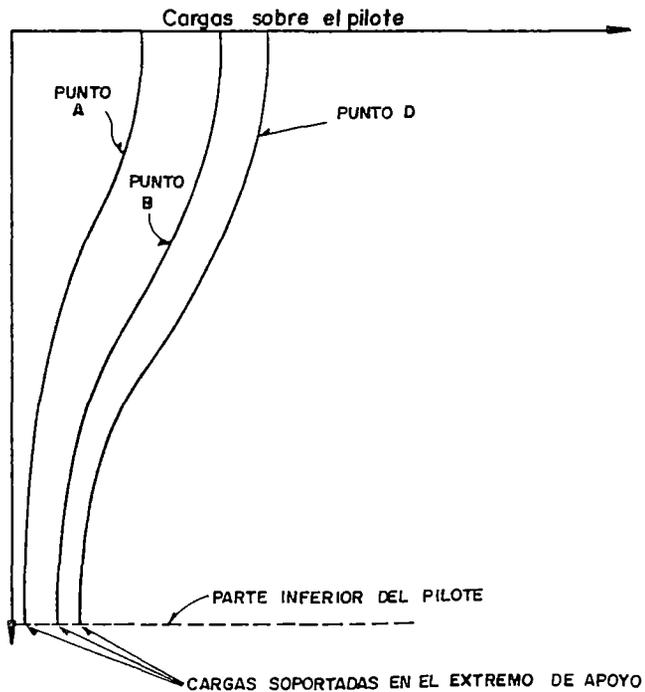


Fig. (IV-2): Curva de transferencia de carga.

Relación lineal directa hasta el punto A de la curva, si la carga es soltada en cualquier etapa hasta éste punto el cabezal del pilote rebotaría a su nivel original, si la carga es incrementada más allá de este punto existe fluencia cerca a la interacción entre pilote y el suelo, y ocurre deslizamiento hasta el punto B es alcanzado, esto sucede cuando la máxima fricción de superficie del fuste ha sido movilizada. Si la carga es soltada en esta etapa, el cabezal de pilote rebotaría al punto C, siendo OC la cantidad de “asiento permanente”; el punto D de la figura es aquel punto en que la etapa de total movilización de la resistencia base es alcanzada, sumergiéndose el pilote sin ningún incremento adicional de carga o pequeños incrementos de carga producirían grandes asentamientos.

Si a lo largo del fuste del pilote se embeben unos calibradores de esfuerzos, probaran que casi la totalidad de la carga es soportada por rozamiento superficial en la parte más alta del fuste, figura (IV-2).

Las lecturas de los calibradores de deformaciones probaran que el fuste soporta un rozamiento superficial notablemente incrementado aunque la carga soportada por el fuste no será igual a la carga total que actúa sobre el pilote, indicando que una cierta proporción de carga esta siendo soportada por el extremo de apoyo.

Cuando la carga se aproxima al punto D de colapso, el asentamiento aumenta rápidamente con un pequeño aumento de carga. Las lecturas de los calibradores mostraran una carga soportada por rozamiento superficial, bastante menor que en él limite anterior al punto de colapso, sobre todo cerca del extremo del pilote en donde el suelo tiende a separarse de éste cuando ocurre el fallo.

Las proporciones relativas de carga que soportan tanto el extremo de apoyo como el rozamiento superficial dependen de la elasticidad y resistencia a cizalladura del suelo.

Respecto a la base ensanchada, tenemos:

- El funcionamiento de un pilote de base ensanchada tiene una cierta diferencia; la adhesión en todo el ensanchamiento que deberá ignorarse y sobre una longitud del cuerpo por encima del ensanchamiento, al menos igual al diámetro de la base ensanchada. El motivo de esto se muestra, en la figura (IV-5).
- Cuando el suelo que existe bajo la base se consolida al someter el pilote a su carga de trabajo, tiende a formarse un vacío entre la cara superior del ensanchamiento y el suelo situado sobre ella, desapareciendo así la adhesión. Puede que el suelo se deslice hacia abajo cerrando ese vacío y provoque entonces un rozamiento negativo en el cuerpo del pilote.

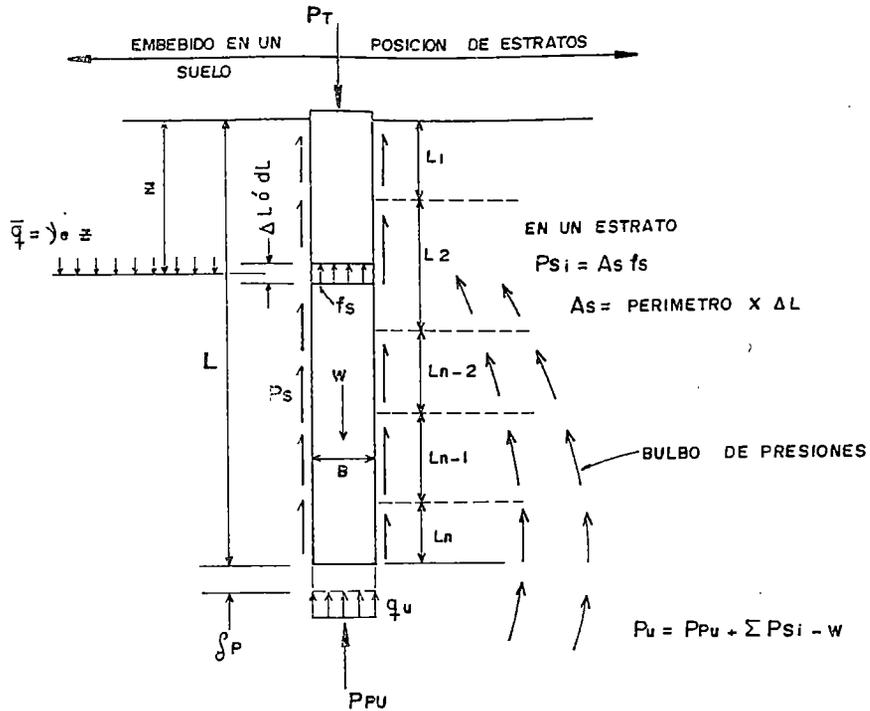


Fig. (IV-3): Desarrollo general de la capacidad de un pilote en un suelo estratificado.

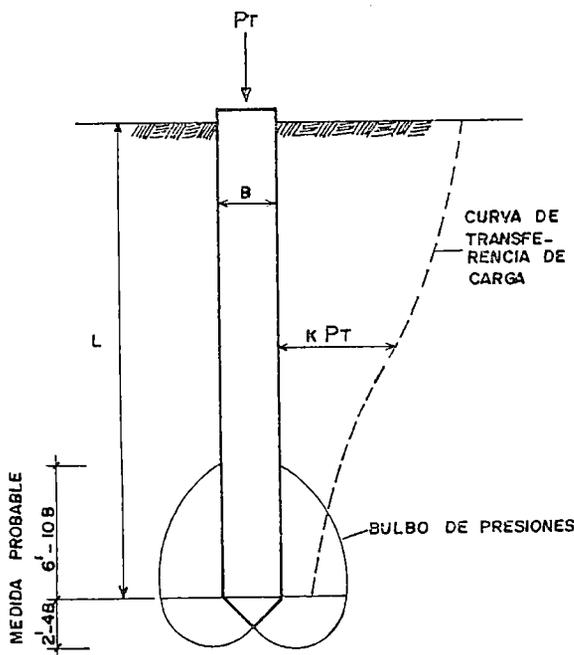


Fig. (IV-4): Zona cualitativa de interés para la capacidad última por punta.

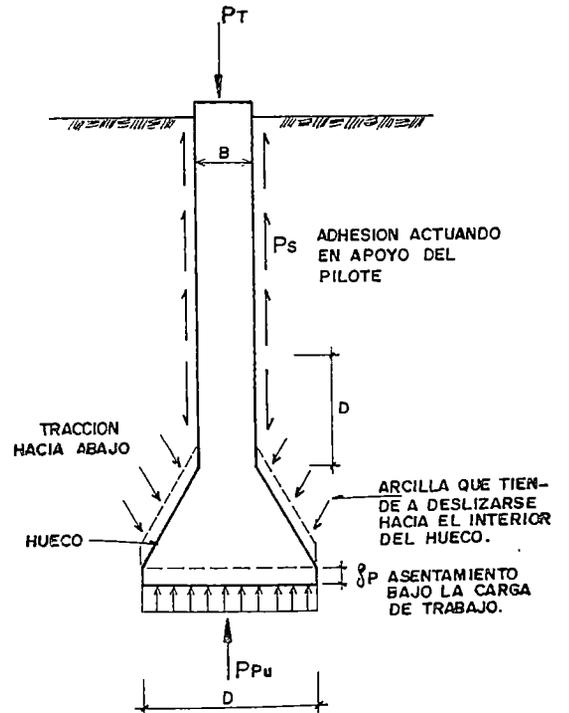


Fig. (IV-5): Funcionamiento en Base ensanchada.

IV.2.1.3. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Se denomina capacidad de carga admisible de un pilote, a la capacidad de carga del suelo donde esta instalado para soportar las cargas transmitidas por el pilote. En la figura (IV-3), como resultado de analizar esta figura se obtiene la primera ecuación básica.

$$P_u = P_p + \sum P_{s_i} - W_p \quad (4-1)$$

Donde:

P_u = Capacidad de carga admisible del pilote.

P_p = Capacidad de carga en la punta.

$\sum P_{s_i}$ = Sumatoria de la capacidad por fricción lateral.

W_p = Peso del pilote.

Algunos diseñadores desprecian el peso del pilote (W_p), debido al poco peso del pilote en comparación a la carga del suelo, obteniendo una variación de la ecuación (4-1).

$$P_u = P_p + \sum P_{s_i} \quad (4-2)$$

IV.2.1.4. FACTOR DE SEGURIDAD (FS).

El factor de seguridad es dependiente de las características del suelo y métodos de cálculo en que son tratados.

Tomlinson (1977), considera este factor de seguridad dependiente de la variabilidad de las propiedades del suelo, la confiabilidad del Ingeniero en estos métodos empíricos y de su experiencia.

Los factores son:

- Tomlinson, dan: FS=2.5, valido para arcillas y para arenas, con este valor obtiene un asentamiento de carga de trabajo que es improbable que exceda 10mm.
- NAVFAC, dan: FS=3, para cargas permanentes.
FS=2, para cargas temporales.
- CHELLIS (1961), obtiene, FS=1.5 a 2.0 , cuando se determina con ensayos de carga la resistencia de falla del pilote.

Debido a la incertidumbre en el cálculo de carga última, es preferible realizar un ensayo de carga sobre un pilote de prueba del mismo tipo, y medida que el propuesto para el trabajo permanente y confirmar que el asentamiento en carga de trabajo es aceptable, tomando preferentemente los ensayos en la etapa de falla última, para así obtener un FS real.

IV.2.1.5. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE MAXIMA.

Se expresa de la siguiente forma:

$$Q_a = P_u / FS \quad (4-3)$$

Donde:

Q_a = Capacidad de carga admisible máxima.

P_u = Capacidad de carga admisible.

FS = Factor de seguridad.

IV.2.1.6. COHESION Y ADHESION SUELO-PILOTE.

El valor de la cohesión tiene que ser determinada en el laboratorio. Varios textos dan tablas de valores típicos, sin embargo, no representa una validez general, porque depende de métodos de prueba, típicos de suelos y otros factores.

Los pilotes excavados en arcilla dura tienden a originar perturbaciones por el amasado del taladro, la cual pueden incluso originar la separación del pilote y el suelo, y la adhesión generalmente es menor que la cohesión. Sin embargo, en arcillas suaves tienden en contacto con el pilote de modo que la adhesión será igual a la cohesión del material.

De un amplio estudio de los ensayos de carga de pilotes en arcilla, realizados por Shempton, saco en conclusión que la adhesión puede tomarse como:

- Adhesión = 0.45 cohesión (cohesión < 21960 kg / m2).
- Adhesión = 9760 kg / m2 (cohesión > 21960 kg / m2).

Para pilotes cortos en arcilla, donde el suelo puede estar fisurado a profundidades escasas; Shempton recomienda que se tome como:

- Adhesión = 0.3 cohesión media (pilotes cortos).
- Adhesión = 0.6 cohesión (pilotes largos).

Woodward, Lundgren y Boitano, después del resultado de su experimento en pilotes perforados recomienda como:

- Adhesión = 0.49 a 0.52 cohesión (arcilla firme).

IV.2.2. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

La capacidad de carga admisible de pilotes preexcavados puede evaluarse a partir de los métodos estáticos, que a continuación describiremos.

De la ecuación (4-2), obtenemos la siguiente ecuación:

$$P_u = A_p (cN'_c + n_f \bar{q}_p (N'_q - 1) + 5\gamma BN'_\gamma) + \sum A_s f_s \Delta L \quad (4-4)$$

Donde:

A_p = Area de la punta del pilote.

c = Cohesión (o resistencia al corte no drenada δ_u).

B = Base del pilote (usado cuando la base es ensanchada).

\bar{q}_p = Esfuerzo efectivo en la punta.

N'_c = Factor de resistencia para cohesión ajustado por la forma y la profundidad.

Cuando $\phi = 0$ tenemos $c = \delta_u$ y N'_c es frecuentemente tomado como 9.

N'_q = Factor de resistencia para efectos de sobre carga $\bar{q}_p = \gamma L$.

N'_γ = Factor de resistencia para base ancha = N'_γ puesto que no esta afectado por efectos de profundidad.

γ = Densidad del suelo bajo el nivel de cimentación.

$n_f = 1$, Para todos los casos excepto cuando se utilizan los factores de Vesic para lo cual:

$$n_f = (1 + 2K_o) / 3$$

K_o = Coeficiente de presión de tierra en reposo.

A_s = Area efectiva de la superficie del pilote (perímetro por incremento ΔL).

ΔL = Incremento de la longitud del pilote. Esto permite variaciones en el fuste y estratificación del suelo.

f_s = Resistencias en las caras laterales.

\sum = Suma de las contribuciones de los estratos o segmentos del pilote.

Para estimar la capacidad de carga admisible en la punta del pilote, es obtenido previamente los parámetros del suelo de ensayos de laboratorio en muestras inalteradas, pero más frecuentemente son datos de compresión no confinada de un ensayo SPT o dato de ensayo del cono de penetración.

El termino $N\gamma$ es usualmente despreciado mientras la base ancha del pilote (B) no sea grande (pilotes tipo convencional).

En su mayoría los proyectistas usan el factor de resistencia como N'_q y no como $(N'_q - 1)$ para $\phi > 0$ puesto que el factor reducido por 1 es demasiado refinamiento.

La resistencia friccional es comúnmente calculada usando una combinación de esfuerzo total y efectivo o solamente esfuerzos efectivos. Alguna evidencia existe que usar solo esfuerzos efectivos den una mejor correlación de predicción para ensayos de carga; de cualquier modo, ambos métodos son muy usados. La preferencia depende en la base de datos de afortunado uso en una oficina local de diseño.

El siguiente paso, se desarrollara tres sistemas para calcular la capacidad de carga admisible, que se transcribe de la bibliografía de cada autor. La fórmula general se desprende en ecuaciones más restringidas que consiste en adoptar el estudio en suelos cohesivos y suelos granulares propiamente dicho.

IV.2.2.1. SISTEMA DESARROLLADO POR BOWLES.

Bowles deduce la siguiente ecuación:

$$P_u = A_p (cN'_c + n_f \bar{q}_p (N'_q - 1)) + \sum A_s f_s \Delta L \quad (4-5)$$

Donde:

c = Cohesión (o resistencia al corte no drenada δ_u).

N'_c = Factor ajustado de capacidad de carga para la cohesión. cuando

$\phi = 0$; $N'_c = 9$ y para $c = \delta_u$ y $\phi = 0$ los valores $N'_q = 1$.

1. Suelos cohesivos.

Tenemos la siguiente ecuación:

$$P_u = A_p(9\delta_u) + \sum A_s f_s \Delta L \quad (4-6)$$

Para calcular la resistencia en las caras laterales f_s , de los pilotes en suelos cohesivos, se presenta los métodos α , λ y β . El método β es también usado para pilotes sin cohesión.

◆ **Método α .**

Este método fue propuesto por Tomlinson (1971), con un rango de error de $\pm 25\%$ y básicamente la resistencia friccional es calculada como:

$$f_s = \alpha c + \bar{q} K_o T g \delta \quad (4-7)$$

Donde:

α = Coeficiente que es extraído de la figura (IV-6) o de la tabla (IV-2).

c = Cohesión promedio para el estrato en estudio.

\bar{q} = Esfuerzo vertical efectivo en el elemento ΔL .

K_o = Coeficiente de presión lateral de tierra ubicado en un rango desde 1 a 1.75, dependiendo del volumen de desplazamiento, densidad inicial del suelo, etc. Generalmente se recomienda valores cercanos a K_o , a causa de efectos de arrastre a periodos largos.

δ = Angulo de fricción efectiva entre el suelo y el material del pilote (usar ϕ' "ángulo drenado" o valores de la tabla (IV-1)); usar $\delta = 0$ cuando $\phi = 0$.

En general, K_o para pilotes se calcula como:

$$K_o = (1 - \text{sen} \phi) \sqrt{OCR} \quad (IV-8)$$

$$OCR = \frac{P_c}{P_o}$$

Donde:

OCR = Relación de sobreconsolidación.

P_c = Presión de sobreconsolidación.

P_o = Presión presente de sobre carga.

MATERIAL	ANGULO DE FRICCION (Grados)
Masa de concreto o mamposteria en lo sgte:	
Roca solida y limpia.	35
Grava limpia, mixta de arena-grava, arena gruesa.	29 a 31
Arena limpia media a fina, medio limoso a arena gruesa, gravas arcillosa o limosas.	24 a 29
Arena fina limpia, arcillas o limos a arena media.	19 a 24
Sedimentos arenosos finos, sedimentos no plásticos.	17 a 19
Arcilla muy rígida y dura, residual o preconsolidada.	22 a 26
Arcilla rígida y arcilla limosa.	17 a 19
Tablestacas de acero frente a:	
Grava limpia, mixta de arena- grava, rellenos de roca bien graduadas con lajas.	22
Arena limpia, mixta de arena limosa con grava.	17
Arena limosa, grava o arena mezclada con sedimentos o arcilla.	14
Sedimentos arenosos finos, sedimentos no plásticos.	11
Diversos materiales estructurales:	
Roca suave labrada en roca suave labrada.	35
Roca dura labrada en roca suave labrada.	33
Roca dura labrada en roca dura labrada.	29
Mamposteria en madera (cotrafibra).	26
Acero en acero en unión de tablestacas.	17
Madera en suelo.	14 a 16

Tabla (IV-1): Angulo de fricción, entre los diversos materiales utilizados como cimentación y suelo o roca.

CASO	CONDICIONES DEL SUELO	RELACION DE PENETRACION (LAB)	FACTOR DE ADHESION α
1	Arenas o gravas arenosas situadas encima de los suelos cohesivos duros a muy duros.	Menor a 20	1.25
		Mayor a 20	Fig. (IV-6) Ref. Fig. (IV-3)
2	Arcillas suaves o sedimentos situados encima de suelos cohesivos duros a muy duros.	$8 < PR < 20$	0.40
		$PR > 20$	Fig. (IV-6) Ref. Fig. (IV-3)
3	suelos cohesivos duros a muy duros sin un estrato sobre el que descanse.	$8 < PR < 20$	0.40
		$PR > 20$	Fig. (IV-6) Ref. Fig. (IV-3)

Tabla (IV-2): Valores de los factores de adhesión para pilotes hincados en suelos cohesivos, suaves y muy suaves para utilizar en el diseño.

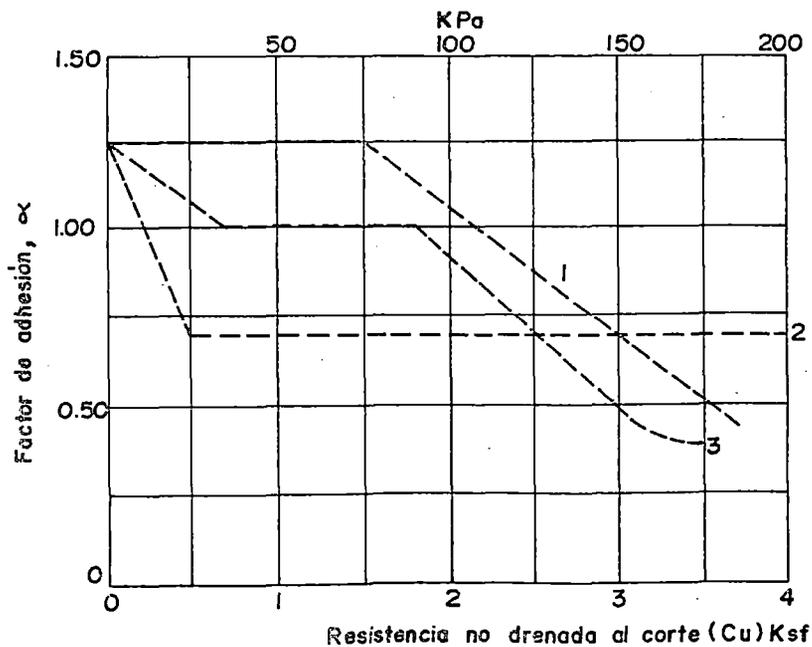


Fig. (IV-6): Relación entre el suelo y el factor de adhesión, referirse a la tabla (IV-2) para identificar el número de la curva.

◆ **Método λ .**

En 1972, Vijayvergiya y Focht presentaron un método de obtener la resistencia friccional f_s de un pilote en arcilla.

$$f_s = \lambda(\bar{q} + 2\delta_u) \quad (4-9)$$

Donde:

\bar{q} = Esfuerzo vertical efectivo en el elemento ΔL .

λ = Coeficiente que se obtiene de la figura (IV-7).

δ_u = Resistencia cortante no drenada dentro de la longitud empotrada del pilote.

Se considera que el rango de error en este método es aproximadamente a $\pm 10\%$.

◆ **Método β .**

Este método fue sugerido por Burland (1973), utilizando parámetros de esfuerzo efectivo. Es aplicable a todos los suelos normalmente consolidados, la expresión es:

$$f_s = K \operatorname{tg}(\delta) \bar{q} \quad (4-10 \text{ a})$$

$$\text{Si } \beta = K \operatorname{tg}(\delta), \Rightarrow f_s = \beta * \bar{q} \quad (4-10 \text{ b})$$

Si se tiene una sobre carga q_s :

$$f_s = \beta(\bar{q} + q_s) \quad (4-10 \text{ c})$$

Donde:

\bar{q} = Presión vertical efectivo de sobre carga actuando en ΔL .

$\beta = K \operatorname{tg} \delta = K_s \operatorname{tg} \phi'$

$K = K_s$ = Coeficiente lateral de tierra.

$\operatorname{tg} \delta$ = Coeficiente de fricción efectiva entre suelo y pilote, se estima igual a $\operatorname{tg} \phi'$.

ϕ' = Angulo de fricción interna del esfuerzo efectivo comúnmente usado.

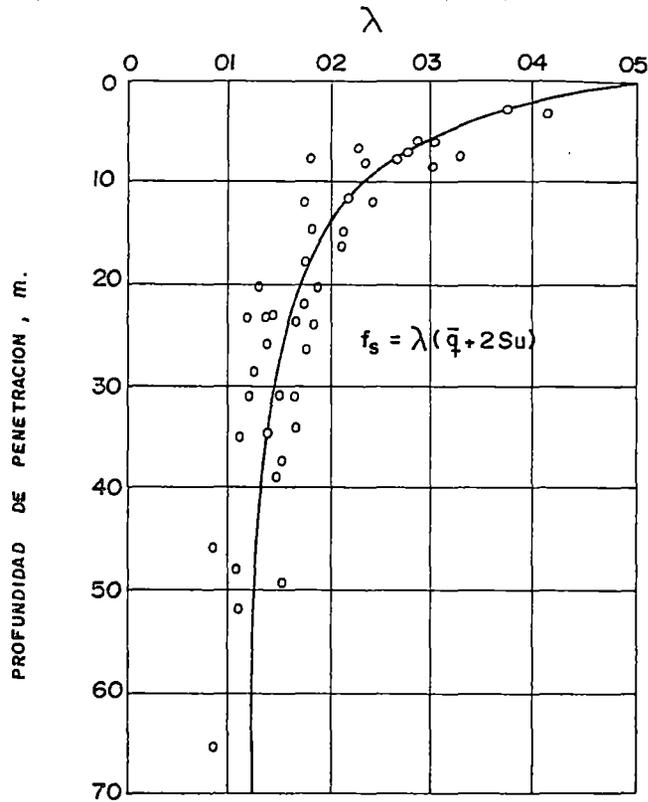


Fig. (IV-7): Coeficiente λ que depende en la penetración.

2. En suelos granulares.

Para el uso de cimientos profundos en arena y grava con cierta presencia de sedimentos y apoyados sobre suelos resistentes.

◆ Capacidad de carga en la punta.

Bowles, haciendo ajuste para el peso del pilote y despreciando el termino N_γ , sugiere la siguiente ecuación:

$$P_p = A_p (cN'_c + n_f \bar{q}_p N'_q) \quad (4-11)$$

Donde:

P_p = Capacidad de carga en la punta.

A_p = Area de la punta del pilote.

c = Cohesión (o resistencia al corte no drenada δ_u).

\bar{q}_p = Esfuerzo vertical efectivo.

N'_c = Factor ajustado de capacidad de carga para cohesión. Cuando $\phi = 0 (c = \delta_u)$ y el valor de N'_c es frecuentemente igual a 9 para pilotes.

$n_f = 1$, (Para todos los casos excepto cuando se utilicen los factores de Vesic), para lo cual:

$$n_f = (1 + 2K_o) / 3$$

K_o = Coeficiente de presión de tierra en reposo.

N'_q = Factor de resistencia para efectos de sobre carga.

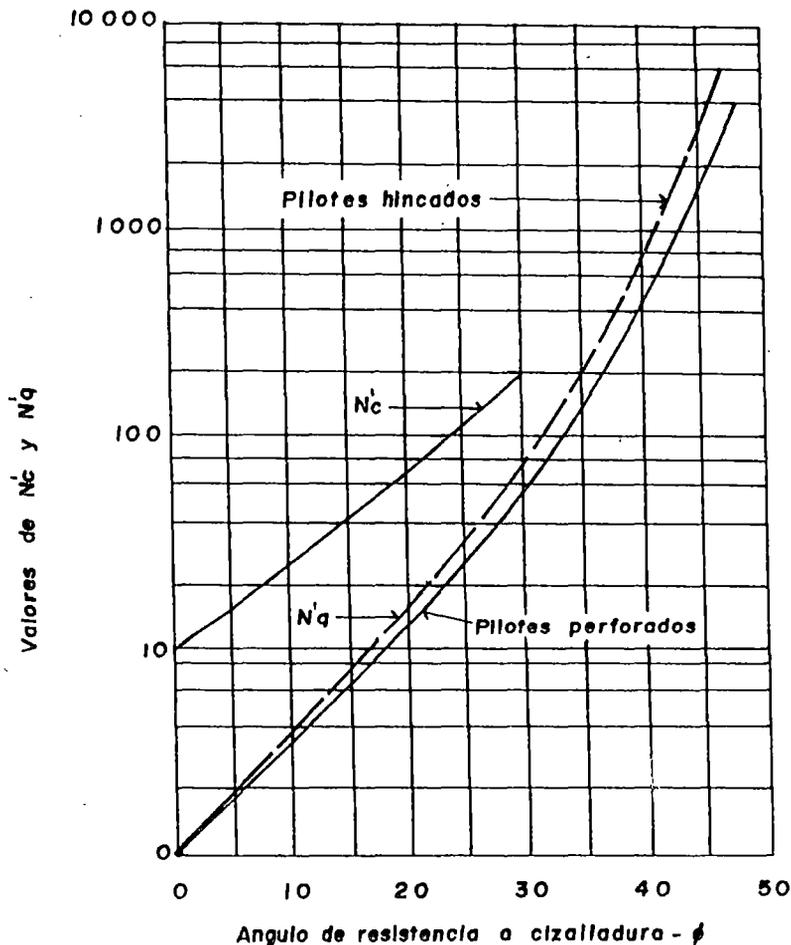


Fig. (IV-8): Valores de N'_c y N'_q para cimentaciones circulares profundas.

Meyerhof (1976), como segunda alternativa propone, haciendo uso del ensayo de penetración estándar (SPT), que expresa en la siguiente ecuación:

$$P_p = A_p (40N) L_b / B \leq (400N) A_p \quad ,(\text{KN}) \quad (4-12)$$

Donde:

N= Promedio estadístico de los números del SPT en una zona de casi 8B por encima de la punta y 3B bajo la punta del pilote.

B= Lado o diámetro del pilote.

L_b / B = Relación de profundidad promedio de la punta dentro del estrato de apoyo de la punta.

Para los datos del cono de penetración con $L / B \geq 10$ la carga en la punta es:

$$P_p = A_p q_c \quad (\text{unidades de } q_c) \quad (4-13)$$

Donde:

q_c = Promedio estadístico de la resistencia de la punta del cono en una zona similar que para el SPT.

◆ Capacidad de carga en el fuste.

Meyerhof, presenta la fórmula para el rozamiento lateral en el suelo sin cohesión, de la formula (4-2) tenemos:

$$P_s = \sum P_{s_i} = \sum A_s f_s \Delta L \quad (4-14)$$

El rozamiento superficial unitario f_s :

$$f_s = 0.5 \bar{K}_s \gamma_a Z t g \delta \quad (4-15)$$

Donde:

\bar{K}_s = Coeficiente que varia desde 0.5 en arenas sueltas hasta la unidad en arenas densas.

γ_a = Densidad de la arena.

Z = Distancia vertical a lo largo del pilote.

δ = Angulo de fricción efectiva entre el suelo y el pilote.

En la tabla (IV-3), se da una serie de valores del coeficiente entre δ/ϕ de la arena para distintos materiales de cimentación, deducidos por Potyondy a partir de una serie de ensayos de resistencia a cizalladura.

Los parámetros $\phi, \bar{K}_s, \gamma \gamma_a$ se determina a partir de la densidad relativa del suelo. Mediante los ensayos de SPT o penetración del cono.

MATERIAL DE CIMENTACION	ACABADO DE LA SUPERFICIE	VALORES δ/ϕ	
		Arena Seca	Arena Saturada
Acero	Lisa (bruñida)	0.54	0.64
	Aspera (oxidada)	0.76	0.80
Madera	Paralela a la fibra	0.76	0.85
	Perpendicular a la fibra	0.88	0.89
Hormigón	Lisa (encofrado metálico)	0.76	0.80
	Granulosa (encofrado de madera)	0.80	0.88
	Aspera (moldeado en el terreno)	0.98	0.90

Tabla (IV-3): Valores de δ/ϕ para varios materiales de cimentación en contacto con la arena densa.

Terzaghi y Peck dan los siguientes valores de ϕ para arenas secas:

	Granos Redondos Uniformes	Granos Angulares Graduados	Arenas Limosas
Ligeras	28.5	34	27 a 30
Densas	35	46	30 a 35

Tabla (IV-4): valores de ϕ para arenas secas.

Los valores de ϕ para arenas saturadas son aproximadamente a 1 o 2 grados menores que los valores dados en la tabla, excepto en arenas limosas, que se pueden hallar a partir de ensayos de carga en el propio terreno.

IV.2.2.2. SISTEMA DESARROLLADO POR TERZAGHI.

De la ecuación (4-2), deduce una fórmula general para estimar la capacidad de carga, en una sección circular, que es la siguiente:

$$P_u = A_p(1.3cN_c + \gamma L N_q + 0.4\gamma B N_\gamma) + \pi B \sum f_s \Delta L \quad (4-16)$$

Donde:

P_u = Capacidad de carga del pilote aislado.

A_p = Area transversal de la punta del pilote.

c = Cohesión.

γ = Densidad del suelo bajo el nivel de cimentación.

L = Longitud del pilote.

B = Diámetro del pilote.

f_s = Fricción lateral en la superficie de contacto pilote y suelo.

ΔL = Incremento de la longitud del pilote, en un estrato del suelo.

N_c, N_q, N_γ = Factores de resistencia.

Esta fórmula permite aplicarse en pilotes preexcavados convencionales y no convencionales (lumbreras); de modo que se considere las siguientes restricciones:

- Se debe tener presente dos diferencias sobre el apoyo de cimentación del pilote; en primera instancia sobre el suelo duro y el otro sobre el suelo homogéneo.
- En primera instancia cuando el suelo situado dentro del espesor (L) es apreciable mucho más compresible que el situado debajo de la base, la influencia que ejerce el suelo en la base circundante es igual a una sobre carga $L\gamma$, en tales casos, los factores de capacidad de carga pueden tomarse directamente de la tabla (IV-8).
- En el segundo caso, apoyados sobre suelos homogéneos; las tensiones tangenciales inducidas al nivel de cimentación, pueden alterar el diagrama de los deslizamientos y alterar la intensidad de presión vertical efectiva (P_v), en consecuencia en la fórmula al reemplazar $P_v = \gamma L$; la presión vertical efectiva

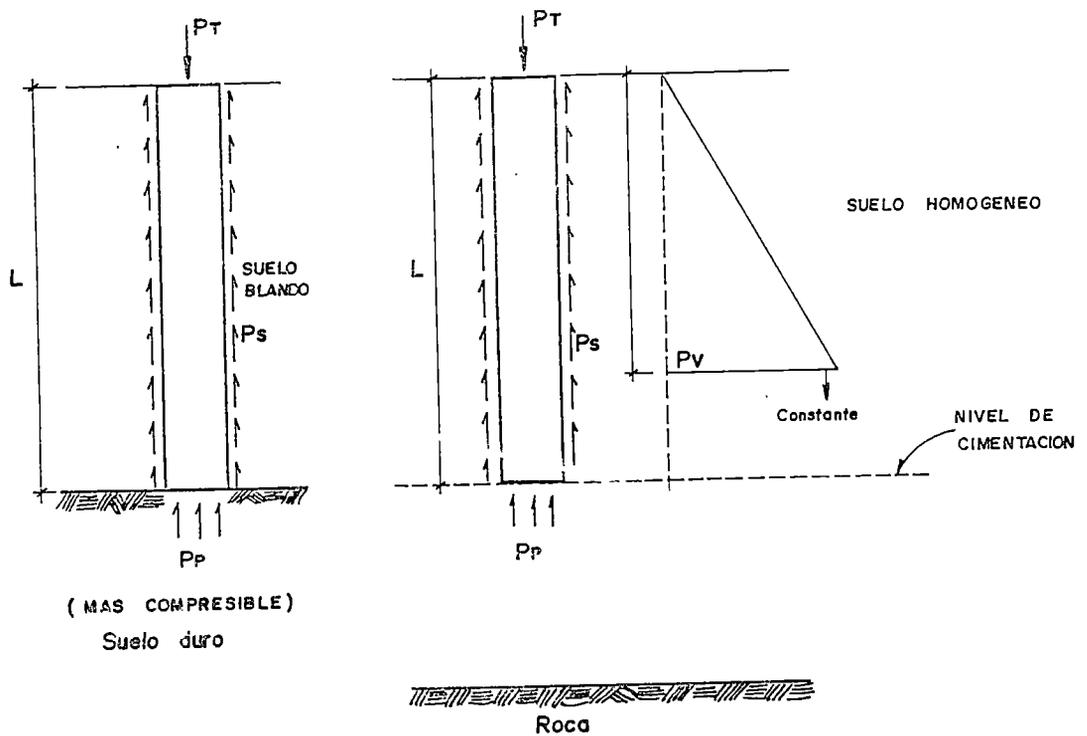


Fig. (IV-9): Diferencias de apoyo en cimentación piloteada.

solamente tendrá efecto, respecto a la profundidad hasta una distancia igual a $L=15B$, aproximadamente a partir de ella solamente depende de ϕ . Al aplicar los factores de carga de la tabla (IV-8), obtendremos resultados un tanto conservadores.

- Respecto al rozamiento superficial f_s , se considera a la siguiente relación:

$$f_s = c_a + P_h \operatorname{tg} \delta \quad (4-17)$$

Estos parámetros c_a (adherencia entre suelo y pilote), P_h (presión horizontal), δ (ángulo de fricción suelo y pilote), están ínter relacionados y también dependen de otros factores como el método de instalación y otras condiciones particulares de cada tipo de pilote.

Debido a su complejo cálculo, Terzaghi propone estimar con preferencia sobre la base de datos empíricos, derivados de las observaciones realizadas en el terreno.

1. Para suelos cohesivos.

Para un pilote aislado embebido en un suelo cohesivo, tenemos:

$$P_u = 0.25\pi B^2(1.3cN_c) + \pi B \sum f_s \Delta L \quad (4-18 a)$$

En arcillas homogéneas, bajo la condición $\phi = 0$, la resistencia neta de la base por unidad de área permanece prácticamente constante para valores de L/B mayores de aproximadamente a 4 y puede tomarse a $N_c = 9$ (Skempton, 1951); para valores menores L/B < 4, usar la figura (IV-10).

La tabla (IV-5), resume la fricción f_s para pilotes convencionales que depende del material que forma la superficie del fuste, esta tabla como ya se manifestó sirve para hacer cálculos preliminares. La única forma de obtener datos más exactos consiste en realizar ensayos de carga.

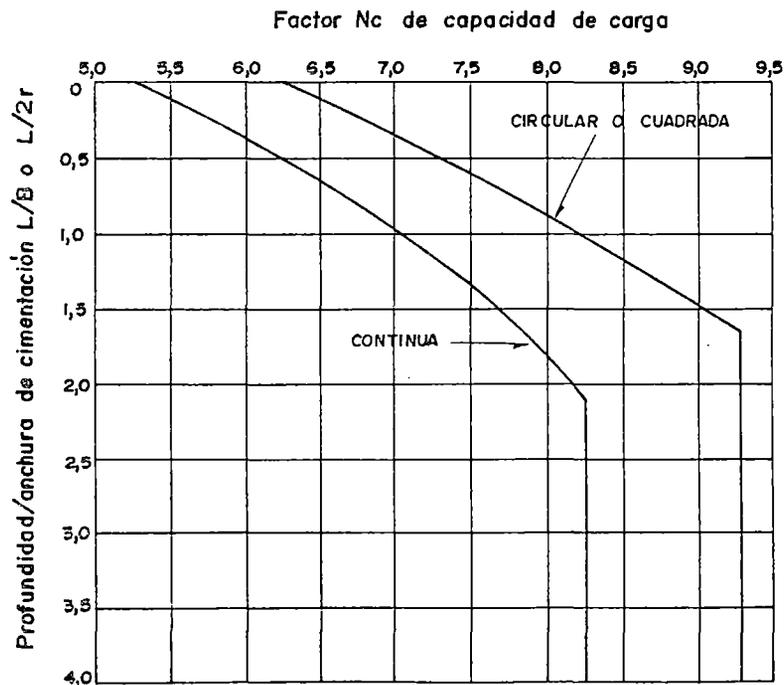


Fig. (IV-10): Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

MATERIAL DEL PILOTE	RESISTENCIA NO DRENADA (kg/cm ²) (o compresión simple)	fs: FRICCIÓN LATERAL (entre pilote y arcilla) (kg/cm ²)
Hormigón y madera	0 a 0.75	0 a 0.35
	0.75 a 1.50	0.35 a 0.50
	1.50 a 3.00	0.50 a 0.65
	> 3.00	0.65
Acero	0 a 0.75	0 a 0.35
	0.75 a 1.50	0.35 a 0.50
	1.50 a 3.00	0.50 a 0.60
	> 3.00	0.60

Tabla (IV-5): Valores de la resistencia a fricción en rotura para pilotes embebidos en suelos cohesivos.

La siguiente tabla (IV-6), proporciona valores que se han obtenido a base de observaciones para pilotes no convencionales. Para cada tipo de suelo se asemeja a la tabla anterior (IV-5). Sin embargo, no es de esperar que exista una concordancia perfecta, pues, para cada material dada, fs depende del diámetro y de la forma de la parte inferior del pilote y del método de excavación.

TIPO DE SUELO	fs: Fricción lateral (kg / cm ²)
Limo y arcilla blanda	0.075 a 0.30
Arcilla muy compacta	0.50 a 2.00

Tabla (IV-6): Valores de fs en pilotes no convencionales.

Otra alternativa para estimar la capacidad admisible de carga en pilotes no convencionales, para una arcilla homogénea compacta y de gran espesor; Terzaghi sugiere utilizar la siguiente expresión:

$$P_u = cN_c A_p + \sum \alpha_c c \pi B \Delta L \quad (4-18 b)$$

Donde:

c = Resistencia al corte no drenada de la arcilla inalterada.

α_o = Coeficiente de reducción (evaluado en ensayos a escala natural).

El coeficiente de reducción se han evaluado hasta ahora en algunas localidades que dependen principalmente de las características propias del suelo. Por ejemplo: En Londres $\alpha_o = 0.45$ (Skempton, 1959); en California varia de 0.49 a 0.52 (Woodward, 1961).

2. Para suelos granulares.

Para suelos no cohesivos, o sea, gravas y arenas, se expresa con la siguiente ecuación:

$$P_u = 2.5B^2 \pi (P_v N_q + 4B \gamma N_r) + \pi B \sum f_s \Delta L \quad (4-19 a)$$

Para $L \geq 15B$, considerar P_v igual constante.

Vesic (1970), usa la densidad relativa (D_r) para calcular f_s para pilotes cilíndricos instalados totalmente en arena, que expresa la siguiente ecuación:

$$f_s = x_r (10)^{1.5(D_r)^4} \quad (4-19 b)$$

Donde:

$x_r = 0.08$, para pilotes hincados.

$x_r = 0.025$, para pilotes perforados y pilares de fundación.

TIPO DE SUELO	f_s (kg / cm ²)
Arena suelta	0.125 a 0.35
Arena densa	0.35 a 0.70
Grava densa	0.50 a 1.00

Tabla (IV-7): Valores estimados de f_s para pilotes no convencionales.

ϕ (grados)	N_c	N_q	$N\gamma$
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	14.7
34	52.6	36.5	35.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	132.3	173.3	297.5
48	258.3	287.3	780.1
50	347.5	415.1	1153.2

Tabla (IV-8): Factores de resistencias para cimentaciones profundas.

IV.2.2.3. SISTEMA NAVFAC.

Utilizando la ecuación (4-2), deduce la siguiente ecuación:

$$P_u = q_d A_p + \sum f_s A_L \quad (4-20)$$

Donde:

P_u = Capacidad de carga del pilote aislado.

q_d = Capacidad de carga (unitaria) de suelo a la profundidad de la punta del pilote.

f_s = Fricción lateral en la superficie de contacto pilote-suelo.

A_p = Area de la punta del pilote.

A_L = Area lateral del pilote.

\sum = Suma de las contribuciones de los estratos o segmentos del pilote.

Considera las siguientes restricciones:

- Para el cálculo del termino correspondiente a la fricción lateral, debe recordarse que los pilotes son elementos rígidos en relación con los suelos que

los rodea; en consecuencia, el desplazamiento relativo suelo-pilote es el mismo a lo largo de toda su longitud. Como el desplazamiento relativo suelo-pilote requerido para movilizar la fricción lateral depende de la rigidez de cada suelo, se debe considerar que en los estratos de suelo bastante más blandos o sueltos que los demás no se moviliza la fricción lateral. Así mismo, si existe cierto espesor de suelo licuefactante, en dicho espesor no se debe calcular fricción lateral.

- El termino correspondiente a la fricción lateral se debe calcular como una sumatoria para los diferentes estratos que constituyen el perfil.
- Las características de los suelos que intervienen en la fórmula estática, deben tener en cuenta que las propiedades de los suelos son considerablemente alteradas por la instalación del pilote y difieren de las que puedan haberse medido durante la investigación del suelo.
- En casos de pilotes de punta perforados, al aplicar la fórmula estática no se debe considerar la fricción lateral en los suelos que sobreyacen el estrato resistente, ya que debido a su poca rigidez comparada con la del estrato resistente, no se llega a producir el desplazamiento relativo suelo-pilote necesario para movilizar dicha fricción lateral.

A continuación se desarrolla la fórmula estática tanto para suelos cohesivos y suelos granulares.

1. En suelos cohesivos.

Skempton propone adoptar, para un pilote aislado embebido en suelo cohesivo, la siguiente expresión:

$$P_u = (cN_c + \gamma L)A_p + \sum c_a A_L \quad (4-21)$$

Donde:

c = Cohesión a la profundidad de la punta del pilote.

$N_c^{(1)}$ = Factor de capacidad de carga.

c_a = Adherencia en la superficie lateral del pilote.

A_L = Area lateral del pilote.

(1): El factor de capacidad de carga se basa en la teoría de Skempton, que N_c esta ínter relacionado de acuerdo a la profundidad de desplante del cimientto.

Muchos calculistas, ignoran el termino (γL) , asumiendo que se compensa con el peso propio del pilote y resultando la siguiente expresión:

$$P_u = cN_c A_p + \sum c_a A_L \quad (4-22)$$

Los factores de resistencia N_c es función de L/B y para los valores $L/B > 10$, $N_c = 9$. Para otros valores de $L/B < 10$ se tiene la siguiente tabla:

L/B	0	0.25	0.60	0.75	1.0	1.6	2.0	2.5	3.0	4.0	> 4
N_c	6.2	6.7	7.1	7.4	7.7	8.1	8.4	8.6	8.8	9.0	9.0

Tabla (IV-9): Valores de N_c según Skempton.

Para estimar la adherencia suelo- pilote c_a , se usara la siguiente tabla (IV-10) en función de la cohesión media del suelo.

CONSISTENCIA DEL SUELO	C (kg/cm ²)	Ca (kg/cm ²)	
		Pilotes de madera y concreto	Pilotes de acero
Muy blando	0 a 0.125	0 a 0.125	0 a 0.125
Blando	0.125 a 0.25	0.125 a 0.240	0.125 a 0.23
Med. compacto	0.25 a 0.50	0.24 a 0.375	0.23 a 0.35
Compacto	0.50 a 1.00	0.375 a 0.475	0.35 a 0.36
Muy compacto	1.00 a 2.00	0.475 a 0.65	0.36 a 0.375
Duro	> 2.00	0.65	0.375

Tabla (IV-10): Valores de cohesión y adherencia.

2. En suelos granulares.

Para un pilote aislado embebido en un suelo granular, considera la siguiente expresión:

$$P_u = (P_v N_q) A_p + \sum K_{HC} P_v \operatorname{tg} \delta_p A_L \quad (4-23)$$

Donde:

P_v = Presión efectiva vertical a la profundidad de la punta del pilote (nota 1).

N_q = Factor de capacidad de carga, Tabla (IV-13).

K_{HC} = Coeficiente de empuje horizontal, igual a la relación entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical en un elemento en compresión adyacente al pilote.

P_v = Presión efectiva media vertical a la profundidad considerada (nota 1).

δ_p = Angulo de fricción pilote-suelo.

Nota:

(1): Para la fórmula estática para pilotes de fricción en suelos granulares, se debe considerar que la presión efectiva vertical aumenta solo hasta una profundidad igual a 20 veces el ancho o diámetro del pilote, medida a partir de la profundidad donde se desarrolla la resistencia por fricción.

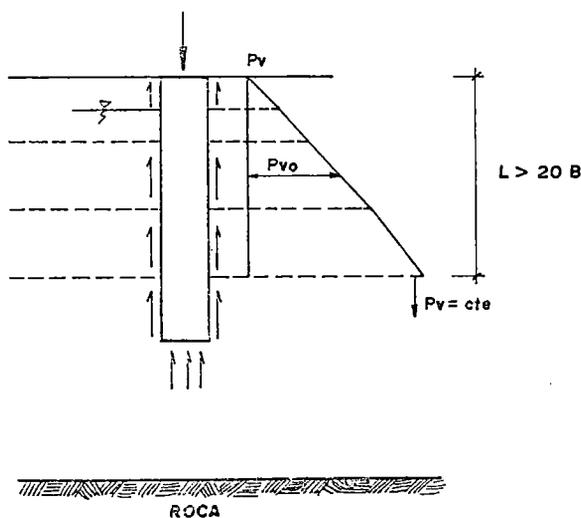


Fig. (IV-11): Presión vertical media en un estrato.

Resistencia a la tracción, se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$P_{ST} = \sum K_{HT} P_v \text{tg} \delta_p A_L \quad (4-24)$$

Donde:

K_{HT} = Coeficiente afectado por tracción.

TIPO DE PILOTE	δ_p	(grados)
Acero		20
Concreto	0.75	ϕ'
Madera	0.75	ϕ'

Tabla (IV-11): Valores de ángulo de fricción suelo-pilote.

TIPO DE PILOTE	K_{HC}
Hincado de sección H	0.25 a 1.0
Hincado de desplazamiento	1.0 a 1.5
Hincado de despl. tronco cónico	1.5 a 2.0
Hincado y con inyección de agua	0.4 a 0.9
Perforado o excavado	0.7

Tabla (IV-12): Coeficientes de K_{HC} .

$\phi', (1)$	N_q	
	Pilotes Hincados	Pilotes excavados o perforados (2)
28	15	8
30	21	10
31	24	12
32	29	14
33	35	17
34	42	21
35	50	25
36	62	30
37	77	38
38	96	48
39	120	60
40	145	72

Tabla (IV-13): Factores de resistencia N_q .

Notas:

(1): Limitar ϕ' a 28 si se usa inyección de agua.

(2): En caso de utilizar cuchara de válvula o de mandíbula bajo la napa freática, calcular la capacidad de carga de punta con un ϕ' no mayor de 28 grados.

IV.3. ANALISIS DE UN GRUPO DE PILOTES.

IV.3.1. COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES BAJO CARGA.

El comportamiento de un grupo de pilotes es distinto a un pilote aislado, tanto en la capacidad de carga, como en lo que se refiere a asentamientos.

En un grupo de pilotes puede ocurrir el colapso de acuerdo a dos mecanismos diferentes, que son:

- ◆ El colapso como pilotes individuales; en este caso el suelo comprendido dentro del grupo de pilotes no forma parte de la masa de suelo que se desplaza, sino que cada pilote individual se desplaza con respecto al suelo que lo rodea, como se muestra en la figura (IV-12).
- ◆ Cuando los pilotes están colocados en grupos dejando entre si un pequeño espacio. Los pilotes y el suelo contenido en el interior del grupo actúan conjuntamente como una sola unidad. A lo largo del perímetro del grupo aparece un plano de deslizamiento, produciéndose el “colapso del bloque” cuando el grupo se hunde e inclina como una unidad, como se muestra en la figura (IV-13).

Es evidente que debe existir algún caso particular de espaciamiento en que la forma de colapso sea distinta para un pilote individual y para un bloque de pilotes. Esta variación no solo depende del espaciamiento, forma del grupo y de la longitud de los pilotes.

La carga de colapso del grupo no es necesariamente la de un pilote individual multiplicada por el número de pilotes del mismo. En arena puede ser mayor que ésta; en arcillas probablemente menor. La capacidad de carga de un grupo se desarrollara frente a los dos mecanismos de colapso.

Sin embargo existen algunas reglas, como espaciamiento, disposición de los pilotes en grupo, tipo de suelo y de la forma de ejecución de los mismos; que sirve como un marco de referencia para encasillar debidamente el criterio teórico y con la experiencia del proyectista lograr buenos resultados prácticos en el diseño del grupo de pilotes.

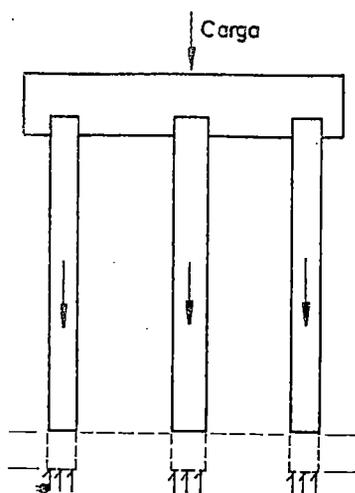


Fig. (IV -12): Falla como pilotes aislados

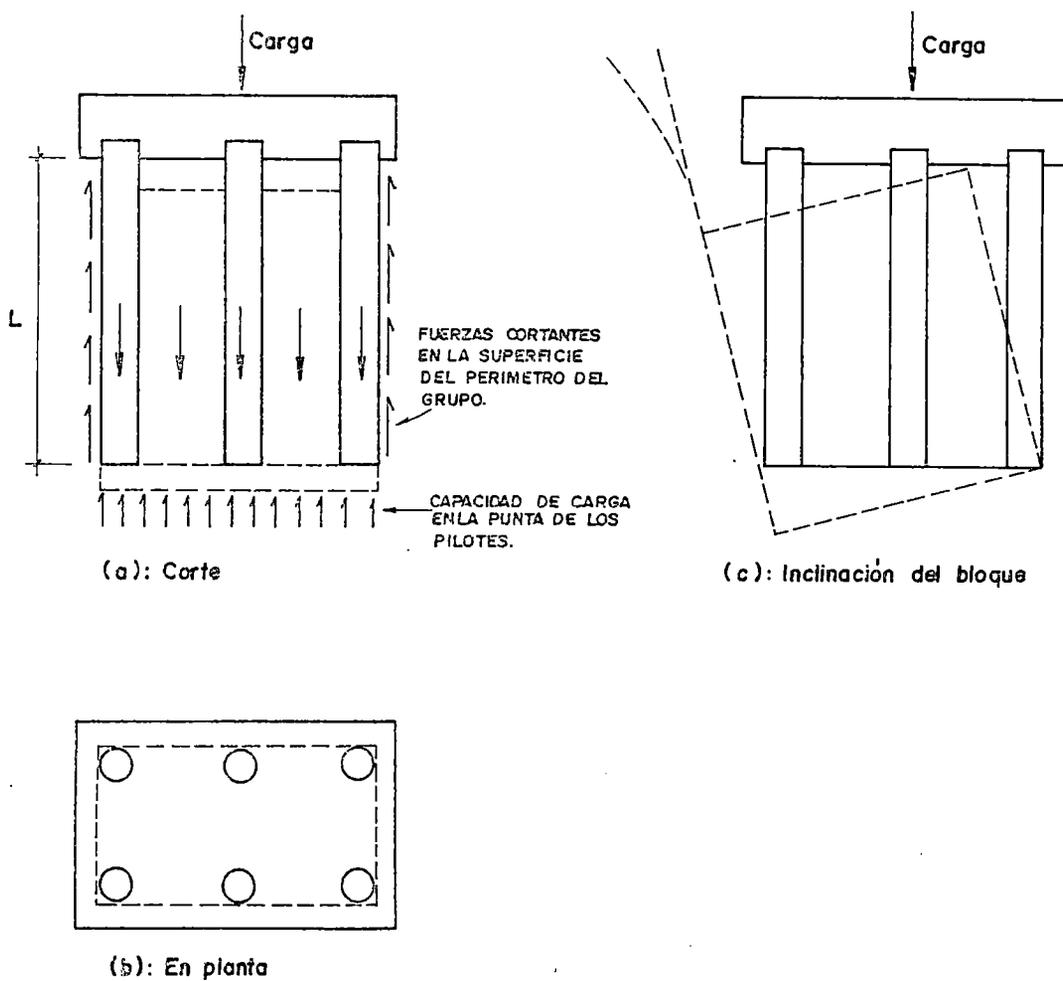


Fig. (IV-13): Falla como bloque

Se exige una separación mínima entre pilotes debido a que cuando se encuentran muy juntos, los efectos se traslapan, reduciéndose la capacidad individual del pilote. Evidentemente, que colocar los pilotes muy separados mejora la estabilidad lateral, pero por razones de economía no es posible ya que los cabezales serían muy grandes. Por estas razones se comentará respecto a un término llamado factor de grupo, espaciamiento y la capacidad de carga tanto para suelos granulares y cohesivos.

1. Grupo de pilotes en suelos granulares.

- Utilizando pilotes hincados y pilotes hincados hormigonados “in situ”.

El efecto de hinca aumenta la densidad del suelo, luego los hincados muy cercanos se hacen muy dificultoso por estar el suelo muy denso. El efecto de compactación de un pilote en arena y grava, se extiende como máximo una distancia de tres diámetros.

Se hinca inicialmente a los pilotes centrales y luego a los periféricos. Se tendrá además al grupo como una sola unidad e incluso como una pila formada por él área de todo el conjunto, probablemente con un factor de grupo mayor que la unidad.

Se establece, en base, a ensayos realizados por Kezdi, en un grupo de pilotes hincados respecto al espaciamiento en que se logra; para un espaciamiento de dos diámetros, tiene un factor de grupo igual a dos y para distancias de seis diámetros un factor de grupo igual a uno. Para condiciones intermedias, se recomienda interpolar linealmente entre estos dos valores.

Sin embargo, este procedimiento es solo aplicable al caso de pilotes hincados en gravas y arenas. No deberá emplearse si estos estratos se encuentran sobre arcillas compresibles, en los casos en que los esfuerzos transmitidos por el grupo de pilotes a las arcillas puede provocar una sobre carga o una consolidación excesiva.

El factor de grupo deberá emplearse únicamente para tener una idea previa de la carga de trabajo o plantear un presupuesto inicial a un anteproyecto. Se suele recomendar una separación mínima de dos a tres diámetros entre centros.

- Utilizando pilotes excavados.

Para el caso de pilotes excavados en arenas o gravas no sucede la densificación del suelo sino más bien se produce un aflojamiento general

del terreno alrededor de los pilotes y entre ellos, si están colocados con poca separación. Se sugiere para pilotes excavados en arenas y gravas no se instalen con una separación inferior a 75cms o dos veces la anchura más pequeña, sea cual fuere la menor de las dos. El factor de grupo puede tomarse igual a uno para todos los casos.

2. Grupo de pilotes en suelos cohesivos.

El comportamiento de las arcillas es diferente a los suelos granulares, ya que los pilotes hincados, como los excavados causan excesivo remoldeo del suelo, principalmente en las arcillas blandas y sensitivas.

El efecto de reconsolidación, con el paso del tiempo recupera su resistencia original a rotura. Por ello la reconsolidación provoca un rozamiento negativo en el cuerpo del pilote. Esta reconsolidación es extremadamente lenta y puede que la resistencia original a rotura de toda la masa de terreno próxima al grupo de pilotes no se alcance de nuevo durante la vida de la estructura. Los efectos de un rozamiento negativo son pequeños, y el caso de los pilotes excavados no llegan a producirse.

Cuando se aplica a un grupo de pilotes muy juntos, el suelo comprendido entre los pilotes se mueven hacia abajo junto con los pilotes, y en el instante de colapso, suelo y pilotes se mueven conjuntamente dando lugar al típico “falla en bloque”. Idéntico proceso de colapso tiene lugar con los pilotes hincados y excavados.

Los pilotes excavados en grupo, en suelos cohesivos y compresibles (arcillas sensibles) provocan un amplio reamoldamiento del suelo entre pilotes, y una estructura del cabezal bien proyectada, la rigidez y resistencia de ésta obligara a que todos los pilotes asienten prácticamente la misma longitud y colapsen en bloque.

En los pilotes excavados, el sistema de compactación también estará ligada con el procedimiento de verter el concreto al momento de construcción y un adecuado espaciamiento entre pilotes.

Se establece en base a ensayos realizados por Whitaker, comprueba que el fallo en bloque tiene lugar para separaciones inferiores de dos a tres diámetros dando un factor de grupo igual a 0.70 y para separaciones más amplias los pilotes fallaban individualmente y creciendo el factor de grupo a la unidad para una separación de ocho diámetros.

También se acota que la separación de los pilotes en grupos, esta regida principalmente por consideraciones estructurales. Generalmente para arcillas, la separación no debe ser menor que 1.05m entre centros, o que el perímetro de

los pilotes, eligiéndose el menor. Esta norma evita el riesgo de fallo en bloque aunque puede adoptarse una separación más pequeña si la estabilidad del grupo contra el fallo en bloque y contra el asentamiento excesivo se verifica.

Existe muchos planteamientos y fórmulas para calcular el factor de grupo en arcillas, pero ninguno es realmente confiable porque no consideran todas las variables actuantes, sin embargo es factible su uso para un predimensionamiento respecto a los espaciamientos mínimos entre pilotes.

Respecto a las cargas transmitidas a los pilotes se suponen como si estuvieran igualmente cargados. Esto puede que no sea cierto; los que están situados en la periferie del grupo pueden tener más resistencia por pilote que los que están próximos al centro. Sin embargo, teniendo en cuenta que la fuerza actúe en el centroide de la disposición de los pilotes, generalmente basta con suponer que las cargas aplicadas uniformemente sobre el grupo de pilotes, las soportan por igual cada uno de los pilotes.

Por supuesto, esto no es aplicable en caso de carga excéntrica, cuando las características y longitud de los pilotes difieren notablemente y para suelos que no son uniformes en cualquier sentido importante.

IV.3.2. ESPACIAMIENTO ENTRE PILOTES.

Las normas usuales para el funcionamiento de pilotes son generalmente muy parecidos a las que se rigen para las cargas aplicadas en los pilotes en suelos plásticos. Si se aplican espacio apropiado, tomando en cuenta la longitud, tamaño, forma, y textura de la superficie de los pilotes, y las características de los suelos, las cargas pueden ser soportadas con menos probabilidades de asentamiento.

Un espaciamiento más generoso de los pilotes, materialmente reducirá el levantamiento y posibles levantamientos por las subpresiones en el pilote, daño por tensión causado por el levantamiento, y la posibilidad de aplastamiento en los cascos o envolventes.

En consecuencia es muy importante considerar el espaciamiento entre estos pilotes; para ello requiere tomar una serie de recomendaciones, según las normas practicas y autores. En la figura (IV-14), se muestra la geometría de un grupo de pilotes. Donde ' e_p ' es el espaciamiento entre pilotes y "B" diámetro de los pilotes.

Se dan las siguientes recomendaciones prácticas:

1. Según normas prácticas para el cálculo de edificios:

- Separación mínima para pilotes hincados que se apoyan sobre roca o gravas $e_p = 2B$
- Separación mínima para los pilotes por fricción $e_p = 2.5B$
- Separación mínima para pilotes excavados y vaciados en sitio $e_p = 90\text{cms}$

2. Según Terzaghi y Peck:

- En pilotes de punta hincados hasta la roca o a través de estratos de arcilla blanda hasta la arena, poco después de haber cubierto la superficie natural con relleno $e_p = 2B$
- En pilotes resistentes de punta, hincados a través de estratos menos compresibles hasta alcanzar arena densa o en pilotes de fricción en arena suelta $e_p = 3B$
- En pilotes resistentes de punta, hincados hasta alcanzar arcilla compacta o en pilotes de fricción, en arcilla blanda $e_p = 3B$ a $e_p = 3.5B$

3. Según Tomlinson M. J.:

- ◆ En suelos granulares (gravas y arenas).
 - Utilizando pilotes hincados y pilotes hincados hormigonados "in situ", suele recomendar una separación mínima de, $e_p = 2B$ a $e_p = 3B$
 - Utilizando pilotes excavados: Una separación mínima de $e_p = 75\text{cms}$ o dos veces la anchura más pequeña; usar la menor de las dos.
- ◆ En suelos cohesivos:
 - Tanto para pilotes hincados y excavados, suele recomendar una separación mínima de $e_p = 2B$ o $e_p = 3B$ para una falla en bloque y contando las características estructurales tomar una separación mínima de 1.05 a 1.50m entre centros, o que el perímetro de los pilotes, eligiéndose el menor.

Normalmente es conveniente diseñar los grupos de pilotes con el espaciamiento mínimo compatible con los requerimientos anteriores, ya que espaciar los pilotes excesivamente incrementa el costo de las zapatas que se apoyan sobre ellos.

Finalmente, otro factor en el que incide el espaciamiento entre pilotes, es la capacidad de grupo. Conforme se vera más adelante, existen casos en los que la capacidad de carga de un pilote en grupo es menor que la suma de las capacidades de cargas de los pilotes aislados que lo forman. Contra más cercanos se encuentren los pilotes, menor resulta la capacidad de carga del grupo.

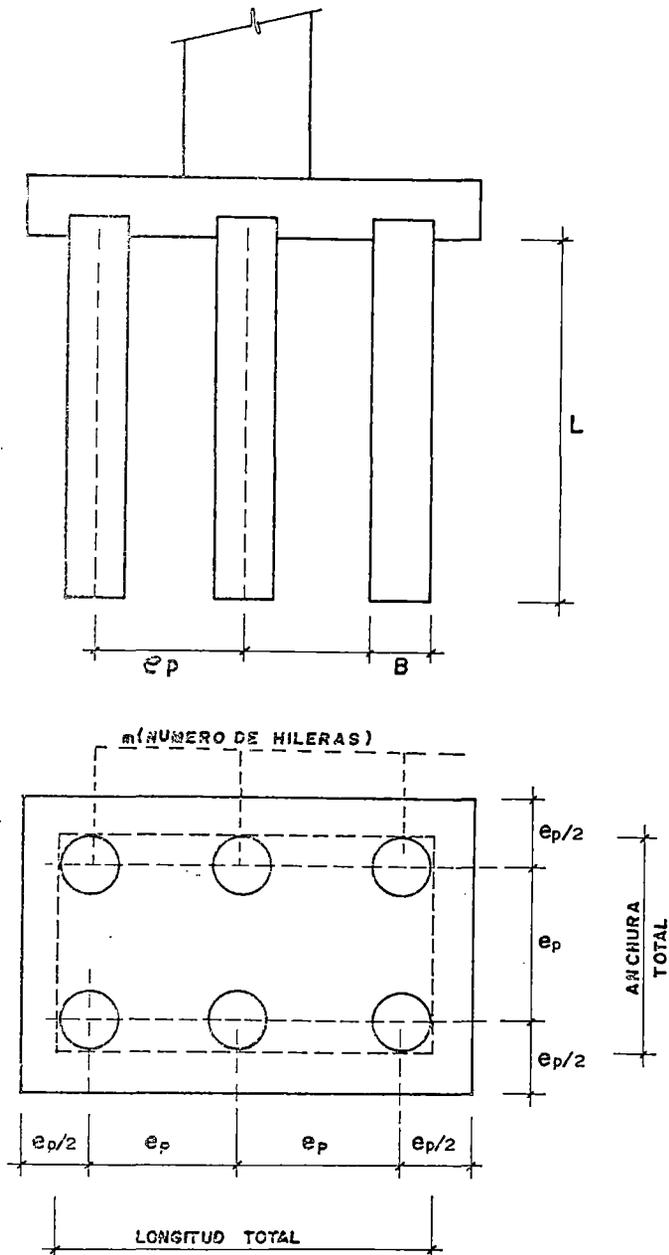


Fig. (IV-14): Espaciamiento entre pilotes.

IV.3.3. DISPOSICIÓN DE PILOTES EN GRUPO.

La disposición de los pilotes o arreglos en grupo, se plantea desde el punto de vista, para evitar el vuelco de la cimentación y, evitar excentricidades altas de la carga de trabajo (de una columna o pilar) respecto al arreglo de los pilotes en grupo; que se presentan en zapatas aisladas, muros y zapatas combinadas.

◆ Zapatas aisladas:

- En una agrupación de los pilotes debe existir una separación razonable a fin de conseguir una estabilidad más adecuada de tal manera resistir las fuerzas de vuelco.
- Una separación pequeña entre pilotes puede reducir el tamaño de las zapatas y las armaduras que se necesitan en las mismas; el cual incidirá en plantear un mejor costo económico. Esto puede ser importante cuando el número de los pilotes es alto.
- La disposición de los pilotes en grupo, que se recomienda es como se indica en el arreglo típico, de la figura (IV-16), pilotes en filas paralelos o en tresbolillo.

◆ Muros de cimentación:

- La disposición en tresbolillo o filas paralelas de a dos es posible instalar para evitar el vuelco, que hacer el arreglo en una sola fila.
- Cuando hay tendencia al vuelco lateral el muro podría llevar los pilotes distribuidos con los arreglos que se muestra en la figura (IV-15).

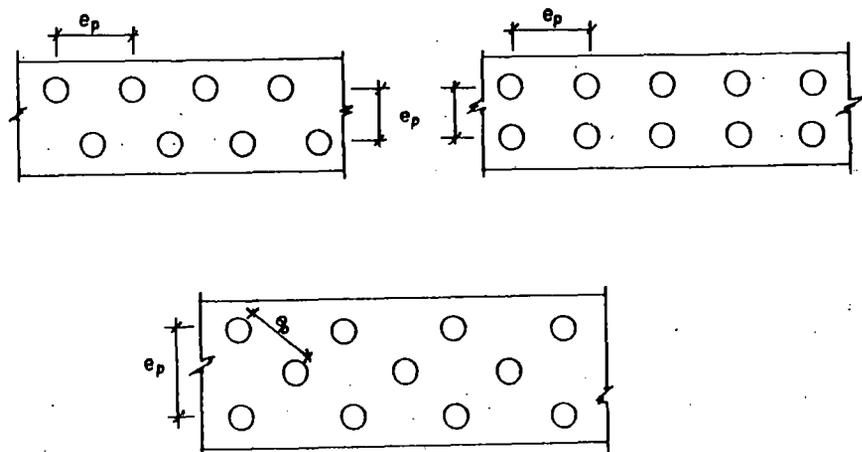


Fig. (IV-15): Disposición de pilotes en muros de cimentación.

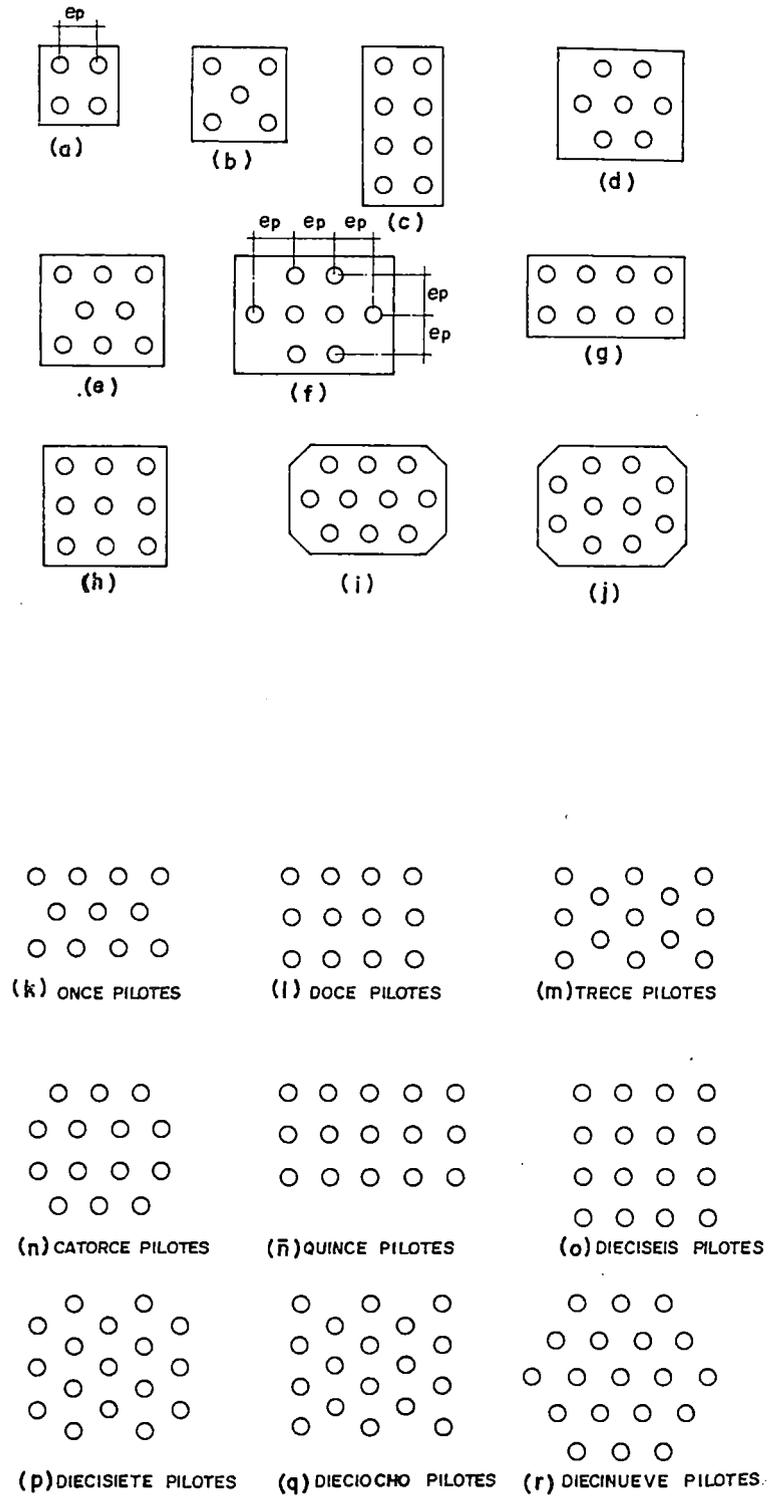


Fig. (IV-16). Disposición de pilotes en zapatas.

◆ Zapatas combinadas:

En casos de utilizar zapatas combinadas sobre pilotes, ilustraremos algunos casos, con el objetivo de mostrar caminos posibles para atacar esta clase de cimentación. Indicando que el proyectista tendrá que estudiar para cada caso específico que se presenta para idear una disposición de los pilotes.

- Su uso generalmente se presenta en zonas perimetrales del terreno y con estructuras vecinas existentes; bajo las características de excentricidades altas en zapatas aisladas. Una posible solución es instalarlos en zapatas combinadas de tal manera los pilotes se disponen con el arreglo aceptable, como se indica en las figuras (IV-17) y (IV-18).
- En la figura (IV-18 b), se presenta el caso de dos zapatas combinadas según las cargas convengan en los pilares o columnas y los límites de terrenos ya construidos, en unas zapatas alargadas paralelas a los muros exteriores. Por otra parte, puede adoptarse una disposición como el eje 2-2, si las condiciones aconsejan su conveniencia.
- En la figura (IV-18 c), tiene por objeto mostrar un esquema que podría utilizarse si hubiera algún obstáculo entre las columnas A y B o A y D, que impidiese la construcción de un muro o zapata continua entre ellos.

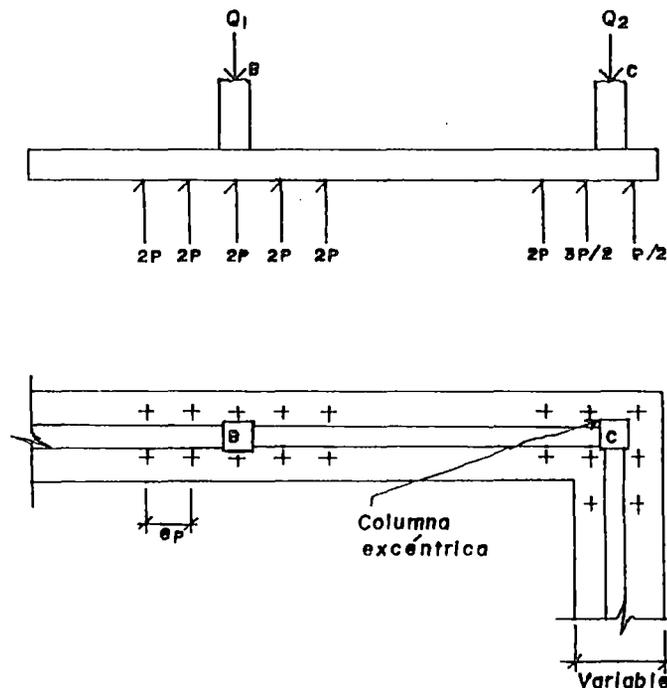
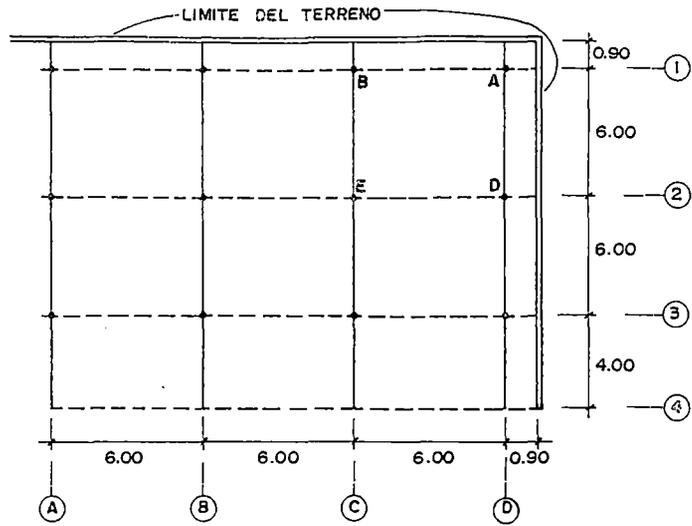
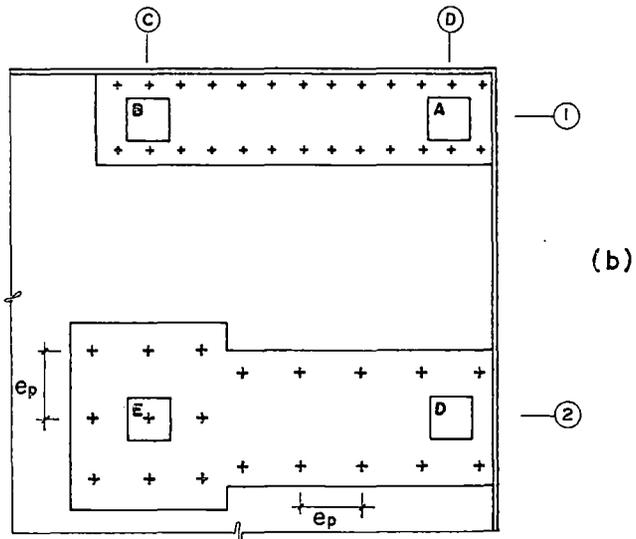


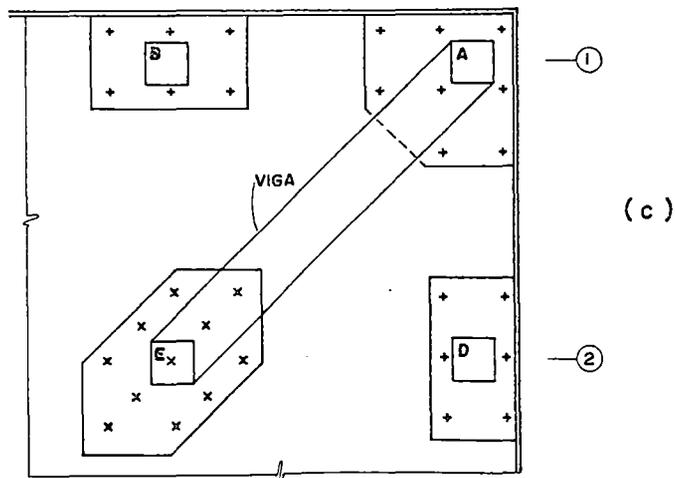
Fig. (IV-17): Disposición de pilotes en una zapata continua combinada.



(a) Nueva cimentación con otro ya existente, (Planta)



(b)



(c)

Fig. (IV - 18): Arreglo de zapatas combinadas

IV.3.4. CAPACIDAD DE CARGA EN GRUPO.

Cuando se trata de grupos de pilotes, la falla del grupo puede ocurrir de acuerdo a dos mecanismos diferentes, que lo presentaremos en los siguientes párrafos. En ambos casos la falla ocurre siguiendo el camino de menor resistencia, como ocurre en todo tipo de falla.

◆ **Caso “A”, fig. (IV-12).**

El suelo comprendido dentro del grupo de pilotes no forma parte de la masa de suelo que se desplaza, sino que cada pilote individual se desplaza con respecto al suelo que lo rodea, a este efecto se le llama “Falla como pilotes individuales”. Esta situación ocurre cuando la suma de las capacidades de carga de pilotes considerados individualmente es menor que la capacidad de carga del grupo de los pilotes considerados como un bloque. En este caso la capacidad de carga del grupo esta dada por la expresión:

$$Q'_g = n_p P_u \quad (4-24)$$

Donde:

n_p = Número de pilotes del grupo.

P_u = Capacidad de carga de cada pilote aislado.

◆ **Caso “B”, fig. (IV-13).**

Se le denomina “Falla como grupo o bloque”, corresponde al caso en que la masa de suelo comprendida dentro del grupo se desplaza junto con los pilotes en el momento de la falla; este mecanismo de falla ocurre cuando la capacidad de carga del grupo considerado como un bloque resulta menor que la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.

Para calcular la capacidad de carga de un grupo de pilotes considerados como un bloque, se puede aplicar la fórmula estática, considerando todo el grupo y el suelo comprendido dentro de él como fuese un bloque cimentado a la profundidad de la punta de los pilotes. Esta dada por la siguiente expresión:

$$Q''_g = \sum \bar{S}_s A_{L_s} + A_{T_s} \bar{q}_d \quad (4-25)$$

Donde:

\sum = Sumatoria de los estratos en estudio.

\bar{S}_s = Fricción lateral en la superficie lateral del grupo.

A_L = Area lateral de los estratos contribuyentes.

A_T = Area transversal en el fondo de los pilotes.

\bar{q}_d = Capacidad de carga del suelo bajo el grupo de los pilotes.

Una vez calculados Q'_g y Q''_g , se comparan estos dos valores; el menor de los dos es la capacidad de carga del grupo de pilotes:

$$\text{Si } Q'_g < Q''_g : \text{Caso "A"}, \Rightarrow Q_g = Q'_g \quad (4-26)$$

$$\text{Si } Q''_g < Q'_g : \text{Caso "B"}, \Rightarrow Q_g = Q''_g \quad (4-27)$$

El análisis de los resultados que se obtienen de los cálculos, arrojan los siguientes conclusiones:

1. Solo puede ocurrir que $Q''_g < Q'_g$ para pilotes de fricción en arcilla. En este caso se deben calcular ambos valores y tomar el menor.
2. Para pilotes de fricción en arena y pilotes de punta, siempre se obtiene $Q'_g < Q''_g$. En consecuencia, en estos casos es innecesario hacer el cálculo de caso "B", siendo suficiente trabajar con las capacidades de carga de los pilotes aislados.

Observaciones:

- Los cálculos basados en la ecuación (4-25), han demostrado que es muy difícil que se produzca una rotura por la base, salvo cuando el grupo consta de gran número de pilotes de fricción embebidos en limo o arcilla blanda o bien se trate de pilotes resistentes de punta que transfieren su carga a un estrato firme pero delgado, que es seguido en profundidad por un espeso depósito de limo o de arcilla blanda.
- La capacidad de carga máxima admisible será afectada por un factor de seguridad adecuado ($Q_g / F.S.$).
- Tomlinson. Hace una observación referente al reamoldamiento provocado por la perforación de los pilotes en suelos cohesivos. Para $\bar{q}_d = N_c c$, la cohesión c

en la punta se toma la resistencia inalterada (original) bajo el grupo. En cambio, al considerar la resistencia periférica a cizalladura, debe considerarse el efecto del tiempo admitiendo para $\bar{S}_s = c\alpha_t$, el valor de la cohesión completamente reamoldada, si se precisa que los pilotes actúen a plena carga poco tiempo después de la construcción, o bien, admitiendo la resistencia original a cizalladura si hasta un tiempo prudencial no han de trabajar los pilotes soportando la carga máxima. En otros casos es darle un factor de seguridad adecuado.

IV.3.5. FACTOR DE GRUPO.

En la forma en que ha sido presentada la capacidad de carga de un grupo de pilotes en la sección anterior, resulta innecesaria la utilización del factor de grupo de pilotes. Sin embargo, debido a este factor se menciona frecuentemente en la bibliografía, se presenta a continuación su definición y algunas consideraciones al respecto.

Se denomina factor de grupo, a la relación entre la capacidad de carga del grupo de pilotes para el caso de falla como bloque, figura (IV-13) caso "B" entre la suma de las capacidades de carga de los pilotes aislados, es decir:

$$F_g = Q_g'' / Q_g', \quad \text{para } F_g \leq 1 \quad (4-28)$$

La utilización clásica del factor de grupo encontrada en la bibliografía, es como un factor de reducción de la suma de las capacidades de carga de los pilotes aislados, es decir:

$$Q_g = F_g (n_p P_u) \quad (4-29)$$

Donde:

F_g = Factor de grupo.

n_p = Número de pilotes.

P_u = Capacidad admisible de un pilote.

El concepto de factor de grupo solamente debe utilizarse en el caso de grupos de pilotes de fricción en arcilla, ya que en los demás casos el factor resultaría mayor que uno. Sin embargo, para evitar confusiones, se recomienda no utilizar en ningún caso el factor de grupo directamente, sino más bien efectuar el cálculo de

capacidad de carga del grupo de pilotes de la manera descrita en la sección anterior.

Cuando se quiera estimar directamente la reducción de la capacidad de carga; para casos específicos como un predimensionamiento de un proyecto. Se utiliza las fórmulas para calcular el factor de grupo, que algunos autores relacionan independientemente de sus variables actuantes; como las acciones de escudo de los pilotes adyacentes y el espaciamiento relativo, el diámetro de los pilotes, variación de las propiedades del suelo con la profundidad, estratificación y nivel de aguas freáticas y otros aspectos relacionados entre si; se dará los siguientes métodos como una alternativa de solución:

◆ Según Tomlinson.

Para el caso de pilotes de fricción en suelos cohesivos; recomienda:

Separacion a ejes	Fg
2B a 3B	0.70
8B	1.00

Tabla (IV-14): Factor de grupo en función del diámetro.

◆ Método Converse-Labarre.

Un método para asignar un valor de apoyo reducido a un grupo de pilotes, consiste en el empleo de la fórmula (4-30), y como indica la figura (IV-14), que esta contenida en el Uniform-Building code de la International of Building Officials y en las especificaciones de la American Association of Highway officials. En esta fórmula no aparecen las longitudes o distancias de empotramiento en los estratos de fricción.

$$F_g = 1 - \phi[(n-1)m - (m-1)n] / 90mn \quad (4-30)$$

Donde:

F_g = Factor de grupo.

m = Número de hileras.

n = Número de pilotes en una hilera.

$\phi = B / e_p$, en donde ϕ es numéricamente igual al ángulo cuya tangente es B / e_p , expresada en grados.

- e_p = Espaciamiento de centro a centro en los pilotes.
B = Diámetro del pilote.

IV.3.6. METODO DE CALCULO DE CARGAS TRANSMITIDAS A PILOTES.

Para el cálculo de las fuerzas transmitidas a los pilotes se desarrolla tres métodos: Método convencional, método de Poulos Focht-Koch y método matricial que a continuación se desarrolla:

IV.3.6.1. METODO CONVENCIONAL.

El desarrollo de este método, es independiente de la interacción suelo-pilote y sin considerar cargas laterales. La resistencia a la flexión de los pilotes es despreciada dentro de un margen permitido.

1. Zapata aislada con carga concéntrica.

Para repartir la carga más uniformemente posible a todos los pilotes se une en la parte superior mediante una zapata superficial o encepado que distribuye la carga del pilar a todos los pilotes del grupo. Las reacciones sobre los macizos actúan como cargas concéntricas en los pilotes individuales; es decir el centro de gravedad de la disposición coincide con la posición de la carga transmitida.

La carga eficaz Q_e disponible para resistir las cargas sin fallar, es la carga admisible menos un porcentaje razonable del peso de la zapata, y sobre carga por pilote, esto es:

$$Q_e = Q_a - W_f \quad (4-31)$$

Donde:

Q_a = Capacidad admisible máxima de un pilote.

W_f = Porcentaje razonable del peso de la zapata más peso del pilote.

Una vez determinada la reacción de los pilotes Q_e disponible, el número de pilotes en un grupo de pilotes concéntricos; es el número entero superior a:

$$n_p = Q_T / Q_e \quad (4-32)$$

Donde:

Q_T = Carga transmitida de la columna o pilar.

n_p = Número de pilotes.

2. Zapata aislada con carga excéntrica.

Hay casos en que una cimentación por pilotes no se realiza o no puede hacerse de forma que la carga principal coincida con el centro de gravedad del grupo de pilotes.

No ofrece peligro una zapata sobre pilotes con carga más o menos desiguales si se realiza de un modo adecuado. Sin embargo, conviene tener presente lo siguiente:

- Los pilotes que trabajan por punta y se apoyan sobre estrato firme pueden cargarse desigualmente sin peligro serio.
- Los pilotes que trabajan por rozamiento dentro de los suelos cohesivos blandos con el tiempo pueden asentarse de un modo desigual si las cargas sobre los pilotes de un grupo varían considerablemente y de modo permanente.
- Hay que procurar que la desigualdad de las cargas sobre pilotes sea mínima.
- Hay que evitar en los pilotes que trabajan por rozamiento, que los situados en borde de la zapata queden sometidos a fuerzas permanentes dirigidas hacia abajo y los situados en el borde opuesto a fuerzas que tiendan a levantarlos.

◆ Excéntrico respecto a un eje.

Cuando la excentricidad es respecto a un eje, tenemos la siguiente relación:

$$Q_r = Q_T / n_p \pm (Q_T x_o x_n / I_g) \quad (4-33)$$

$$I_g = Ax_1^2 + Ax_2^2 + \dots + Ax_n^2 \quad (4-34)$$

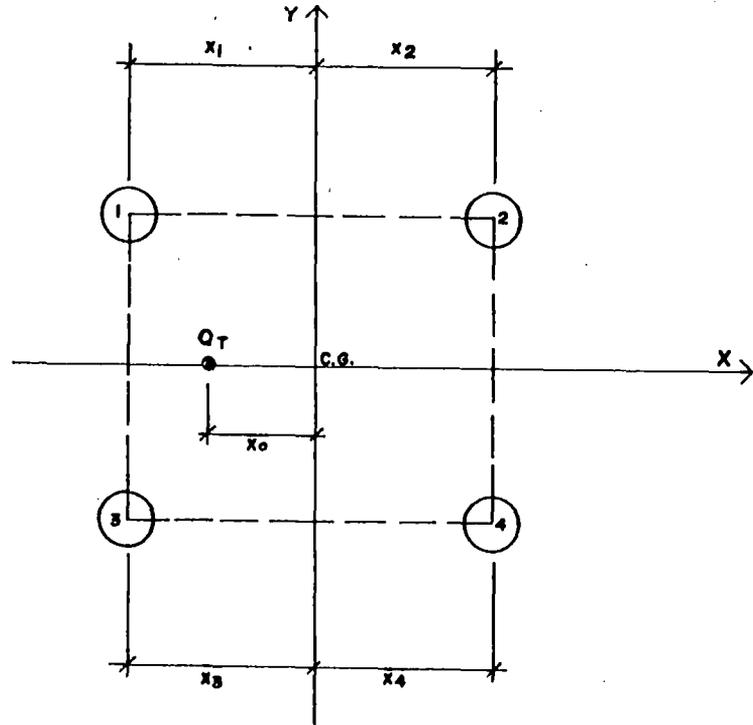


Fig. (IV-19): Carga excéntrico respecto a un eje.

Donde:

Q_r = Carga en cualquier pilote.

Q_T = Sumatoria de las cargas verticales.

n_p = Número de pilotes en el grupo.

x_o = Distancia desde el centro de gravedad de las cargas aplicadas hasta el centro de gravedad del grupo de pilotes.

x_n = Distancia desde el centro de gravedad del grupo de pilotes hasta la línea de pilote, medida paralelamente a x_o .

I_g = Momento de inercia del grupo de pilotes, medido respecto al eje normal a la dirección de la excentricidad.

x_1, x_2, \dots, x_n = Distancias desde el centro de gravedad del grupo de pilotes a la línea de cada pilote, medida paralelamente a x_o . Como todos los pilotes en un grupo son supuestamente idénticos, A puede tomarse como la unidad en cada caso.

◆ **Excéntrico respecto a dos ejes.**

Cuando la excentricidad es respecto a dos ejes, pueden calcularse las cargas individuales en los pilotes mediante el método de la sobre posición, o determinados gráficamente, que se expresa de siguiente manera:

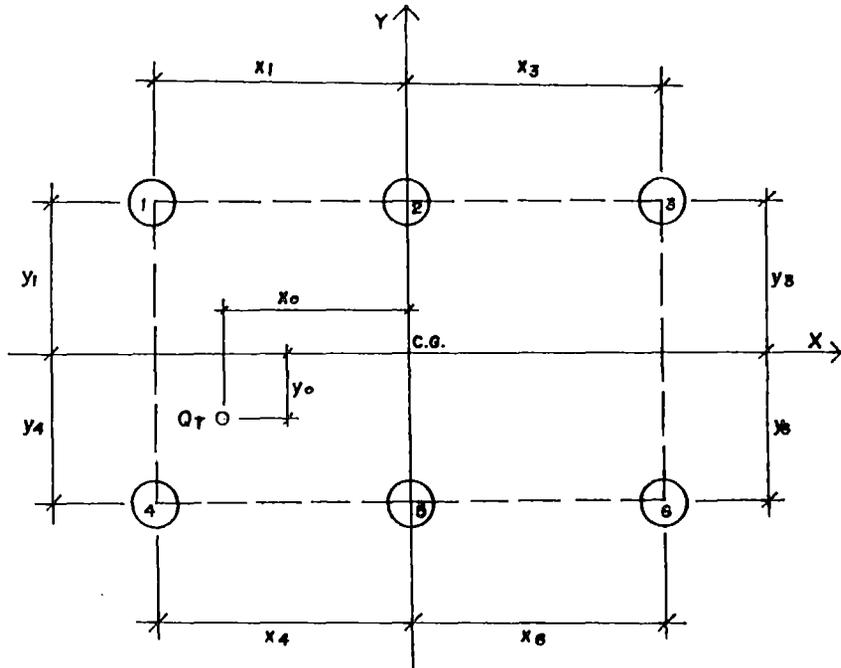


Fig. (IV-20): Excéntrico respecto a dos ejes.

Esta representada por la siguiente ecuación general:

$$Q_r = Q_T / n_p \pm (Q_r y_o y_n / I_x) \pm (Q_r x_o x_n / I_y) \quad (4-35)$$

$$I_y = Ax_1^2 + Ax_2^2 + \dots + Ax_n^2 \quad (4-36)$$

$$I_x = Ay_1^2 + Ay_2^2 + \dots + Ay_n^2 \quad (4-37)$$

Donde:

Q_r = Carga en cualquier pilote.

Q_T = Sumatoria de las cargas verticales.

n_p = Número de pilotes en el grupo.

x_o, x_n = Las mismas definidas que el caso anterior.

y_o = Distancia desde el centro de gravedad de las cargas aplicadas al centro de gravedad del grupo de pilotes.

y_n = Distancia desde el centro de gravedad del grupo de pilotes a la línea del pilote, medida paralela a y_o .

I_y = Momento de inercia del grupo de pilotes, medido respecto al eje normal a x_o .

I_x = Momento de inercia del grupo de pilotes, medido respecto al eje normal a y_o .

En las fórmulas, (4-36) y (4-37); x_1, x_2, \dots, x_n e y_1, y_2, \dots, y_n son distancias desde el centro de gravedad del grupo de pilotes a la línea de cada pilote, medida paralelamente a x_o y y_o , respectivamente.

IV.3.6.2. METODO DE POULOS-FOCHT-KOCH.

El análisis del comportamiento de un grupo de pilotes bajo carga lateral esta basado en el concepto que hay una interacción entre pilotes en el grupo. La influencia de un pilote sobre los otros puede ser evaluado numéricamente usando las ecuaciones de elasticidad.

El comportamiento de un pilote individual puede ser analizado al solucionar una ecuación diferencial de cuarto orden, en la cual la respuesta del suelo esta representada por una familia de curvas $\Delta x - y$. Las curvas $\Delta x - y$ dependen de la geometría del pilote, de las propiedades del suelo, y de la profundidad bajo la superficie del terreno; la degradación debida a cargas cíclicas también es considerada.

Focht y Koch propusieron un método de análisis que combina el uso de la elasticidad para conseguir los coeficientes de influencia y el análisis $\Delta x - y$ para obtener el comportamiento del pilote individual. Otra aproximación es asumir que el grupo de pilotes se comportara como un pilote imaginario de gran diámetro, este diámetro será el grupo entero y la rigidez de este pilote imaginario será la suma de las rigideces de los pilotes individuales.

◆ **Resumen del método de Poulos-Focht-Koch.**

La siguiente ecuación fue desarrollada por Poulos para obtener la deflexión y la carga sobre cada una de los pilotes en un grupo, asumiendo que el suelo actúa elásticamente.

$$\Delta x_k = \Delta \bar{x}_F \left(\sum_{j=1, j \neq k}^{n_p} H_j \alpha_p F_{kj} + H_k \right) \quad (4-38)$$

Donde:

Δx_k = Deflexión del pilote k-ésimo.

$\Delta \bar{x}_F$ = Desplazamiento relativo unitario de un pilote individual bajo una carga horizontal unitaria, calculado al usar la teoría elástica.

H_j = Carga lateral sobre el pilote j.

$\alpha_p F_{kj}$ = Coeficiente para obtener la influencia del pilote j sobre el pilote k.

H_k = Carga lateral sobre el pilote k.

n_p = Número de pilotes en el grupo.

Si la carga total sobre el grupo es H_G , entonces:

$$H_G = \sum_{j=1}^{n_p} H_j \quad (4-39)$$

Si la cimentación es construida de tal manera que todos los pilotes sufran una deflexión de igual magnitud, la deflexión Δx_k es igual a la deflexión del grupo Y_G . Si hay n_p pilotes en el grupo se pueden formular $n_p + 1$ ecuaciones, usando las ecuaciones (4-38) y (4-39) y resolverlas para la deflexión del grupo y la carga H sobre cada pilote en el grupo.

Para plantear las ecuaciones es necesario tener los coeficientes de influencia.

Poulos proporcionado una familia de curvas para los valores de α_p basados en un coeficiente de Poisson de 0.5. Se ingresa a las curvas con valores de L/B , e_p/B , β , K_R ; cuyas variables son:

Donde:

L = Longitud del pilote.

B = Diámetro del pilote.

e_p = Espaciamiento entre centro a centro del pilote.

β = Es el ángulo lo que forman la línea que une a los dos pilotes en cuestión y la línea de acción de la carga.

La relación K_R esta definida por la siguiente expresión:

$$K_R = (E_p I_p) / (E_s L^4) \quad (4-40)$$

Donde:

E_p = Modulo de elasticidad del material del pilote.

I_p = Momento de inercia del pilote.

E_s = Modulo del suelo.

Las curvas de Poulos son usadas en esta fase del análisis.

Focht y Koch han propuesto modificaciones al método de Poulos, ellos sugieren una revisión de la ecuación (4-38) como sigue:

$$\Delta x_k = \Delta \bar{x}_F \left(\sum_{j=1, j \neq k}^{n_p} H_j \alpha_p F_{kj} + RH_k \right) \quad (4-41)$$

Donde R es un factor de rigidez relativa, este factor es la razón de la deflexión Y_i de un pilote individual calculada por la aproximación de la curva $\Delta x - y$ a la deflexión Δx calculada por el método de Poulos. En ambos casos, la carga lateral sobre el pilote individual es la carga lateral total sobre el grupo dividido entre el número de pilotes del mismo.

La ecuación (4-41) es la ecuación de Poulos para la deflexión de un pilote individual con cabecera empotrada.

$$\Delta x = I_{pF} (H / E_s L) \quad (4-42)$$

El valor del coeficiente de influencia I_{pF} puede obtenerse de las curvas proporcionadas por Poulos, que asumen un coeficiente de Poisson de 0.5.

Al usar las ecuaciones de Poulos es importante obtener un valor del modulo del suelo E_s , tan exacto como sea posible; el mejor método para determinar su valor es realizar una prueba de carga en el campo, aunque estas pruebas frecuentemente no son prácticas. En ausencia de tales pruebas algunas correlaciones de E_s con la resistencia cortante no drenada se pueden usar como una burda aproximación, pero las curvas esfuerzo-deformación de ensayos triaxiales pueden dar mejores valores.

Focht y Koch establecen que E_s debería ser escogido de los resultados de ensayos esfuerzo-deformación usando un bajo nivel de esfuerzos en el suelo. Ellos sugieren que su valor debería ser cuando menos, igual al modulo secante correspondiente a un esfuerzo igual al 50% de la resistencia y probablemente tan grande como el modulo tangente inicial indicado por pruebas de laboratorio.

Usando las ecuaciones (4-39) y (4-41), ecuaciones simultáneas son formuladas y solucionadas para la deflexión del grupo Y_G y la carga lateral sobre cada pilote en el grupo. Se elige el pilote con la mayor carga para el análisis con las curvas $\Delta x - y$ modificadas.

Los valores de Δx son modificadas al emplear un factor de multiplicación que considera el efecto de superposición de los pilotes. Los valores de Y son modificadas al multiplicar todas las deflexiones en la curva $\Delta x - y$ por un factor Y de 2,3, 4 y así sucesivamente. La deflexión de un pilote individual es calculada con las curvas $\Delta x - y$ modificadas, y se encuentra el factor Y_F que de concordancia entre la deflexión del pilote individual así calculada, y la deflexión del grupo de pilotes.

Con este apropiado factor Y_F , se puede calcular el comportamiento del pilote con las curvas $\Delta x - y$ modificadas, completando la solución.

IV.3.6.3. METODO MATRICIAL.

Cuando un grupo de pilotes se carga con grandes excentricidades, grandes momentos y fuerzas horizontales; y consiste de tantos pilotes verticales e inclinados, el análisis es más complejo. Los métodos convencionales para este caso, son gráficos y suponen que los pilotes solo toman carga axial y no existe

flexión; como consecuencia estos métodos consideran, erróneamente, que las cargas laterales son tomadas solo por los pilotes inclinados.

El análisis grupal ensamblando la matriz de rigidez del grupo es actualmente la mejor forma de estudiar la interacción suelo-cimentación, y nos da una solución más exacta, ya que considera carga lateral en todos los pilotes y toma en cuenta tanto la rigidez del suelo como la de los pilotes, es decir considera la capacidad del suelo de resistir cargas laterales y la capacidad a la flexión de los pilotes.

El método matricial efectúa una cantidad de operaciones, pero la computadora nos permite obtener con rapidez y precisión requeridas, por otro lado tienen gran entrada de estos datos, los cuales deben ser cercanos a la realidad, sobre todos los referentes a los parámetros del suelo ya que estos describen las condiciones reales de cimentación y tienen gran influencia en la obtención de resultados adecuados.

◆ **Resumen del método matricial.**

Se basa en la solución de las usuales ecuaciones matriciales:

$$P = AF \quad (4-43 \text{ a})$$

$$e = A' X \quad (4-43 \text{ b})$$

$$F = Se \quad (4-43 \text{ c})$$

$$X = (ASA')^{-1} P \quad (4-43 \text{ d})$$

$$F = SA' X \quad (4-43 \text{ e})$$

Donde:

P = Matriz de fuerzas externas en el cabezal en coordenadas globales.

A = Matriz de localización de los pilotes.

F = Matriz de fuerzas en los pilotes en coordenadas locales.

e = Matriz de desplazamiento de la losa rígida en coordenadas locales.

X = Matriz de desplazamiento de la losa rígida en coordenadas globales.

S = Matriz de rigidez del sistema.

• **Matriz "A" del pilote individual.**

La figura (4-21) representa un pilote cualquiera en un grupo, con la cabecera del pilote en las coordenadas globales (x,y,z) sometidas a las

fuerzas F_u, F_v, F_w y a los vectores momentos de M_u, M_v, M_w . Un sistema de coordenadas locales (x', y', z') es colocado en la cabecera del pilote, tal que la fuerza F_w del pilote esta siempre en el plano $x'y'$; así, F_w no tiene componente a lo largo del eje x de F_w esta siempre en la dirección del eje positivo x. Los cosenos directores son definidos como:

α_1 = Angulo de la proyección del pilote, extendido en el plano xz, medido en el sentido horario.

α_2 = Inclinación del pilote, calculado como:

$$\alpha_2 = \arctg(H / L_o) \quad (4-44)$$

α_3 = Inclinación de la fuerza F_w en el plano xy:

$$\alpha_3 = \arctg(\text{sen}\alpha_2 / (\cos\alpha_1 * \cos\alpha_2)) \quad (4-45)$$

$$\alpha_4 = \text{sen}\alpha_1 * \cos\alpha_2 \quad (4-46)$$

- **Matriz "S" del pilote individual.**

La matriz S proviene de la relación $F=Se$ y es obtenida tomando en cuenta los siguientes términos:

C_1 = Constante que relaciona la respuesta en el cabezal para causar una deformación unitaria.

$$C_1 = P / \Delta = 12EI_p / L_o^3 \quad (4-47)$$

C_2 = Constante que relaciona la respuesta en el cabezal para causar una rotación unitaria.

$$C_2 = P / \theta = 6EI_p / L_o^2 \quad (4-48)$$

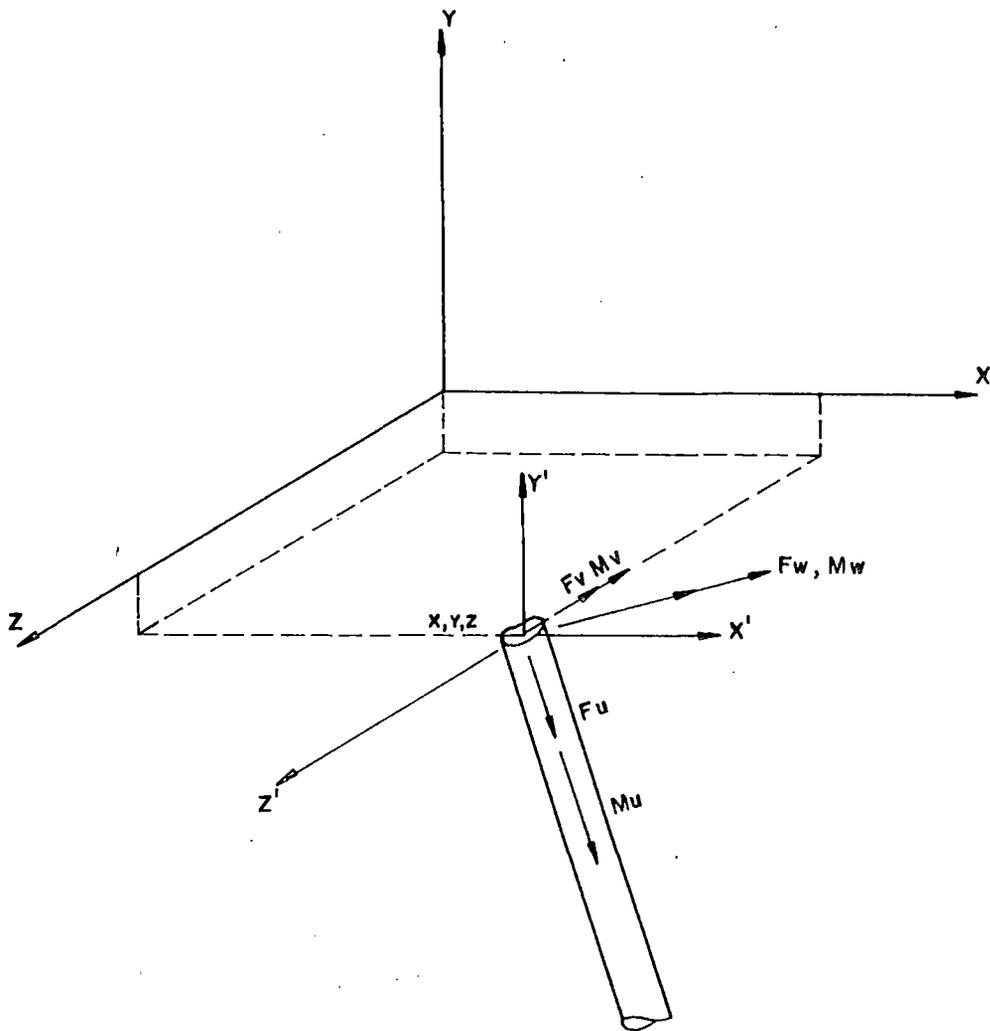


Fig. (IV-21): Pilote con los ejes coordenadas del cabezal y los ejes coordenadas del sistema local.

(F_w esta en el plano $x'y'$).

$\text{Cos } \alpha_1 \cdot \text{Cos } \alpha_2$	$\text{Cos } \alpha_2 \cdot \text{Cos } \alpha_4$	$\text{Sen } \alpha_3$	0	0	0
$-\text{Sen } \alpha_2$	$\text{Sen } \alpha_3 \text{Cos } \alpha_4$	$\text{Cos } \alpha_3$	0	0	0
$\text{Sen } \alpha_1 \text{Cos } \alpha_2$	$\text{Sen } \alpha_4$	0	0	0	0
$Z \text{ Sen } \alpha_2$	$-Z \text{ Sen } \alpha_3 \text{Cos } \alpha_4$	$-Z \text{ Cos } \alpha_3$	$\text{Cos } \alpha_1 \text{Cos } \alpha_2$	$\text{Cos } \alpha_3 \text{Cos } \alpha_4$	$\text{Sen } \alpha_3$
$Y \text{ Sen } \alpha_1 \text{Cos } \alpha_2$	$Y \text{ Sen } \alpha_4$	0	0	0	0
$Z \text{ Cos } \alpha_1 \text{Cos } \alpha_2$	$Z \text{ Cos } \alpha_3 \text{Cos } \alpha_4$	$Z \text{ Sen } \alpha_3$	$-\text{Sen } \alpha_2$	$\text{Sen } \alpha_3 \text{Cos } \alpha_4$	$\text{Cos } \alpha_2$
$-X \text{ Sen } \alpha_1 \text{Cos } \alpha_2$	$X \text{ Sen } \alpha_4$	0	0	0	0
$-Y \text{ Cos } \alpha_1 \text{Cos } \alpha_2$	$-Y \text{ Cos } \alpha_3 \text{Cos } \alpha_4$	$-Y \text{ Sen } \alpha_3$	$\text{Sen } \alpha_1 \text{Cos } \alpha_2$	$\text{Sen } \alpha_3$	0
$-X \text{ Sen } \alpha_1$	$X \text{ Sen } \alpha_3 \text{Cos } \alpha_4$	$X \text{ Cos } \alpha_3$	0	0	0

$A =$

Fig. (IV-22): MATRIZ A

C_3 = Constante que causa momento debido a la traslación.

$$C_3 = M / \Delta = 6EI_p / L_o^2 \quad (4-49)$$

C_4 = Constante que causa momento debido a la rotación.

$$C_4 = M / \theta = 4EI_p / L_o \quad (4-50)$$

C_5 = Constante de compresión del pilote.

$$C_5 = A_T E / L_o, \text{ Para pilotes de punta.} \quad (4-51)$$

$$C_5 = 2A_T E / L_o, \text{ Para pilotes de fricción.} \quad (4-52)$$

C_6 = Constante de tensión del pilote.

$$C_6 = \tau_o GJ / L_o \quad (4-53)$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad del material del pilote.

I_p = Modulo de inercia de la sección transversal del pilote.

L_o = Longitud efectiva del pilote, ver figura (IV- 23).

A_T = Area de la sección transversal del pilote.

G = Modulo de corte del material del pilote.

J = Momento polar de inercia del pilote.

τ_o = Coeficiente de corrección de la constante (2.0 a 3.0).

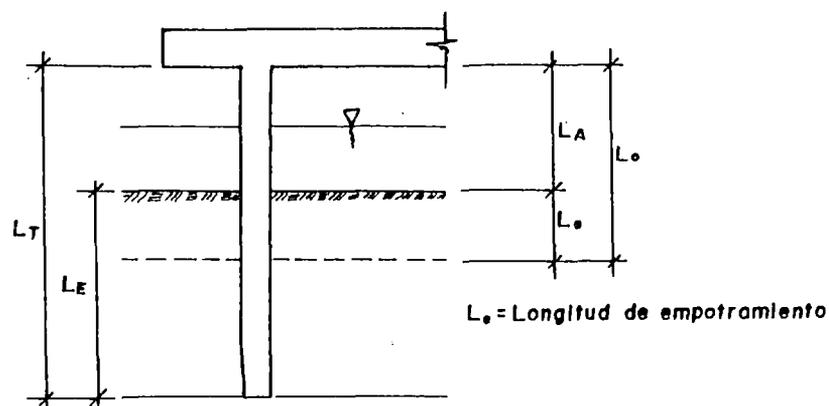


Fig. (IV-23): Pilote embebido en el suelo.

$$L_o = L_A + L_e \quad (4-54)$$

L_o = Longitud efectiva.

L_e = Longitud de empotramiento.

• **En arenas.**

$$L_e = 1.8T \Rightarrow T = (EI_p / K_s)^{1/5} \quad (4-55)$$

• **En arcillas.**

$$L_e = 1.4R \Rightarrow R = (EI_p / K_s B)^{1/4} \quad (4-56)$$

S=

	C_5	0	0	0	0	0
0	C_1	0	0	0	C_2	
0	0	C_1	0	-	C_2	0
0	0	0	C_6	0	0	0
0	0	-	C_3	0	C_4	0
0	C_3	0	0	0	C_4	

Tabla (IV-15): Representación de la matriz S.

• **Solución General:**

1. Con las matrices A y S de cada pilote individual, primero se procede a construir las matrices SA^t y ASA^t para cada pilote. Todas las matrices del pilote individual son del orden del 6*6, así, este problema puede ser resuelto eficientemente por un computador de muy modesta capacidad.
2. Luego de construir la matriz ASA^t , cuando todos los pilotes han contribuido a la formación de la matriz ASA^t (también de 6*6), se invierte para conocer los desplazamientos del cabezal rígido por medio de:

$$X = (ASA^t)^{-1} P \quad (4-57)$$

3. Con los desplazamientos del cabezal conocidos, se conocen luego los movimientos de los pilotes por medio de la ecuación:

$$e = A^t X, \text{ para cada pilote.} \quad (4-58)$$

4. Luego las fuerzas del pilote individual pueden ser calculadas usando la ecuación:

$$F = Se, \text{ para cada pilote.} \quad (4-59)$$

5. Se puede también calcular las fuerzas del pilote individual directamente desde la matriz del cabezal X y de la matriz del pilote individual SA^t , como:

$$F = SA^t X \quad (4-60)$$

6. Sin embargo, este último cálculo no permite valores correctos para los momentos del pilote, ya que estos momentos incluyen el efecto de la posición del pilote, (Términos en el extremo inferior izquierdo de la matriz A).

IV.4. ASENTAMIENTO DE PILOTES.

IV.4.1. GENERALIDADES.

De manera similar que las cimentaciones superficiales, el procedimiento general consiste en estimar primero el asentamiento tolerable por la estructura y luego calcular el asentamiento del pilote o de los grupos de pilotes, según corresponda, y compararlos. Para que el diseño sea satisfactorio desde el punto de vista de los asentamientos, es necesario que el asentamiento estimado resulte menor que el asentamiento tolerable por la estructura.

El asentamiento bajo una estructura puede presentarse como un asentamiento total o diferencial, generalmente el asentamiento crítico no es el total, sino más bien el diferencial o movimiento relativo de dos partes de la estructura; por ello, es importante evaluar los asentamientos diferenciales.

IV.4.2. ASENTAMIENTO TOLERABLE.

En el caso de cimentaciones por medio de pilotes, las cargas son transferidas a estos estratos de suelos relativamente profundos. Asimismo, la penetración de los pilotes es registrada mediante los diagramas de hinca, que son equivalentes a sondeos que miden indirectamente la resistencia de los suelos que atraviesan.

Como consecuencia de lo anterior, normalmente, el asentamiento para una cimentación profunda es una fracción menor del asentamiento total que en el caso de una cimentación superficial.

Por lo anterior, normalmente para las cimentaciones por medio de pilotes se considera que el asentamiento tolerable es igual al doble del que correspondería a la misma estructura cimentada superficialmente.

George B. Sowers (1962), propuso los asentamientos máximos permisibles , que se muestra en la tabla (IV- 16).

TIPO DE MOVIMIENTO	FACTOR LIMITANTE	ASENTAMIENTO MAXIMO
Asentamiento total	Drenaje y accesos	15 a 60 cms.
	Muros de carga de mampostería	2.5 a 5.0 cms.
	Estructuras de edificios	5.0 a 10.0 cms.
Inclinación	Torres y chimenea	0.004B
	Rodajes de camiones, almacenes	0.01S
	Rieles de grúas	0.003S
Curvatura	Muros de ladrillo en edificios	0.005S a 0.002S
	Estructuras en edificios concreto armado.	0.003S
	Estructuras de acero edificios, continuas.	0.002 S
	Estructuras de acero edificios, simples.	0.005 S

Tabla (IV-16): Asentamiento máximo permisible.

Nota: B es el ancho de la base; S, es la separación de las columnas. Asentamiento diferencial en la distancia S o B.

IV.4.3. TIPOS DE ASENTAMIENTOS.

En la figura (IV-24), se ilustran los diferentes tipos de asentamiento que se manifiestan sobre suelos homogéneos o no.

IV.3.1. ASENTAMIENTO UNIFORME.

Se produce cuando todos los puntos de la estructura se asientan la misma magnitud, en este caso no se produce grietas ni distorsiones pero varia la posición en altura, en caso sean asentamientos elevados son perjudiciales para las instalaciones sanitarias que ocasionan rupturas en las instalaciones respectivas.

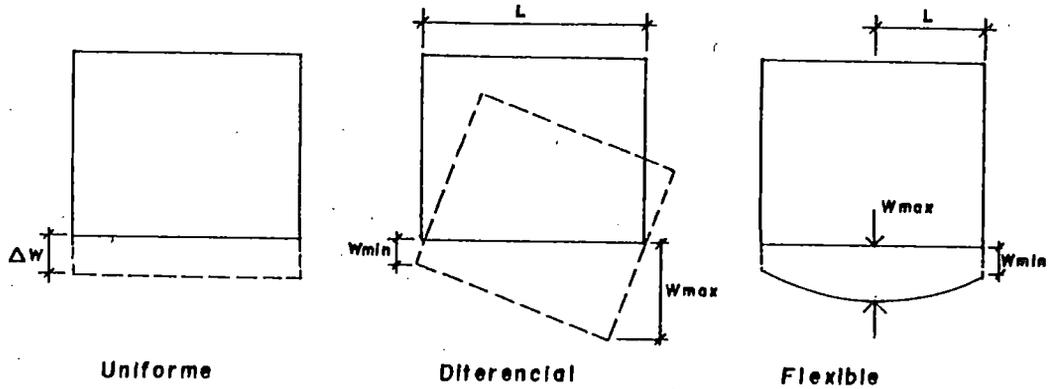


Fig. (IV-24): Tipos de asentamientos.

IV.4.3.2. ASENTAMIENTO DIFERENCIAL O VOLTEO.

En este caso el asentamiento de los diversos elementos de la cimentación son diferentes, Según la magnitud y el tipo de los asentamientos diferenciales puede producir grietas o distorsiones perjudiciales.

La distorsión angular $\Delta w/l$; es un índice que sirve para tener en cuenta los daños que se pueden presentar en la estructura. De la figura (IV-24) la distorsión angular es la siguiente relación:

$$\Delta w/l = (w_{max.} - w_{min})/l \quad (4-61)$$

Donde:

w_{max} = Asentamiento máximo en extremo.

w_{min} = Asentamiento mínimo en un extremo.

l = Distancia entre extremos.

En la tabla (IV-17): sedan algunos valores de la distorsión angular.

IV.4.3.3. ASENTAMIENTO FLEXIBLE.

En placas de cimentación para pilares, los asentamientos ya no serán uniformes o lineales cuando la separación entre pilares es grande, por un lado los pilares mas

cargados producirán mayores asentamientos. Para ello es necesario evaluar la rigidez relativa de la cimentación.

El asentamiento admisible que puede soportar una estructura depende de muchos factores, incluyendo el tipo de forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento. Para ello desarrollaremos métodos semiempíricos para determinar un asentamiento razonable, en los pilotes.

DESCRIPCION	DISTORSION ANGULAR
Agrietamiento considerable de tabiques y muros de ladrillos. Limite de seguridad para muros de ladrillo flexible. Limite correspondiente a daños estructurales en edificios.	Hasta 1/150
Limite para el que se hace posible la inclinación de edificios altos y rígidos.	Hasta 1/230
Limite para que comienza el agrietamiento de paneles de tabiques. Limite para que son de esperar dificultades en grúas puentes.	Hasta 1/300
Limite de seguridad para edificios en los que no son admisibles grietas.	Hasta 1/500
Limite de peligrosidad para porticos arriostrados.	1/600
Limite para que se puede tener dificultades en maquinarias sensibles a los asentamientos.	Hasta 1/750

Tabla (IV-17): Distorsión angular.

IV.4.4. CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS.

IV.4.4.1. ASENTAMIENTO DE UN PILOTE AISLADO.

El asentamiento de un pilote aislado se puede calcular por la expresión (NAVFAC,1972):

$$w_o = w_s + w_{PP} + w_{PS} \quad (4-62)$$

Donde:

w_o = Asentamiento del pilote aislado.

w_s = Asentamiento debido a la deformación axial del pilote.

W_{pp} = Asentamiento de la punta del pilote causada por la carga transmitida en la punta.

W_{ps} = Asentamiento de la punta del pilote causada por la carga transmitida por fricción.

Estos asentamientos se calculan por medio de las fórmulas siguientes:

$$W_s = (P_p + \alpha_s P_s) * L / (EA_T) \quad (4-63)$$

Donde:

P_p = Parte de la carga de trabajo transmitida por la punta del pilote.

P_s = Parte de la carga de trabajo del pilote transmitida por fricción lateral.

α_s = Coeficiente que depende de la forma de la distribución de la fricción lateral en la profundidad del pilote, tabla (IV-18).

L = Longitud del pilote.

A_T = Sección transversal del pilote.

E = Modulo de elasticidad del pilote.

DESCRIPCION	α_s
Distribución uniforme o parabólica.	0.5
Distribución triangular variando de cero en la cabeza del pilote hasta un máximo en la punta.	0.67
Distribución triangular variando de un máximo en la cabeza del pilote hasta cero en la punta.	0.33

Tabla (IV-18): Valores recomendados del coeficiente α_s .

$$W_{pp} = C_p P_p / (Bq_d) \quad (4-64)$$

Donde:

C_p = Coeficiente empírico que depende del tipo de suelo y del método de construcción del pilote.

B = Diámetro o ancho de pilote.

q_d = Capacidad de carga del suelo bajo la punta del pilote.

TIPO DE SUELO	C_p	
	HINCADOS	PERFORADOS
Arena, densa a suelta.	0.02 a 0.04	0.09 a 0.18
Arcilla, compacta a blanda.	0.02 a 0.03	0.03 a 0.06
Limo, denso a suelto.	0.03 a 0.05	0.09 a 0.12

Tabla (IV-19): Valores recomendados de C_p .

Estos valores asumen que el suelo continua por debajo de la punta del pilote un espesor igual a por lo menos 10 diámetros del pilote y que dicho suelo es de rigidez similar o mayor que el sobreyacente.

$$W_{ps} = C_s P_s / (L_E q_d) \quad (4-65)$$

Donde:

$$C_s = (0.93 + 0.16 L_E / B) C_p$$

L_E = Longitud enterrada de pilote.

IV.4.4.2. ASENTAMIENTO DE UN GRUPO.

Para la mayoría de las estructuras de ingeniería la carga que debe aplicarse a un grupo de pilotes esta regida por consideraciones del asentamiento de consolidación más que por la capacidad final de carga del grupo dividida por un factor arbitrario de seguridad.

1. Para suelo granular.

Vesic (1977), ha propuesto la siguiente expresión para relacionar el asentamiento grupal W_g de un grupo de pilotes con el asentamiento de un pilote único.

$$W_g = W_o \sqrt{L_m} / \sqrt{B} \quad (4-66)$$

Donde:

W_g = Asentamiento del grupo de pilotes.

L_m = La menor dimensión del grupo de pilotes.
B = Ancho o diámetro del pilote aislado.

El asentamiento del pilote aislado W , utilizado en esta fórmula, puede ser estimado a partir de los cálculos descritos en la sección anterior o con mayor precisión determinado mediante pruebas de carga.

2. Para suelos cohesivos.

En general para seguir en el análisis del asentamiento a partir de los ensayos del laboratorio utilizando la teoría de consolidación son:

- Elección del perfil del suelo.
- Determinación de la carga que da lugar al asentamiento.
- Calculo de la distribución de presiones y esfuerzos.
- Calculo del asentamiento de consolidación.
- Calculo del asentamiento neto inmediato.
- Calculo del asentamiento final.
- Calculo de la velocidad del asentamiento de consolidación.
- Calculo de los asentamientos durante el periodo de construcción.

El asentamiento de un grupo de pilotes en suelo cohesivo no tiene relación con el asentamiento del pilote aislado, ya que los suelos cohesivos la principal componente del asentamiento del grupo proviene de la consolidación de la arcilla.

No existe dato alguno sobre la relación entre el asentamiento inmediato y el de consolidación a largo plazo en los grupos de pilotes, e incluso en pilotes individuales. Mostraremos dos métodos aproximados que nos conlleva a estimar asentamientos razonables en caso contrario si tuviese asentamientos altos el análisis se realizara más detalladamente, siguiendo la teoría de consolidación.

◆ Método 1.

Este método consiste en suponer que un grupo de pilotes de rozamiento se comporta como un pilar cuyas dimensiones en planta sean iguales a las dimensiones totales del grupo más la anchura adicional dada por la expansión de carga cuya pendiente es cuatro. La base de la cimentación en forma de “pilar virtual se supone situada a una profundidad igual a dos tercios de la longitud de los pilotes”.

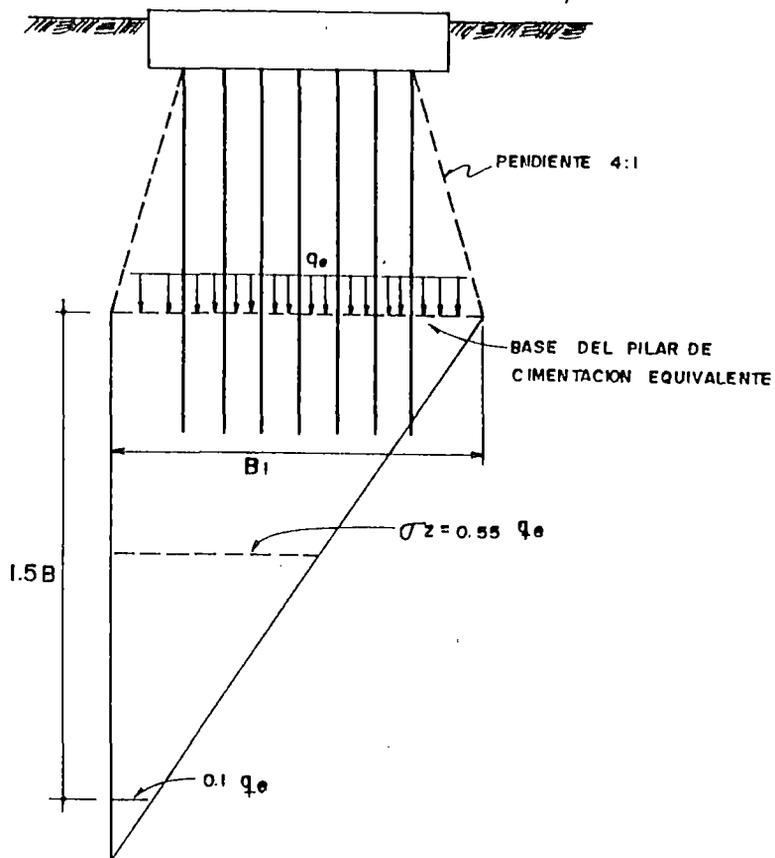


Fig. (IV-25): Grupos de pilotes en proyección virtual.

El método aproximado para calcular el asentamiento de consolidación de las arcillas y cuya expresión es:

$$W_g = m_v * 0.55q_e * 1.5B_1 \quad (4-67)$$

Donde:

m_v = Coeficiente de compresibilidad (cm^2 / kg).

q_e = Presión efectiva de cimentación (kg / cm^2).

B_1 = Anchura de la cimentación.

De los resultados del ensayo de consolidación pueden utilizarse, el valor medio de m_v deberá tomarse aproximadamente a una profundidad igual a $1.5B_1$. En caso de no existir resultados de ensayo, deben emplearse valores de m_v dados en la tabla (IV-20).

TIPO	DESCRIPCION	m_v (cm ² /kg)
Arcillas glaciares y arcillas azul, dura o muy firme.	Compresibilidad muy baja.	< 0.005
Arcillas solidamente consolidadas y rocas duras meteorizadas.	Compresibilidad baja	0.005 a 0.01
Arcilla meteorizada marron, azul fluvio glaciares.	Compresibilidad media.	0.01 a 0.03
Arcillas normalmente consolidadas.	Compresibilidad elevada.	0.03 a 0.15
Turbas y arcillas muy orgánicas	Compresibilidad muy elevada.	0.15

Tabla (IV-20): Coeficiente de compresibilidad.

◆ **Método 2.**

Este método aproximado, presentado por , Raiph B. Peck, el asentamiento debido a la consolidación de una capa delgada de arcilla consta de cuatro pasos:

- Calculo de la presión efectiva de sobre carga P_o en el centro del estrato; es la intensidad de la presión granular sobre cualquier plano horizontal al nivel de cimentación y debajo del mismo antes de comenzar los trabajos de construcción.
- Calculo del incremento de presión (Δp) , producido por la construcción del edificio, directamente debajo del punto dado y a la mitad del espesor del estrato de arcilla.

En caso de pilotes, Raiph B. Peck recomienda; como la carga que actúa a un tercio arriba de los puntos del grupo de pilotes, para calcular el aumento de presión a la mitad del espesor de cada capa, se calcula en la suposición de que la carga se distribuye con una inclinación de dos unidades verticales a una horizontal, empezando en el punto inferior del tercio medio de los pilotes. La distribución de 2:1 de la carga, da por resultado una aproximación razonable al promedio de aumento de presión a cualquier nivel bajo todo el grupo de pilotes, en vez del aumento de presión bajo un punto específico, como se obtendría usando la figura (IV-26).

- Compresibilidad de arcilla; para calcular el índice de compresibilidad C_c , se realiza mediante pruebas de consolidación, en caso de tener al alcance, sin embargo se recomienda mediante métodos aproximados para determinar.

Según Shempton (1944), describe que el índice de compresibilidad esta íntimamente relacionado al limite liquido (LL) de las arcillas sedimentarias normalmente consolidadas; con la expresión siguiente:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad (4-68)$$

Donde:

LL = Limite liquido (%).

$$C_c = 0.007(LL - 7), \text{ para arcillas remoldeadas.} \quad (4-69)$$

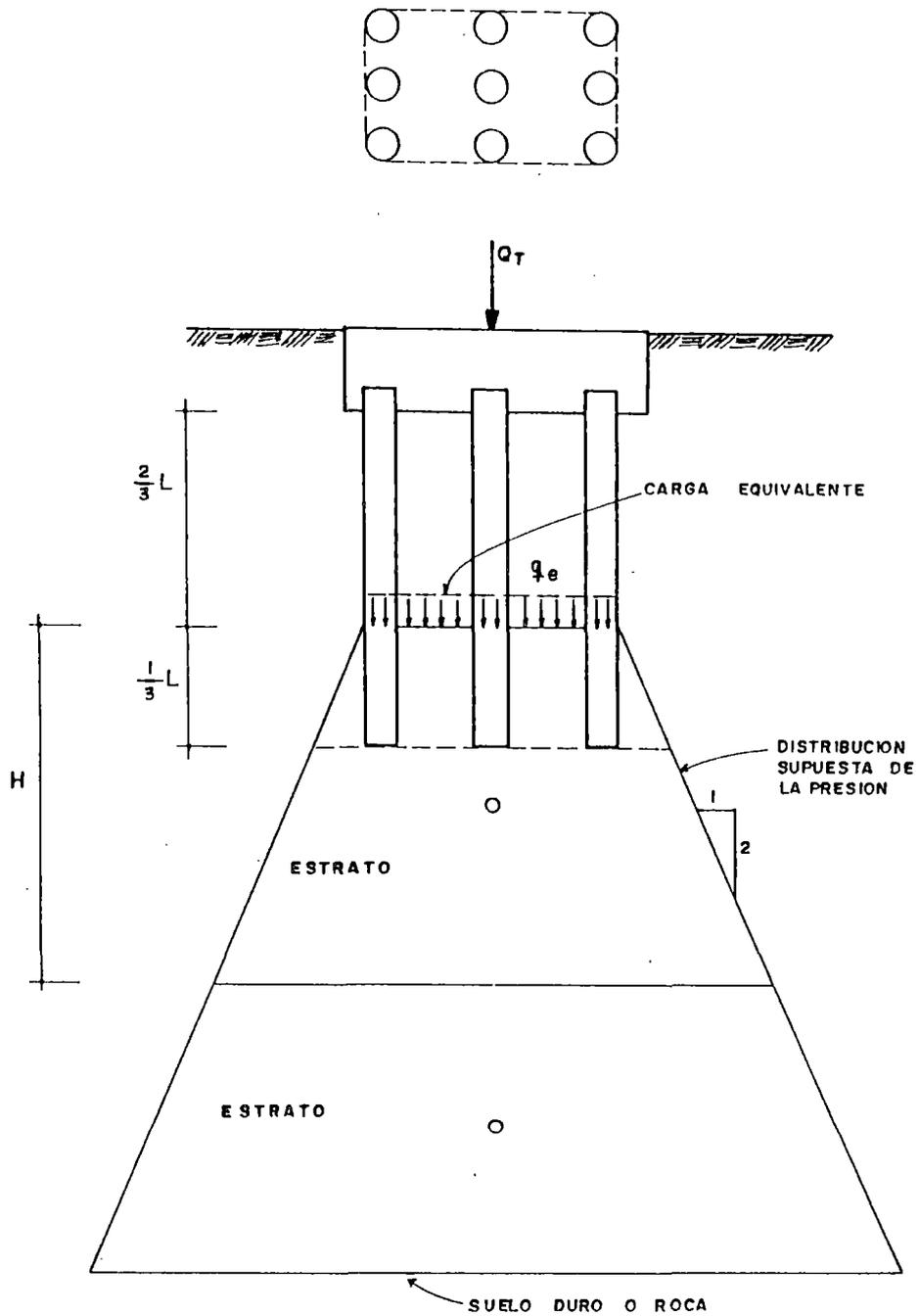


Fig. (IV-26): Distribución de la presión de un grupo de pilotes.

- Calculo del asentamiento en arcillas; para calcular el asentamiento de un punto en la base de una estructura, una vez aplicada la carga de cimentación, la presión vertical inicial (P_o) aumenta como consecuencia de la tensión vertical (σ_z) producida en el centro del estrato por la presión efectiva de cimentación (q_e).

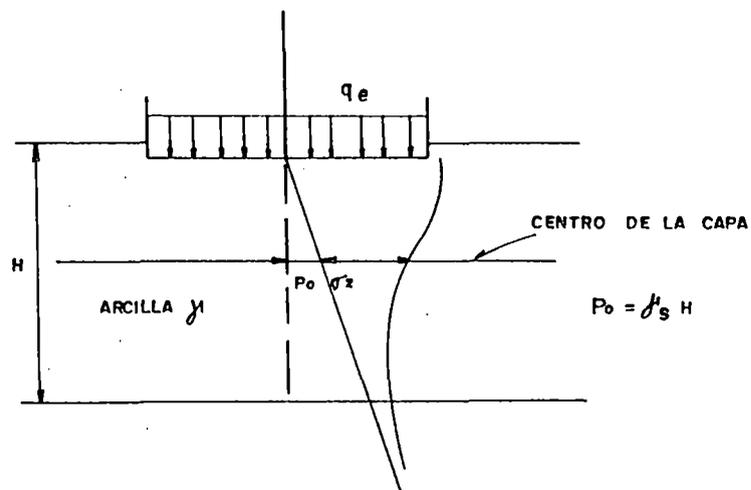


Fig. (IV-27): Distribución de presiones en un estrato.

El asentamiento final puede estimarse mediante la ecuación (4-70), Para arcillas normalmente consolidadas:

$$W_g = (C_c / (1 + e_o)) * H \log(P_o + \Delta P) / P_o \quad (4-70)$$

Donde:

C_c = Compresibilidad de la arcilla.

e_o = Relación de vacíos inicial.

H = Espesor del estrato de arcilla.

P_o = Presión efectiva de sobrecarga.

ΔP = Incremento de presión.

El procedimiento general para calcular el asentamiento en un deposito de arcilla, puede usarse donde quiera se conozca la relación de vacíos original y su cambio, con la siguiente relación:

$$W_g = H\Delta e / (1 + e_o) \quad (4-71)$$

Donde:

Δe = Disminución de vacíos.

H = Espesor del estrato.

e_o = Relación de vacíos inicial.

IV.4.4.3. ASENTAMIENTO DE PILOTES DE PUNTA.

El asentamiento de un pilote de punta se puede estimar por las fórmulas presentadas en la sección (IV.4.4.1) para un pilote aislado; en este caso $P_s = 0$.

Para calcular el asentamiento de un grupo de pilotes de punta, este se reemplaza por una zapata imaginaria ubicada sobre el estrato resistente, de dimensiones iguales a la sección del grupo, y que aplique la carga transmitida por la estructura. El calculo se efectúa por métodos idénticos a los utilizados para cimentaciones superficiales.

IV.4.5. DISTRIBUCION DE PRESIONES Y ESFUERZOS.

La distribución de la presión vertical de sobrecarga (P_o) y de la tensión vertical (σ_z) que resulta de la presión efectiva de cimentación (q_e), como se muestra en la figura (IV-28).

Los valores de la tensión vertical (σ_z) se obtienen mediante el método de Boussinesq y Newmark que son aplicables para casos prácticos de Ingeniería.

Se describe la ecuación de Boussinesq; en el caso de una carga concentrada sobre la superficie del terreno, la tensión vertical en un punto cualquiera N bajo la carga, viene dada por la expresión:

$$\sigma_z = (0.48Q_r / Z^2) [1 / (1 + (r / Z)^2)]^{1/2} \quad (4-72)$$

Donde:

Q_r = Carga vertical concentrada.

Z = Distancia vertical entre el punto N y la parte inferior de la estructura de cimentación.

r = Distancia horizontal del punto N a la línea de acción de la carga.

La ecuación de Boussineq se basa en la hipótesis de que el material cargado es elástico, homogéneo e isótropo. Ninguna de estas propiedades es estrictamente verdadera para suelos naturales, pero tales hipótesis están justificadas en los proyectos prácticos. La distribución de tensiones que da dicha ecuación tiene la forma acampanada, según puede observarse en la figura (IV-28).

En casos de suelos compresibles profundos el nivel más bajo que se considera en los análisis de asentamientos, es el punto en cual tiene el valor de $\sigma_z = 0.1 - 0.2 \text{ kg/cm}^2$.

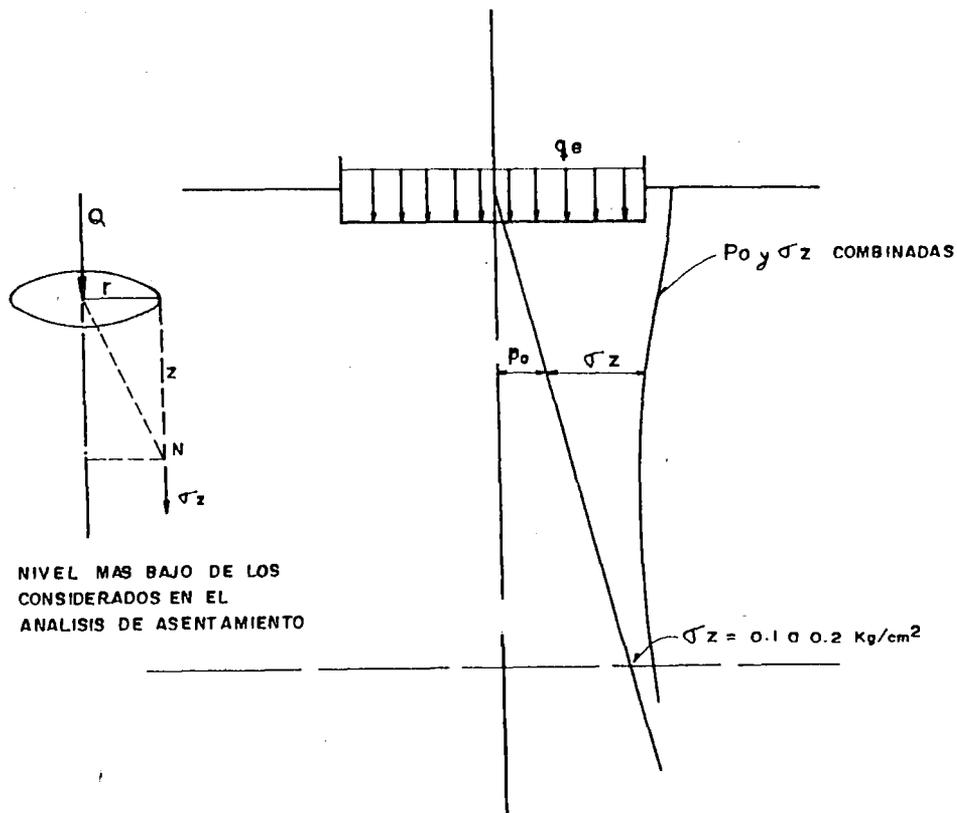


Fig. (IV-28): Distribución de presión vertical y de las tensiones en un estrato profundo de arcilla.

IV.5. FRICCION SUPERFICIAL NEGATIVA.

IV.5.1. GENERALIDADES.

La fricción superficial negativa es una fuerza desarrollada a través de la fricción entre el pilote y el suelo en una dirección para incrementar la carga del pilote. Generalmente el arrastre es hacia abajo debido al movimiento relativo entre el suelo y el pilote.

Este problema es muy común en las cimentaciones piloteadas con pilotes de punta, cuando se presenta una estratigrafía básicamente formada por un cierto espesor compresible, subyacente por el estrato resistente de apoyo y cuando dicho manto compresible tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación inducido. Este es el caso, cuando se incrementa relleno sobre el suelo compresible que ocasiona la consolidación del estrato compresible y su asentamiento, con el consiguiente desplazamiento relativo hacia abajo del suelo con respecto al pilote.

La fricción superficial negativa también puede ser desarrollada por la disminución del agua subterránea, el incremento en el esfuerzo efectivo origina consolidación del suelo, con el acomodo resultante y las fuerzas de fricción que están siendo desarrolladas sobre el pilote.

Si estas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente. Por ello es indispensable hacer el análisis teórico de los suelos para diseñar las cimentaciones de pilotes en esas circunstancias.

IV.5.2. CALCULO DE LA FRICCION NEGATIVA.

El cálculo de la magnitud de la fricción negativa es complejo y depende de los siguientes factores (Tomlinson, 1977):

- El desplazamiento relativo entre el relleno y el pilote.
- El desplazamiento relativo entre los suelos compresibles y el pilote.
- La compresión elástica del pilote bajo la carga de trabajo transmitida por la estructura.
- La velocidad de consolidación de las capas compresibles.

En principio la fricción negativa se calcula por las fórmulas estáticas discutidas en la sección (IV.2.2), considerando únicamente en ellas la fricción lateral suelo-pilote, en este caso actuando hacia abajo. Sin embargo, el valor de la fricción

lateral así calculado realmente representa el máximo de fricción negativa que podría llegar a actuar, más no el valor de la fricción realmente movilizada.

IV.5.2.1. PILOTE AFECTADO POR TERRAPLEN.

En el siguiente paso desarrollaremos para el caso de terraplén sobre suelo compresible, de un pilote de sección circular de diámetro B.

◆ Fricción negativa generado por el relleno.

La fricción negativa viene dado por:

$$P_n = \int_0^{L_f} \pi B \alpha' \gamma Z k (dz) \quad (4-73)$$

Donde:

α' = Coeficiente relativo a la presión efectiva lateral ($\bar{q}k$) de la resistencia constante que actúa sobre el perímetro del pilote.

$\alpha' = \text{tag}(3\phi/4)$, para concreto y madera.

B = Diámetro del pilote.

k = Coeficiente lateral de presión de tierra, basado en las propiedades del suelo y un juicio de ingeniería. Usar $k = k_o = 1 - \text{sen}\phi$.

Z = Profundidad del estrato.

γ = Peso específico del suelo.

◆ Fricción negativa generado por la arcilla.

En este caso puede generar dos resistencias friccionales una positiva y otra negativa a partir de un punto de inflexión (O), como se muestra en la figura (IV-29 a); definido por las siguientes ecuaciones:

$$P_n^- = \int_0^{L_1} \pi B \alpha' k (\bar{q}_o + \gamma Z) dz \quad (4-74)$$

$$P_n^+ = \int_{L_1}^L \pi B \alpha' k (\bar{q}_1 + \gamma Z) dz \quad (4-75)$$

Donde:

L_1 = Distancia a la que se encuentra el punto neutral.

Se puede ajustar los límites de integración si el suelo es estratificado para obtener una sumatoria de las contribuciones de los esfuerzos negativos.

Igualando las ecuaciones (4-74) y (4-75) se puede obtener la distancia L_1 al punto de inflexión (O).

IV.5.2.2. FRICCION NEGATIVA EN UN GRUPO.

Para un grupo de pilotes, la acción del grupo será investigado por lo cual existen dos posibilidades, expresadas por las ecuaciones:

$$P_n = n_p P_n \quad (4-76)$$

$$P_n = f'_s L_f P'_g + \gamma L_f A_E \quad (4-77)$$

Donde:

f'_s = Fricción negativa en la superficie del grupo.

P'_g = Perímetro del grupo de pilotes.

A_E = Area del grupo de pilotes encerrados en el perímetro P'_g .

γ = Peso unitario del suelo encerrado en el grupo de pilotes a la profundidad L_f .

El valor máximo de las ecuaciones mencionadas será usado en el diseño.

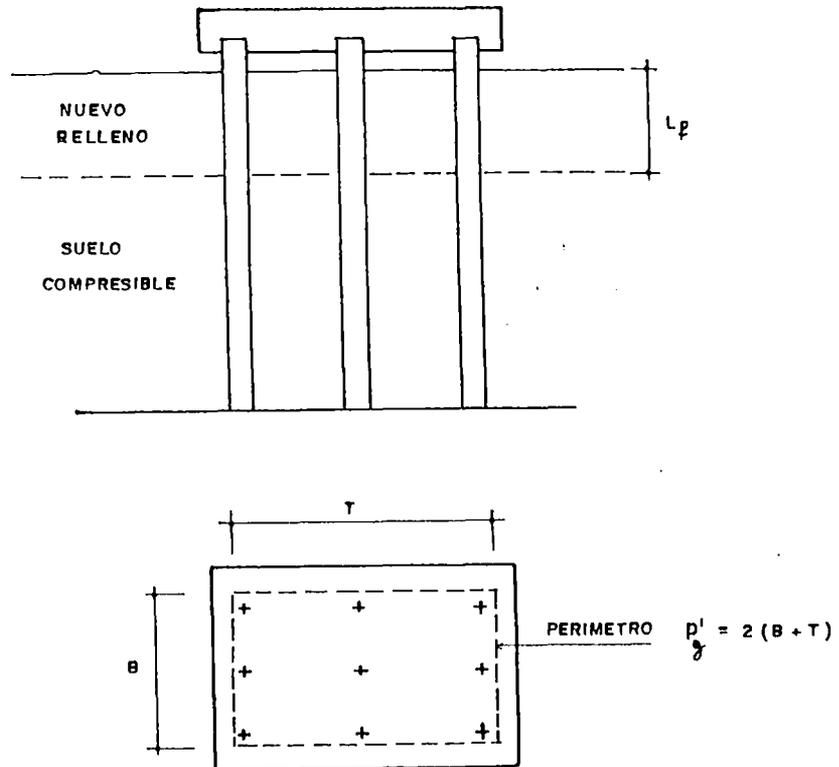
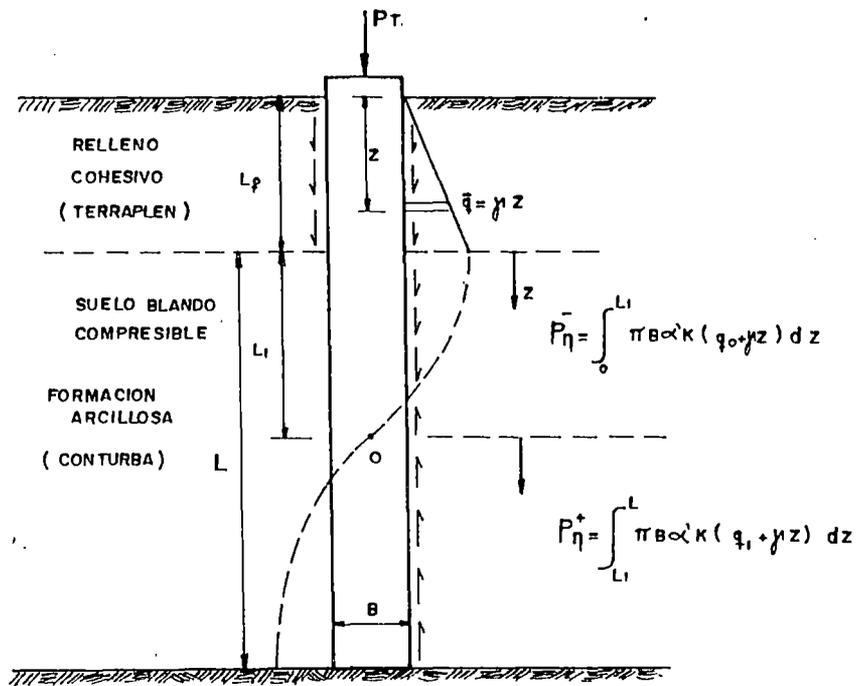


Fig. (IV-29): Fricción negativa en pilotes.

IV.6. ANALISIS DE FUERZAS HORIZONTALES.

IV.6.1. GENERALIDADES.

En algunos casos las fundaciones sobre pilotes, están sometidos a cargas laterales provenientes de empujes de la estructura, debido a fuerzas de viento, sismo, presiones de tierra y agua, como se indica en la figura (IV-30).

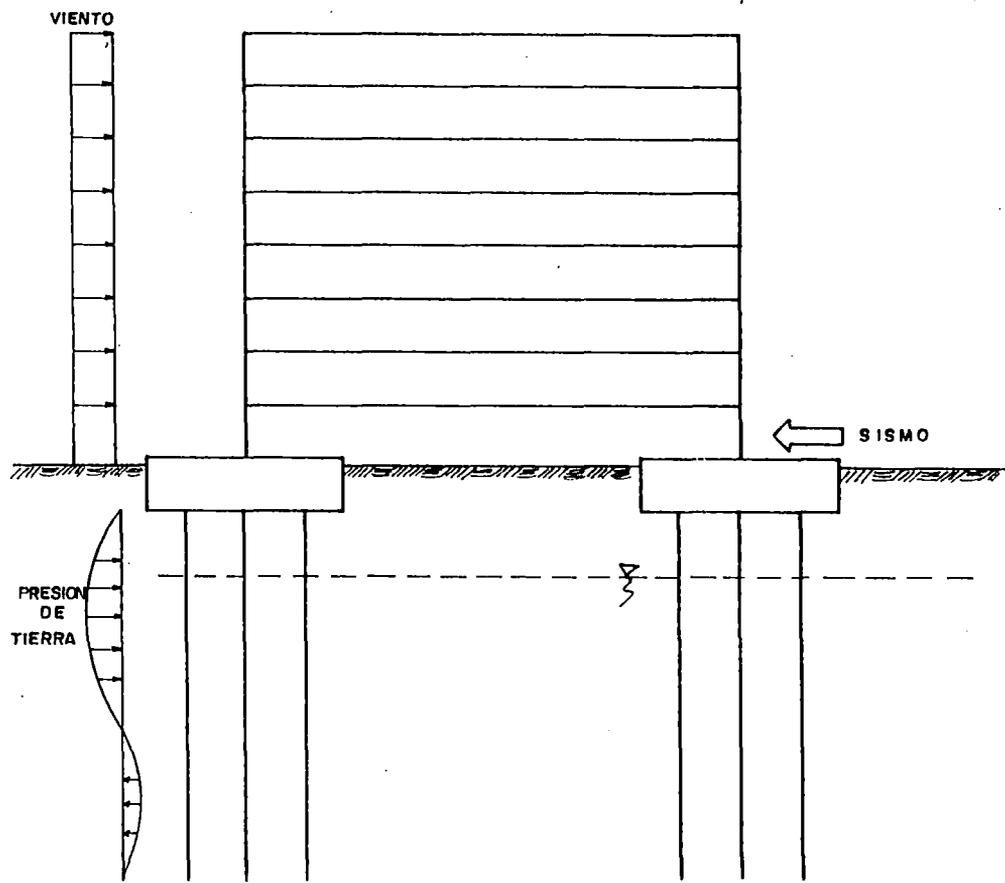
Como las fuerzas laterales no siempre pueden ser evitadas, deben considerarse métodos para resistirlos. La acción en voladizo a partir de una fuerza lateral, aplicada contra el tope de un pilote vertical, no es un método satisfactorio de resistencia y debe ser evitado si es posible, en favor de los pilotes inclinados, amarres espalderos, macizos de anclaje, o superficies de empuje.

La carga tomada por cada pilote en un grupo dependerá del sistema estructural, así en cimentación para edificaciones en su uso de zapatas aisladas con pilotes se provee de vigas de conexión para distribuir la carga horizontal entre un gran numero de pilotes.

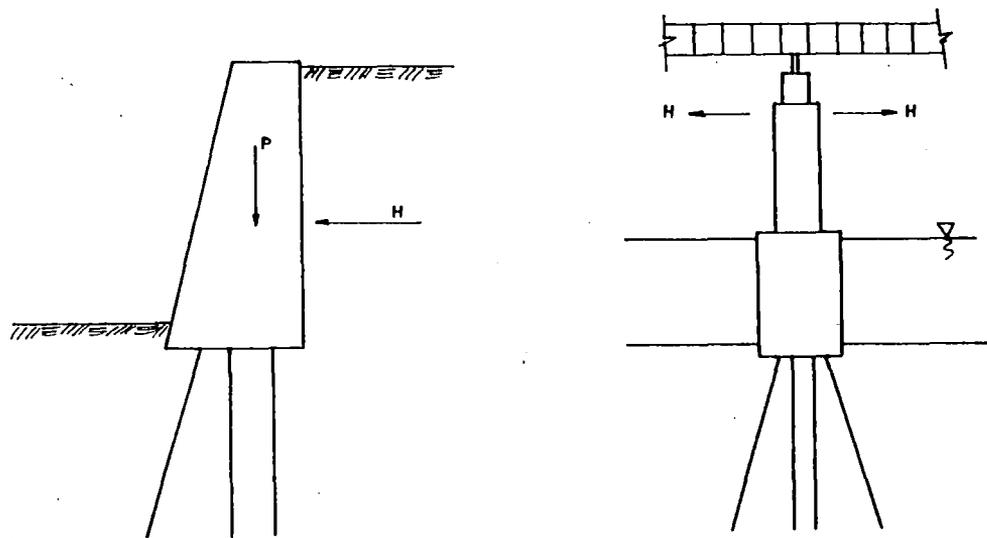
La resistencia lateral de una estructura apoyada sobre pilotes verticales depende de los siguientes factores:

- Rigidez de los pilotes: Esta depende del material y tamaño del pilote y de las condiciones de fijación. Si los cabezales de los pilotes están fijas en la estructura, provocando la inversión de los momentos flectores en los pilotes en lugar de únicamente una acción en voladizo, la resistencia a las fuerzas laterales es aumentada, pero los esfuerzos fibrosos en los pilotes son grandemente incrementados.
- Rigidez de la estructura: Esta tiene un efecto en el grado de fijación de las cabezas de los pilotes, así como sobre la distribución de las fuerzas laterales a los pilotes. Los incrementos locales de las fuerzas laterales pueden ser resistidos por una de mayor posición de la estructura, si es lo suficientemente rígida.
- Resistencia del suelo: Este tema altamente complicado depende de la resistencia del suelo a la compresión, cortante, y desplazamiento, que varían no solamente con el carácter del suelo, sino con la profundidad, y también con los cambios en las condiciones causadas por el hincado de pilotes, fluctuaciones en el nivel de aguas freáticas, cambios en la cabeza hidrostática no equilibrada, sobrecarga, y vibración. La forma de la curva de cargado lateral aplicada a este suelo de resistencia variante, depende del grado de fijación de la cabeza y del terreno.

La presión pasiva entre cimientos y el suelo puede reducir las fuerzas laterales que se requiere resistan los pilotes, siempre y cuando el suelo sea lo suficientemente firme y no sea alterado por posibles traslados, mediante



a): Fuerzas de viento, sismo y presiones de tierra



b): Usos de pilotes inclinados

Fig. (IV-30): Fuerzas laterales sobre pilotes.

cambios en la cabeza hidrostática no equilibrada, o mediante vibración, si la estructura es bastante rígida para distribuir la carga de modo adecuado.

- **Carácter del cargado:** La repetición de cargas, tal como la tracción longitudinal (arrastre) y acción de frenaje, o efecto lateral de serpenteo de máquina o ladeo de trenes sobre puentes caballete, impacto de barcos, impacto de olas, fuerzas de mareas o corrientes, cambios en los niveles de agua, viento, etc., pueden producir la progresiva flexión de los pilotes hasta alcanzar grados de ruptura; también pueden dañar la estructura apoyada sobre pilotes. Algunas estructuras podrán moverse en cuerpo y no ser afectadas, mientras que otras pueden ser dañadas grandemente, dependiendo del carácter y uso de la estructura.
- **Agrupamiento y espaciamiento de los pilotes:** Los grandes grupos de pilotes sujetos a cargas laterales considerables, no parecen tener gran valor individual por pilote, como tienen los pilotes sencillos. Sin embargo, para cargas laterales más pequeñas, algunas pruebas no han mostrado influencia sobre la deflexión. Los pilotes pertenecientes a un gran grupo pueden adherirse a suficiente suelo como para actuar como diafragmas, de forma que debe ser considerada la resistencia de un plano vertical de tierra adhiriéndolo al grupo.

IV.6.2. COMPORTAMIENTO DE UN PILOTE CARGADO LATERALMENTE.

Se establecieron desde un inicio teorías aproximadas para el análisis del comportamiento de pilotes sujetos a cargas laterales y momentos con varias restricciones en el extremo superior. Debido a la complejidad en la solución del problema, los ingenieros han usado diferentes métodos aproximados para predecir el comportamiento de los pilotes frente a las fuerzas actuantes.

Hay soluciones que han supuesto un módulo constante de suelo que no es real, ya que se incrementa con la profundidad en un suelo dado, se disminuye apreciablemente con la carga aumentada o deflexión. En la práctica un pilote penetra con gran frecuencia varios estratos, cada uno de los cuales contiene diferente módulo de suelo.

Los resultados de recientes pruebas de campo y ensayos en los modelos de laboratorios han ayudado considerablemente en la mejor comprensión de este complejo problema de comportamiento de interacción suelo-pilote y para desarrollar procedimientos racionales de diseño.

Las teorías usadas para predecir el comportamiento del pilote cargado lateralmente puede ser agrupadas en dos tipos, aquellas que usan resistencia del suelo definida por un coeficiente de reacción de la subrasante y aquellas otras que usan un módulo elástico. Este último planteamiento requiere un modelaje extensivo de la región entera del suelo. La caracterización de la información de la

resistencia del suelo requiere de un modelaje discreto conveniente del suelo con resortes. Este planteamiento es igual al de Hetenyi, modelo donde el pilote cargado lateralmente se ha tratado muchas veces como una viga sobre una cimentación elástica, tal como se muestra en la figura (IV-31) para cierto medio elástico la reacción "P" y la deflexión en un punto donde son afectados por reacciones y deflexiones en los otros puntos sobre la viga; esto de acuerdo a una simple suposición introducido por "Winkler" donde el suelo es reemplazado por una serie de resortes elásticos independientes muy cercanos.

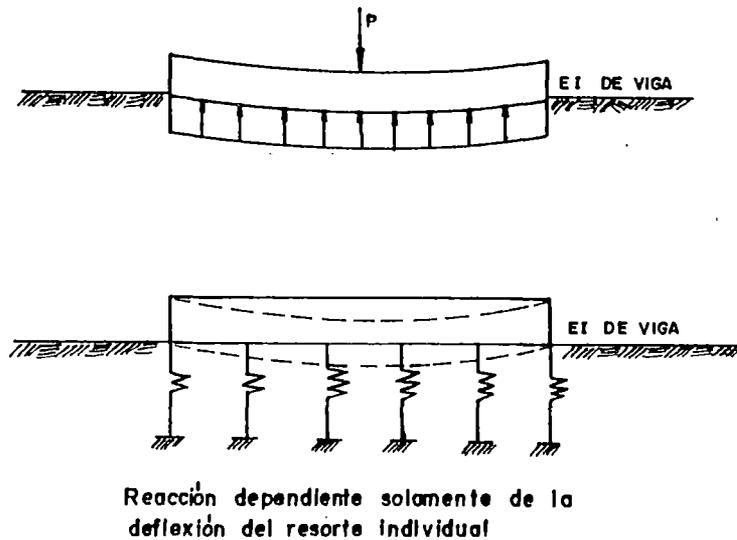


Fig. (IV-31): Idealización de Winkler de una viga sobre una cimentación elástica.

En la figura (IV-32 a) se muestra el pilote sujeto a la carga lateral " H_r " y a un momento " M_r " en el extremo superior, y en la figura (IV-32 b) se puede apreciar el estado deformado del pilote así también la reacción del suelo como consecuencia de las cargas aplicadas cuando las deflexiones son pequeñas.

Una manera de poder comprender el comportamiento de un pilote de longitud " L " completamente embebido en el suelo, cuando actúa una carga horizontal y un momento flector en el extremo superior; así como la deflexión, pendiente, momento flector, cortante y reacción del suelo varían a lo largo de la profundidad del pilote, tal como se muestra en la figura (IV-33), donde la deflexión máxima y pendiente máxima se presenta en el extremo superior como se aprecia en la figura (IV-33 a) y (IV-33 b).

El concepto de longitud característica del pilote puede también ser derivado de la consideración de la figura (IV-32 b). A causa de reacción del suelo son introducidos únicamente sobre la deflexión del pilote, es obvio que, para una

carga dada y sección del pilote, hay una longitud característica del pilote más allá en la cual las deflexiones del pilote son despreciables.

Es fácil imaginarse que para la deflexión del pilote bajo una carga dada y a cualquier profundidad, esta compuesta del movimiento de cuerpo rígido y aquel debido a la curvatura del pilote. este ultimo disminuye a medida que la rigidez del pilote se incrementa, mientras que los demás parámetros permanecen constantes. Si el pilote llega a ser suficientemente rígido, de modo que sus deflexiones debido a la curvatura puede ser despreciable comparado con sus movimientos de cuerpo rígido, esto es llamado pilote rígido o poste.

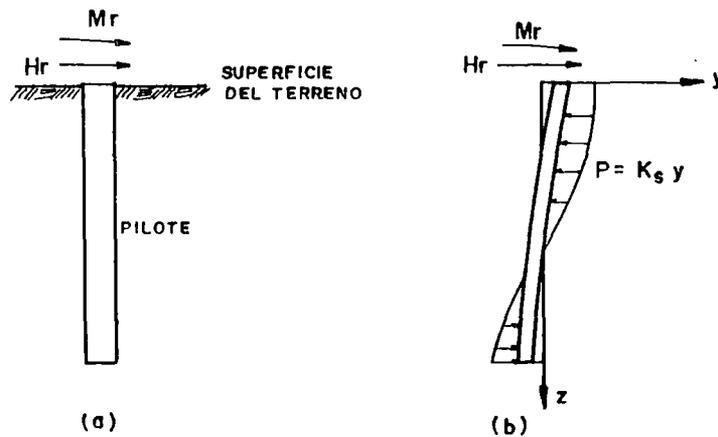


Fig. (IV-32): Pilote cargado (a) y Resistencia del suelo con estado deformado (b).

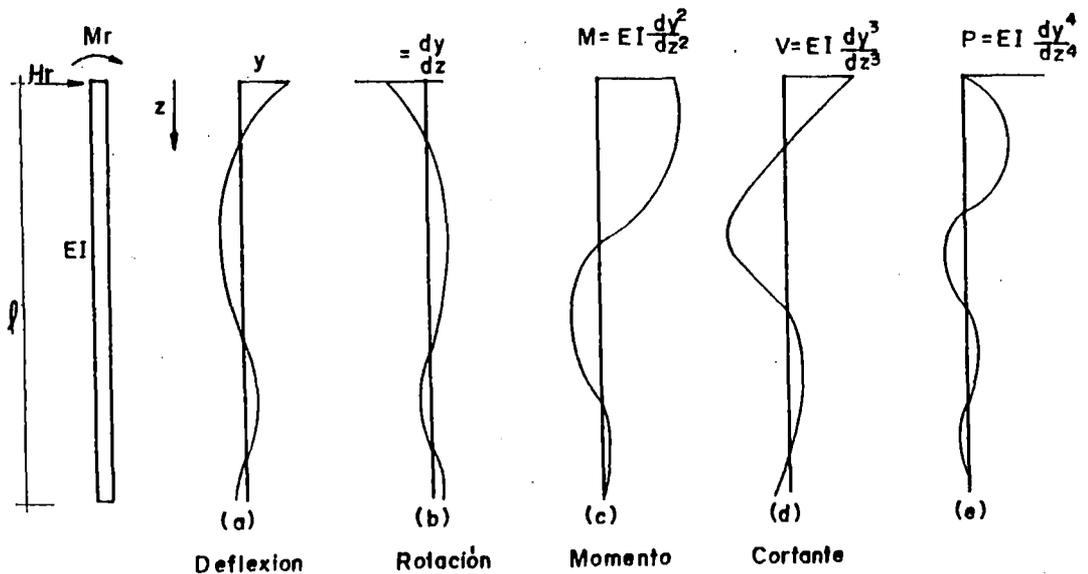


Fig. (IV-33): Comportamiento de un pilote por acción de una carga lateral y momento flector.

IV.6.3. ACCION SISMICA.

Las cargas laterales debido al sismo, respecto al diseño de cimentaciones por pilotes en zonas propensas a los terremotos se han escrito en forma restringida. Sin embargo se solucionara el efecto de las fuerzas laterales de edificios sobre pilotes.

Las ondas vibratorias propagadas a través del suelo a causa de un movimiento sísmico, transmiten a la estructura vibraciones horizontales y verticales; lo que a su vez da lugar a cargas adicionales actuantes en la cimentación en sentidos horizontal y vertical.

La magnitud de las vibraciones transmitidas a la estructura depende de varios factores: Características del suelo, forma en que el pilote transfiere la carga al suelo; por fricción lateral o soporte de la punta, conexión entre estructura y la cimentación y tipo de construcción de la magnitud de las cargas transmitidas a los pilotes esta influencia por el volumen, peso y flexibilidad de la estructura. La carga lateral sobre la cabeza de los pilotes resulta de la inercia de la estructura al iniciarse las vibraciones sísmicas y el momento actuante en la estructura durante los desplazamientos horizontales. El valor de la carga lateral es una función de la magnitud del sismo, el periodo fundamental de la estructura y el grado de sismicidad del área geográfica.

El esfuerzo cortante actuante en el extremo superior de los pilotes, producto de la carga sísmica resultante, es parcialmente amortiguado por los elementos de concreto armado que interconectan a su extremo superior a todos los pilotes de la cimentación, tanto a los que actúan en compresión como en tracción.

IV.6.3.1. METODO GENERAL PARA DETERMINAR LA FUERZA SISMICA HORIZONTAL (RNC).

a) La fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica se determinara por la formula siguiente:

$$H = Z * U * S * C * P / R_d \quad (4-78)$$

Donde:

Z = Factor de zona dado en (b).

U = Factor de uso e importancia dado en (c).

S = Factor de suelo dado en (d).

C = Amplificación sísmica determinado según (e).

P = Peso de la edificación calculado según (f).

R_d = Coeficiente de reducción dado en (g).

b) Factor de zona (Z): Depende de la zona sísmica donde este ubicada la edificación.

ZONA	1	2	3
Z	0.15	0.3	0.4

Tabla (IV-21): Factores de zona.

c) Factor de uso e importancia (U): Depende de la categoría de la edificación.

CATEGORIA	A	B	C
FACTOR "U"	1.5	1.3	1

Tabla (IV-22): Factores de uso.

d) Factor de suelo (S): Este factor considera los efectos de amplificación de la acción sísmica que se producen por las características del subsuelo de cimentación, considerando este de una profundidad de $\frac{1}{2}$ la menor dimensión de la base de la edificación y dependiendo fundamentalmente de su capacidad portante.

Los valores de S están referidos al comportamiento de estructuras sobre un estado duro.

SUELO	FACTOR S	Tp(s)
S1	1.0	0.4
S2	1.2	0.6
S3	1.4	0.9
S4	*	*

Tabla (IV-23): Factores de suelo.

*Los valores de Tp y S, establecidos por el especialista como mínimo especificados para el perfil tipo S3.

e) Amplificación sísmica (C).

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (c) por la siguiente expresión:

$$c = 2.5(T_p / T)^{1.25} \quad (4-79)$$

Donde:

$$c \leq 2.5$$

f) Peso de la edificación (P): El peso P, se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva, que se determinara de la siguiente manera:

- En edificaciones de categoría A y B, se tomara el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de categoría C, se tomara el 25% de la carga viva.
- En deposito, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomara el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanque, silos y estructuras similares se considerara el 100% de la carga que puede contener.

g) Coeficiente de reducción (R_d).

- Según la clasificación que se haga de una edificación se usara el coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R_d), con una altura limite para albañilería armada o confinada hasta 15 metros y para construcciones con madera hasta 8 metros.
- Para el calculo de las fuerzas internas en la estructura, el coeficiente sísmico obtenido para cada dirección se dividirá entre el correspondiente factor R_d . El valor esta entre $6 \leq R_d \leq 10$ de acuerdo a las características de la edificación, que se encuentran especificado en el RNC al cual puede referirse el calculista.

h) Periodo de vibración fundamental de la estructura (T).

- El periodo fundamental de vibración de la estructura se determinara mediante procedimientos teóricos que cumplan con las ecuaciones de la dinámica y que tengan en cuenta las características estructurales y la distribución de masas de la edificación.
- De no usarse los procedimientos indicado en el párrafo anterior, el periodo se podrá determinar por la siguiente expresión que se aplicaran en cada dirección de acuerdo a la estructura correspondiente.

$$T = h_n / C_T$$

Donde:

$$C_T = 35 :$$

Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$$C_T = 45 :$$

Para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras

$$C_T = 60 :$$

Para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado, cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

h_n :

Altura de la edificación.

i) Recomendaciones.

- La determinación de los momentos estimados de flexión debe hacerse también para cargas verticales y de sismo.
- Para cargas verticales los momentos de flexión son de poca importancia, salvo que se trate de pórticos de grandes luces, mayores de 12 metros, o de cargas muy pesadas.
- Estimar un valor de los momentos de flexión debidos a sismo antes de efectuar el análisis estructural, es muy difícil, particularmente si existen placas dentro del sistema de pórticos de la estructura. Un criterio, usualmente conservador para las columnas, es estimar la fuerza horizontal actuante en la columna en estudio de la carga axial que actúa sobre ella, calculada por el procedimiento ya explicado (RNC).
- Calculada la fuerza horizontal H que actúa en la columna en estudio, el momento de flexión se puede estimar multiplicando este valor por 0.55h, donde "h" es la altura de la columna del primer nivel.

IV.6.4. EVALUACION DE LA DEFLEXION LATERAL.

La deflexión lateral de pilotes se calcula generalmente utilizando el coeficiente de reacción horizontal de la subrasante, cuya estimación se ha tratado en el capítulo II. En esta sección se evaluará la deflexión lateral tanto para pilotes individuales y un grupo de pilotes; que se tratará en los siguientes puntos.

IV.6.4.1. DEFLEXION EN UN PILOTE INDIVIDUAL.

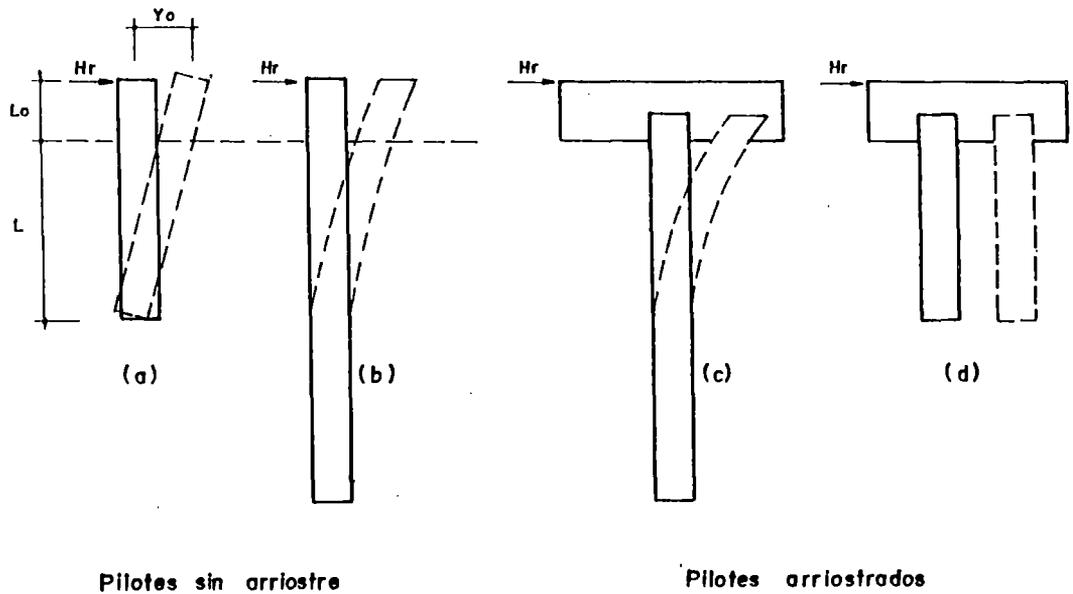


Fig. (IV-34): Desplazamientos de pilotes cargados lateralmente.

◆ **En suelo granular.**

Las fórmulas estarán parametrada por la longitud adimensional que esta definido por la siguiente relación:

$$\eta_L = L \left(K_s / E_p I_p \right)^{1/5} \quad (4-80)$$

* **Fórmulas de deflexión:**

- Pilote corto.

Cabezal sin arriostrar:

$$y_o = 18H_r(1 + 1.33L_o / L) / (L^2 K_s); \eta_L \leq 2.0 \quad (4-81)$$

Cabezal arriostrado:

$$y_o = 2H_r / (L^2 K_s); \eta_L \leq 2.0 \quad (4-82)$$

- Pilote largo:

Cabezal sin arriostrar:

$$y_o = 2.4H_r / (K_s^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}); \eta_L > 4.0 \quad (4-83)$$

Cabezal arriostrado:

$$y_o = 0.93H_r / (K_s^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}); \eta_L > 4.0 \quad (4-84)$$

◆ **En suelo cohesivo.**

La longitud adimensional en suelos cohesivos, esta dado por:

$$\beta_L = L (K_s B / 4 E_p I_p)^{1/4} \quad (4-85)$$

* **Fórmulas de deflexión:**

- Pilote corto.

Cabezal sin arriostrar.

$$y_o = 4H_r(1 + 1.5L_o / L) / (K_s B L); \beta_L < 1.5 \quad (4-86)$$

Cabezal arriostrado.

$$y_o = H_r / (K_s B L); \beta_L < 0.5 \quad (4-87)$$

- Pilote largo.

Cabezal sin arriostrar.

$$y_o = 2H_r \beta (L_o \beta + 1) / (K_s B); \beta_L > 2.5 \quad (4-88)$$

Cabezal arriostrado.

$$y_o = H_r \beta / (K_s B); \beta_L > 1.5 \quad (4-89)$$

Donde:

K_s = Coeficiente de reacción horizontal de la subrasante.

B = Diámetro del pilote.

I_p = Momento de inercia del pilote.

E_p = Modulo de elasticidad del pilote.

L_o = Distancia desde la carga aplicada a la superficie del suelo.

H_r = Fuerza horizontal.

Un método efectivo para reducir las deflexiones laterales consiste en arriostrar la cabeza del pilote.

Se utiliza varios métodos para incrementar la capacidad de carga lateral de los pilotes en arcilla; algunas recomendaciones se dan y son las siguientes:

- Emplazando un relleno en torno a los pilotes.
- Dotando a los pilotes de “alas” o superficies adicionales, aumentando la capacidad de carga lateral por fricción.
- Incrementando el diámetro de la sección superior del pilote.

IV.6.4.2. EVALUACION DE LA DEFLEXION LATERAL EN GRUPO.

◆ Método simplificado para pilotes verticales.

Este método nos permite evaluar la deflexión y momento en cada uno de los pilotes; que esta sujeto a carga vertical, carga lateral y momento, basado en la hipótesis de Wlinker.

Utiliza dos gráficos que relaciona un factor " α " y " β " como factores adimensionales de momento y deflexión tanto para suelos cohesivos y suelos granulares respectivamente; que pueden ser usados para calcular directamente los máximos momentos de los pilotes y la deflexión en el cabezal, para casos de coeficiente de reacción horizontal de subrasante constante con la profundidad; para suelos cohesivos, así como para variación lineal con la profundidad para suelos no cohesivos.

Es usado en el análisis preliminar para la estructuración de cimentaciones piloteadas, para estimar costos o incluso como análisis definitivo en estructuras cuyos desplazamientos laterales no son determinantes, y con la experiencia del diseñador competente; y considerando las suposiciones que se describe en adelante.

● Suposiciones.

1. Debido a la acción de las fuerzas sobre el pilote, éste se deflectara y producirá presiones de reacción en el suelo circundante. Esta presión de reacción en cualquier punto es proporcional a la deflexión en dicho punto.
2. La carga vertical y momento, actuantes sobre el grupo unido por el cabezal rígido, producirán solo cargas verticales en los pilotes individuales.
3. La carga vertical no afecta la rigidez a la flexión del pilote.
4. Las cabeceras de los pilotes permanecen en un plano horizontal después de la aplicación de las cargas.
5. Los desplazamientos laterales de todos los pilotes son los mismos y están en la dirección de la carga lateral.
6. Los esfuerzos producidos en el suelo debido a cualquier pilote en el grupo no afectaran el comportamiento de ningún otro pilote.
7. El coeficiente de reacción horizontal de la subrasante puede considerarse uniforme para depósitos cohesivos y linealmente variable con la profundidad para depósitos no cohesivos.

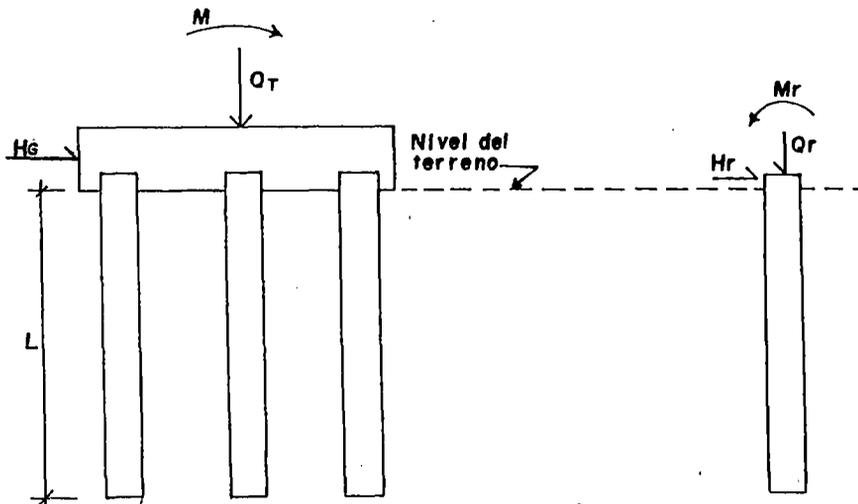
8. En un caso particular, se puede asumir que el suelo que circunda al pilote en toda su longitud tiene un modulo de reacción horizontal de subrasante cualquiera, uniforme o linealmente variable con la profundidad.

Además, el grupo de pilotes deberá satisfacer las siguientes condiciones:

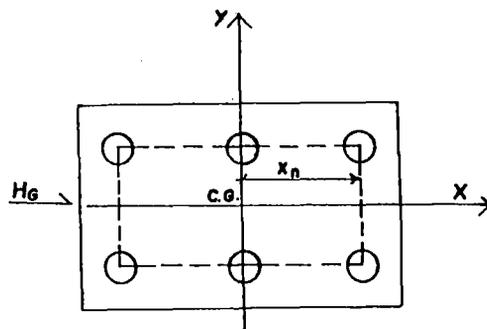
- La carga transversal esta actuando simétricamente con respecto al grupo de pilotes.
- Las cabeceras de los pilotes en el grupo estan en un plano horizontal.

• **Procedimiento del método.**

1. Calculo de las cargas transmitidas a los pilotes.



(b): Pilote individual sometido al sistema de cargas.



(a): Grupo de pilotes sometido al sistema de cargas.

Fig. (IV-35): Cargas transmitidas a los pilotes.

Considerando la suposición (2), donde la carga vertical Q_T , el momento M y la carga lateral H que actúan sobre el grupo de pilotes producirían solo cargas verticales Q_r en los pilotes individuales, se puede aplicar la ecuación (4-33) para calcular las cargas verticales Q_r en cada pilote, como:

$$Q_r = Q_T / n_p \pm Q_T x_n / I_g \quad (4-90)$$

Donde:

$M = Q_T x_n$ = momento aplicado sobre el grupo de pilotes.

n_p = Número de pilotes.

x_n = Distancia desde el centro de gravedad del grupo de pilotes hasta la línea de pilote, medida paralelamente a x_n .

I_g = Momento de inercia del grupo de pilotes, medido respecto al eje normal a la dirección de la excentricidad.

Sobre las bases de las suposiciones (4) a la (6), la carga lateral en cada pilote estará dada por H_r , donde:

$$H_r = H / n_p \quad (4-91)$$

2. Cálculo del coeficiente de reacción horizontal de la subrasante.

- Para suelos cohesivos.

Brams; ha demostrado que el coeficiente K_s para suelos cohesivos es aproximadamente proporcional a la resistencia a la compresión no confinada q_u del suelo, y valores de K_s obtenidos se evaluarán con los criterios establecidos en el capítulo II; sección (II.3.4).

⇒ Coeficiente por efecto de consolidación:

Los valores analizados arriba son aplicables para cargas instantáneas. Para cargas a largo plazo (permanentes) los valores del coeficiente de reacción horizontal de subrasante cambiarán. No hay un método aceptado que tome en cuenta esto; se propone la siguiente aproximación:

$$K' = (1 - 2\mu) / (9.5(1 - \mu^2)M_v) \quad (4-92)$$

Donde:

K' = Coeficiente de reacción horizontal considerando el efecto de consolidación solamente, para una placa de 30cms * 30cms; en kg/cm³.

μ = Coeficiente de Poisson del suelo.

M_v = Coeficiente de compresibilidad en cm²/kg.

La expresión anterior (4-92), es valida cuando el suelo soporta una placa cargada verticalmente. Asumiendo que la misma relación es valida para suelos que soportan una placa cargada horizontalmente, el coeficiente de reacción horizontal de subrasante K_1 tomando en cuenta el efecto de consolidación inmediato, se puede obtener de la siguiente manera:

$$K_1 = K'K_s / (K' + K_s) \quad (4-93)$$

Donde:

K_1 = Coeficiente de reacción horizontal de subrasante por efecto de consolidación y asentamiento inmediato, para una placa de 30 cms * 30 cms en kg/cm³.

K_s = Coeficiente de reacción horizontal.

- Para suelos no cohesivos.

Para suelos no cohesivos Terzaghi, ha demostrado que el coeficiente de reacción horizontal de subrasante puede ser asumido con crecimiento lineal con la profundidad; depende del diámetro del pilote y no depende de la longitud del mismo, y esta dado por la siguiente expresión:

$$K_s = n_h Z / B \quad (4-94)$$

Donde:

Z = Profundidad desde la superficie del terreno, (cms).

B = Diámetro del pilote, (cms).

El valor de n_h es asumido y depende únicamente de la densidad relativa de las arenas y de la ubicación del nivel freático.

Los valores de n_h recomendados por Terzaghi se dan en la siguiente tabla:

Densidad relativa	Suelta	Media	Densa
Encima del nivel freatico	0.25	7.5	20.2
Bajo el nivel freatico	0.15	5.0	12.5

Tabla (IV-24): valores de n_h para suelos no cohesivos (kg/cm3).

3. Calculo de la profundidad significativa.

- Para suelos cohesivos.

El comportamiento a la flexión del pilote (restringido en la cabecera) depende del valor de K_s dentro de cierta profundidad d_s , la cual esta dada por la siguiente ecuación:

$$d_s = 2[EI / K_s B]^{1/4} \quad (4-95)$$

Donde:

d_s = Profundidad significativa, (cm).

E = Modulo de elasticidad del material del pilote, (kg/cm2).

I = Momento de inercia de la sección del pilote, (cm4).

K_s = Coeficiente de reacción de subrasante, (kg/cm3).

B = Diámetro del pilote, (cm).

- Para suelos no cohesivos.

El comportamiento a la flexión del pilote (restringido en la cabecera) dependerá del valor n_h dentro de cierta profundidad d'_s , la cual esta dada por la siguiente ecuación:

$$d'_s = 4[EI / n_h]^{1/5} \quad (4-96)$$

Donde:

d'_s = Profundidad significativa, (cm).

n_h = Coeficiente de reacción horizontal de subrasante para una larga banda con un ancho unitario y una profundidad unitaria, (kg/cm³).

4. Calculo del factor α y β .

La deflexión en la cabecera del pilote y el momento máximo del pilote están ploteados en la figura (IV-36) y (IV-37) en términos adimensionales α y β ; que son las siguientes:

- Para suelos cohesivos.

$$\alpha = K_s B / EI [L / 20]^4 \quad (4-97)$$

- Para suelos no cohesivos.

$$\beta = n_h / EI [L / 20]^5 \quad (4-98)$$

Donde:

L = Longitud del pilote, (cm).

5. Calculo de la deflexión y momento en cada pilote.

Con los valores α y β se recurre a las figuras (IV-36) y (IV-37), para calcular los factores adimensionales que relacionan a la deflexión y momentos con la cual obtenemos la deflexión (desplazamiento lateral) y momento para cada pilote.

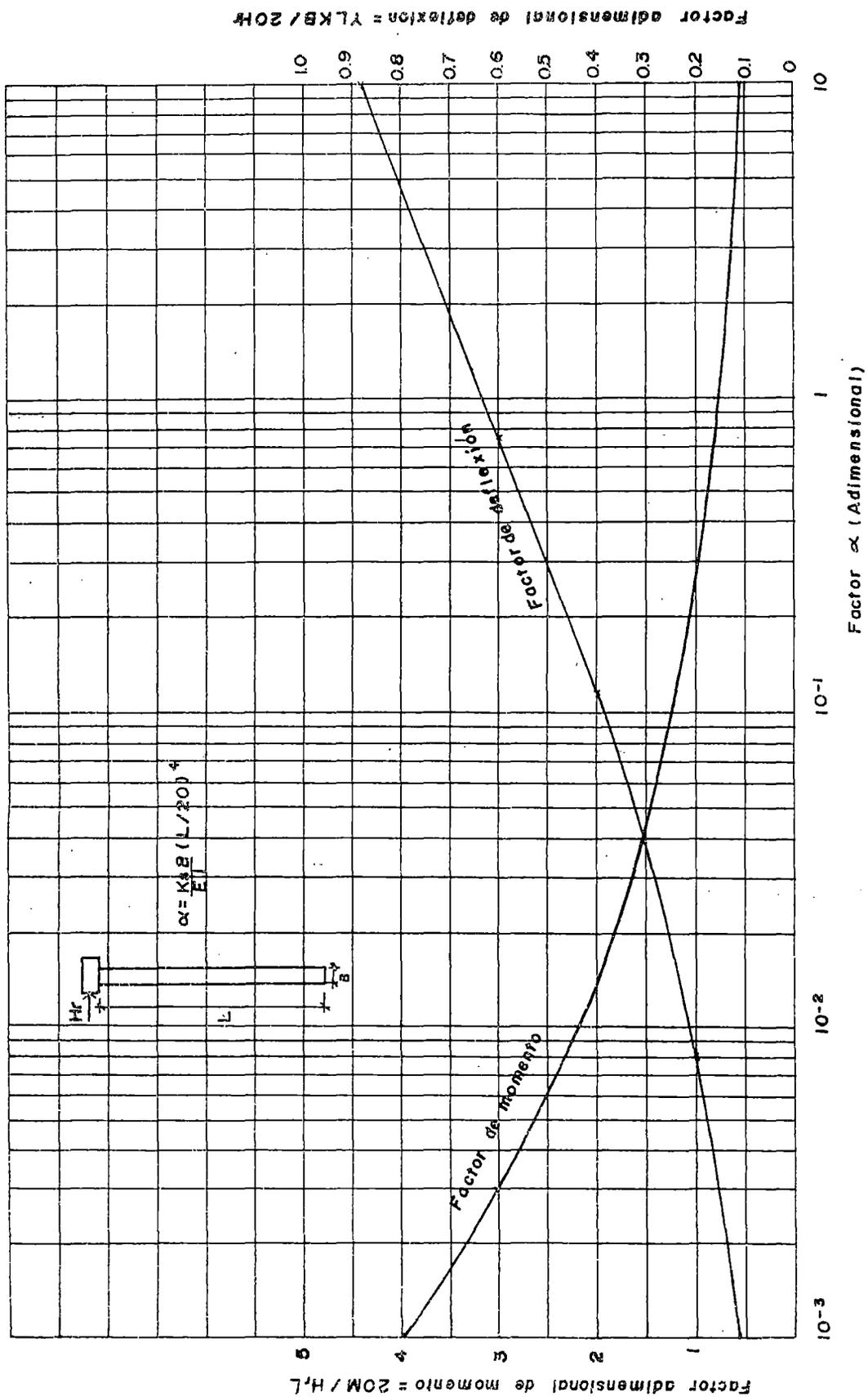


Fig. (IV-36): Deflexión lateral en la superficie del terreno y máximo momento. (Suelos cohesivos)

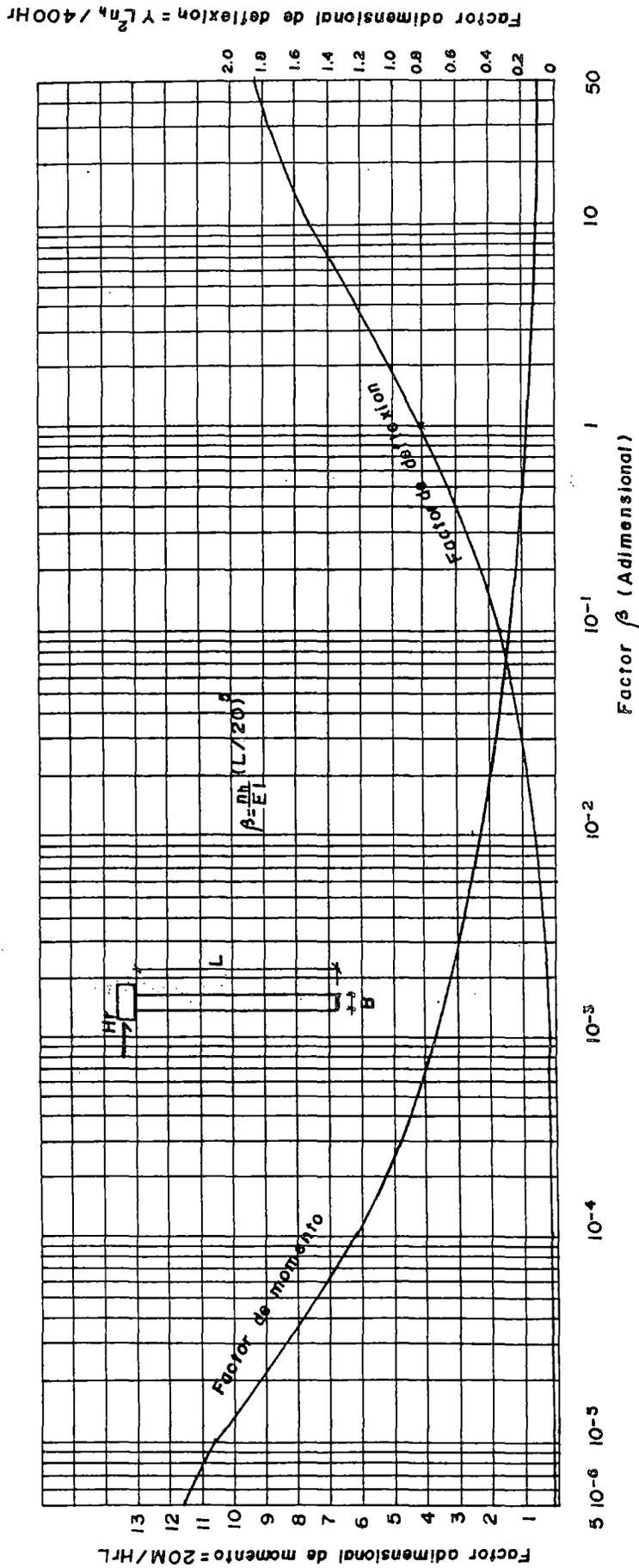


Fig. (IV-37): Deflexiones laterales en la superficie del terreno y máximo flector. (Suelos no cohesivos)

IV. 7 DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO.

El diseño estructural del pilote y de la superestructura (cabezales, vigas de conexión, etc.) se hace de acuerdo a la teoría corriente de concreto armado; bajo el gobierno de las normas Americanas (ACI) y de las normas Alemanas (DIN).

Los pilotes se usan generalmente para transmitir cargas al terreno en los casos en que el suelo inmediato no cuenta con la capacidad suficiente para llevar las cargas estáticas y/o dinámicas.

En el caso de los pilotes embebidos completamente en el suelo, se diseña considerándolos como columnas cortas, en caso contrario de longitudes no apoyadas (libres) se consideran por esbeltez de acuerdo a las especificaciones en dichas normas.

La disposición estructural del pilote, su inclinación y dimensiones deben ser planeadas y diseñadas íntegramente con la estructura que soportan a fin de que sean capaces de llevar las cargas que les son impuestas.

Para transmitir la carga a los pilotes se requieren de elementos intermedios (superestructura) que sean capaces de transmitir las cargas impuestas por las columnas y los pilotes.

Estos elementos son las zapatas o dados, o ensanches en vigas si estas son de dimensiones considerables. Así mismo para el diseño estructural, hablando específicamente de una zapata aislada apoyada sobre pilotes se notara la diferencia en cuanto a las reacciones concentradas de los pilotes en vez de la presión uniforme del suelo que ocurre en una zapata típica apoyada en el suelo.

El procedimiento de diseño son de naturaleza empírica que permite verificarse las flexiones, corte y punzonamiento. Debe también verificarse la posibilidad de punzonamiento de la columna, no solo de los pilotes.

IV.7.1. CONCEPTOS GENERALES DE DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PILOTE.

IV.7.1.1. FUERZA ADMISIBLE DE DISEÑO.

1. Pilotes tubulares rellenos de concreto.

Existen varios métodos para el diseño o proyecto de pilotes tubulares rellenos de concreto, en los cuales no gobiernan los reglamentos de construcción. Se presenta el método del ACI que más se ajusta a la realidad.

◆ **Método ACI.**

Lo adapta de la fórmula de columna a la peculiar condición de tener continuo reforzamiento espiral en la forma de un tubo que rodea el núcleo de concreto. La fórmula es como sigue:

$$P_a = 0.25f'_c(1 - 0.000025L_o)A_c / r_c^2 + f'_r A_s \quad (4-99 a)$$

$$\text{Si, } f'_r = 17000 - 0.485L_o^2 / r_s^2 \leq 2320 \text{ kg/cm}^2 \quad (4-99 b)$$

$$\text{y, } 1/r_s \leq 120 \quad (4-99 c)$$

Donde:

P_a = Carga de seguridad en pilotes cortos axialmente cargados, en los cuales la longitud no apoyada L_o es no mayor de 10 veces la mínima dimensión lateral B, (libras).

f'_c = Resistencia del concreto al aplastamiento a los 28 días.

A_c = Area del concreto.

A_s = Area del acero en el tubo (reducido 1/16" por corrosión).

f'_r = Esfuerzo admisible en tubicación metálica, (lb/pug²).

L_o = Longitud libre equivalente, (pug).

r_c = Radio de giro del concreto.

r_s = Radio de giro del tubo de acero.

Si, $L_o > 10B$ la carga admisible máxima sobre columnas largas axialmente es:

$$P'_a = P_a(1.3 - 0.03L_o / B) \quad (4-100)$$

Donde:

P'_a = Carga máxima admisible.

B = Dimensión lateral del pilote.

2. Pilotes convencionales colados en obra.

◆ METODO ACI.

- **Para carga directa.**

Las fórmulas para columnas de concreto afianzadas o espiralmente reforzadas, pueden ser aplicables también a las longitudes no apoyadas de los pilotes convencionales de concreto precolado o de los pilotes colados en obra.

Para columnas afianzadas:

$$P_a = 0.80 A_c [0.225 f'_c + f_s \rho_g] \quad (4-101)$$

Para columnas espiralmente reforzadas:

$$P_a = A_c [0.225 f'_c + f_s \rho_g] \quad (4-102)$$

Donde:

P_a = Carga axial permisible.

A_c = Area total o bruta de columna.

ρ_g = Relación de área efectiva transversal del armado vertical al área bruta, A_c .

f_s = Esfuerzo nominal de trabajo en el armado de la columna vertical.

Si, $L_o > 10B$, usar para columnas largas la ecuación (4-100).

- **Para carga directa y flexión.**

El ACI Building Code Sad proporciona las fórmulas siguientes para columnas sujetas a carga axial y flexión, cuando la relación de excentricidad a la profundidad, e/L_o es no mayor de los dos tercios en las direcciones de la flexión:

Para flexión en un plano:

$$f_a / F_a + f_b / F_b \leq 1.0$$

Para flexión oblicua al eje principal:

$$f_a / F_a + f_{b_x} / F_{b_x} + f_{b_y} / F_{b_y} < 1.0 \quad (4-104)$$

Donde:

e = Excentricidad.

L_e = Profundidad efectiva de la columna.

F_a = Esfuerzo nominal unitario axial permisible $(0.225f'_c + f_s \rho_g)$ para columnas espirales, y 0.8 de este valor para columnas afianzadas.

F_b = Esfuerzo unitario de flexión permisible que seria tolerado si solo existiera el esfuerzo flector.

f_a = Esfuerzo unitario nominal axial P_a / A_c .

f_b = Esfuerzo flector unitario (real) = momento flexionante, dividido por el modulo de sección.

f_{b_x} y f_{b_y} = Componentes del momento flector respecto a "x" y "y", ejes principales, divididas entre el modulo de sección de la sección transformada relativa a los ejes respectivos.

- **Para flexión y pandeo.**

Hay casos donde los pilotes están libres, como el caso de muelles y en suelos blandos donde ocurre pandeo que puede ser una situación critica.

En estos casos debe considerarse como longitud critica; la longitud libre más la longitud necesaria para dar empotramiento al pilote; igualmente debe considerarse las restricciones de giro y de desplazamiento.

La longitud de empotramiento se puede estimar con las siguientes fórmulas:

Para suelo arcilloso.

$$L_e = 1.4[EI / K_s B]^{1/4} \quad (4-105)$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad del pilote.

I = Momento de inercia del pilote.

K_s = Modulo de reacción del suelo.

B = Ancho del pilote.

Para suelos granulares:

$$L_e = 1.8[EI / n_h]^{1/5} \quad (4-106)$$

Donde:

n_h = Factor de proporcionalidad, según la tabla (IV-25).

Compacidad de la arena	Ns Número de golpes	Angulo de rozamiento interno	n_h (ton/m ³)	
			Arena seca o húmeda	Arena sumergida
Muy poco compacta	0 a 4	30	155	95
Poco compacta	4 a 10	30 a 35	230	170
Medianamente compacta	10 a 30	35 a 40	400	300
Bastante compacta	30 a 50	40 a 45	750	500
Muy compacta	> 50	> 45	1200	730

Tabla (IV-25): Valores de n_h para diferentes densidades de la arena.

La reducción por esbeltez se corregirá si:

$$R_e = 1.23 - 0.008K_c(l + L_e) / r \leq 1.0 \quad (4-107)$$

Para: $K_c(l + L_e) / r < 120 \quad (4-108)$

De la relación anterior, para valores mayores se reducirá la capacidad de carga y se realizara un análisis elástico.

Donde:

R_e = Reducción por esbeltez.

l = Longitud libre del pilote.

L_e = Longitud de empotramiento del pilote.

r = Dado por la relación = $(I / A_T)^{1/2}$.

K_c = Coeficiente dado en la tabla (IV-26).

I = Momento de inercia del pilote

A_T = Area transversal del pilote.

La carga reducido por esbeltez, es:

$$P'_a = R_e \cdot P_a \quad (4-109)$$

Donde:

P'_a = Capacidad de carga reducido por esbeltez.

Condicion final	K_c
Ambos empotrados	0.6
Uno fijo	0.8
Semi empotrados	1.0

Tabla (IV-26): Valores de K_c .

IV.7.1.2. REFORZAMIENTO LATERAL.

Los amarres laterales en columnas afianzadas, deberán ser de un diámetro mínimo de 1.25 cm ($\phi = 1/2''$), espaciados unos de los otros no más de 16 diámetros de barra, 48 diámetros de amarres, o la dimensión mínima de la columna.

La cuantía del refuerzo en espiral, ρ'_s , no deberá ser menor que el valor dado por:

$$\rho'_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] f'_c / f_y \quad (4-110)$$

Ni menor que:

$$\rho'_s = 0.12 \left[f'_c / f_y \right] \quad (4-111)$$

Donde:

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión, (kg/cm²).

f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de la espiral, no mayor de 4200 kg/cm².

A_g = Area total de la sección transversal.

A_c = Area del núcleo de una columna reforzada con espiral, medida al diámetro exterior del espiral.

IV.7.1.3. DETALLES DEL REFUERZO.

Para el diseño del pilote es indispensable considerar los siguientes requisitos:

1. Según ACI.

- Las fórmulas anteriores son aplicables también a pilotes no convencionales.
- La cuantía ρ_g deberá ser no menor que 0.01 ni mayor que 0.04 para columnas estribadas sujetas a cargas axiales, empleando cuando menos cuatro barras de 5/8". Para esfuerzos combinados axiales y de flexión la relación de la cuantía será incrementado la relación de 0.04 a 0.08.
- Para columnas espiralmente armados la relación de la cuantía no deberá ser menor que 0.01 ni mayor 0.08, empleando cuando menos seis barras de 5/8".
- El espesor de recubrimiento mayor que 2.5 cm, es buena practica utilizar para concreto enterrado o expuesto a la interperie. para exposiciones severas, tales como el congelamiento y deshielo alternados del concreto fresco, deberán emplearse 7.5 cm como mínimo.
- La relación de la cuantía debe ser no menor de 0.01 ni mayor de 0.08 para columnas afianzadas o espiralmente armadas, sujetas a la carga axial y flexión combinadas.

2. Según DIN.

- El reforzamiento de pilotes convencionales y no convencionales se basa en la norma DIN 1045, se indica algunas pautas de consideración.
- Los pilotes preexcavados alcanzan por regla general un reforzamiento longitudinal y transversal, el cual llega sobre la longitud total del pilote. El reforzamiento es producido como malla de reforzamiento y así colocado en un tubo de perforación de manera que no se desvíe durante el vaciado del hormigón y no pueda ser extraído durante el retiro del encamisado.
- El reforzamiento longitudinal son puestos como mínimo 5 varillas de reforzamiento de 14 mm de diámetro y máximo 20 cm de intervalos. La suma de las secciones transversales del reforzamiento longitudinal debe ascender a un mínimo 0.8% del promedio del pilote.
- Algunas envolturas de laminas metálicas no pueden ser calculadas como reforzamiento al peligro de su destrucción por corrosión.
- El reforzamiento transversal es dispuesto como caracol, cuya altura de paso debe estar entre 15 y 20 cm. El reforzamiento transversal en un diámetro de pilote de hasta 35 cm debe tener 5mm de diámetro, y en pilotes más gruesos mínimo de 6 mm de diámetro.
- La protección del hormigón de la capa interna de acero debe ascender a mínimo 3 cm, en aguas y suelos perjudiciales al hormigón debe ascender a mínimo 5 cm y aun por cierto también cuando el asta del pilote este revestido con envolturas.

IV.7.2. DISEÑO DE CABEZALES.

IV.7.2.1. ZAPATAS Y DADOS SOBRE PILOTES.

Para transferir la carga a los pilotes se requieren elementos intermedios que sean capaces de transferir las cargas impuestas por las columnas y pilotes. Estos elementos son las zapatas o los dados, o ensanches en vigas si estas son de dimensiones considerables.

Normalmente la carga de una columna, es tal que requiere ser soportada por un grupo de varios pilotes de tal forma que no exceda la capacidad de soporte máxima de cada pilote. Por consiguiente. Es necesario transferir correctamente la carga de la columna a los pilotes, de manera que cada pilote cargue su parte. Esta transferencia se consigue construyendo sobre el grupo de pilotes, un cabezal rígido y se asume:

- Que el cabezal es perfectamente rígido.
- Que existen articulaciones en las partes superiores de los pilotes.
- Que los asentamientos y la distribución de esfuerzos sea lineal.

Evidentemente que lo dicho anteriormente no es absolutamente cierto, pero simplifica el diseño y si bien en un principio pudiera ocurrir una repartición de cargas no muy uniforme en los pilotes, luego se producirá un reajuste de cargas sobre los pilotes que mantendrá finalmente el sistema en equilibrio, distribuyendo las cargas proporcionalmente.

Existen también otras formas de ordenación de grupos de pilotes como para sostener muros o pantallas en zapata corrida.

Consideraciones para el anclaje de pilotes en zapatas aisladas, como se muestra en la figura (IV- 38):

- El ACI-318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete; establece que el espesor de la parte superior del pilote encepado sea por lo menos a 12" ($\geq 30\text{cms}$).
- Los pilotes deben penetrar 10 a 15 cm en el encepado debiéndose cortar a la elevación requerida antes de colocar la zapata.
- La resistencia desde el lado del pilote hasta el borde mas cercano del encepado puede ser 9" ($\geq 22.5\text{cms}$) o $(0.5B)$.

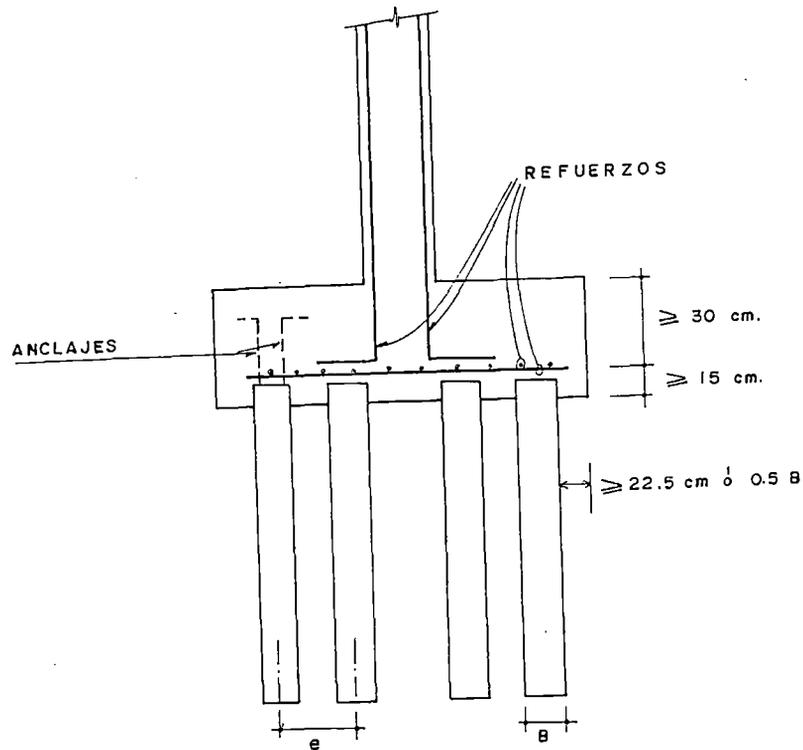


Fig. (IV-38): Detalle de anclaje de pilotes en zapatas.

Los pilotes se distribuyen bajo la zapata respetando los requisitos de espaciamiento y separación mínima del borde. Es conveniente hacer coincidir el centro de carga con el centroide de los pilotes para evitar esfuerzos adicionales.

Para diseñar la zapata cuando el número de pilotes es alto, es posible considerar que actúa una presión uniforme equivalente a la carga total de los pilotes. Y cuando el número es menor, deben considerarse como cargas concentradas.

En ambos casos deben verificarse las flexiones, corte y punzonamiento. Deben también considerarse la posibilidad de punzonamiento de la columna, no solo de los pilotes.

Los procedimientos de diseño son de naturaleza empírica y existen principalmente dos métodos típicos que son considerados para su desarrollo:

- Como elementos sometidos a flexión y cortante.
- Como una estructura reticular o método de las bielas.

IV.7.2.2. CONCEPTOS DE DISEÑO.

1. Diseño de cabezales de acuerdo a los criterios del código ACI-1983.

◆ Verificación del corte y punzonado.

Siempre y cuando los pilotes estén lo suficientemente alejados de la columna como para que no estén incluidos total o parcialmente dentro de las secciones críticas establecidas para corte y punzonado, como se muestra en la figura (IV-39), la verificación es inmediata y se hace mediante fórmulas típicas utilizadas para zapatas.

ACI-83 exige que:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \quad (4-112)$$

Donde:

V_u = Corte último actuante en la sección analizada.

V_c = Corte resistido por el concreto.

V_s = Corte resistido por el acero.

Por razones constructivas y económicas no es conveniente el uso de acero para absorber corte, en ese caso V_s es igual cero.

- **Para el efecto de corte:**

Las secciones críticas se consideran a la distancia “d”.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (4-113)$$

Para cálculos más detallados o se desee disminuir la altura útil requerida:

$$V_c \leq (0.53\sqrt{f'_c} + 175\rho_w V_u d / M_u) b_w d \quad (4-114)$$

Pero nunca > que: $0.93\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (4-115)$

$$\rho_w = 0.0033(A_{smin}), \text{ se asume.}$$

En esta fórmula ρ_w es el porcentaje de acero a tracción en la sección analizada y V_u , M_u el corte y el momento últimos actuando simultáneamente en dicha sección. En ningún caso el cociente $V_u \cdot d / M_u$ no debe considerarse mayor a uno en el calculo de V_c .

- **Para el efecto de punzonado.**

Zapata que actúa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, pero que no necesite aproximarse a más de “d/2” del perímetro del área de la columna.

En esta condición:

$$V_c = (0.53 + 1.1 / \beta_c) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (4-116)$$

Pero no > que: $1.06\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (4-117)$

Donde:

β_c = Relación del lado largo a lado corto de la columna.

b_o = Perímetro de la sección crítica.

Si el esfuerzo cortante actúa por la superficie exterior respecto a la línea crítica (e f g h , en la figura), para propósito de calculo de acuerdo con el código, tenemos:

$$v_u = V_u / (\phi b d) \leq V_c \quad (4-118)$$

Donde:

b = Ancho de la zapata a la distancia "d" del borde del pilar o columna.

En la mayoría de los casos prácticos se presenta de la poca separación entre pilotes y el gran espesor de los cabezales, lo cual ocasionaría que las secciones críticas incluyan parcial o totalmente a los pilotes. En esos casos el ACI no especifica requerimientos específicos. Sin embargo, de acuerdo con investigaciones recientes, se pueden utilizar para el diseño los criterios de corte para vigas de mucha altura o métodos de diseño compatibles al concreto armado.

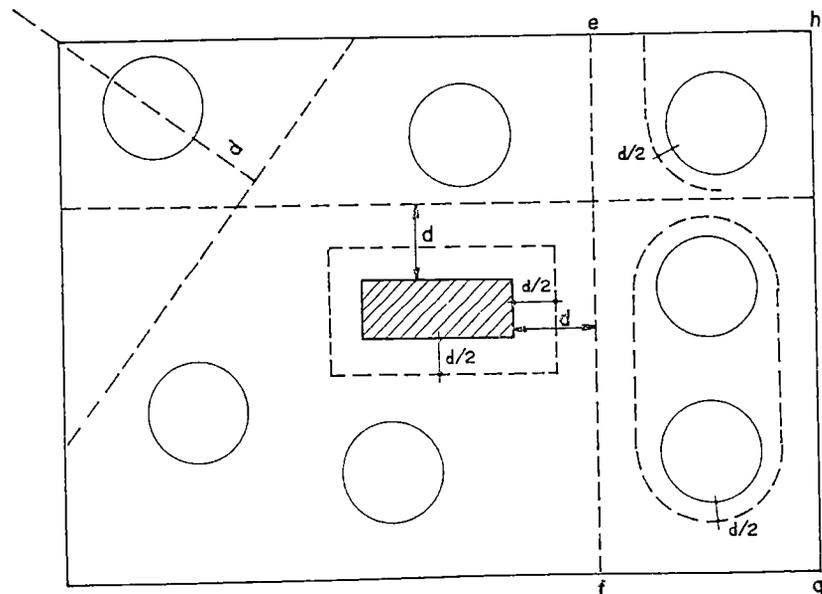


Fig. (IV-39): Secciones críticas para corte y punzonado.

IV.7.2.3. CRITERIOS DE DISEÑO.

1. Pilotes atravesado por sección crítica (Criterio ACI)

Como en las zapatas superficiales, el canto del macizo de encepado viene determinado por su resistencia al esfuerzo cortante. Deben tenerse en cuenta tanto el punzonado como el esfuerzo cortante de flexión. La diferencia estriba en que los esfuerzos cortantes en los macizos de encepado son causados por reacciones concentradas en los pilotes en lugar de presiones distribuidas. Esto introduce la dificultad de como calcular el esfuerzo cortante si las secciones críticas de uno o más pilotes se cortan entre sí.

El código ACI tiene en cuenta que la reacción del pilote no es realmente una carga puntual, sino esta distribuida en toda su sección.

En caso que la sección crítica atraviesa un pilote, como se muestra en la figura (IV-40), se considerara que el 100% de la carga del pilote genera esfuerzos sobre la zapata si este es tangente exteriormente a dicha sección. Si el pilote es tangente interiormente, no se tomara en cuenta la carga del pilote. En un caso intermedio, la carga a considerar se determinara por interpolación lineal.

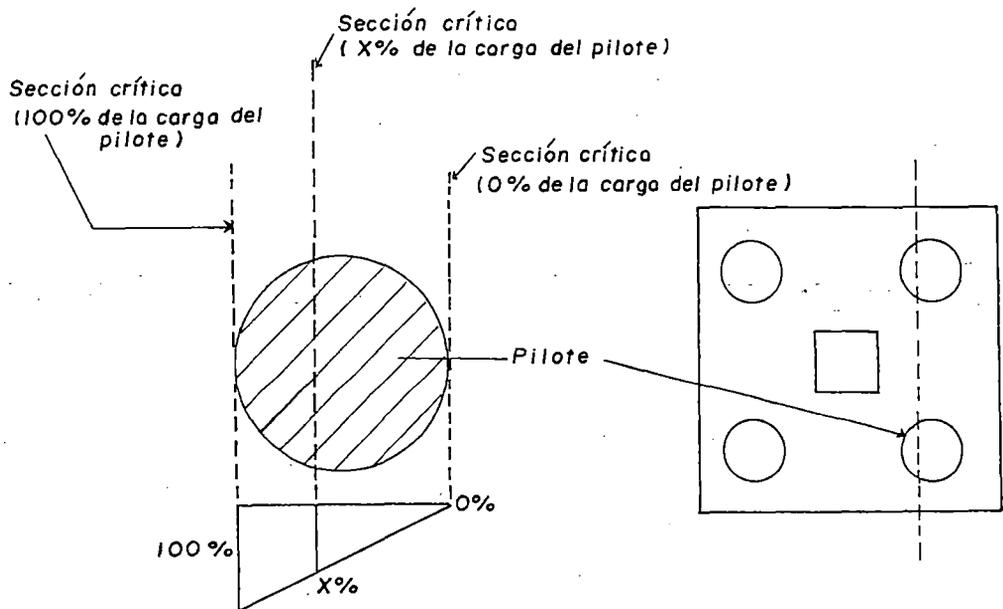


Fig.(IV-40): Pilote atravesado por sección crítica.

2. Refuerzos secundarios (Criterio CEB).

El código Español (CEB), recomienda usar los refuerzos secundarios mínimos horizontal, vertical y superficial para cabezales sobre dos, tres y cuatro pilotes.

a. Acero vertical.

$$A_v \geq 0.002bt_v \Rightarrow t_v \leq d/5 < 45\text{cms.} \quad (4-119)$$

b. Acero horizontal.

$$A_h \geq 0.0025bt_h \Rightarrow t_h \leq d/3 < 45\text{cms.} \quad (4-120)$$

c. Acero superficial.

$$A_s' \geq 0.20A_s \quad (4-121)$$

Donde:

t_v, t_h = Distancias de los aceros individuales.

b = Distancia transversal de la zapata.

A_s = Acero por flexión.

Si, $b \geq d/2$, utilizar $b=d/2$

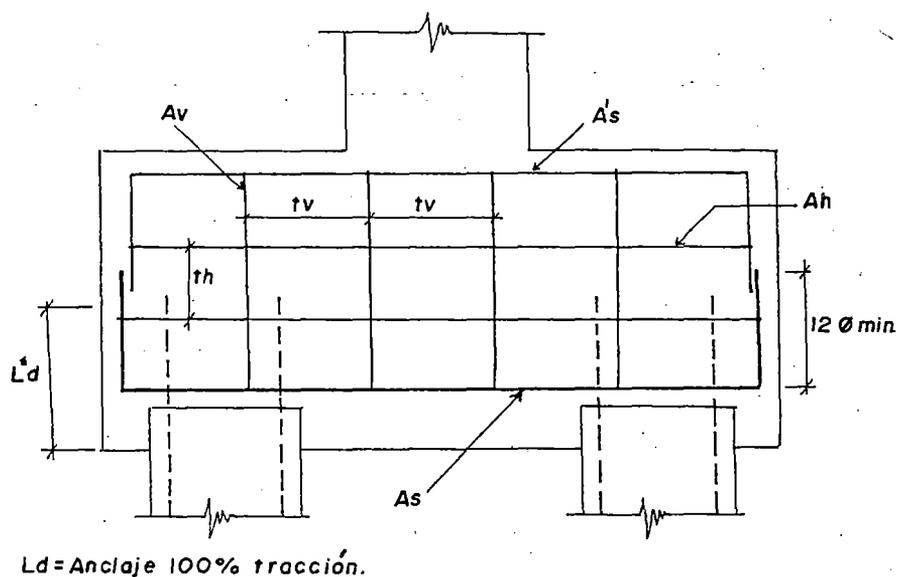


Fig. (IV-41): Requisitos particulares de acero secundario.

3. Punzonamiento de un pilote individual.

Debe comprobarse la resistencia al punzonamiento de los pilotes individuales, con la siguiente relación:

$$V_c = V_o / (b_o d) \quad (4-122)$$

Donde:

d = Peralte del cabezal.

B = Diámetro del pilote.

P = V_o = Carga del pilote.

b_o = π(B + d)

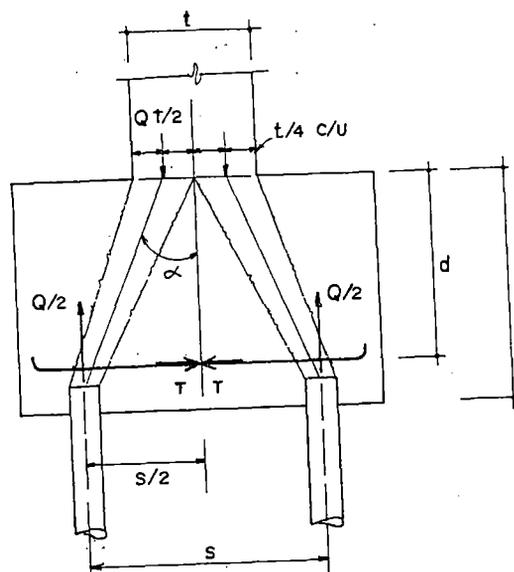
4. Acero de flexión (Método de las bielas).

Este método como una alternativa de solución se aplica en forma restringida para cierto número de pilotes, que se desarrollara en los párrafos siguientes.

Consideraciones:

- Debido a la rigidez del cabezal se supone la generación de un sistema de bielas.
- Las cargas superiores son transmitidas hasta el acero en tracción.
- Sistema de bielas y acero en tracción deben estar en equilibrio.

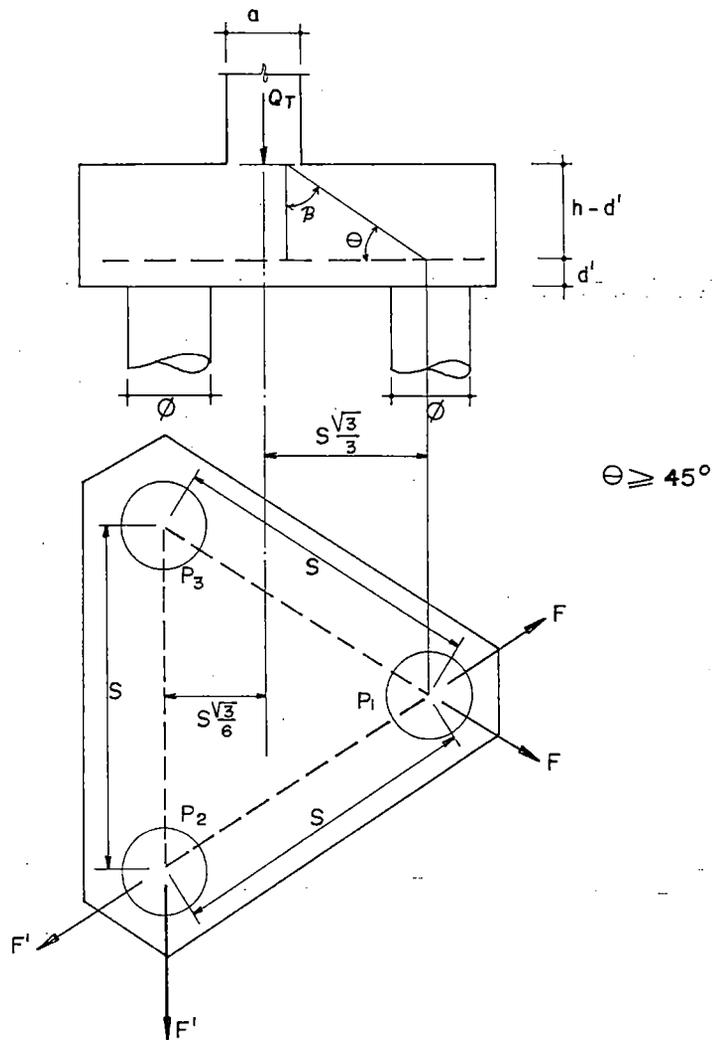
◆ Cabezal de dos pilotes.



$$T = (Q_T / 2) T g \alpha = Q_T (2s - t) / 8d \quad y \quad A_s = T / (0.6 f_y)$$

◆ Cabezal de tres pilotes.

Con las mismas condiciones para dos pilotes, en siguiente gráfico tenemos:



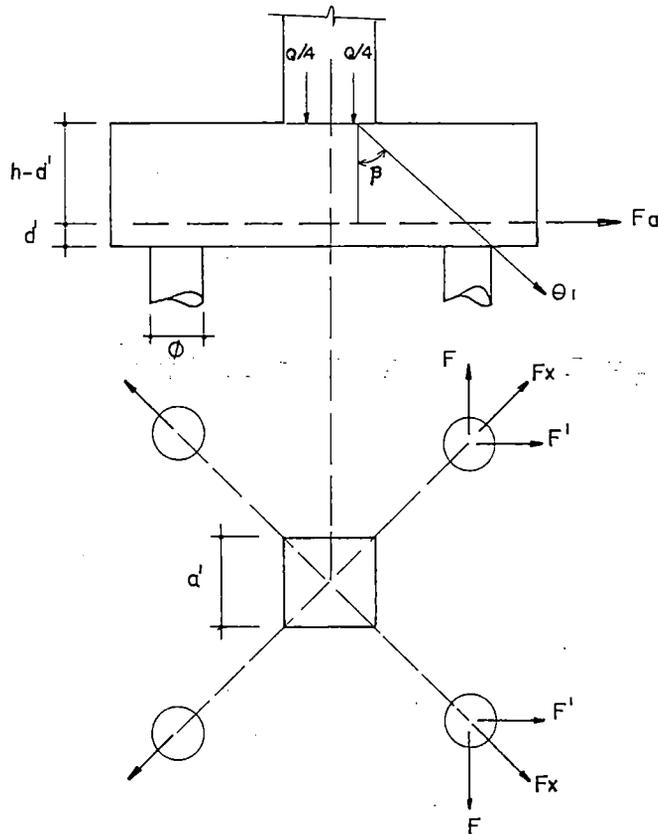
Considerando las dimensiones de la columna cuadrada, tenemos:

$$F = [Q_T s / 9(h - d')] (1 - 0.553 a' / s)$$

$$F' = [Q_T s / 9(h - d')] (1 - 0.544 a' / s)$$

◆ **Cabezal de cuatro pilotes.**

El análisis es similar a 2 y 3 pilotes:



Considerando las dimensiones de una columna cuadrada:

$$F = [Q_r s / 8(h - d')] (1 - a' / 2s)$$

IV.7.2.4. VIGAS DE CIMENTACION QUE UNEN ZAPATAS AISLADAS.
(Según RNC)

La viga de cimentación para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos de tipo III y para las zonas 3 y 2 se proveerá elementos de conexión, los que tendrán como mínimo un esfuerzo en tracción o compresión equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata.

Para el caso de pilotes deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes zapatas para estas solicitaciones. Se considerará que los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente o por lo menos el 15% de la carga vertical que soportan.

CAPITULO V

PROCESO CONSTRUCTIVO. (Pilote preexcavado)

CAPITULO V

V. PROCESO CONSTRUCTIVO DE UN PILOTE PREXCAVADO.

V.1. GENERALIDADES.

En el capítulo III se describió la clasificación general de pilotes, en ella se hace referencia atendiendo al método de instalación diferenciándose los pilotes hincados y los pilotes preexcavados hormigonados "in-situ"; esta última subdividiéndose en pilotes de tipo convencional y pilotes de gran diámetro.

El desarrollo de este capítulo, tratara de las fases principales de construcción de un pilote preexcavado como son: Perforación, puesta del armado, hormigonado del concreto; con el propósito que nos sirva de buscar un perfeccionamiento hacia lo que debe hacerse en este proceso constructivo. Basado en reglas o normas que sean compatibles en nuestro medio y la experiencia de un técnico en estos menesteres, excepto en los casos que se especifique alguna otra norma.

La perforación en pilotes convencionales puede ejecutarse a través de un taladro fuste cuando se trata de un suelo estable y balde cilíndricos con la técnica de rotación, percusión, muchas veces se puede excavar manteniendo la excavación llena de barro bentonítico para estabilizar sus paredes o en su defecto el uso de encamisados dependiendo de su metodología.

En grandes pilotes se puede construir con moldes o casquillos permanentes o retirables. Cuando se escavan hasta la roca dura, suelen ser de diámetro constante. Cuando deben apoyarse en el suelo o las rocas blandas, se acampanan sobre el estrato de apoyo para proporcionar una zona adecuada de apoyo y una buena presión de carga. La excavación se realiza a mano, por medios mecánicos o por alguna combinación de ambos métodos.

El armado del acero dentro del agujero es realmente una operación, como tal, complicada, aun sin serlo su cálculo y su perforación. Radica la dificultad en la concepción, manejo e introducción de las armaduras, en el mantenimiento en posición y compatibilidad de las operaciones que en construcción del pilotaje preexcavado interviene simultáneamente, más las dificultades que la armadura puede experimentar durante el armado del hormigón.

El hormigonado del concreto en cuanto se refiere a los cuidados se rige en forma general a su procedimiento de verter el concreto y el revenimiento del concreto. Para verter el concreto es mediante un embudo o una boquilla situada en el centro del pilote. Lo más común es utilizar una tolva centrada en el pilote, con una boca de 18" y de longitud 46 cm por lo menos. La boquilla dirige el flujo del concreto hacia abajo, desde el centro del pilote.

El revenimiento del concreto, tiene la misma importancia tanto para pilotes de acuerdo a las recomendaciones de normas técnicas previstas.

V.2. EQUIPOS.

En general hay una gran diversidad de instrumentos para operar en el proceso constructivo de un pilote preexcavado. Tenemos compañías como “La sociedad de pilotes Franki” especializada en trabajos de cimentaciones profundas de tipo convencional, “La sociedad Benoto” de origen Francés, especializada en grandes pilotes. Cada una de ellas de acuerdo a su propia metodología y establecidas en su propia patente, y muy celosas de su divulgación de estas empresas. Se ha visto acá mostrar algunos instrumentos de orden general que nos sirva como una guía particular, que equipos se requiere en la construcción de un pilote preexcavado.

V.2.1. UTILLAJE DE PERFORACION.

La barrena Cheshire Highway, ellas van montadas en la parte trasera de un camión o tractor, pueden efectuar perforaciones de más de 90cm de diámetro hasta profundidades superiores a 6m.

La barrena Hugh Williams Tipo 100, es capaz de perforar hasta la profundidad de 33m. La barra rotatoria en el interior del mástil hueco consta de dos secciones enchufadas una a la otra. La sección exterior se enclava en el interior para taladrar agujeros de menos de 15m de profundidad. Las placas de la perforadora tienen un diámetro que oscila entre 50cm y 150cm. El carro de la perforadora gira sobre el chasis, pudiéndose además deslizarse hacia atrás y hacia adelante, lo que permite situar la punta de la barrena en el lugar exacto en que ha de instalarse el pilote.

La barrena Calmed. Se emplea en grandes pilotes, utiliza éste una cuchara rotatoria con el fondo articulado. La cuchara puede separarse fácilmente del mástil para descargar su contenido directamente en un camión o en una tolva. Puede perforar a profundidades superiores a 60m, utilizando un núcleo triple y unos diámetros que varían desde 25cm a 300cm. Según las condiciones del suelo o de la roca puede emplearse distintos tipos de cuchara.

La maquina Benoto o la cuchara giratoria es especialmente diseñado para pilotes de gran diámetro. En ambos tipos de entubado se mantiene en una semi-rotación constante para que vaya hundiéndose a medida que progresa el tamaño del agujero.

Existen varios tipos de cuchara excavadora para adaptarse a las distintas condiciones del suelo. El entubado puede disponerse con una serie de juntas

soldadas, y dejarse en posición una vez terminado el pilotaje, o puede atornillarse o soldarse ligeramente, recuperándolo después mientras se procede al hormigonado del cuerpo del pilote.

El equipo Benoto EDF-55 efectúa perforaciones de más de un metro de diámetro hasta una profundidad de 30m. La maquina de cuchara giratoria utiliza un entubado de 125cm de diámetro y puede perforar hasta unos 30m de profundidad.

De acuerdo al tipo de suelo podemos clasificarlos a las cucharas de excavación:

◆ **Para suelos cohesivos.**

- Barrenadora tipo Franki con martinete.
- Taladros de tipo cubeta.
- Taladros de tipo fuste.
- Taladros de tipo cilíndrico.
- Cuchara de Almeja (sistema GOW).
- Balde perforador.

◆ **Para suelos granulares.**

- Barrenas rotativas.
- Balde perforador (uso de la bentonita).
- Hammer-Grab (Benoto).

V.2.2. UTILLAJE DE MANIPULEO.

Los equipos para manipular las barrenadoras y sus elementos, son:

- Volquetes: Para desplazar el suelo extraído en forma rápida de la zona de trabajo.
- Grúas: Maquinas livianas, que sirven para manipular el taladro, balde perforador y que van ensambladas a un sistema de manipuleo.
- Tubo de ademe: Son tubos de dimensiones aproximadamente de un metro de diámetro que sirven como encamisado del pilote.
- Tubo de guía: Instrumento que sirve para prolongar el taladro según avanza la profundidad de excavación.
- Bentonita: Material que sirve para estabilizar las paredes del pilote en el proceso de excavación; ellas pueden ser recuperables según el procedimiento de construcción el pilote.

V.3. PROCEDIMIENTO EN CONSTRUCCION.

V.3.1. ESQUEMA GENERAL.

El proceso constructivo en general se esquematiza, el procedimiento para su construcción, que puede ser aplicados en suelos cohesivos y granulares o combinaciones de ambos. Atendiendo al tipo de suelo y napa freática variaran en la protección de las paredes del orificio que son utilizados los encamisados, lodos bentoníticos, largueros de maderas, etc.

La secuencia del proceso constructivo es el siguiente:

1. Inicio de la excavación, los instrumentos como barrenadoras, taladros, balde perforador; tienen que aplomarse bien en el eje indicado.
2. Primer taladro fuste o cilíndrico lleno de material listo para expulsar hacia afuera, que directamente se carga sobre un volquete.
3. Descarga del material excavado y listo para utilizar lodo bentonítico o utilizar encamisado de acuerdo a las condiciones de suelo y nivel freático.
4. Excavación terminada, o bañada de lodo bentonítico en las paredes de la entubación o encamisado, con largueros de madera o acero; que sirven para estabilizar las paredes de la excavación.
5. Colocación de la armadura dentro de la excavación; en las fases de la construcción se indican recomendaciones prácticas en esta fase.
6. Hormigonado del concreto de acuerdo a las técnicas establecidas, que se indican en adelante.
7. Pilote terminado.

V.3.2. FASES DE LA CONSTRUCCION.

V.3.2.1. PERFORACION.

Para realizar los trabajos de perforación es importante tener presente de recomendaciones hechas por normas que se inclinen y se apliquen en nuestro medio. En esta fase de la construcción de alguna manera será necesario su incorporación, que desarrollaremos en adelante.

1. Pilote tipo convencional; (norma DIN).

a) Instrumentos de perforación.

La colocación de los tubos debe alcanzar los lados interiores del pilote, en especial las bases del corte previo del pilote hasta sus lados superiores.

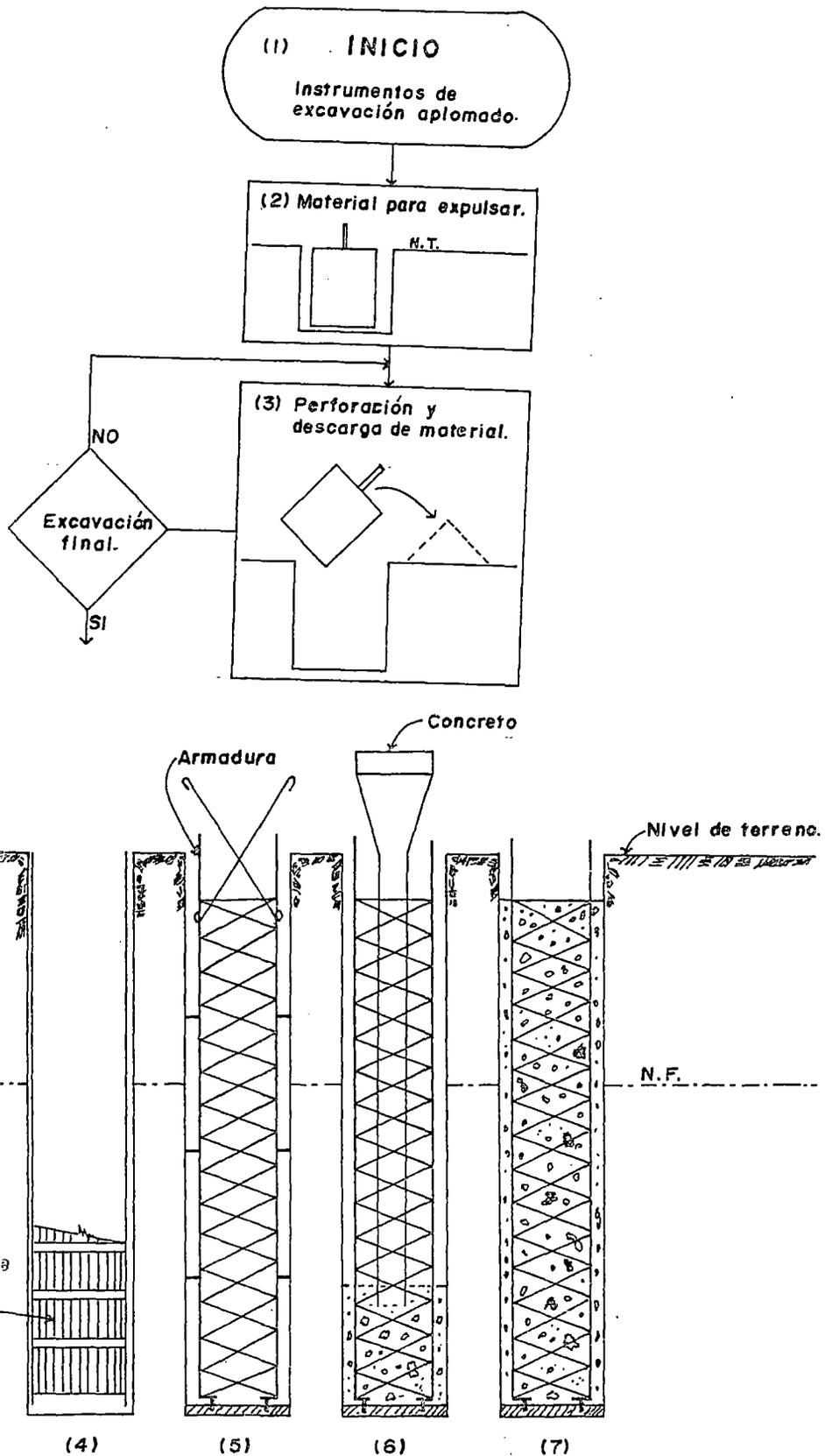


Fig. (V-1): Secuencia del proceso constructivo.

Los tubos de perforación también deben revisarse en las juntas de unión debiendo ser internamente lisos y precisos.

Las juntas son atornilladas o soldadas. Estas deben ser impermeables en el agua libre o en el agua subterránea. La corona de perforación, diámetro exterior debe tener como máximo 20mm de grosor como el diámetro exterior del tubo de perforación.

Son empleados únicamente tubos de perforación, a través de los cuales el suelo es lo menos posible disgregado.

b) Puesta en marcha del tubo de perforación.

Los tubos de perforación deben ser puestos en marcha a partir de los tubos de los espacios del suelo, y precisamente la perforación también por encima de agua subterránea. Estos son además suficientes para la carga.

La masa de la puesta en marcha debe corresponder al tipo de suelo, por ejemplo el suelo no aglutinado, de grano fino en el agua subterránea y también la adición de agua por el agujero de perforación alrededor de 30 hasta 50cm sobre el tubo de perforación.

c) Perforación en agua subterránea.

En el agua subterránea, se perfora siempre bajo la adición de agua. Por ello la columna de agua debe estar a una altura suficiente sobre el nivel del agua subterránea correspondiente, en arena fina y limo retirado mínimo alrededor de 1m en el instrumento de perforación llenado. El nivel de agua subterránea correspondiente debe ser conocido durante la perforación, en caso necesario son medidos los puentes necesarios de observación.

d) Perforación en agua subterránea extendida (Artesianos).

Es de espesor que, la perforación penetre dentro de las aguas subterráneas, de tal manera el tubo de perforación debe ser llenado con agua para alcanzar la capa acuífera una altura tal, que la presión del agua sea mantenida en mínimo equilibrio. En ello la altura de la presión hidráulica posiblemente mayor. En casos dudosos se debe perforar desde el principio con una columna de agua suficientemente mayor.

e) Presentación de un arroyuelo en el suelo.

Las medidas según los párrafos "b" hasta "f" deben ser especialmente reforzadas para arroyos de arenas inclinadas o suelos viscosos.

f) Obstáculos para la perforación.

En la supresión de los obstáculos para la perforación deben ser evitado en lo posible todos los desagregados del suelo.

Perforaciones que alcanzan la profundidad nominal sobre los obstáculos difíciles de eliminar, como una roca errática, son encomendadas. Un pilote no debe ser colocado sobre un obstáculo que esta ubicado por encima del obstáculo.

g) Lavado.

Los tubos de perforación no deben ser introducidos más profundamente con la ayuda de lavados.

h) Examinación del suelo por las perforaciones.

Para cada pilote en particular, es asegurado, la profundidad de ligazón en la capa capaz de sostenerlo. Para la examinación y complementación de las perforaciones para información son incluidos a intervalos determinados los registros de capas de la perforación del pilote. En caso de presentarse dudas sobre la estructura de los cimientos bajo los pilotes, se deben adicionar las informaciones de los cimientos.

i) Agujeros de perforaciones abandonadas.

Los agujeros de perforaciones abandonadas deben ser llenados apropiadamente con material adecuado del suelo u hormigón.

2. Para grandes pilotes; (Normas DIN).

a) Herramientas de perforación.

Las herramientas de perforación deberán ser las de tipo más apropiado de acuerdo a las condiciones de suelo y agua subterránea. Además del criterio utilizado en la elección de estas herramientas, debe darse preferencia a las herramientas que causan la menor perdida de suelo al limpiar el fuste del pilote y a un nivel por debajo de la base del pilote. Ya que dicha perdida por lo general no ocurre hasta después de algún tiempo, se dará preferencia a aquellas herramientas de perforación, cuya perfomance hagan que el intervalo de tiempo la perforación y el vaciado sea lo más pequeña posible.

Si para el soporte de las perforaciones se utiliza una sobre carga de agua, esta sobrecarga (sobrepresión) no será menor que la presión producida por el efecto de pistón causado por el retiro de la herramienta de perforación.

b) Uso de encamisados.

Los encamisados sirven para evitar la pérdida en el suelo circundante, del material utilizado en el pilote durante el moldeado. Ellos son de uso obligatorio si el suelo a perforarse, no es lo suficientemente estable, para soportar un líquido estabilizador y cuando los muros de la perforación sean susceptibles de socavación. Cuando se hace una perforación por debajo del nivel freático, la sobrepresión suministrada por el líquido soporte (normalmente barro de perforación) debe ser constantemente sostenida en el encamisado para evitar un colapso del suelo e ingreso de partículas del suelo al interior de la perforación (combinándose con el fluido de perforación) debe ser constantemente sostenida en el encamisado para evitar un colapso del suelo e ingreso de partículas del suelo al interior de la perforación (combinándose con el fluido de perforación).

Para evitar que parte del fondo se desprenda e ingrese al interior de la perforación, se puede hacer que el encamisado penetre algo más dentro del terreno (dependiendo del tipo de terreno) o alternativamente se suministrara una mayor sobrepresión.

c) Excavación sin encamisado.

El encamisado podrá omitirse cuando el subsuelo presente condiciones estables. Si un estrato de suelo presenta una tendencia a colapsar y socavarse durante el proceso de perforación (sin utilizar encamisado), se suministrara una sobrepresión (fluido soporte) a los muros. En este caso es recomendable insertar posteriormente el encamisado. En este caso, la construcción de un pilote sin utilizar un encamisado puede conducir a la socavación del suelo circundante, en el caso de suelos no cohesivos, especialmente en gravas y algunos tipos de piedras, y al debilitamiento de los muros de la excavación en el caso de suelos cohesivos.

Se efectuara una verificación del volumen teórico de la excavación haciendo una comparación con el registro del volumen de concreto consumido. Ya que el suelo circundante se deteriora con el tiempo en este tipo de perforaciones, al vaciado del concreto deberá de empezarse inmediatamente después de haber efectuado la perforación. Debido al proceso constructivo, la parte superior de la perforación requerirá posiblemente de un entibado adicional que asegure la estabilidad, mediante la inserción de un encamisado a una profundidad de varios metros.

e) Construcción de bases acampanadas o anillos de carga.

Se podrá construir bases acampanadas en: Suelos cohesivos cuya consistencia varíe de no muy rígida a semi firme. Suelos no cohesivos

indisturbado que sean lo suficientemente firmes y no tengan una fracción fina tan alta que no sea posible la construcción de las campanas en el pilote.

El equipo utilizado para configurar la campana deben tener performance tal que la campana confeccionada sea concéntrica, los otros implementos para la construcción deben tener una performance adecuada al tipo de construcción utilizado en la campana. Es necesario (en cada caso) determinar la estabilidad de la perforación mediante un reiterado proceso de "cuadración" (verificación de la vertical), asegurándose de que no ocurran cambios como resultado de la penetración en el estrato.

Cuando la base acampanada se halla por debajo del nivel freático, el vaciado del concreto de la campana debe efectuarse utilizando un fluido soporte (sobrepresión). En suelos no cohesivos, el liquido soporte debe evitar que las partículas individuales las cuales son demasiado grandes para ser soportadas por las caras en la campana pueden "caer", tales como las partículas en el rango de gravilla o ripio a grava cuarzosa.

Para reducir el riesgo de colapso del suelo en la excavación de la campana, en suelos no cohesivos el radio de la base al fuste debe limitarse.

En suelos cohesivos con un coeficiente de plasticidad mayor del 15% y un coeficiente de consistencia a uno mayor, el radio de la base al fuste siempre será menor de 2.00, la razón de la proyección de la base a la altura de la campana no será mayor 1:3 en suelos no cohesivos, y 1:2 en suelos cohesivos.

De acuerdo con el tipo de suelo se considerara una disminución en la capacidad de carga, que se incrementa con el intervalo de tiempo entre la excavación de la campana y el vaciado del concreto.

Por esta razón una base acampanada deberá de llenarse inmediatamente después de haber sido perforada. Hoy en día, no es posible obtener un calculo lo suficientemente confiable del valor de la sobrepresión del fluido soporte en las perforaciones para el caso de superficies expuestas después del barrenado y no cubiertas por el encamisado, esto dependerá esencialmente del tipo de fluido soporte, el diámetro de perforación, tipo de suelo, nivel de esfuerzo en el suelo, y el caso de suelos no cohesivos del tamaño de partículas.

e) **Obstrucciones.**

Se efectuara todo tipo de esfuerzos necesarios para evitar la perdida de estabilidad en el suelo al retirar cualquier obstrucción. Ningún pilote se cimentara encima de una obstrucción a un nivel por encima del proyectado.

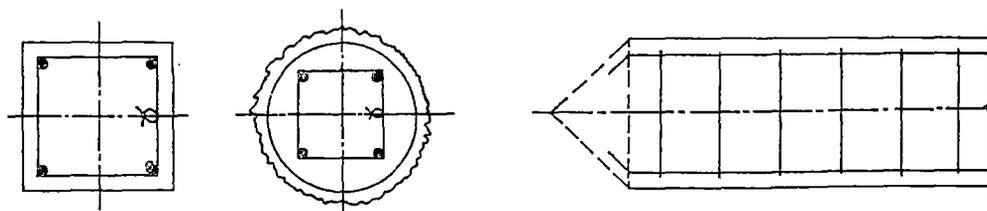
f) Verificación de la investigación del suelo.

El comportamiento del suelo durante el barrenado será observado cuidadosamente. La profundidad de penetración dentro del estrato portante será determinada en cada pilote de forma individual. Se registrara la disposición de los estratos durante la perforación. Si existiera duda acerca de la condición del suelo por debajo de la punta de los pilotes, la investigación del subsuelo, será suplementaria, de acuerdo con los principios establecidos.

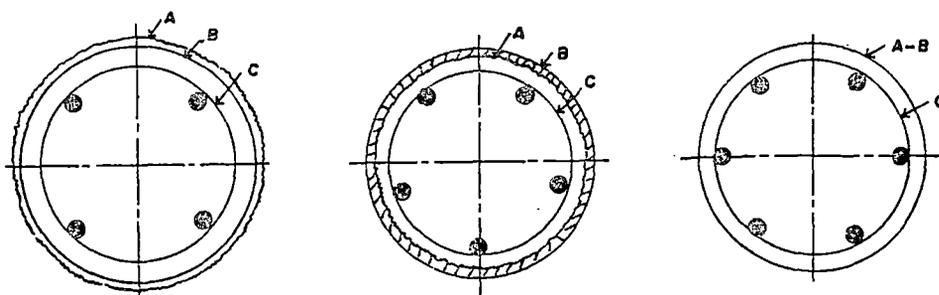
V.3.2.2. PUESTA DEL ARMADO.

1. Evolución del armado en pilotes Preexcavados.

Según Derqui (estudioso español), en sus inicios el armado era utilizado igual al pilote de hinca, cuatro redondos de gran diámetro, longitudinales; casi ningún zunchado transversal y estribos de forma cuadrada. Aquel, como si hubiera de experimentar los mazazos de hinca; ésta, sin otra aparente, misión que la fijación de aquel; extremidades inferiores sueltas y una gran masa de hormigón; como se presenta en la figura (V-2 a).



(a): Pilotes cuadrados y redondos.



(b): Casos de armado.

Fig. (V-2): Evolución de armado.

Posteriormente se considera referente a los diámetros, figura (V-2 b). En ésta hay que considerar tres diámetros: La parte "A" el de recocado, aun sin punzonar o incrustar, como consecuencia del surcado de simple encamisado de hinca de entubación para su perforación: desigual y rugoso; "B" el diámetro neto que debe poseer como mínimo el pilote, y "C" el diámetro correspondiente al emparrillado o jaula de armado.

Según Derqui, para poner varillas gruesas y estribos cuadrados y poco numerosos, si estos pilotes no eran hincados. Lo primero que vario fue la relación al numero, que paso a ser a priori - al correspondiente a una separación equivalente a la "luz" entre varillas longitudinales y a la continuación se implantaron, provisionalmente, redondos como se muestra en la figura (V-2 b).

Más tarde, bajo la timidez propicia a toda innovación a su encarecimiento, se paso a cinco hierros con estribos nutridos, enlazados, poligonales para el armado transversal; posteriormente transformados en redondos, para pasar en las siguientes obras a seis redondos longitudinales delgados con sección equivalente a los cuatro redondos únicos longitudinales, por fin, con el tiempo es como se representa en la figura (V-2 b), consistentes en cinco o diez varillas " muy delgados" longitudinales y ocho estribos redondos por cuatro (aun independientes y cerrados a lazo) en los transversales.

Finalmente fue renovándose, años después, como prescripción de armado, cinco o siete varillas para las longitudinales y espirales simples.

En cuanto a los empalmes de las armaduras, fue ideado por el profesor Derqui para facilitar su mejor manejo, desechando que los pilotes preexcavados, siempre soldados, lo que, como ocurre siempre en esta experiencia de la vida, fue precisamente la dificultad que más pudo favorecer. La mejor contribución y esfuerzo de ingenieros era evitar el soldado, y era mejor hacerlos continuos y en espiral, sin soldar.

2. Colocación del armado.

Las dificultades propiamente dichas del armado, como tal, en el pilote preexcavado, residen en su manipulación y su colocación, y en los relativos al punzonamiento y estribado.

Por consiguiente las podemos agrupar para considerarlas en lo que tienen de común entre sí, según las inherentes a la influencia mecánica es decir dinámica de la armadura y la influencia estática del hormigonado.

a) Dificultades del armado.

- ◆ **Influencia dinámica:** Las armaduras después de confeccionadas separadamente de la perforación e entubación del pilote, tienen que ser removidas, trasladadas de los depósitos de construcción a la obra, izadas y luego descendidas al interior del taladro.

En lo relativo a la puesta del hormigón, en su relación inicial a la puesta de armadura, esta no debe ser hincado en el terreno ni dejado en inmediato contacto con él.

Precisa suponer que ya ha sido colocada y apisonada una tongada de hormigón, y única que debe ser apisonada, mediante que la base del terreno supuesto triturado, y quebrantado por la perforación, y por la acción de hundido del trepano, hará que todos los efectos considerados como estado intermedio, a una cosa que será mejor que el terreno y peor que el hormigón. Pues la armadura debe llegar a tocar como máximo a esa torta de hormigón.

En lo relativo a la colocación de la armadura debemos de considerar las tres dificultades o prácticas nocivas que suelen presentarse y hay que evitar con gran cuidado, como se muestra en la figura (V-3):

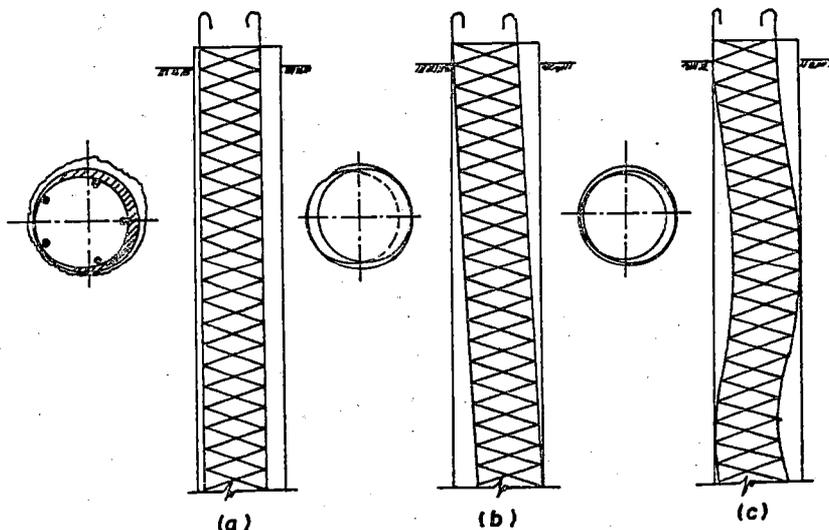


Fig. (V-3): Defectos de colocación la armadura.

- La armadura puede quedar, figura (V-3a), en el primer caso, completamente a un lado, excéntrica respecto al taladro de manera que el macizo del hormigón quede a su vez excéntrica, respecto a ella y ésta, expuesta a su destrucción paulatina mediante su inmediato contacto con el terreno o el agua que contenga éste. Tiene a ello a, además, el segundo inconveniente, si los pilotes donde haya sucedido esto corresponden a los puntos de concentración de carga extremos del edificio o estructura que corresponda, que si hay momento de vuelque, o flexiones importantes, como suele ser en estos casos, el pilote trabaja torcido, sujeto a la flexión y la posible rotura. En cualquier caso la sección neta máxima de trabajo eficaz del pilote, puede ser considerada, como muy inferior a la teórica y su hormigón esta sujeta a desgarramientos externos.
- La armadura puede quedar, figura (V-3 b), oblicua respecto al cilindro de intubación, muy próximo o en el directo contacto con aquella por la extremidad o diámetro opuesto en el emboquillado o testa del pilote.

El resultado que es además de los inconvenientes apuntados en el caso primero, especialmente el de su oxidación y su destrucción probable, tiene su exposición asentuada en este caso de que a las flexiones a que pudieran dar lugar los momentos de vuelque en los pilotes de contorno sujetos a empuje horizontal el pilote resulta en su parte operante torcido, de manera que podrían sumar ambos defectos además de las correspondientes tensiones internas, lo que traería consigo otros que sumar a las flexiones propias del pilote mismo.

- Otra dificultad es la que se representa en esta tercera figura y que consiste en el acordonamiento de la jaula como se representa en la figura. Aquí se suman todos los inconvenientes agravándose considerablemente los relativos a figuración y astillamiento, pero la verdad es que raramente se presenta aislada uno solo de estos casos y en lo general es que ocurran los tres a la vez, pues no hemos de olvidar que los operarios que intervienen en las operaciones son seres humanos con errores fortuitos, sujetos a prisas e inquietudes, al menor descuido.

Los vigilantes que deben evitar, al pie de obra:

- ◆ Una disminución virtual de la acción activa de los pilotes.
- ◆ Un descenso en la calidad, regular y homogeneidad del hormigón.
- ◆ Una falta de verticalidad en el pilote.
- ◆ La creación de tensiones, flexiones y excentrado de la carga en el pilote.

- ◆ **Influencia estática de hormigonado:** No utilizar el procedimiento de ensanchar los pilotes a mazazos, recrecerles o fomentar la producción de ensanche de la base.

En la figura (V-4), el origen de su posición a no utilizar, lo expondremos:

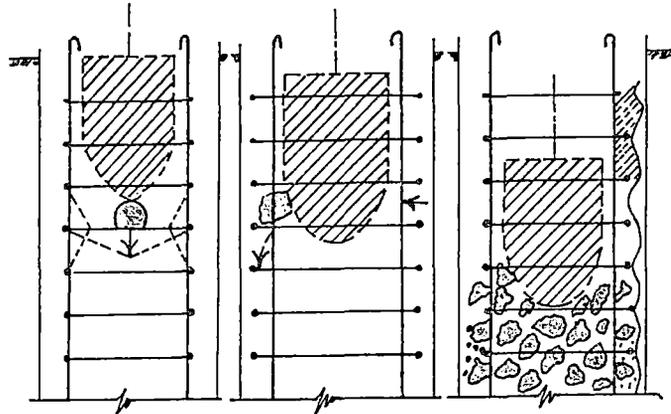


Fig. (V-4): Influencia estática de hormigonado.

El árido, en su libre disposición se apoya sobre el estribo, y sobre el resto de la masa de hormigón; entonces se prosigue el punzonamiento a mazazos y al apoyarse o incidir su parte ojival sobre el guijarro, él actúa sobre el alambre del estribo y lo deforma hasta que le deja libre.

Al ser deformado como se indica en la figura (V-4), el estribo en sentido vertical, entonces este estribo tira del varillaje longitudinal hacia adentro, al cual deforma también permanentemente y tanto más cuanto mayor y más automático o sin controlar es el golpeo, como en la figura (V-4) muestra las partes sombreadas.

Lo mismo ocurre con las varillas longitudinales, con mayor daño fueran las andanadas de golpes y peor resultados si los estribos fueran rigidos por ser soldadas, por permitir menor elasticidad, de manera que lo mejor que pueda suceder es que se rompan ya que así siquiera no pierden la maza de golpeo, que de otra manera quedaría prisionera abajo y al extraerla, enraizada con la armadura, daría lugar al despegue del hormigón creando pilotes con fallos.

En la figura (V-4), se muestran zonas de impedimento que esa dificultad como consecuencia del "filtrado" del árido menudo, o simple mortero, hacia la parte externa de la jaula, lo que da lugar a nuevas graves incertidumbres sobre la cuestión de la cual será en definitiva el diámetro de un pilote así hecho.

De manera que, como se ve, tenemos sobrada razón los que ante ciertos procedimientos e innovaciones, digamos que lo peor en ciertos casos es que sea más importante tener que asegurarse del inseguro diámetro opinable que pueden tener en sus partes más estrechas estos pilotes cuyo exuberante e imaginativo ancho, en exceso, carecería por consiguiente del más pequeño valor, justificando el calificativo de inseguridad plural que se atribuye por la adición de este nuevo concepto a la inutilidad, a la invalidez o a la falta de calidad de garantía que le añade el armado.

b) Método automático y racional.

Para describir el procedimiento nos serviremos de la figura (V-5), que contiene cuatro figuras.

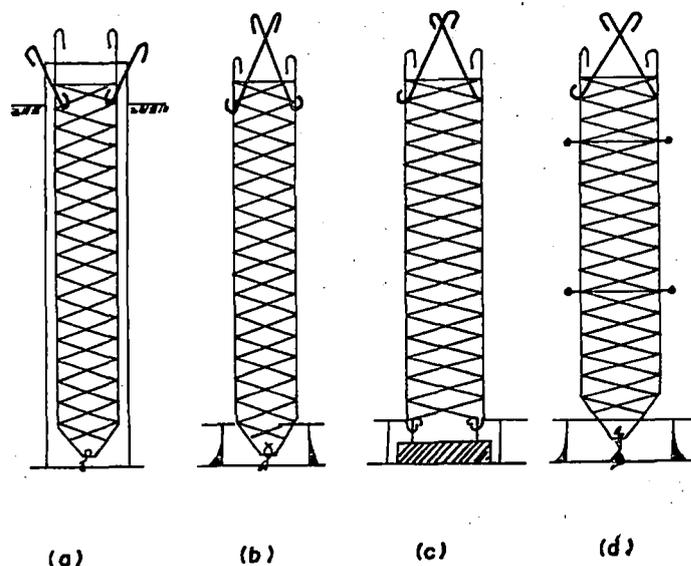


Fig. (V-5): Puesta del armado método automático.

En la figura (V-5 b), corresponde a los momentos de izado y descenso, que no debe tener lugar a brazo sino pendiente de las grifas de cuelgue y sujeción que se muestran en su parte superior, que son de fácil ensanche y se suelta automáticamente una vez centrada, merced al dispositivo inferior de enlace de los garrotes de cierre de la extremidad inferior de la jaula. Una vez puesta en posición y centrada, se sueltan los cabos laterales de las grifas y se apoyan estas en el borde del tubo, manteniéndolos en posición precisamente colgados de manera que pueda campanear libremente la armadura y el caldeo se verifique libremente con la elasticidad que conviene una acomodación libre y fácil del árido.

En la figura (V-5 c), concierne al depósito y colocación de la armadura cuando se emplee al sistema de hormigonado llamado por su autor "por laminación", (ideado por el ingeniero español de caminos Sr. Zapata), que, como es sabido, consiste este acreditado método en hormigonar en bandeja. Representa la parte inferior de esta figura el macizo horizontal, llamado bandeja y consiste en una torta de hormigón armado, redonda y del necesario espesor, cuyo armado estrellado horizontal lleva unas grifas o garrotes verticales, que se ensanchan a los garrotes inferiores de la jaula, descendiendo solidariamente con ésta a medida que se va caldeando el hormigón en sucesivas tongadas. El procedimiento de ingeniero español nos parece excelente y el crédito alcanzado por él corresponde a la realidad de conveniencia y eficacia del procedimiento.

En la figura (V-5), mostrada por Derqui, se da otro procedimiento de mantenimiento en posición de la armadura, absolutamente vertical, que consiste en adosar de trecho en trecho un estribo grueso, 10mm bastan, de forma triangular concebido; de manera, círculo inscrito correspondiente a la jaula, sea tangente en los puntos medios del cuadrado y los vértices "D", estos estribos sean a su vez tangente al diámetro virtual exterior del pilote, o real de entubación.

Como se ve, mediante esta ingeniosa disposición que se representa en la figura (V-5 d), se hace compatible la enclaustración y el caldeo con el mantenimiento absolutamente concéntrico de la armadura o jaula formado, en el centro mismo del pilote, con absoluta seguridad en su verticalidad sin que ello sea obstáculo para colar la campana.

V.3.2.3. HORMIGONADO DEL CONCRETO.

1. Generalidades.

El diseño y emplazamiento del concreto debe efectuarse de acuerdo a (DIN 1045) excepto en los casos en que se especifique alguna otra norma.

2. Introducción del hormigón.

a) Orden cronológico del fabricante.

El orden cronológico para el fabricante de los pilotes perforados debe ser de tal manera desarrollada que la consolidación (solidificación) del hormigón no debe incomodar los pilotes perforados recién acabados. Eso es especialmente válido para los pilotes de suelos en los cuales el peligro radica en que el suelo es disgregado durante la perforación.

b) Comienzo del hormigonado.

Inmediatamente luego de la finalización de la perforación debe introducirse la malla de reforzamiento y el pilote es vaciado con hormigón. Cuando no es posible excepcionalmente, debe ser verificado si se ha incrementado entre tanto la superficie de nivel del pilote. Si se diera el caso debe ser repasado con el perforador antes del hormigonado.

c) Introducción y manufactura.

El hormigón es de tal manera introducido y manufacturado, que en efecto se forma hasta el borde inferior del cimientado del pilote, que con seguridad no es desintegrado, interrumpido, contrahecho o ensuciado y que se obtiene una estructura comprimida. El hormigón puede ser vibrado.

d) Vertido en seco.

El hormigón no puede ser vertido libremente en el tubo de perforación aún cuando no exista agua en el tubo, debe ser hormigonado con un tubo de relleno, el cual al comienzo del hormigonado debe alcanzar el borde inferior del cimientado del pilote. También pueden ser empleadas cubas de carga especiales, los cuales son vaciados directamente el hormigón.

e) Eliminación del agua subterránea.

Cuando es posible, el agua subterránea debe ser eliminado.

f) Hormigonado en agua subterránea.

En caso de no poder eliminar el agua subterránea, de esta manera puede ser introducido el hormigón solo con un embudo estacionario según la norma DIN 1045, (1972). Con ello debe alcanzar el tubo del embudo siempre una profundidad suficiente (hasta 1m) en el hormigón, de tal manera que la columna de hormigón no se derribe y no ingrese al tubo del embudo.

Teniendo de esta manera siempre bastante hormigón fresco en un lote introducido, debiendo ser llenado el pilote hasta una altura alrededor de 2m. En el llenado bajo un cimientado del pilote, las reservas del hormigón fresco deben permitir el llenado simultáneo del cimientado y el tronco del pilote sobre una altura de 2m.

g) Comprobación del consumo del hormigón.

Para cada pilote debe ser medido y comprobado el consumo de hormigón. Para ello debe tenerse en consideración que el consumo de hormigón es comprimido. El consumo de hormigón en pilotes perforados rellenos con hormigón prensado debe ser determinado por secciones.

3. Colado del concreto.

Antes de empezar el emplazamiento del concreto es necesario asegurar que la fabricación del concreto alcance el nivel requerido (consistencia y composición), debe considerarse los medios necesarios para asegurar que el concreto no se segrega o fisura al formarse la columna de concreto esto significa que se requiera de sistemas de conducción apropiados para la descarga y bombeo del concreto en perforaciones secas y libres de agua los cuales permitirán alcanzar el nivel de formación adecuado cuando se comience a emplazar el concreto.

Cuando se emplace el concreto bajo agua, el método a ser utilizado debe asegurar que la descarga de la manga de conducción sea a una profundidad tal que la columna se forme de manera continua y no permita la entrada de agua en la tubería. Se debe evitar que la estructura del agregado (en el concreto) se contamine debido al ingreso de agua o particular del suelo.

Los pilotes se moldearán en una operación continua. Si excepcionalmente el proceso de moldeado es interrumpido (brevemente) se utilizarán retardadores de fragua como precaución para evitar cualquier efecto adverso resultante de esta interrupción.

4. Ensayos de calidad.

Se especifica el muestreo de un mínimo de 6 cubos de prueba, de acuerdo con la norma DIN 1045 parte 1, por los diez primeros pilotes en una cimentación, para determinar el nivel de calidad, tres de estos serán probados a los 7 días y los siguientes 3 a los 28 días, y los 3 cubos de prueba a más por 25 pilotes deberán ser (probados a los 28 días). Si el curso de la obra se cambia o modifica la calidad del concreto todo el proceso deberá de someterse a las pruebas antes especificadas como si tratase de una nueva cimentación.

5. Extracción del encamisado tubular.

El proceso de extracción del encamisado se efectuara con sumo cuidado para asegurarse que la columna de concreto no será tensada o “arrancada” por el fuste evitando la formación del “encaderamientos” o fisuras. Se deberá de mantener una diferencia de nivel adecuada entre el fondo del encamisado y la superficie del concreto durante el retiro del encamisado lo cual suministrara una sobrepresión debido a la masa de que equilibre la presión lateral de tierra, la presión del nivel freático actuante sobre el pilote.

CAPITULO VI

APLICACIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CAPITULO VI

VI. APLICACIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VI.1. APLICACIÓN AL DISEÑO DE UNA CIMENTACION UTILIZANDO PILOTES PREXCAVADOS PARA UN EDIFICIO DE 12 PISOS.

VI.1.1. INTRODUCCION.

El objetivo principal se desarrollara en capitulo siguiente la aplicación, del diseño y procedimiento constructivo de una cimentación profunda en el cual se aplican los métodos de calculo, parámetros y criterios de diseño; desarrollados en los capítulos anteriores.

Se proyectara una cimentación piloteada, utilizando pilotes prexcavados para un edificio de 12 pisos, el cual rige al siguiente procedimiento general.

VI.1.2. DESARROLLO DEL PROYECTO.

VI.1.2.1. ESTUDIO Y EVALUACION DEL SUBSUELO.

Se presentara el contenido del informe, como sigue:

1. Alcance del trabajo.

- La exploración del suelo se realiza basándose en perforaciones con diferente intervalo de tiempo.
- Se realiza dos pozos de perforación en distintas posiciones con diferente intervalo de tiempo.
- Nivel de perforación profunda, como se muestra en el registro de perforación.

2. Inspección sobre construcciones adyacentes.

- Zona: Urbana con viviendas y edificios a su alrededor de la obra.
- Altura: A su alrededor se encuentra viviendas de 4 pisos y edificios de 8 y 10 pisos sobre el nivel del suelo.
- Marco estructural: Los edificios adyacentes aparenta estructuras aporticadas y las viviendas una combinación de muro portante y aporticadas.
- Tipo de cimentación en los lugares adyacentes se ignora.
- Daños estructurales: No existe presencia de grietas en las estructuras existentes. Un edificio a 100 metros del terreno en construcción tiene sótano, no hay presencia de filtraciones de agua al exterior, el cual muestra nivel freático profundo.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA											
TESIS DE GRADO											
REGISTRO DE PERFORACION											
PROYECTO : EDIFICIO DE DOCE PISOS						PERFORACION : P-1					
UBICACION : NORTE DEL PERU						FECHA :					
Profundidad (mts)	Muestras	Nivel freatico.	PROPIEDADES FISICAS						Simbolo	DESCRIPCION	
			γ Tn/m ³	W %	L.L. %	L.P. %	e	C _c			C _u Tn/m ²
0											
1.50			2.13	52	62	32	1.20	0.47	3.75	CH	Arcilla, alta plasticidad, medianamente compacta.
5.10			2.17	26	36	22	0.71	0.23	9.30	CL	Arcilla con presencia de limos, compacta.
8.20			2.24	27	37	23	0.60	0.24	15.22	CL	Arcilla limosa, muy compacta.
10											
12.00			2.26	30	36	21	0.52	0.23	16.00	CL-MH	Arcilla arenosa-limosa, muy compacta.
20											
23.40			2.36	31	38	24	0.52	0.25	18.20	CL	Arcilla limosa, muy compacta.
30											
30.50											
40			2.31	30	41	26	0.52	0.28	18.0	CL	Arcilla limosa, muy compacta.
50											
60.00											

Fig. (VI-1): Registro de perforación.

- El asentamiento de la estructura respecto a la acera de la calle se encuentra al mismo nivel, en cambio hay pequeños agrietamientos por levantamientos de las aceras en la zona de los jardines; se presume por la presencia de arbustos bastante crecidos.

3. Perfil del suelo.

Tenemos el muestreo del subsuelo con las perforaciones de prueba, se tiene como resultado un perfil de suelo con sus parámetros respectivos, como se muestra en la fig. (VI-1).

4. Resultados.

De acuerdo al registro de perforación se tiene como resultado la presencia de suelo cohesivo tanto arcilloso y limoso en un manto profundo que llega a los 60 metros de profundidad, con un nivel freático a una profundidad promedio de 1.5 metros sobre el nivel del suelo.

VI.1.2.2. INFORME PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA.

Se tiene la información de la estructura detallada en los siguientes puntos:

1. Características del proyecto.

- Ubicación: El proyecto se encuentra en el Perú (Zona 3), el lote es forma rectangular de una extensión, 30m de largo y 25m de ancho. En el perímetro hacia el Norte tenemos una edificación de vivienda multifamiliar de 4 pisos, al Este, Oeste y Sur con áreas libres.
- Uso: Se desea construir una edificación de 12 pisos para un uso de oficinas.

2. Tipo de la estructura.

El tipo de la estructura de concreto armado implementado con estructuras aporticadas, donde se buscara una concepción estructural para el diseño de la cimentación profunda.

3. Bosquejo de planos.

En el bosquejo de los planos, se presenta en primera instancia una distribución posible de los pórticos, como se indica en las figuras (VI-2) y (VI-3) en planta y elevación respectivamente.

4. Metrado de la estructura.

El metrado de la estructura se realiza haciendo el análisis de predimensionamiento y aplicando los parámetros convencionales de metrado en

las siguientes partidas, peso del aligerado, acabado de piso, tabiques, parapetos, vigas, columnas, y la sobre carga viva.

De acuerdo a la densidad de los elementos de las partidas se calcula para cada una de las zapatas el peso por metro cuadrado, dimensión uniformizada de cada columna, que se resume en la siguiente tabla.

TIPO DE ZAPATA	AREA TRIBUTARIA M2	PESO (W+L) kg/m2	PESO (W) kg/m2	DIMENSION DE COLUMNA
A	32.5	1100	850	75
B	15	1200	950	60
C	16.25	1200	950	60
D	7.5	1200	950	50

Tabla (VI-1): Resumen del peso por área tributaria.

5. Cargas actuantes.

◆ Análisis por fuerzas verticales.

Cada zapata esta sujeta a las cargas permanentes y sobre carga viva (W+L), para un aligerado unidireccional, se consideran el metrado de las cargas por las áreas tributarias para doce pisos.

ZAPATA	AREA TRIBUTARIA M2	PESO (W+L) kg/m2	CARGA VERTICAL (Tn)
A	32.5	1100	429
B	15	1200	216
C	16.25	1200	234
D	7.5	1200	108

Tabla (VI-2): Pesos en cada columna.

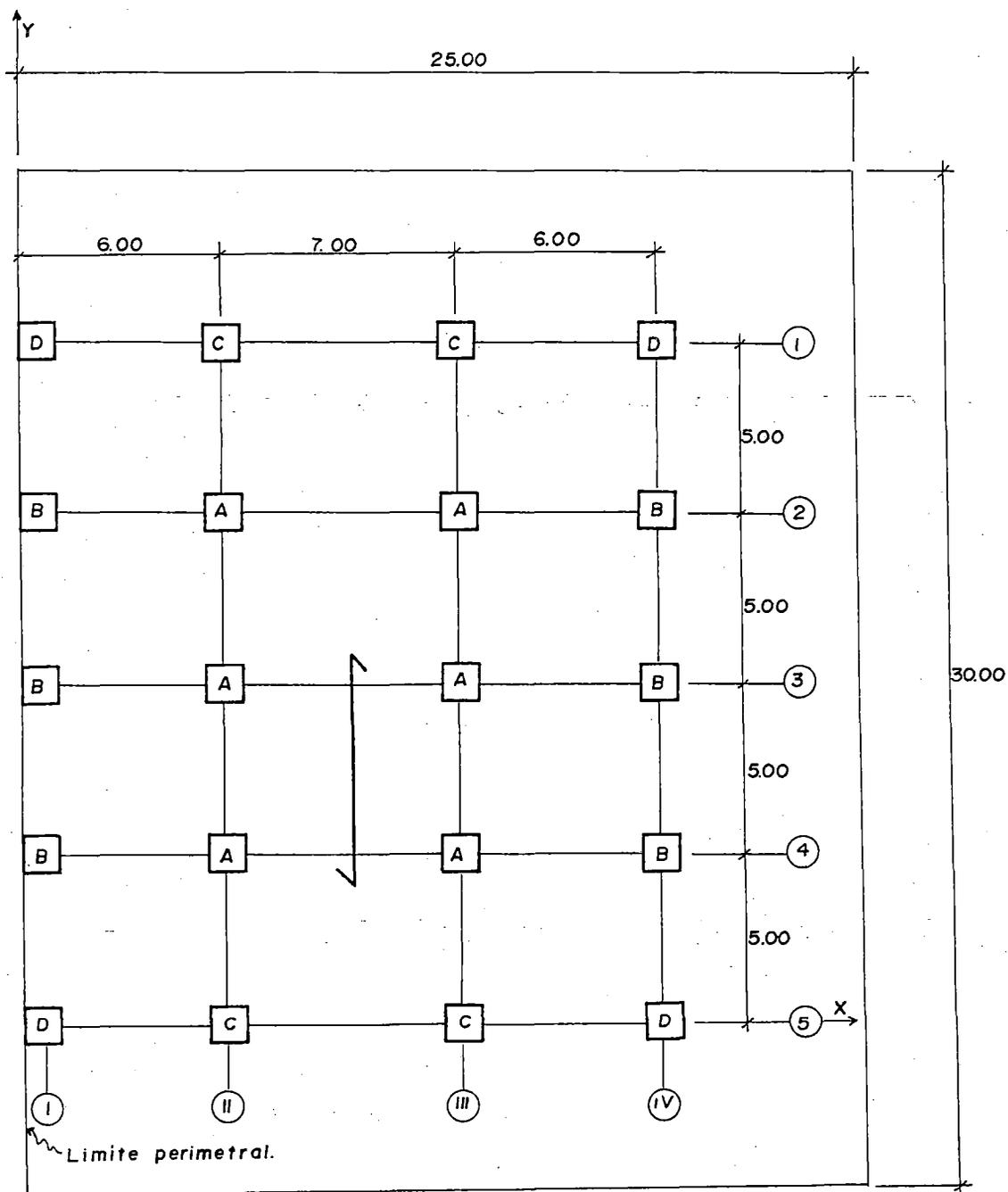


Fig. (VI-2): Estructura en planta.

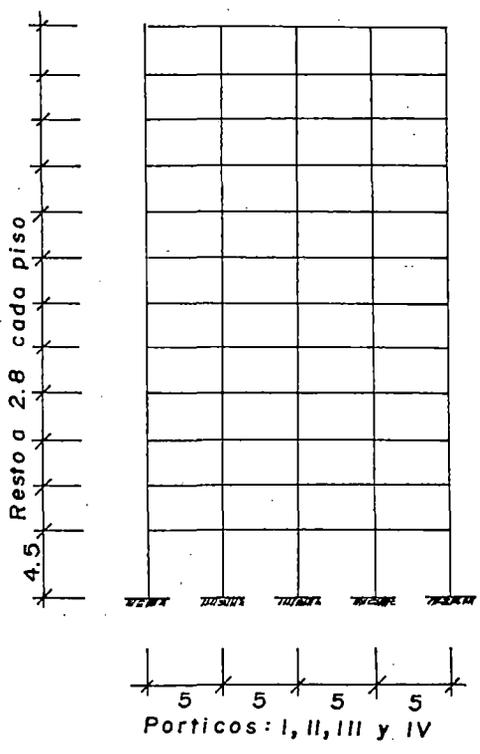
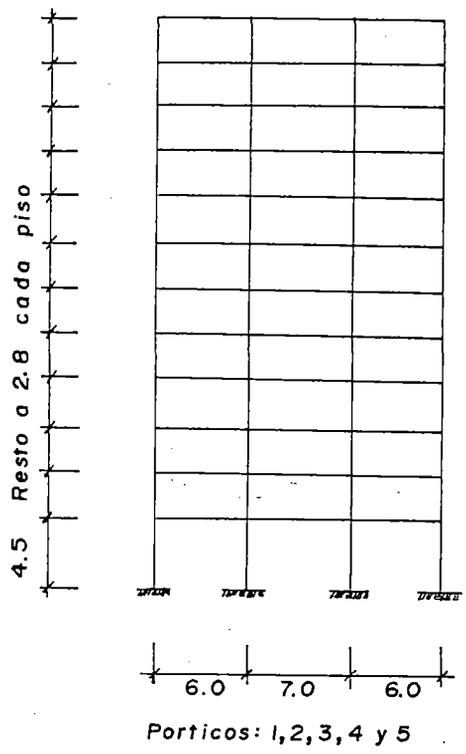


Fig. (VI-3): Elevación de los porticos.

◆ **Análisis por cargas horizontales.**

Las fuerzas sísmicas actuantes en una edificación se pueden hallar por cualquiera de los métodos existente. En nuestro estudio se usara el Método general de las Normas Peruanas de Diseño Sismo Resistente.

- Calculo de la fuerza horizontal (H).

$$H = Z * U * C * S * P / R_d \quad (1)$$

Datos:

Z=0.4 (Zona 3)

U=1.0 (categoría C)

S=1.4

Rd=10

Ts=0.9

C=2.2

P=4634Tn.

En (1), H=570Tn.

- Calculo de las fuerzas horizontales en la base de la columna.

Para calcular las fuerzas horizontales se aplica el Método del Dr. Mutto para este caso, tanto en la dirección X e Y. Tenemos en el siguiente cuadro el resumen de las fuerzas horizontales.

Dirección X.

$$\sum kl_i = 351.46Tn/cm$$

$$H=570Tn$$

COLUMNA	# COL.	Kli (Tn/cm)	Hi Tn	#col*Hi
A	6	29.63	48.05	288.3
B	6	13.2	21.41	121.46
C	4	15.7	25.46	101.84
D	4	7.92	12.84	51.36

Tabla (VI-3): Resumen de fuerzas horizontales (X).

Dirección Y.

$$\sum k_i = 351.46 \text{Tn/cm}$$

$$H=570 \text{Tn.}$$

COLUMNA	# COL.	K _i (Tn/cm)	H _i (Tn)	#col*H _i
A	6	28.1	48.3	289.8
B	6	14.46	24.86	149.16
C	4	12	20.63	82.52
D	4	7.06	12.14	48.56

Tabla (VI-4): Resumen de Fuerzas horizontales (Y).

VI.1.2.3. SOLUCION DE CIMENTACION.

En el registro de perforación de los suelos, se tiene en la parte superficial un suelo blando con una capacidad portante, bastante baja $q_d=11.25 \text{ Tn/m}^2$; para cargas actuantes altas que están alrededor de 400Tn de peso en cada columna.

Las áreas de influencia de la capacidad portante son elevadas respecto al área tributaria de cada columna; por tanto se proyectara una cimentación profunda como una solución de cimentación, teniendo ciertas consideraciones respecto al costo y en uso de estrategia comercial.

Respecto a la factibilidad económica global que podemos estimar el costo, es comparar el costo promedio del edificio respecto al costo de la cimentación una de las alternativas en primer lugar es utilizar zapatas aisladas.

El costo de la superestructura del edificio, es aproximadamente el costo promedio de \$ 350/m² de área construida, siendo un costo elevado que se comparara con el costo de la cimentación profunda de los pilotes.

Respecto a la estrategia comercial, tiene la necesidad de construirse porque se trata de una zona comercial, que tiene la necesidad; por tanto se proyecta una cimentación profunda utilizando pilotes preexcavados sobre zapatas aisladas.

El procedimiento que seguiremos para el diseño se aplica la metodología de la serie iterativa que hace uso la NAFAC.

VI.1.2.4. PROCESO DE DISEÑO DE UNA CIMENTACION PROFUNDA.

1. Selección del tipo de pilote.

- Atendiendo al uso del material.

Por la magnitud de la estructura, donde tenemos cargas de trabajo altas en el orden de 429, 216, 234 y 108Tn y las columnas tienen medidas en el orden de (75*75), (60*60), y (50*50). En consecuencia es necesario usar pilotes de concreto armado.

- Atendiendo según la forma de trabajo.

En la estratigrafía del subsuelo encontramos estratos de arcilla en un manto profundo de superficie; Para este tipo de suelo o grupos de pilotes la mayor parte la reacción del pilote es por fricción que la capacidad por punta.

- Atendiendo al método de instalación.

Factores de la zona y perímetro del terreno:

- Se tiene una vivienda adyacente al terreno en el perímetro norte actualmente esta habitada. También tenemos viviendas y oficinas en un radio a 100 metros a la redonda al terreno de construcción.
- Las cargas Transmitidas por la estructura son altas que bordean las 400Tn de peso, con áreas reducidas de trabajo.
- Los materiales existentes en la región, tenemos canteras de material de construcción, así mismo se dispone de una concentradora de concreto armado premezclado.
- Las técnicas y equipos de construcción: Se dispone de contratistas nacionales en la instalación de pilotes hincados y preexcavados.

En consecuencia, debido a los factores mencionados al material y forma, una instalación mas adecuada nos permite usar pilotes preexcavados, teniendo en consideración principalmente las cargas actuantes bien elevadas en cada columna y el área de trabajo muy reducida. Así mismo es necesario resaltar en un suelo arcilloso la reacción del suelo la mayor parte trabajan por fricción que por punta y este tipo de pilote preexcavado el comportamiento de la adherencia suelo- pilote es optimo cuando se da un tratamiento especial en su instalación.

También en este caso nos permite instalar con facilidad los pilotes preexcavados sin ocasionar molestias al vecindario porque precisamente se utilizan maquinarias poca pesadas, no precisa de espacio de almacenaje. Además no están sujetas a daños por maniobras de manejo o por hincado de pilotes.

2. Diseño de la zapata aislada sobre pilotes.

Se presenta el diseño de la zapata "A" y un resumen del resto de zapatas.

2.1. Dimensionamiento del grupo en zapata.

Una vez elegido el pilote preexcavado de acuerdo a las condiciones anteriores; en este caso particular se considera los pilotes barrenado y el uso del producto químico de la bentonita. Los diámetros que se recomienda varían de 50 a 70cms; la carga por fricción y apoyo según las condiciones del suelo. Las longitudes abarcan desde 15 hasta 30 metros que pueden soportar cargas de 50 a 150Tn.

a. Carga de trabajo tentativo.

Para calcular la carga de trabajo tentativo, tomando en cuenta solamente la resistencia estructural en compresión del pilote y asumiendo arbitrariamente un factor de seguridad estructural $FS=2$.

De acuerdo a las normas Alemanas (DIN) la cuantía mínima igual a 0.8%, calculamos la carga tentativa con estos valores y luego la estimación de numero de pilotes.

Datos:

$$A_s = 0.008A_c, \quad f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2, \quad f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Formulas:

$$P_a = A_c(0.225f'_c + 0.008f_s) \quad \text{y} \quad P_t = P_a / FS$$

DIAMETRO cm	A_c cm ²	P_a Tn	P_t Tn
50	1963.5	156.69	78.35
55	2375.84	189.59	94.79
60	2827.44	225.63	112.82
65	3318.31	265.8	132.4
70	3848.45	307.11	153.55

Tabla (VI-5): Cargas de Trabajo tentativo.

b. Estimación del numero de pilotes.

Para estimar del numero de pilote, se calcula con la siguiente relación:

$$n_p = Q_T / P_t$$

COLUMNAS	DIAMETROS CARGAS(Tn)	np				
		50	55	60	65	70
		78.35	94.79	112.82	132.4	153.55
A	429	5.5	4.5	3.8	3.2	3
B	216	2.8	2.3	2	1.6	1.5
C	234	3	2.5	2.1	1.8	1.5
D	108	1.4	1.2	1	1	1

Tabla (VI-6): Para estimar numero de pilotes.

Del cuadro, estimamos la cantidad de pilotes con su respectivo diámetro, luego disponer la cantidad de pilotes con un encepado de una zapata aislada.

c. Espaciamiento y disposición de pilotes.

◆ Para la zapata "A".

Para una carga de trabajo de 429Tn y un diámetro, $B=0.65\text{cm}$, se tiene 4 pilotes, que se dispone los pilotes según la figura (VI-4).

Respecto al espaciamiento en pilotes excavados $e_p \geq 90\text{cms}$ para edificaciones; con estas condiciones se hace el arreglo en grupo de pilotes.

d. Chequeo de los esfuerzos en el cabezal.

Asumiendo: $d=e_p/2=1.5/2=0.75\text{m}$.

$$H=75+15=90\text{cms.}$$

$$P_{ult.}=1.05(331.5*1.5+97.5*1.8)/4=176.6\text{Tn.}$$

▪ Chequeo corte por flexión.

Corte 1-1: Para $d>37.5+B/2=70\text{cms}$, no existe cargas.

• Chequeo por punzonamiento.

Las cargas que transmiten en la sección a $d/2$, tenemos:

$$P_x=32.5*176.6/65=88.3\text{Tn.}$$

$$V_c = V/b_d = 4 * 88.3 * 10^3 / (150 * 4 * 75) = 7.84\text{kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible por punzonamiento.

$$v_u = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} = 15.1 \text{ Kg/cm}^2.$$

Luego: $v_c < v_u$, Aceptable.

-Punzonamiento del pilote individual:

$$b_o = \pi(B + d) = \pi(65 + 75) = 439.8 \text{ cms.}$$

$$V_c = 176600 / (439.8 \cdot 75) = 5.4 \text{ kg/cm}^2 < V_u.$$

e. Calculo de la carga de trabajo.

La fuerza al nivel de cimentación de la zapata, hay que agregar el peso propio de la zapata y el peso de las tierras sobre la cara superior de la misma. Calculando con las dimensiones respectivas tenemos al nivel de cimentación.

$$Q_{T1} = 444 \text{ Tn.}$$

La fuerza estática vertical en cada pilote es:

$$P_{T1} = Q_{T1} / n_p = 444 / 4 = 111 \text{ Tn.}$$

2.2. Calculo de la longitud y capacidad de carga admisible.

- Sistema Bowles.

De la ecuación (4-6):

$$P_u = \pi B^2 (9\delta_u) / 4 + \pi B (\sum f_{si} L_i) \quad (1)$$

- Calculo de f_s , método α .

De la ecuación (4-7); para $\phi=0, \delta=0$, luego tenemos $f_s = \alpha \cdot c$.

Para la relación $8 \leq PR \leq 20$

Para $B=0.65$, tenemos; $5.2 < \text{profundidad de penetración} < 13$

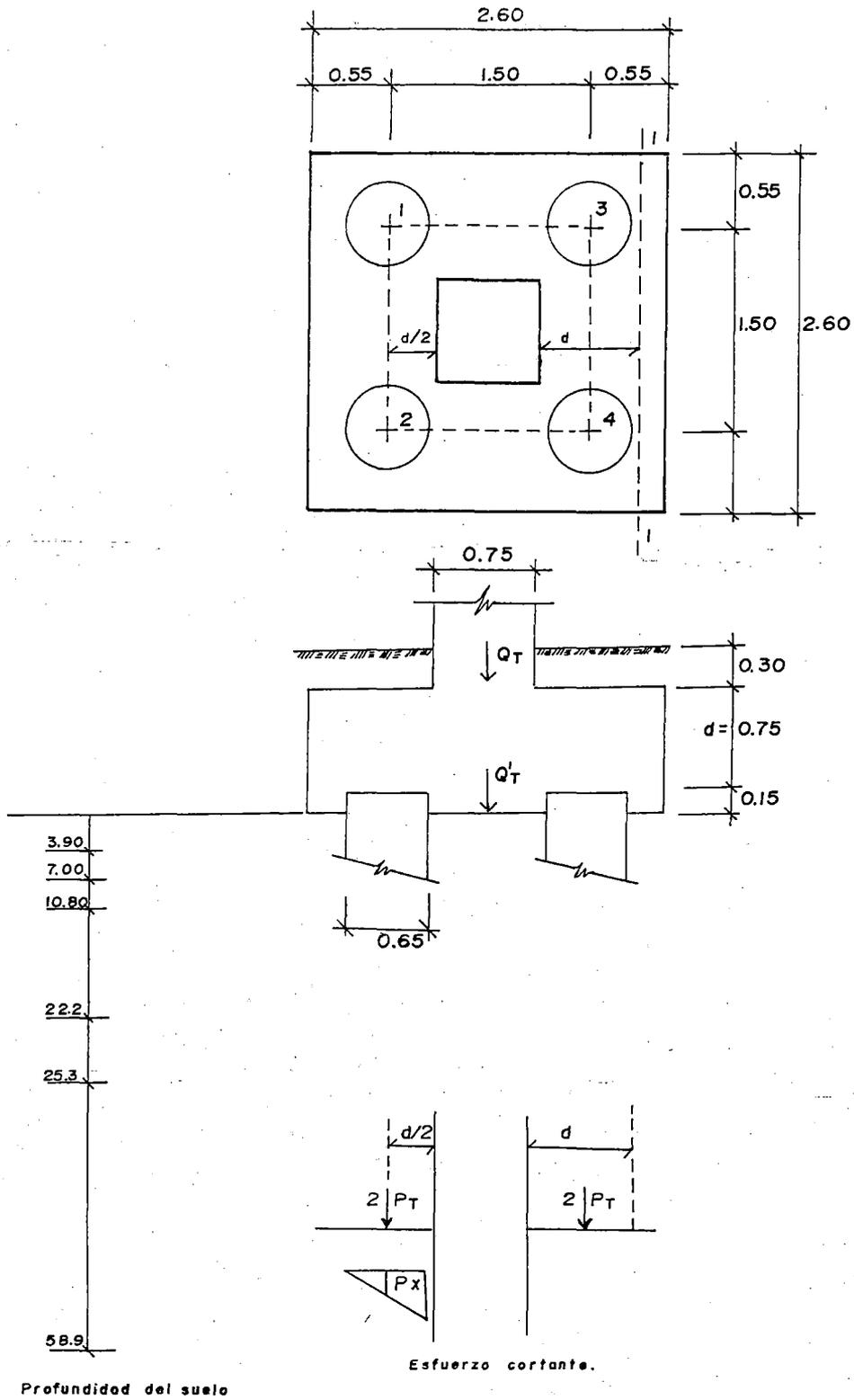


Fig. (VI-4): Espacio y disposición de pilotes.

De la figura (IV-6) y tabla (IV-2); tenemos:

ESTRATO	Li m	Lai m	Cu Tn/m	Cu Kpa	α
1	3.9	3.9	3.75	37	0.4
2	3.1	7	9.3	96	0.4
3	3.8	10.8	15.22	149	0.4
4	11.4	22.2	16	156	0.7
5	7.1	29.3	18.2	178	0.7
6	6	35.3	18	176	0.7

Tabla (VI-7): Valores de α en los estratos del suelo.

Se calcula una longitud aproximada con el promedio del esfuerzo cortante en todo el manto.

El "c" promedio, $c=15.75\text{Tn/m}^2=154\text{Kpa}$, $PR>20$, luego $\alpha=0.70$.

De la ecuación (4-6), con $FS=2.5$ y $P_T=Q_a$, luego $P_u=2.5 P_T$, reemplazando en (1) los valores respectivos tenemos $L=10.20\text{m}$.

Probablemente ingrese hasta el cuarto estrato y reemplazando en la ecuación (4-6), tenemos $L_x=6.45\text{m}$, se adopta $L_x=6.5$.

La longitud del pilote es $L=10.80+6.5=17.30\text{m}$.

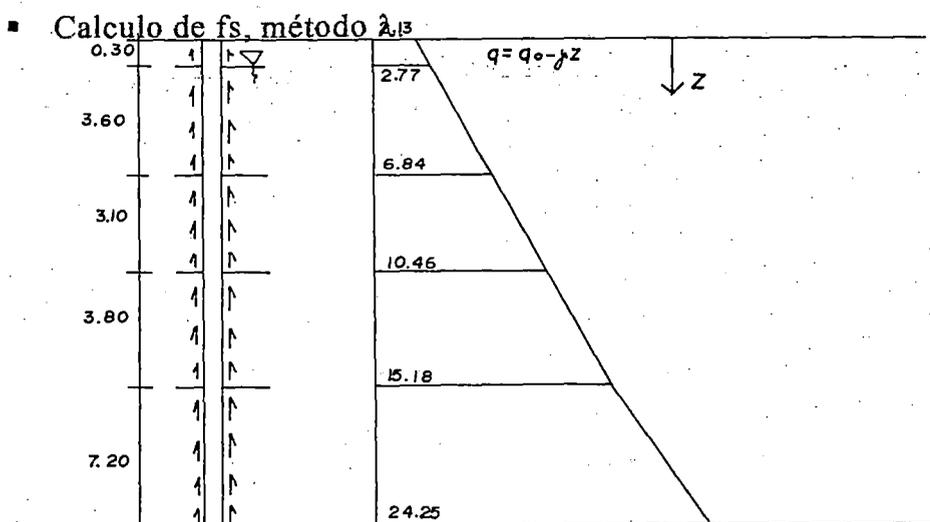


Fig. (VI-5): Perfil y parámetros del suelo.

Utilizando la ecuación (4-9) y la figura (IV-7), tenemos:

$$f_s = \lambda(q + 2\delta_u)$$

Z m	λ	q	Cu	fs
3.9	0.34	4.5	3.75	4.08
0.27	0.27	8.65	9.3	7.34
0.22	0.22	12.82	15.22	9.52
0.18	0.18	19.72	16	9.31

Tabla (VI-8): Valores de fs para cada estrato de suelo.

De la ecuación (4-6), con FS=2.5 y $P_u=2.5P_T$, $L_x=4.04m$.

La longitud del pilote, $L=14.50m$.

- Cálculo de P_u

De la ecuación (4-6) y considerando $L=17.30m$.

$$P_u=279.19Tn; \quad Q_a=P_u/FS=279.19/2.5=111.7 > P_T.$$

2.3. Cálculo de la capa blanda profunda.

Área transversal (A_T)= 116.64m².

Presión máxima, en nivel de la punta del pilote.

$$q_v=Q_{T1}/A_T=444/116.6=3.8 \text{ Tn/m}^2.$$

$$q_v=3.8Tn/m^2 < c=16Tn/m^2, \text{ Aceptable.}$$

2.4. Prueba de la capacidad de carga grupal.

Datos: Perímetro = 8.6m

$$A_{T0}=4.62m^2.$$

Caso A:

$$Q'_g = n_p P_u = 4 * 279.19 = 1116.8 Tn.$$

Caso B:

$$Q''_g = \sum S_s A_{L_o} + A_T \cdot \ddot{u}_d$$

ESTRATO	L*Per. (m*m)	Ss=alfa*c Tn/m2	L*Per.*Ss Tn
1	33.54	1.5	50.31
2	22.66	3.72	99.18
3	32.68	6.1	199.35
4	55.9	11.2	626.08
Total=			974.91

Tabla (VI-9): Sumatoria de Ss*A_L.

Con los valores hallados en la tabla, tenemos:

$$Q''_g = 974.91 + 4.62 * 9 * 16 = 1640.55 Tn$$

$$Q'_g < Q''_g \rightarrow Q_g = Q'_g = 1116.76 Tn$$

2.5. Calculo de la deflexión lateral.

Se realiza el análisis dinámico por efecto de sismo para conocer las cargas actuantes en la base de cada zapata como fuerza horizontal y vertical.

Datos:

$$Q_T = 429 Tn, \quad H_x = 48.05 Tn, \quad t = 1.20, \quad H_y = 48.30 Tn, \quad L = 17.30 m.$$

a. Fuerzas en nivel de cimentación.

La fuerza vertical total, es la carga vertical (Q_T) que actúa sobre el pilote; hay que agregar el peso propio de la zapata y el de las tierras que hay sobre la cara superior de la misma. La carga por fricción negativa no es necesario agregar porque no existe efecto sobre los pilotes. Realizando los cálculos tenemos:

$$Q_{T1} = 444 Tn, \text{ y los momentos son:}$$

$$M_x = 48.05 Tn * 1.20 m = 57.66 Tn \cdot m$$

$$M_y = 48.30 Tn * 1.20 m = 57.96 Tn \cdot m.$$

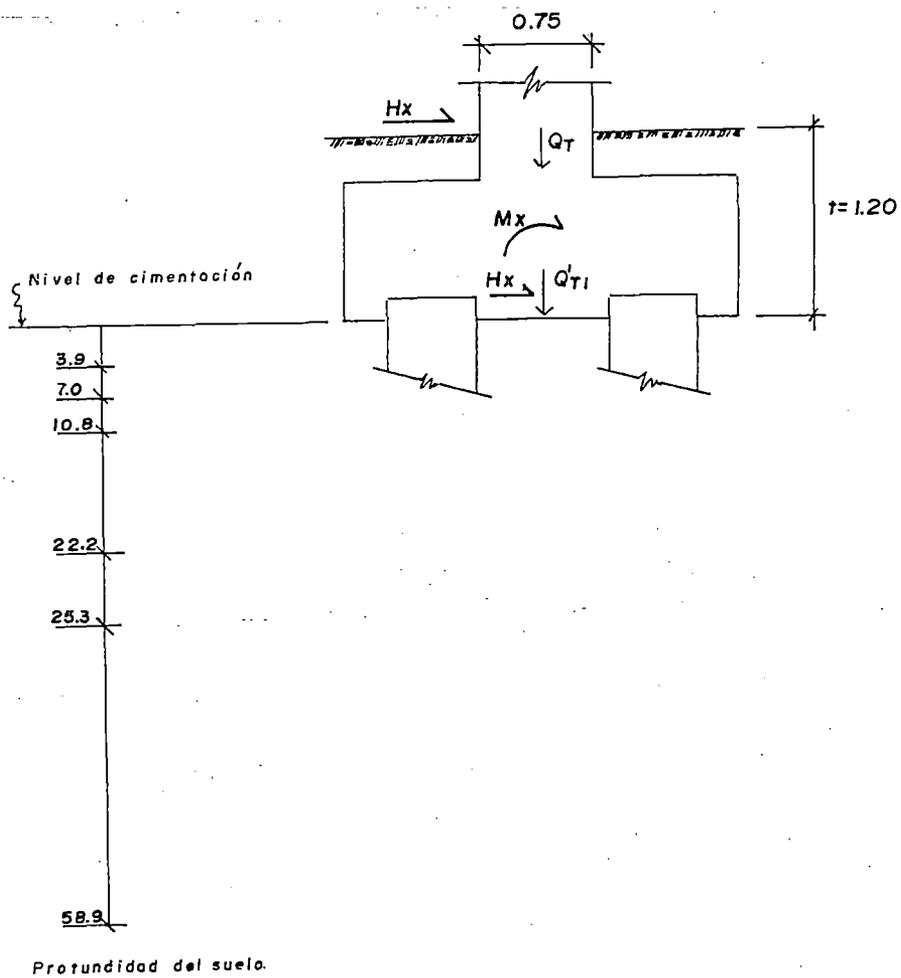


Fig. (VI-6): Fuerzas laterales y verticales.

b. fuerza máxima instantánea, en cada pilote.

Como la carga horizontal instantánea actúa en ambos sentidos, el efecto se analiza para la carga mas critica suponiendo que la carga se distribuye uniformemente.

Dirección X.

De la formula (4-33):

$$Q_r = P_{Ts} = Q'_T / n_p \pm M'_x x_n / I_g$$

De la formula (4-34) obtenemos $I_g=2.25m^2$.

PILOTE	Xn m	PTs(Sismo) Tn	PT(Estatico) Tn
1,2	0.75	130.22	111
3,4	0.75	91.78	111

Tabla (VI-10): Resumen de cargas de fuerza por sismo.

Dirección Y.

Haciendo uso de las formulas (4-33), (4-34) y para $I_g=2.25m^2$.

PILOTE	Yn m	PTs(sismo) Tn	PT(estatico) Tn
1,3	0.75	130.32	111
3,4	0.75	91.68	111

Tabla (VI-11): Resumen de cargas de fuerza por sismo.

Por acción del sismo en los extremos de cada pilote, la carga aumentan y disminuyen con valores moderadamente aceptable; para verificar la longitud del pilote se calculara con el efecto vertical desfavorable.

c. Calculo del factor de seguridad temporal.

En la dirección X.

$$FS = P_u / P_T(\text{sismo}) = 279.19 / 130.22 = 2.14 > 2, \text{ aceptable.}$$

En la dirección Y.

$$FS = P_w / P_T(\text{sismo}) = 279.19 / 130.32 = 2.14 > 2, \text{ aceptable.}$$

d. Calculo de la deflexión lateral.

◆ Método simplificado.

Datos: $P_{Ts} = 130.22 \text{ Tn}$, Carga lateral/pilote = $48.05 / 4 = 12 \text{ Tn}$.

- Calculo del coeficiente de reacción de la subrasante horizontal.

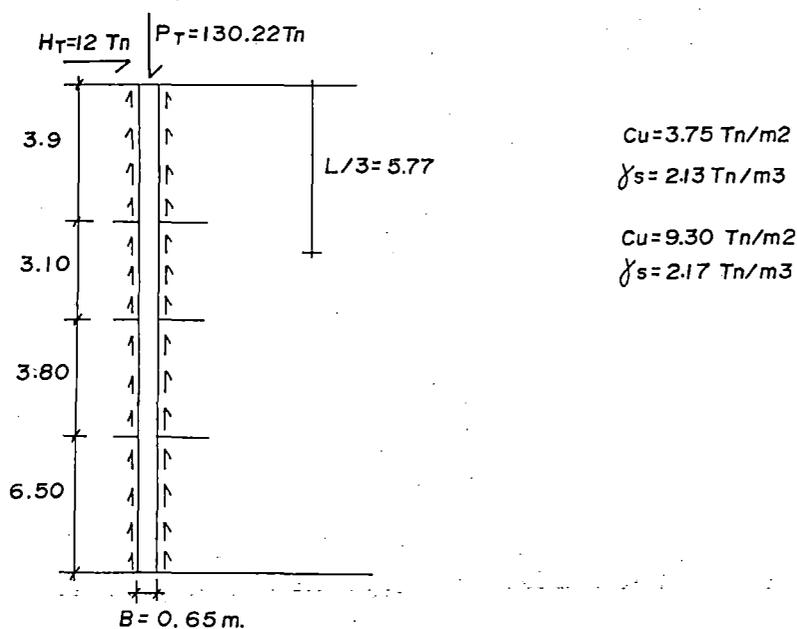


Fig. (VI-7): Perfil y parámetros del suelo.

- Primer estrato.

De la ecuación (2-10):

$$K_s = 80(cN_c S + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma) + 80(\gamma N_\gamma S_q) Z^n$$

Para: $\phi = 0$, (suelo arcilloso), $S_q = S_\gamma = 1.0$, $S_c = 1 + 0.2 \cdot \tan^2(45 + \phi/2) = 1.2$

$L_1/B = 3.9/0.65 = 6 > 4$, $N_c = 9$; $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$, $n = 0$.

Reemplazando los valores respectivos en la ecuación tenemos, $K_s=3.3\text{kg/cm}^3$

- Segundo estrato.

Considerando $c(\text{promedio})=6.16\text{Tn/m}$ y $\gamma(\text{promedio})=2.15\text{Tn/m}^3$; tenemos para $K_s=5.41\text{Tn/m}^3$.

- Cálculo de la profundidad significativa.

En la ecuación (4-95):

$$d_s = 2(EI/k_s B)^{1/4}$$

Con los datos $E=2.5 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$, $I=876241 \text{ cm}^4$; tenemos:

$d_s=3.57\text{m} < \text{que la longitud del primer estrato, aceptable.}$

- Cálculo de la deflexión y momento del pilote.

En la ecuación (4-97):

$$\alpha = k_s B / EI(L/20)^4$$

Reemplazando valores, $\alpha=0.055$

De la figura (IV-36):

$$Y' L k_s B / 20 H_r = 0.34 \quad \text{y} \quad 20 M / H_r L = 1.45$$

$Y' = 0.22\text{cm} < 1''$; aceptable. El momento $M_s=15.05\text{Tn-m}$.

2.6. cálculo del diseño estructural.

- a. Por compresión simple.

Datos:

$$f'_c = 280\text{kg/cm}^2, \quad f_s = 2100\text{kg/cm}^2, \quad B=65\text{cm}.$$

En la ecuación (4-102):

$$P_a = \pi(65)^2/4 \cdot (0.225 \cdot 280 + 0.008 \cdot 2100) = 264801\text{kg}.$$

- Chequeo por esbeltez.

En la ecuación (4-107):

$$R_e = 1.23 - 0.008l_u k / r \leq 1$$

$$r = B/4 = 65/4 = 16.25 \text{ cm}, k = 0.6, l_u = L_e = 1.4(2.5 * 10^5 * \pi * 65^4 / 3.3 * 65 * 64)^{0.25} = 357.5 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación, $R_e = 1.12 > 1$; No se reduce P_a .

$$\text{Luego } P_a = 132.4 \text{ Tn} > P_{T_s} = 98.96 \text{ Tn}.$$

- Cálculo del acero.

$$A_s = 0.008 A_c = 0.008 * \pi * 65^2 / 4 = 26.5 \text{ cm}^2 \approx 10 \phi 3/4''$$

b. Por compresión y flexión.

- Prueba de la columna corta.

Donde: $r = .25B$ (sección circular).

$$K * l_u / r = 0.6 * 357.5 / (.25 * 65) = 13.2 < 22, \text{ aceptable.}$$

El momento resistente (M_R):

$$M_R = A_s f_c d' j = 28.5 \text{ cm}^2 * 2100 \text{ kg/cm}^2 * 55 \text{ cm} * 0.89 = 29.3 \text{ Tn-m}$$

$$M_R = 29.3 \text{ Tn-m} > M_s = 15.05 \text{ Tn-m}, \text{ aceptable; usar: } 10 \phi 3/4''.$$

c. Diseño por esfuerzo cortante.

$$V_u = 1.55 H_r = 1.55 * 12 \text{ Tn} = 18600 \text{ kgs.}$$

$$v_u = V_u / (\phi b_w B) = 18600 / (0.85 * 55 * 65) = 6.1 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_c / 2 = 0.53 * \sqrt{f_c} / 2 = 0.53 * \sqrt{280} / 2 = 4.43 \text{ kg/cm}^2.$$

$v_c / 2 < v_u$, requiere estribos en su zona crítica.

Haciendo uso de las formulas (4-110) y (4-111), tenemos:

$$\rho'_s > 0.012 \text{ y } 0.008$$

Para un espiral $\phi = 3/8''$, $a_z = 0.71 \text{ cm}^2$.

$$s = 4a_z / (b_w \rho'_s) = 4 * 0.71 / (40 * 0.012) = 4.3 \text{ cm} \text{ y } s \leq b_w / 6 = 55 / 6 = 9.0 \text{ cm}$$

Para la zona crítica usar 2 @5cm.

Resto usar $\leq b_w/2=55/2=27.5\text{cm}$; usar $s=25\text{cms}$.

2.7. Calculo del asentamiento.

- Aplicando el método 1.

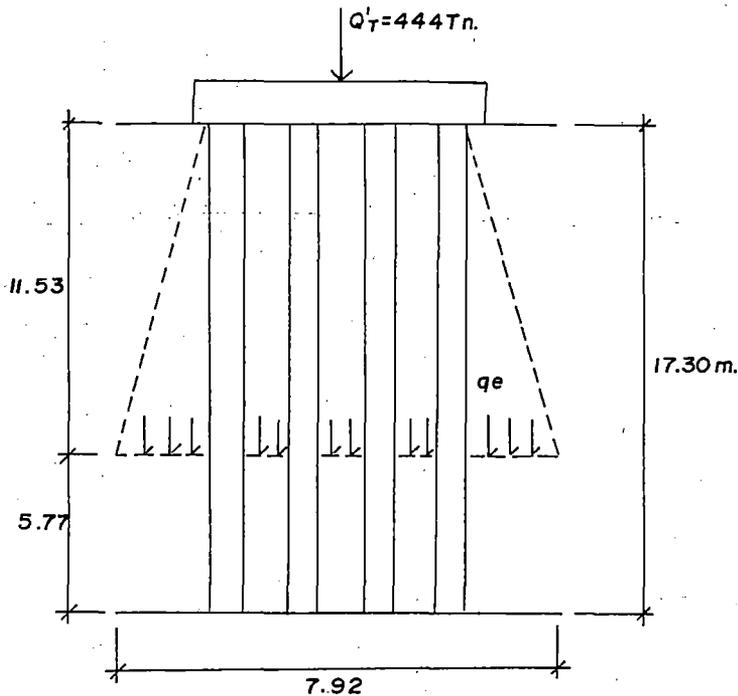


Fig. (VI-8): Proyección virtual del grupo de pilotes.

Datos: $m_v=0.003\text{cm}^2/\text{kg}$

La proyección desde el eje del pilote $=11.53/2+0.65=6.45\text{m}$.

El área de proyección $A_p=62.65\text{m}^2$

$$q_e = Q_T' / A_p = 444 / 62.65 = 0.71\text{kg} / \text{m}^2$$

$B_1=792\text{ cms}$.

En la ecuación (4-67):

$$W_g = 0.825 * m_v * q_c * B_1 = 0.825 * 0.003\text{cm}^2/\text{kg} * 0.71\text{kg}/\text{cm}^2 * 792\text{cm} = 1.4\text{cm}.$$

$W_g=1.4\text{cm} < W$ (tolerable), aceptable.

2.8. Diseño del acero en el encepado.

Datos: $Q_r = 444Tn$, $P_u = 174.2Tn$. $d=75cms$.

a. Momento flector y acero (rotura).

$$M_u = 2 * 0.375 * 174.2 = 130.65Tn - m.$$

Asumiendo $a=d/5=15$;

Realizando los tanteos $A_s = 53.24 \text{ cm}^2 \simeq 19 \phi 3/4''$.

b. Verificación por transferencia de esfuerzos.

$$f_a = P / A_1 = 174.2 * 4 * 1000 / (75 * 75) = 123.9 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{au} = .85 \phi f'_c = 166.6 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$f_a < f_{au}$; no usaremos bastones o pedestal.

c. Verificación por longitud de desarrollo (compresión).

Si $d_b = 1'' = 2.54 \text{ cm}$

$$l_d = 0.08 * f_y * d_b / \sqrt{f'_c} = 51.40 \text{ cms.}$$

$$l_d = 0.004 * F_y * d_b = 43.0 \text{ cms}$$

$d > l_d = 52$, aceptable.

d. Calculo de la longitud de adherencia (Tracción).

Si $\phi = 3/4''$

$$l_{d_b} = 0.06 * A_b * F_y / \sqrt{f'_c} = 42.9 \text{ cms.}$$

$$l_{d_b} = 0.006 * d_b * F_y = 48.13 \text{ cms.} \quad \text{Donde } l_{db} = 0.8 * 48 = 38.4 < 85.$$

e. Calculo del acero secundario.

- $A_v \geq 0.002 * b * t_v$; tenemos: $b=37.5\text{cms}$, $t_v = 37.5\text{cms}$.

$$A_v=1.13\text{cm}^2 \diamond 1 \phi 1/2''$$

- $A_h \geq 0.0025 * b * t_h$; tenemos: $b=37.5\text{cms}$, $t_h = 20\text{cms}$.

$$A_h=1.875\text{cm}^2 \diamond 1 \phi 5/8''$$

- $A'_s \geq 0.2A_s$

$$A'_s = 0.2 * 54.21 = 10.84\text{cm}^2 \diamond 9 \phi 1/2''$$

◆ Resumen.

El diseño de las zapatas B, C y D, se realiza el mismo procedimiento que la zapata A, concéntrica y la disposición de los pilotes. Se presenta un resumen del diseño de los pilotes en la siguiente tabla, y los detalles en el plano de cimentación.

ZAPATA	np	B cms	L m	Y(sismo) cms.	Wg cms.	ESTRIBOS cms	ACERO pulg.
A	4	0.65	17.3	0.22	1.4	2@5,rto@25	10 de 3/4"
B	3	0.5	16.5	0.23	1.33	2@5,tro @20	8 de 5/8"
C	3	0.55	16.3	0.2	1.44	2@5, rto.@25	10 de 5/8"
D	1	0.7	16.3	0.21	3.22	2@5,rto@25	11 de 3/4"

Tabla (VI-12): Resumen del diseño de las zapatas.

◆ La distorsión angular:

Se presenta la distorsión angular mas critica entre las zapatas D y B.

$$\Delta w/l = (3.22 - 1.33)/500 = 1/265.$$

3. Zapata conectada sobre pilotes.

3.1 Dimensionamiento en cada zapata.

a. Carga de trabajo tentativo, espaciamiento y disposición de los pilotes.

De la tabla (VI-6), asumimos para la columna "A1" con una la carga de trabajo, $Q_T = 429Tn$, $n_p=4$, $e_p=1.5$, $B=0.65m$. Para la columna "B1" para las siguientes condiciones $Q_T=216Tn$, $n_p=2$, $e_p=1.40$ y $B=0.70m$.

b. Calculo de la carga de trabajo.

Elegimos un predimensionamiento de la viga conectada, idealizando en la fig. (VI-9b) de la zapata conectada "A1" y "B1".

$H=l_1/7=5.7/7=0.81$, $b=h/2$, luego se adopta $h=0.85m$ y $b=0.50m$.

Aplicando la resistencia de materiales, tenemos de la fig. (VI-9b):

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow R_1 = w_1 + Q_{T1}l_2/l_3 + w_v l_1^2/2 \quad (1)$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_2 = Q_{T1} + Q_{T2} + w_1 + w_2 + w_v l_1 - R_1 \quad (2)$$

Datos: $w_1=8.3Tn$, $w_2=18.5Tn$ y $w_v=1.02Tn/m$.

$l_1=6.0m$, $l_2=5.7m$ y $l_3=5.40m$.

Reemplazando en (1) y (2):

$$R_1 = Q_{T1} = 239.7Tn$$

$$R_2 = Q_{T2} = 438.22Tn$$

Luego, $P_{T1}=239.7/2=119.85Tn$ y $P_{T2}=438.22/4=109.6Tn$

c. Chequeo de los esfuerzos en el cabezal.

Asumimos: $d=ep/2=1.5/2=0.75m$, entonces $h=0.75+0.15=0.90m$.

Aplicando las cargas tenemos;

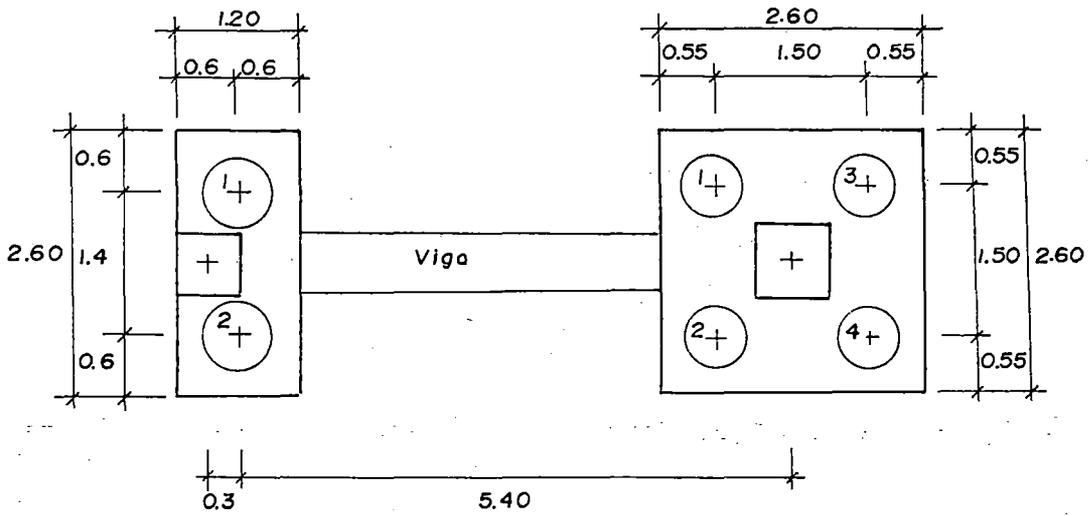


Fig. (VI-9a): Zapata conectada, disposición de pilotes.

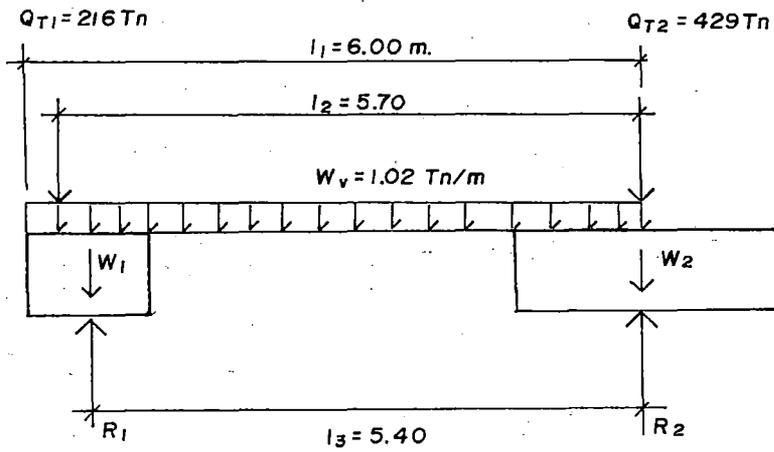


Fig. (VI-9b): Idealizando las zapatas.

Datos:

Zapata A1:

$$Q_{Tu1} = 337.6Tn$$

$$w_{u1} = 12.45Tn$$

$$w_v = 1.53Tn/m.$$

Zapata B1:

$$Q_{Tu2} = 672.75Tn$$

$$w_{u2} = 27.75Tn.$$

Reemplazando en (1) y (2), tenemos:

$$R_{u1} = 373.9Tn \rightarrow P_{u1} = 186.95Tn.$$

$$R_{u2} = 685.83Tn \rightarrow P_{u2} = 171.5Tn.$$

◆ Zapata "A1":

- Chequeo por flexión.

Corte 1-1: Para $d > 37.5 + B/2 = 70\text{cms}$; no hay cargas.

- Chequeo por punzonamiento.

Las cargas que transmiten en la sección a $d/2$, tenemos:

$$P_x = 32.5 * 171.5 / 65 = 85.75Tn.$$

$$v_c = V / (b_o d) = 4 * 85.75 * 1000 / (560 * 75) = 8.17\text{kg/cm}^2.$$

$$v_u = 1.06 * \phi * \sqrt{f_c} = 15.1\text{kg/cm}^2 > v_c$$

- Punzonamiento del pilote individual.

$$b_o = \pi(B + d) = \pi(65 + 75) = 439.8\text{cms}.$$

$$v_c = V / b_o d = 171000 / (439.8 * 75) = 5.2\text{kg/cm}^2 < v_u$$

◆ Zapata B1:

- Chequeo por flexión:

Corte 1-1: $d = 40 + B/2 = 75\text{cms}$, no hay cargas en la sección.

- Chequeo por punzonamiento.

$$P_x = 40 * 186.95 / 70 = 106.8 \text{Tn}$$

$$v_c = 2 * 106800 / (330 * 75) = 8.6 \text{kg/cm}^2$$

Luego: $V_c < V_u = 15.1 \text{Kg/cm}^2$, aceptable.

- Punzonamiento del pilote individual.

$$b_0 = \pi(b + d) = \pi(70 + 75) = 455.5 \text{cms}$$

$$v_c = 186950 / (455 * 75) = 5.5 \text{kg/cm}^2 < V_u$$

3.2. Calculo de la longitud y capacidad carga admisible.

- Sistema Bowles.

Utilizando la ecuación (4-6), se calcula f_s para la zapata "A1" y "B1":

◆ Para la zapata "A1".

- Calculo f_s . Método α .

Con los parámetros anteriores, tenemos: $v = 15.75 \text{Tn/m}^2$, $PR > 20$, Luego $\alpha = 0.70$; en la ecuación (4-6), $FS = 2.5$, $P_u = 2.5 P_{T1}$. Luego $L = 10.00 \text{m}$.

Probablemente ingrese al cuarto estrato y de la ecuación tenemos, $L_x = 6.3 \text{m}$.

Luego la longitud del pilote: $L = 10.80 + 6.3 = 17.10 \text{m}$.

- Calculo de f_s . Método λ .

Utilizando los parámetros de suelos, y formulas; tenemos una longitud, $L = 14.70 \text{m}$.

- Calculo de P_u .

En la ecuación (4-6) y $L = 17.10 \text{m}$; tenemos $P_u = 274.6 \text{Tn}$.

Donde, $Q_a = 109.84 \text{Tn} > 109.6 \text{Tn}$, aceptable.

◆ Para la zapata B1.

- Calculo de f_s , método α .

Con los datos $B=0.70m$, $P_{T1}=119.85Tn$; utilizando los parámetros de suelos y reemplazando en la ecuación (4-6) tenemos $L_x=6.3m$.

La longitud del pilote $L=10.8+6.3=17.10m$, se adopta $L=17.20m$.

- Calculo f_s ; método λ .

Utilizando todos los datos y parámetros de suelos tenemos una longitud $L=14.70m$.

- Calculo de P_u .

En la ecuación (4-6) y $L=17.20m$, $B=0.70m$ y los parámetros de suelos $P_u=302.2Tn$.

Luego: $Q_a=302.2/2.5=120.9Tn > P_t$

3.3. Calculo de la capa blanda profunda.

◆ Para la zapata "A1".

Datos: $L=17.10m$, $Q_{T1}=438.22Tn$, $A_T=114.50m^2$.

Presión máxima, en el nivel de la punta del pilote.

$$q_v = Q_{T1} / A_T = 438.22 / 114.50 = 3.8Tn/m^2$$

$$q_v = 3.8Tn/m^2 < c = 16Tn/m^2, \text{ aceptable.}$$

◆ Para la zapata "B1".

Datos: $L=17.20m$, $Q_{T2}=239.7Tn$, $A_T=99.51m^2$

$$q_v = Q_{T2} / A_T = 239.7 / 99.51 = 2.41Tn/m^2$$

$$q_v = 2.41Tn/m^2 < c = 16Tn/m^2, \text{ aceptable.}$$

3.4. Prueba de la capacidad grupal.

◆ Para la zapata "A1".

Datos: Perímetro = 8.6m

$$A_{T0} = 4.62 \text{m}^2$$

$$L = 17.10 \text{m}.$$

$$\text{Caso A: } Q'_g = n_p P_u = 4 * 274.6 = 1098.4 \text{Tn}$$

$$\text{Caso B: } Q''_g = \sum S A_{Lc} + A_{Tc} N_c c = 955.66 + 4.62 * 9 * 16 = 1763.68 \text{Tn}$$

$$\text{Luego, } Q'_g < Q''_g \rightarrow Q_g = Q'_g = 1098.4 \text{Tn}$$

◆ Para la zapata "B1".

Datos: Perímetro = 5m.

$$A_{T0} = 1.37 \text{m}^2, L = 17.20 \text{m}.$$

$$\text{Caso A: } Q'_g = 2 * 302.2 = 404.4 \text{Tn}$$

$$\text{Caso B: } Q''_g = 561.21 + 1.37 * 9 * 16 = 758.49 \text{Tn}.$$

$$\text{Luego, } Q'_g < Q''_g \rightarrow Q_g = Q'_g = 404.4 \text{Tn}.$$

3.5. Calculo de la deflexión lateral.

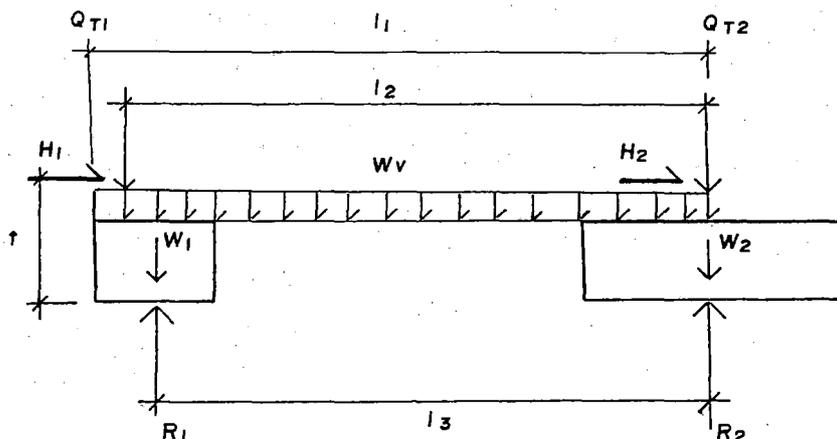


Fig. (VI-10): Idealizando para las fuerzas laterales.

a. Fuerzas al nivel de cimentación.

Se realiza el análisis en ambos sentidos, por efecto de la fuerza lateral y haciendo momentos en (1) y (2) tenemos:

$$R_1 = w_1 + Q_{T1}l_2/l_3 + w_v l_1^2 / (2l_3) \pm (H_1 + H_2)t/l_3 \quad (1)$$

$$R_2 = Q_{T2} + w_2 - Q_{T1}(l_2 - l_3)/l_3 + w_v l_3 / 2 - w_v(l_1 - l_3)^2 / (2l_3) \pm (H_1 + H_2)t/l_3 \quad (2)$$

Datos: $w_1=8.3\text{Tn}$, $w_2=18.5\text{Tn}$, $w_v=1.02\text{Tn/m}$, $Q_{T1}=216\text{Tn}$, $Q_{T2}=429\text{Tn}$,
 $H_1=21.41\text{Tn}$, $H_2=48.05\text{Tn}$, $t=1.20\text{m}$.

En (1) y (2): $R_1=255.14\text{Tn}=Q_{Ts1}$

La carga de trabajo en cada pilote es $P_{Ts1}=255.14/2=127.57\text{Tn}$.

$R_2=453.66\text{Tn}=Q_{Ts2}$

La carga de trabajo en cada pilote es $P_{Ts2}=453.66/4=113.4\text{Tn}$.

b. Calculo del factor de seguridad temporal.

En la zapata B1: $FS=302.2/127.57=2.37 > 2$, aceptable.

En la zapata A1: $FS=274.6/113.40=2.42 > 2$, aceptable.

c. Calculo de la deflexión lateral.

◆ Método simplificado.

- Zapata "A1".

Datos: $P_{Ts2}=113.4\text{Tn}$, $H_r=48.05/4=12\text{Tn}$, $L=17.10\text{m}$.

- Calculo del coeficiente de reacción de la subrasante.

Utilizando los parámetros de suelos y el respectivo análisis que el caso anterior, tenemos $k_s=3.3\text{kg/cm}^3$.

- Calculo de la profundidad significativa.

De la ecuación (4-95): Realizando los cálculos respectivos, tenemos $d_s=3.58\text{m}$ que es menor de la longitud del primer estrato; es aceptable.

- Calculo de la deflexión y momento del pilote.

De la ecuación (4-97) y utilizando la figura (IV-36), tenemos:

$Y' = 0.21\text{cm} < 1''$; aceptable. El momento $M_s = 15.39\text{Tn}\cdot\text{m}$.

- Zapata "B1":

Datos: $P_{Tsl} = 126.62\text{Tn}$, $H_r = 10.70\text{Tn}$, $L = 17.20\text{m}$.

- Calculo del coeficiente de reacción de la subrasante.

Utilizando los parámetros de suelos y el respectivo análisis que el caso anterior, tenemos $k_s = 3.3\text{kg}/\text{cm}^3$.

- Calculo de la profundidad significativa.

De la ecuación (4-95): Realizando los cálculos respectivos, tenemos $d_s = 3.78\text{m}$ que es menor de la longitud del primer estrato; es aceptable.

- Calculo de la deflexión y momento del pilote.

En la ecuación (4-97) y utilizando la figura (IV-36), tenemos:

$Y' = 0.16\text{cm} < 1''$; aceptable. El momento $M_s = 13.64\text{Tn}\cdot\text{m}$.

3.6. Calculo del diseño estructural.

◆ Zapata A1.

a. Por compresión simple.

Datos: $f'_c = 280\text{kg}/\text{cm}^2$, $f_s = 2100\text{kg}/\text{cm}^2$, $B = 65\text{cm}$.

$P_a = A_c(0.225f'_c + 0.008f_s)$; usando una cuantía mínima $P_a = 264801\text{kg}$.

- Chequeo por esbeltez.

En la ecuación (4-107): Para $r = B/4 = 16.25\text{cm}$, $k = 0.6$, $l_u = l_c = 250.3\text{cm}$.

$R_c = 1.23 - 0.008 * 250.3 * 0.6 / 12.5 = 1.15 > 1$; no se reduce P_a .

Luego $P_a = 132.4\text{Tn} > P_{Tsl} = 113.4\text{Tn}$.

- Calculo del acero.

$A_s = 0.008 * \pi(65)^2 / 4 = 26.5\text{cm}^2 < 13\phi 5/8''$.

b. Por compresión y flexión.

- Prueba de la columna corta.

Donde: $r=0.25B$, $l_u=250.3\text{cm}$, $k=0.6$.

$K \cdot l_u / r = 0.6 \cdot 250.3 / 16.25 = 9.2 < 22$, aceptable.

El momento resistente (M_R):

$$M_R = A_s f_c d' j = 26 \cdot 2100 \cdot 55 \cdot .89 = 26.7 Tn - m$$

$M_R = 26.7 Tn - m > M_s = 15.32 Tn - m$; aceptable, usar: $8\phi 5/8''$.

c. Diseño por esfuerzo cortante.

$$V_u = 1.55 H_r = 1.55 \cdot 12 Tn = 18600 \text{kgs.}$$

$$v_u = V_u / (\phi b_w B) = 18600 \text{Kg} / (0.85 \cdot 55 \cdot 65) = 6.12 \text{kg/cm}^2.$$

$$v_c / 2 = .53 \sqrt{f'_c} / 2 = .53 \cdot \sqrt{280} / 2 = 4.43 \text{kg/cm}^2$$

$v_c / 2 < v_u$, necesario estribos en su zona critica.

Haciendo uso de las formulas (4-110) y (4-111), tenemos:

$$\rho'_s > 0.012 \text{ y } 0.008$$

Para un espiral $\phi = 3/8''$, $a_z = 0.71 \text{cm}^2$.

$$s = 4a_z / (b_w \rho'_s) = 4 \cdot 0.71 / (55 \cdot 0.012) = 4.3 \text{cm} \text{ y } s \leq b_w / 6 = 40 / 6 = 7.0 \text{cm}$$

Para la zona critica usar 2 espacios @ 5cm.

Resto usar $\leq b_w / 2 = 55 / 2 = 27.5 \text{cm}$. usar $s = 25 \text{cms}$.

◆ Zapata B1.

a. Por compresión simple.

Datos: $f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$, $f_s = 2100 \text{kg/cm}^2$ y $B = 70 \text{cm}$.

Reemplazando en la ecuación (4-102): $P_a = 307106 \text{kgs}$.

- Chequeo por esbeltez.

En la ecuación (4-107): Para $r=B/4=70/4=17.50\text{cm}$, $k=0.6$, $l_u=l_c=265\text{cm}$.

Reemplazando en la ecuación, tenemos; $R_c=1.15 > 1$; no se reduce P_a .

Luego $P_a=153.6\text{Tn} > P_{Tsl}=126.72\text{Tn}$.

- Calculo del acero.

$$A_s = 0.008A_c = 0.008 * \pi * 70^2 / 4 = 30.8\text{cm}^2 \langle 11\phi 3/4 \rangle$$

b. Por compresión y flexión.

- Prueba de la columna corta.

Donde: $r=.25B$ (sección circular).

$Kl_u/r=0.6*265/17.5=9.10 < 22$, aceptable.

El momento resistente (M_R). $M_R=30.8\text{cm}^2*2100\text{kg/cm}^2*60\text{cm}*0.84=34.5\text{Tn-m}$.

$M_R=34.5\text{Tn-m} > M_s=13.64\text{Tn-m}$; uso $11\phi 3/4$.

c. Diseño por esfuerzo cortante.

$V_u=1.55H_r=1.55*10.70\text{Tn}=16600\text{kgs}$.

$v_u=16600\text{kg}/(.85*60*70)=4.65\text{kg/cm}^2$.

$v_e/2 = .53\sqrt{280}/2 = 4.43\text{kg/cm}^2 < v_u$, requiere estribos en su zona critica.

Haciendo uso de las formulas (4-110) y (4-111), tenemos:

$\rho'_s = 0.011$ y 0.008 ; $s = 4*0.71/(45*0.011)=4.3\text{cm}$ y $s \leq 55/6=9.2\text{cm}$.

Para la zona critica usar: 2 a 5cms.

Resto usar $\leq s=55/2=27.5\text{cm}$; resto usar a 25cm.

3.7. Calculo del asentamiento.

◆ Zapata A1:

- Aplicando el método 1.

Datos: $m_v=0.003\text{cm}^2/\text{kg}$.

$L=17.10\text{m}$.

$A_p=61.62\text{m}^2$.

$$q_e = Q_{Tsl} / A_p = 438.22\text{Tn} / 61.62\text{m} = 0.71\text{kg/cm}, \text{ y } B_1=785\text{cms}.$$

En la ecuación (4-67): $W_g=0.825*0.003*0.71*785=1.38\text{cms}$.

$W_g=1.38\text{cm} < W$ (tolerable), aceptable.

◆ Zapata B1:

- Aplicando el método 1.

Datos: $A_p=50.5\text{m}^2$, $m_v=0.003\text{kg/cm}^2$, $B_1=714\text{cms}$, $L=17.20\text{m}$.

$q_e=239.7\text{Tn}/50.5\text{m}^2=0.48\text{kg/cm}^2$, reemplazando en la ecuación (4-67), tenemos $W_g=0.85\text{cms} < W$ (tolerable).

La distorsión angular.

$\Delta w/l = (W_{max} - W_{min})/l = (1.38 - 0.84)/570 = 1/1065$; aceptable considerando limite máximo 1/230 para evitar la inclinación del edificio alto y rígido.

3.8. Diseño de los encepados y viga de conexión.

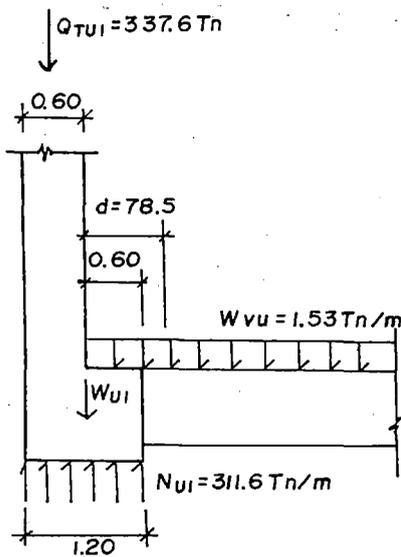
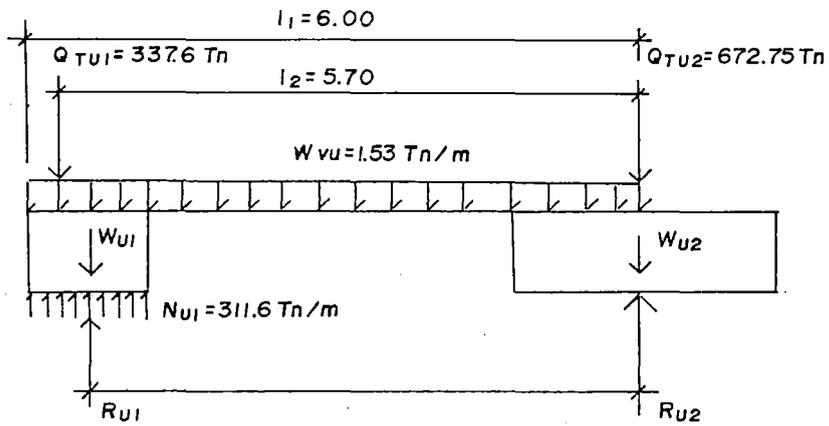
a. Diseño de la viga de conexión.

- Diseño por flexión

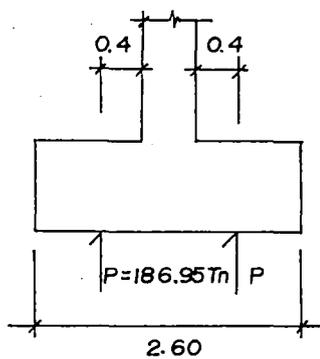
$$\sum M_2 = 0 \rightarrow R_{u1} = 373.9\text{Tn} \Rightarrow N_{u1} = 311.6\text{Tn}$$

La sección de máximo momento es $V_x=0$.

$$V_x=311.6X-1.53x-337.12-12.45=0; \text{ tenemos } x=1.12\text{m}$$



Zapata externa



Zapata interna

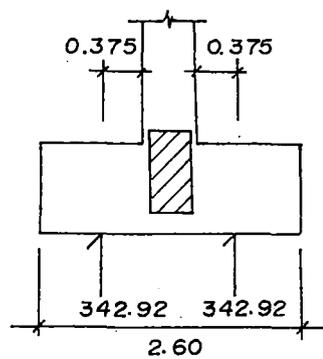


Fig. (VI-11): Cargas últimas en zapata conectada.

Para $x=1.12\text{m}<1.2\text{m}$; luego tenemos el máximo momento para la viga de conexión, $M_{\max.}=88.8\text{Tn}\cdot\text{m}$.

Haciendo los tanteos, tenemos: $A_s=34.34\text{cm}^2 < 7 \phi 1''$

$A_s(\text{min})=14bd/F_y=14*50*78.5/4200=13.1\text{cm}^2$

El refuerzo en la cara inferior $A_s=A_s(\text{min})=13.1\text{cm}^2 < 5 \phi 3/4''$

• Diseño por cortante.

$V_{d1}=22.03-1.53*0.185=21.73\text{Tn}$

$V_{d2}=9311.6-1.5301.2-337.6-12.45=22.03\text{Tn}$

$V_u=22.3/0.85=25.91\text{Tn}$ y $V_c=0.53\sqrt{280}*.50*.785*10=34.8\text{Tn}$

Donde $V_c > V_u$; usar estribos de $3/8''$: 1 a 05, 7 a .20, rto a .40.

b. Diseño de la zapata externa.

$M_u=0.4*186.95=74.78\text{Tn}\cdot\text{m}$, para $b=120\text{cms}$ y $d=75\text{cm}$.

Realizando los tanteos tenemos:

$A_s=28.74\text{cm}^2 < 10 \phi 3/4''$

$A_s(\text{min})=0.0018*120*75=16.2\text{Cm}^2$

En la dirección transversal, para $b=255\text{cms}$, tenemos:

$A_s(\text{min})=0.0018*255*75=34.4\text{cm}^2 < 12 \phi 3/4''$.

c. Diseño de la zapata interior.

El momento máximo en la sección de la columna, tenemos:

$M_u=0.375*342.92=128.6\text{Tn}\cdot\text{m}$; para $b=260\text{cms}$. y $d=75\text{cms}$.

Realizando los tanteos Tenemos:

$A_s=49.12\text{cm}^2 < 18 \phi 3/4''$.

- Calculo del acero secundario.

$$A_v \geq 0.002 * b * t_h; \text{ para } b=37.5\text{cms}, t_v = 15\text{cms}.$$

$$A_v = 1.13 < 1 \phi 1/2''.$$

$$A_h \geq 0.0025 * b * t_h; \text{ para } b=37.5\text{cms}, t_h = 20\text{cms}.$$

$$A_h = 1.875 < 1 \phi 5/8''.$$

$$- A'_s \geq 0.2 A_s \rightarrow A'_s = 0.2 * 49.12 = 9.82\text{cm}^2 < 8 \phi 1/2''$$

◆ **Resumen.**

El diseño de la zapata conectada (C1-D1), se realiza el mismo procedimiento de la zapata conectada (A1-B1), se resume en la siguiente tabla:

Zapata	np	B cms	L m	Y(sismo) cms	wg cms	Estribos cms	Acero pulg.
A1	4	65	17.1	0.21	1.38	2@5,rto@25	13 de 3/4"
B1	2	70	17.2	0.16	0.85	2@5,rto@25	11 de 3/4"
C1	3	50	17	0.2	1.37	2@5,rto@20	8 de 5/8"
D1	1	70	17.4	0.22	3.4	2@5,rto@25	11 de 3/4"

Tabla(VI-13): Resumen de las zapatas combinadas.

4. Diseño de un pilote no convencional.

Se presenta el diseño de la zapata "A", el criterio que se siguió es disminuir la cuantía hasta un mínimo de $\rho_g = 0.5\%$, estructuralmente el incremento de la carga por sismo es mínimo, al aumentar el diámetro se tiene una mayor resistencia por fuste; una vez instalado el pilote, el predominio, es del suelo circundante. Y realizando la misma metodología que el caso anterior tenemos:

4.1 Dimensión del grupo de zapata.

Se dispone en el mercado de pilotes VSD o pilote helicoidal-cilindrico perforador, con diámetro que fluctúan de 0.8 a 1.2 con cargas de trabajo que alcanzan hasta 600 Tn y profundidades de hasta 30 m.

Instalando la carga de trabajo tentativo, para una cuantía $\rho_g = 5\%$ para una carga de trabajo $Q_T=429$ Tn, $B= 85$ cms tenemos una zapata concéntrica con 3 pilotes y un espaciamiento entre pilotes de 1.5m. Con un encepado $H=90$ cms y $d= 75$ cms.

La carga de trabajo $Q_{T1}=450$ Tn y $P_{T1}=150$ Tn.

4.2. Calculo de la longitud.

a. Sistema Terzaghi.

Haciendo uso de la ecuación (4-18a).

$$P_u = 0.25\pi B^2(1.3cN_c) + \pi B \sum fs\Delta L, \text{ y } FS=3.$$

Para $fs = \alpha_c c$, el coeficiente de reducción $\alpha_c = 0.45$, tenemos:

ESTRATO	CONSISTENCIA	C Kg/cm2	fs=0.45c kg/cm2
1	medio compacto	0.375	0.169
2	compacto	0.93	0.42
3	muy compacto	1.522	0.685
4	muy compacto	1.6	0.72
5	muy compacto	1.82	0.819
6	muy compacto	1.8	0.81

Tabla (VI-14): Valores de fs.

Con los parámetros anteriores, calculamos una longitud aproximada.

$$c = 15.97 \text{Tn/m}^2, \text{ para } PR > 20, \text{ luego } fs = 0.45 * 15.97 = 7.187 \text{ Tn/m}^2.$$

En la ecuación (4-18a), $FS=3.00$ y $P_u=3*P_T$, reemplazando valores tenemos $L=18$ mts.

Probablemente ingrese hasta el cuarto estrato y reemplazando en la ecuación (4-18 a), tenemos $L_x=11.40$ mts.

La longitud del pilote $L=10.80+11.40=22.20$ mt.

b. Sistema Navfac.

Haciendo uso de la ecuación (4-22)

$$P_u = cN_c \pi B^2 / 4 + \pi B \sum c_a \Delta L$$

Para $L/B > 10$ luego $N_c=9$, $B=0.90$ y valores C_a , haciendo uso de la tabla (IV-10) y $FS=3$.

Haciendo uso de los parámetros, obtenemos una $L=25.4m$.

De los dos métodos obtenemos, la longitud mas critico $L=25.40m$; con este resultado se comprueba todos los efectos de deflexión, asentamiento, que satisfacen las condiciones mínimas de diseño, etc.

5. Vigas de conexión.

El diseño de la viga de conexión se realiza entre las zapatas "A" y "B" para incluir en el ejemplo de aplicación, en los demás tramos se muestra en el plano de cimentación (Apendice).

a. Predimensionamiento de las vigas.

$$l_1 = 5070/7=0.81, \quad b=h=2=0.81/2=0.41, \quad \text{se adopta } b \cdot h=0.45m \cdot 0.80m$$

b. Tracción axial.

$$\text{Datos: } P_u=0.15Q_t=0.15 \cdot 697=104.55Tn.$$

En la relación a tracción axial, tenemos:

$$A_s = P_u / \phi F_y = 104550 / (0.9 \cdot 4200) = 27.6cm^2 \langle \rangle 5 \phi 1'' + 1 \phi 5/8''.$$

c. Compresión axial.

De la relación a compresión axial:

$$P_u = \phi(0.85 f'_c A_c + A_s F_y); \quad \text{para } A_s=27.6cm^2 \quad A_c=45 \cdot 80=3600cm^2.$$

$P_u=599760kg+81144kg$; para estas condiciones el acero absorbe el 12% de la compresión total, en estos casos se adopta usar aceros a la tracción.

IV.1.2.5. COSTO DE PILOTES.

Para evaluar el costo es importante considerar los siguientes aspectos.

1. Aspecto constructivo.

- El proceso de excavación se evalúa en función del uso de los equipos constructivos, barrenadoras, taladros, cucharas de almejas, balde perforador, grúas, etc.
- Equipos de transporte para evacuar los materiales excedentes.
- Uso de sustancias químicas como las bentonitas, con entubación o encamisado; que sirven para estabilizar las paredes de la excavación.
- Procedimiento de colocación de la armadura dentro de la excavación, dificultades de armado, métodos automáticos en función del tiempo.

2. Resistencia estructural.

- La resistencia estructural se evalúa para pilotes de concreto en compresión de tipo convencional y no convencional considerando las armaduras en su totalidad.
- Para pilotes a la flexión no anclados en su totalidad se consideran las armaduras.
- La superestructura; zapatas aisladas, zapatas combinadas, se evalúa por separado cada elemento.

3. Durabilidad.

- Agentes de deterioro, uso de sustancias anticorrosivas.
- Métodos de protección, uso de pinturas, protección catódica, forro vinil, etc.

4.Costo.

A continuación se presenta la evaluación de un pilote convencional y otro de tipo no convencional para la zapata "A".

Tipo convencional; $n_p=4$, $B=65\text{cms}$, $L=17.30\text{m}$, tenemos un volumen de 22.96 m^3 y un costo total por zapata de 2525.9 dólares.

Tipo no convencional; $n_p=3$, $B=85\text{cms}$, $L=25.40\text{m}$, tenemos un volumen de 43.23m^3 y un costo total por zapata de 4756.37 dólares.

VI.2. CONCLUSIONES.

1. De acuerdo al estudio de Diseño y Construcción de unidades de cimentación utilizando pilotes prexcavados, por su importancia y diversidad extensa que se presenta en nuestro medio; como una alternativa de solución se plantea este tipo de pilote. La característica de estos pilotes, es posible instalarlos en cualquier tipo de suelo; en este caso particular su aplicación se da con incidencia para suelos cohesivos, y el uso de la superestructura con zapatas aisladas y combinadas; para tal se concluye en lo siguiente:

- El capítulo de consideraciones generales se desarrolla un proyecto general de cimentaciones profundas para edificaciones el cual se resume el diseño iterativo para suelos cohesivos empleando zapatas aisladas y combinadas.

En discusión de las características y parámetros de los suelos como terrenos de fundación, tenemos tablas con índices cualitativos y cuantitativos de los suelos que nos sirve como un patrón de referencia para plantear el diseño de una cimentación.

En acápite final, en esta tenemos métodos para la prueba de carga, los procedimientos de prueba se basan por lo común; para la prueba vertical ASTM-D-1143 y para la prueba horizontal ASTM-D-3966.

- El capítulo de tipos de pilotes prexcavados, se realiza una clasificación general de pilotes con el objetivo de distinguir una gama de modelos; tratándose respecto al uso del material, la forma de trabajo y su método de instalación. Respecto a la instalación de pilotes prexcavados, arbitrariamente es subdividido en dos grupos: Pilotes prexcavados de tipo convencional cuyo diámetro transversal fluctúa entre 0.35 a 0.70m y los pilotes prexcavados no convencionales de gran diámetro de 0.80 a 2.40 que en edificaciones es conocido también como lumbreras. Esto nos permite seleccionar una o más alternativas razonables acerca del tipo de pilote, las cuales son pre-diseñadas y una elección definitiva, efectuada sobre la base de un costo compatible con la seguridad, facilidad de construcción y los factores que involucran en el diseño como las características del suelo y las cargas transmitidas por la estructura.
- En análisis y diseño, se realiza un análisis conceptual referente al comportamiento pilote-suelo como pilote individual y grupos de pilotes; sus efectos de deformación por asentamiento, deflexiones laterales su función como concreto armado.

El valor de la capacidad estática se puede calcular mediante: Proceso teórico y el caso de la prueba de carga.

Existe un gran número de métodos para calcular la capacidad estática del pilote; se ha visto conveniente utilizar el sistema de Bowles en pilotes convencionales vaciados in-situ; porque esta ligada íntimamente a los parámetros de los suelos elaborados en laboratorio y el uso de un factor de seguridad adecuado igual a 2.5, también relacionando al elemento estructural en concreto armado como pilote en compresión.

En cambio en pilotes no convencionales; alternativamente se hace uso de los sistemas elaborados por Terzaghi y la NAVFAC; que proporcionan valores obtenidos en observaciones en pilotes excavados y el uso de un factor de seguridad adecuado igual a tres; algo más conservador.

Para el diseño, el criterio que se sigue para el predimensionamiento es disminuir el efecto estructural a una cuantía de 0.5%; porque estructuralmente no incrementa más carga al pilote, al contrario aumenta la dimensión del diámetro en el pilote y el efecto del suelo es mayor por fuste y apoyo; además una vez instalado el pilote las condiciones que predominan es las del suelo circundante.

Los efectos de deformación por asentamiento y deflexión lateral se emplean métodos simplificados para hacer estimaciones aproximadas. En caso de los asentamientos; el asentamiento crítico se considera el asentamiento diferencial o movimiento relativo de dos partes de la estructura, es decir el asentamiento calculado resulte menor que el asentamiento tolerable.

Para evaluar la deflexión lateral en grupo de pilotes embebidos totalmente en el suelo; se emplea el método simplificado para pilotes verticales, esto nos permite calcular la deflexión y momentos críticos en la cabeza del pilote, basado en la hipótesis de Winkler.

También se hace un enfoque general sobre el diseño estructural de la superestructura (cabezales, vigas de conexión); bajo el gobierno de las normas Americanas (ACI) y Alemanas (DIN), con el objetivo de relacionar pilote-suelo y los esfuerzos por efecto de las fuerzas actuantes que nos permite dimensionar la estructura en conjunto.

- El proceso constructivo de un pilote preexcavado, trata principalmente generalizar las fases de construcción como: Perforación, puesta del armado, hormigonado del concreto. Basado en reglas o normas que son compatibles en nuestro medio como solución.
- 2. Del estudio teórico realizado se hace una aplicación del diseño de una cimentación profunda para un edificio de 12 pisos utilizando pilotes preexcavados.

Para el diseño y construcción de pilotes preexcavados primeramente realizamos un análisis conceptual global y las dificultades que podrían presentarse, obviamente ligados a las siguientes situaciones: A la ubicación del terreno en construcción, forma de la estructura, tipo de suelo y técnicas de construcción. En este caso, tenemos una estructura aporricada ubicada en un área de cimentación restringido y un manto de suelo cohesivo; se plantea el diseño de pilotes de tipo convencional y no convencionales (grandes pilotes) Para edificaciones con el fin de obtener un costo por pilote. Tenemos los resultados siguientes:

Para pilotes convencionales se usa los pilotes barrenados empleando el producto químico de la bentonita en el proceso de excavación. En los extremos laterales del área de cimentación como tenemos estructuras construidos, un área de trabajo reducida y un manto profundo de suelo cohesivo con capa superficial bastante blanda. Esto nos permite plantear respecto a la disposición de los pilotes, utilizar en los extremos laterales zapatas combinadas apoyadas sobre pilotes y el resto zapatas aisladas sobre pilotes. El objetivo a este planteamiento es tener una longitud uniforme de los pilotes lo mejor posible y la instalación adecuado en áreas reducidas de trabajo y que rigen a los conceptos teóricos.

El cálculo de las longitudes de los pilotes por proceso iterativo; difieren en un porcentaje mínimo de zapata en zapata con resultados que fluctúan entre $16.30m < L < 17.30m$; lo ideal es buscar de la misma longitud.

Respecto a los asentamientos, los diferenciales son importantes que los asentamientos totales y ella sean menores que el asentamiento admisible La evaluación de la distorsión angular mas critica entre las zapatas "A" y "B", tenemos $1/265$, que esta dentro de los rangos de aceptación para tener una cimentación rígida y segura.

Respecto a la deflexión lateral por efecto de sismo es evaluado con el método simplificado por tratarse de pilotes verticales embebidos en toda su dimensión; tenemos resultados de la deflexión lateral a la altura del cabezal con resultados de $Y' < 1"$, relativamente bajos y los momentos por flexión que nos permite evaluar rápidamente el momento resistente en dichos pilotes.

Para el diseño del pilote no convencional (VSD-Helicoidal cilíndrico perforador); que también hace uso de la bentonita en la estabilidad de las paredes del pilote. Obtenemos una longitud de 25.40 metros, diámetro transversal de 0.85m, con resultados de la deflexion y asentamientos permisibles.

El análisis de costo entre pilote convencional y no convencional para la zapata 'A' es obtenido con una diferencia de costo en 47%, resultando de mayor costo los pilotes no convencionales para este proyecto.

VI.3. RECOMENDACIONES.

- El procedimiento general, una de las características del proyecto es en la estructuración de los bordes del perímetro debido a la dificultad del área de trabajo y utilizar la menor cantidad de pilotes en la zona; es recomendable trabajar con estructuras adecuadas y una las alternativas es disminuir el peso en los perímetros del terreno de cimentación, reduciendo numero de pisos en la estructura aporticada.
- Es recomendable, resaltar respecto al estudio y evaluación del subsuelo (Geotecnia); es de suma importancia tener un buen conocimiento del suelo y parámetros que se trabaja en el diseño y que sean compatibles con los métodos empleados. En esta sección tenemos parámetros de los suelos que pueden servir como punto de referencia y ser utilizados en proyectos de poca envergadura o el dimensionamiento de estructuras para evaluar costos como punto de partida.
- En diseño de una zapata aislada sobre pilotes para la serie iterativa es recomendable evaluar el efecto de la fricción negativa que puede causar la consolidación del suelo por cargas superficiales cuando se realiza rellenos o otras sobre cargas, esto hace la carga de trabajo aumente.
- En todo proyecto de cimentación profunda dependiendo del diseño y construcción como una fase final es recomendable realizar una prueba de carga al pilote o grupo de pilotes para comprobar la exactitud y validez del método empleado, de tal manera ajustarse en todo caso un factor de seguridad real del pilote diseñado.
- Cuando se desarrolla la evaluación de las cargas transmitidas a los pilotes a parte del método convencional es preciso utilizar el método matricial en caso que se quiera efectuar un ajuste en el diseño por efecto de las fuerzas que se tenga como: excentricidades, grandes momentos y fuerzas horizontales que puedan afectar a la estructura; en si este análisis es complejo por la cantidad de parámetros del suelo que se introducen y una forma mejor de estudiar la interacción suelo-cimentación que este cercano a la realidad.

En el diseño de pilotes no convencionales (grandes pilotes) en la disposición estructural del pilote es posible obtener diagramas por las fuerzas impuestas en toda su longitud, de tal forma se optimiza el acero estructural a lo largo de su longitud.

- En el proceso constructivo de un pilote preexcavado a parte que se desarrolla las fases de construcción basado en reglas o normas; es más importante contar con una empresa dedicada a estos menesteres, por tanto se indica algunas recomendaciones de índole general:
 - Al inicio de obra, es importante operar un replanteo cuidadoso respecto al espaciamiento entre pilotes y la plomada para evitar desviaciones de la punta con respecto a la vertical y evitar esfuerzos adicionales por excentricidad, torsión y otros efectos.
 - En el proceso de excavación, la verificación del suelo es posible realizar y una forma de comprobar la profundidad de penetración dentro de cada estrato portante en cada pilote de forma individual. Si existiera duda acerca de la condición del suelo por debajo de la punta de los pilotes, la investigación del subsuelo será suplementaria de acuerdo a los principios establecidos del estudio de suelo.
 - Se presenta una serie de fotografías (apéndice), una secuencia del proceso constructivo de un pilote preexcavado en un medio arcilloso realizado en Colombia, utilizando taladro tipo fuste y uso de la bentonita; esta observación in-situ de la fase en construcción nos indica las características y cuidados arriba mencionados como una experiencia en estos menesteres.

Bibliografía.

- Bowles Joseph, "Design and construcción of the estructuras".
- Terzaghi Karl, 1960, "Mecánica de suelos" Ed. New York. Wiley".
- Juárez Badillo Eulalio, 1975, "Mecánica de suelos", T-I-II, Ed. Limusa-Mexico.
- Lambe W.& Whitman R. 1981, "Mecánica de suelos" Ed. Limusa-Mexico.
- Tomlinson M.J. 1981, "Diseño y construcción de cimentaciones"
- Peck, Ralph. Hanson. 1982, "Cimentaciones" México Ed. Limusa S.A.
- Derqui Morilla F, 1975. "Pilotes especiales" Madrid Ed. Graf o Alonso.
- Navfac DM-7-1971, "Disign manual- Soil Mechocnics, Foundations and Structures", Department of the Navy Naval Facilites E. Comand.
- Dun Han Clarence W. 1968 "Foundations of Structures" new York. Ed. Mc. Graw- N.
- Chellis R D. 1962 "Pile Foudations Engineering ed by G.A. Mc. Graw Hill.
- Gordon A Fletcher, Vernon A.Smoots, " Estudios de suelos y cimentaciones en la industria de la construccion", Editorial Limusa Mexico, 2da edición, 1991.
- Cesar Fuentes Ortiz, "Apuntes de clase de estructuras especiales".
- Juan Ortega Garcia, "Concreto Armado II", con reglamento ACI-83".
- Colegio de Ingenieros, "Seminario de actualización de Diseño y construcción de cimentaciones".
- Norma de concreto armado E-060- Lma-Peru.
- De la Cruz Rivera, Juan Carlos; Tesis 2823, "Cimentaciones Piloteadas: Diseño y Analisis", 1988.
- Bermúdez R. Julio; Tesis 2945, "Análisis Bidimensional de un pilote utilizando datos de prueba de carga", 1991.
- Mario Peña Fuentes; Tesis 2862, "Análisis estático y dinámico entre el suelo y cimentaciones superficiales y piloteadas".
- Vera Mallqui, Arturo Antonio; Tesis, "Método simplificado para el análisis de un grupo de pilotes verticales", 1991.

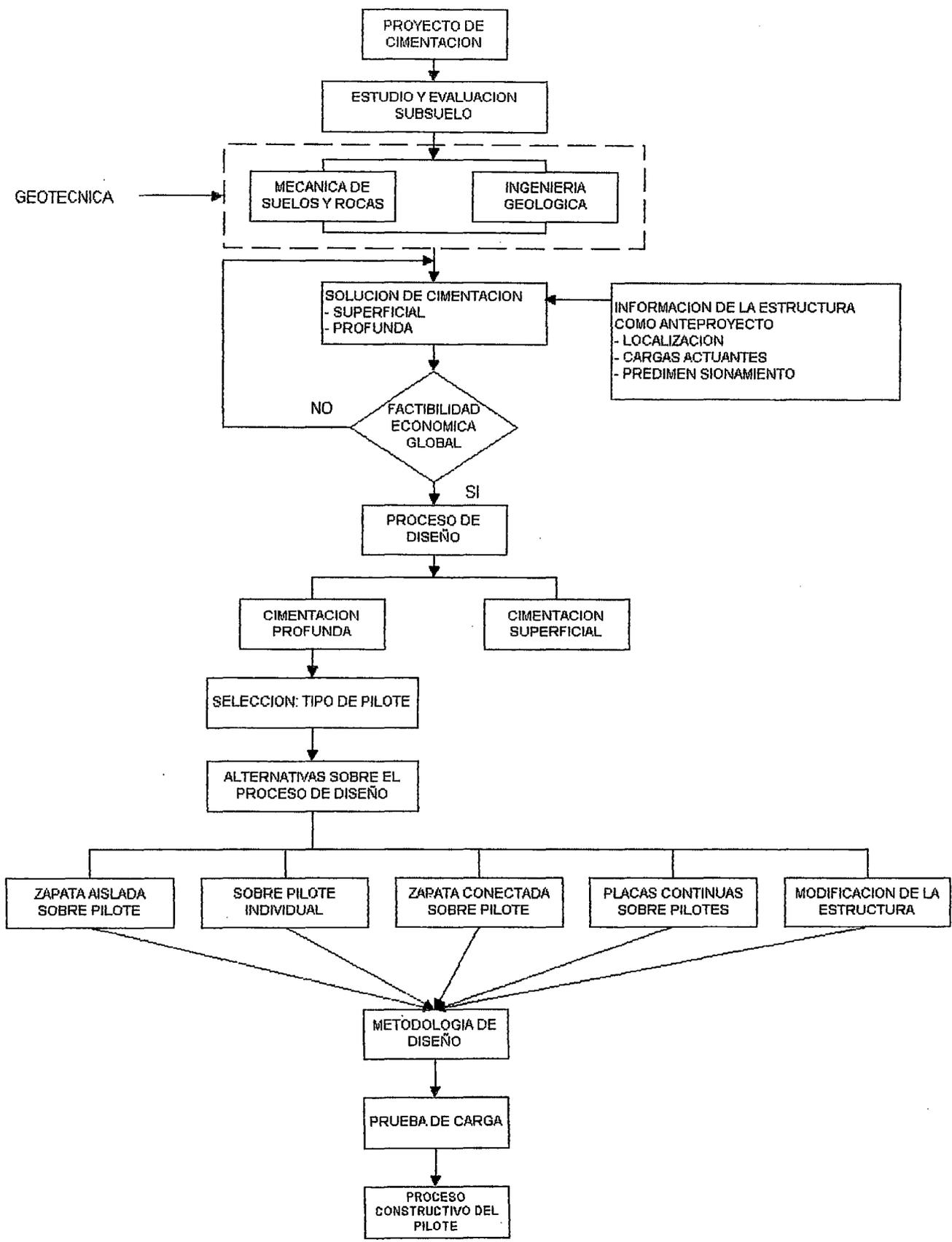
-Ramírez Cubas, Noemi Rosario; Tesis 2976, “Estudio del comportamiento de las cimentaciones piloteadas en suelos cohesivos”, 1991.

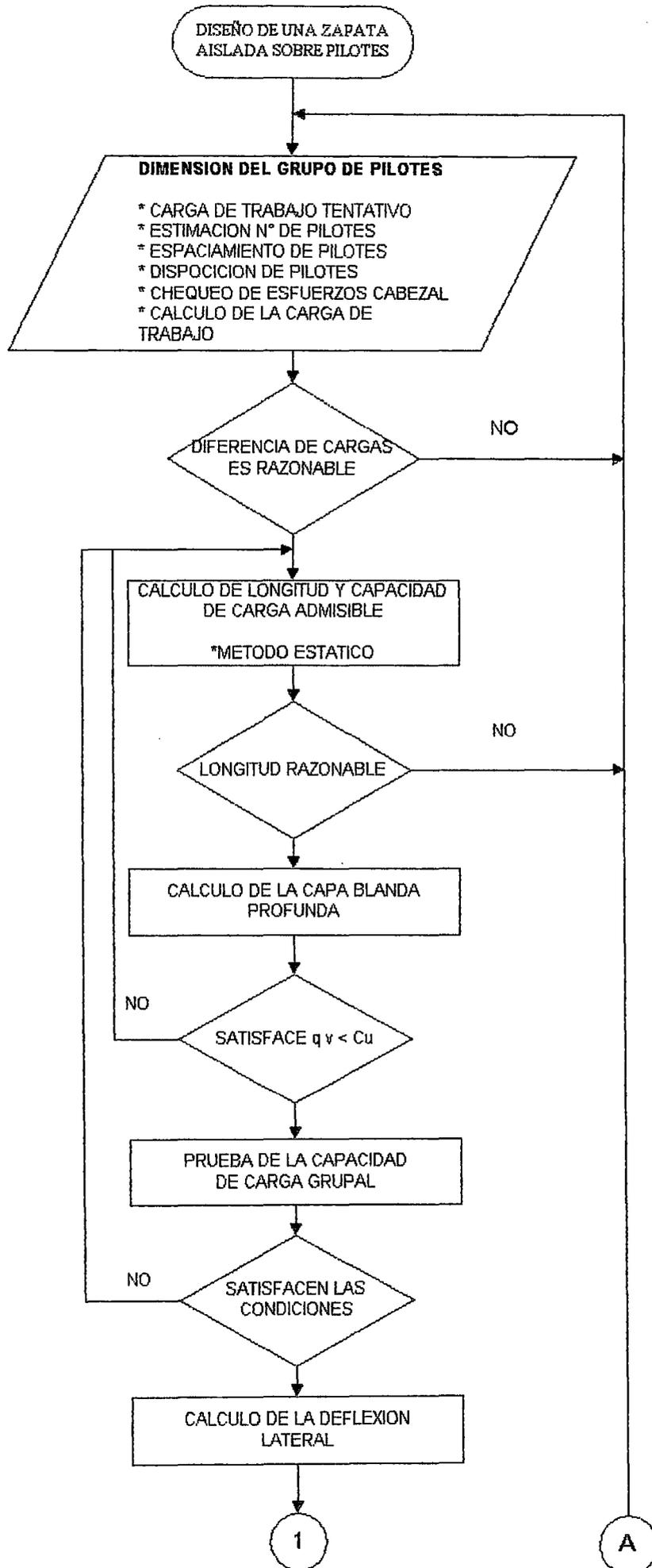
-Cárdenas Presentación, Joel Genes; Tesis 3011, “Análisis estático de pilotes cargados lateralmente mediante la utilización de ábacos”, 1991.

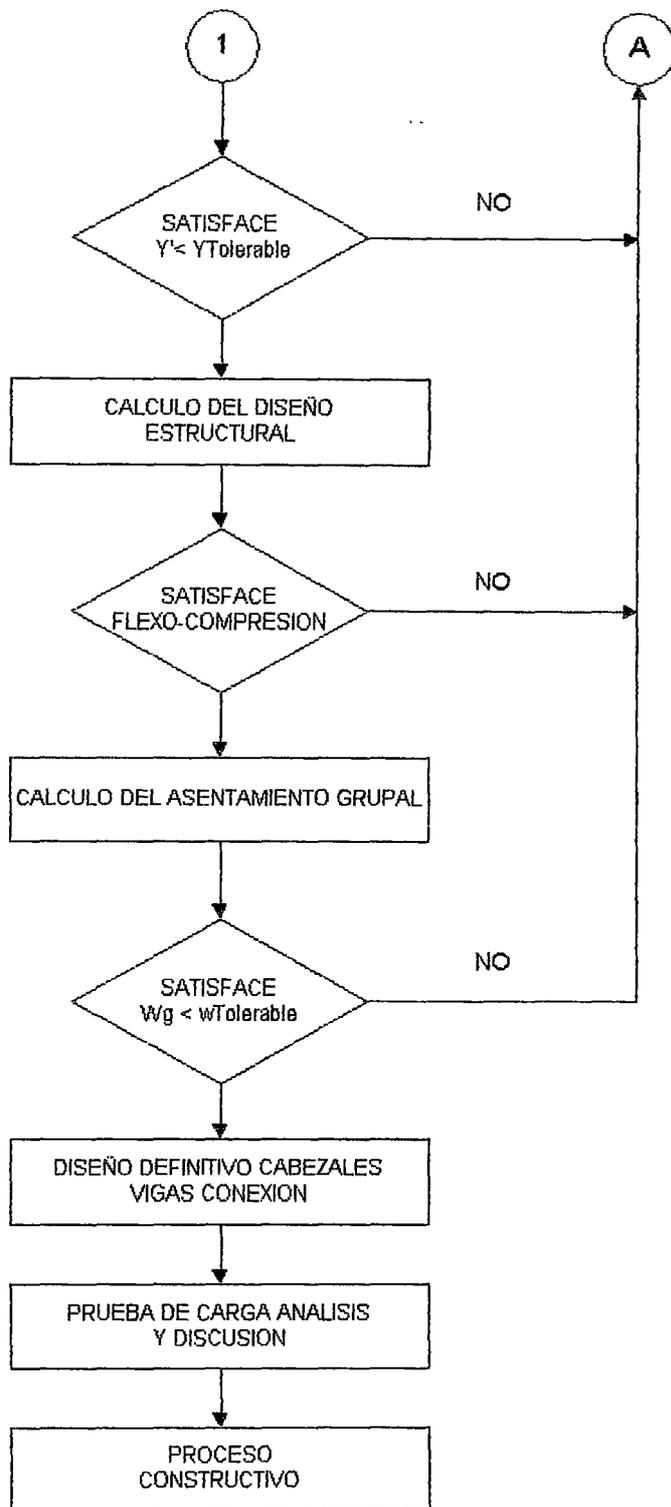
-Cordova Huaman, Manuel Antonio; Tesis 2934, “Estudio comparativo de las normas y recomendaciones Americanas, Europeas y Japonesas para una propuesta de diseño fabricación e instalación de concreto armado en el R.N.C.”, 1991.

Apéndice.

- Diagramas de flujo.
- Fotos.
- Planos.







PRESENTACION FOTOGRAFICA DE LA EXCAVACION EN UN MEDIO ARCILLOSO



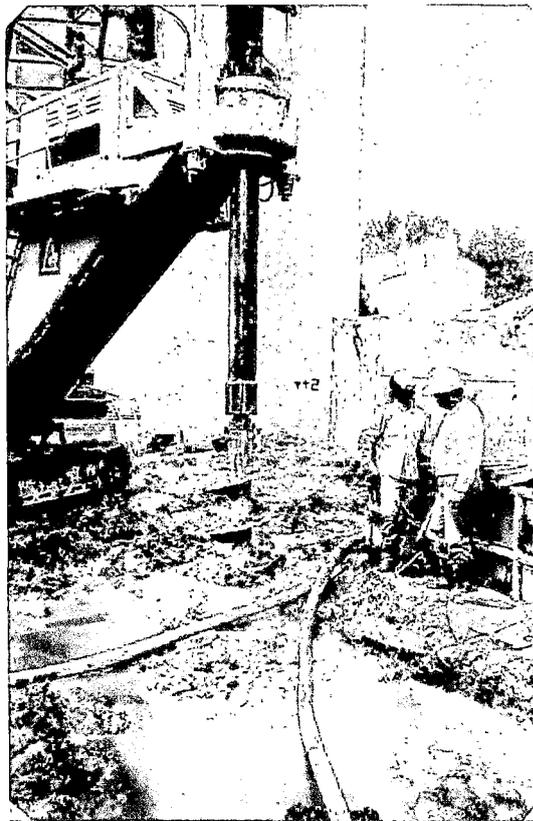
Instalación del equipo, taladro tipo fuste montada a una grúa



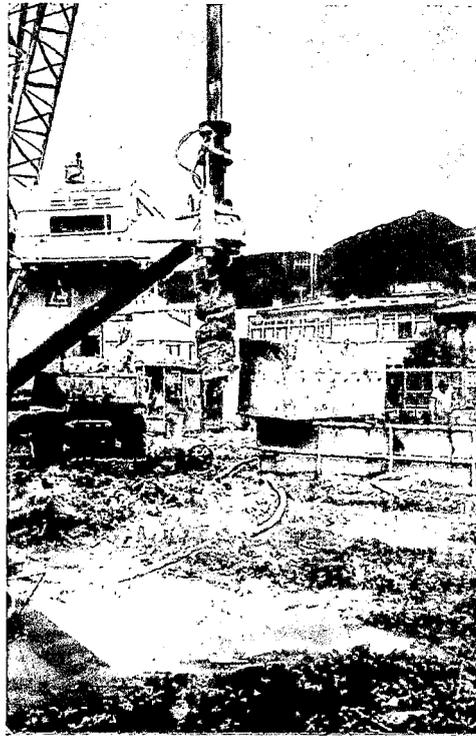
Centrado del taladro fuste donde se procederá al excavado del pilota preexcavado



Centrado vertical y verificación del taladro fuste.



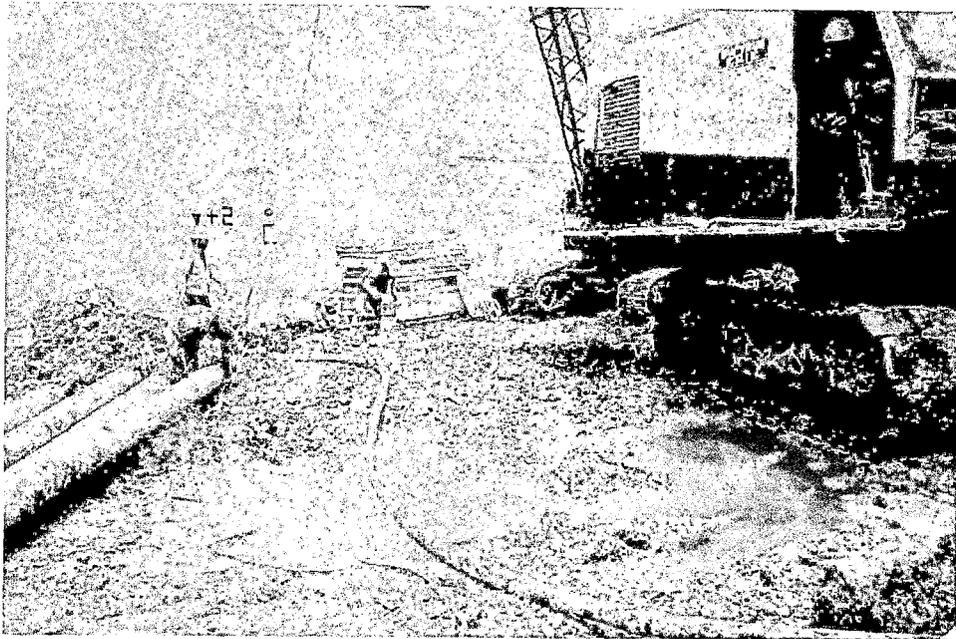
Primera perforación del taladro fuste



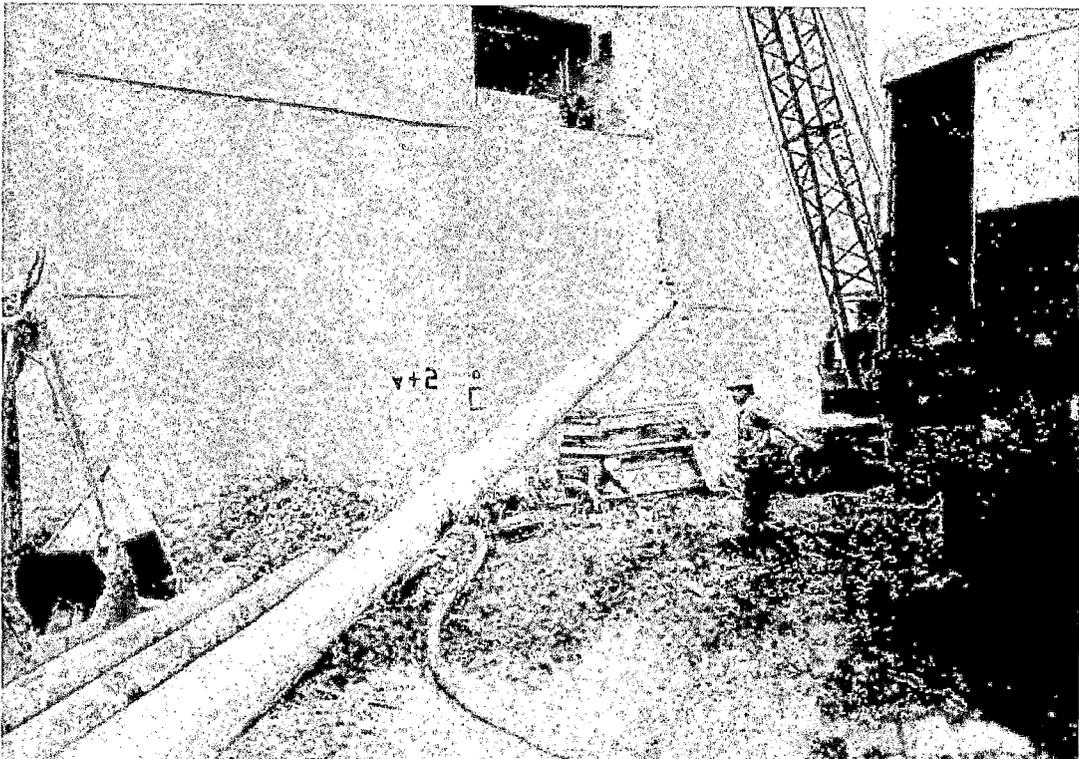
Primera descarga del material excavado, se puede presenciar el material se adhiere al taladro



Segunda descarga del material excavado



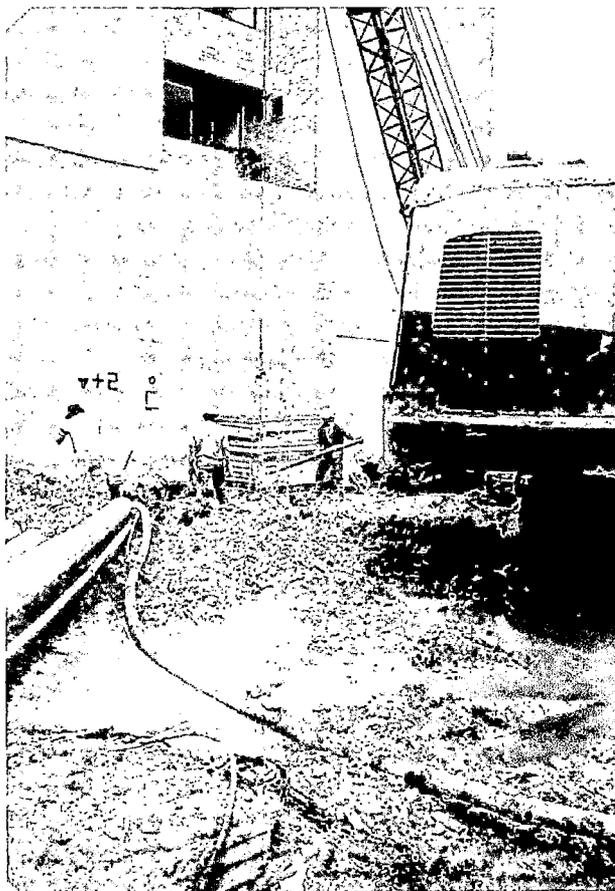
Preparación del entubado



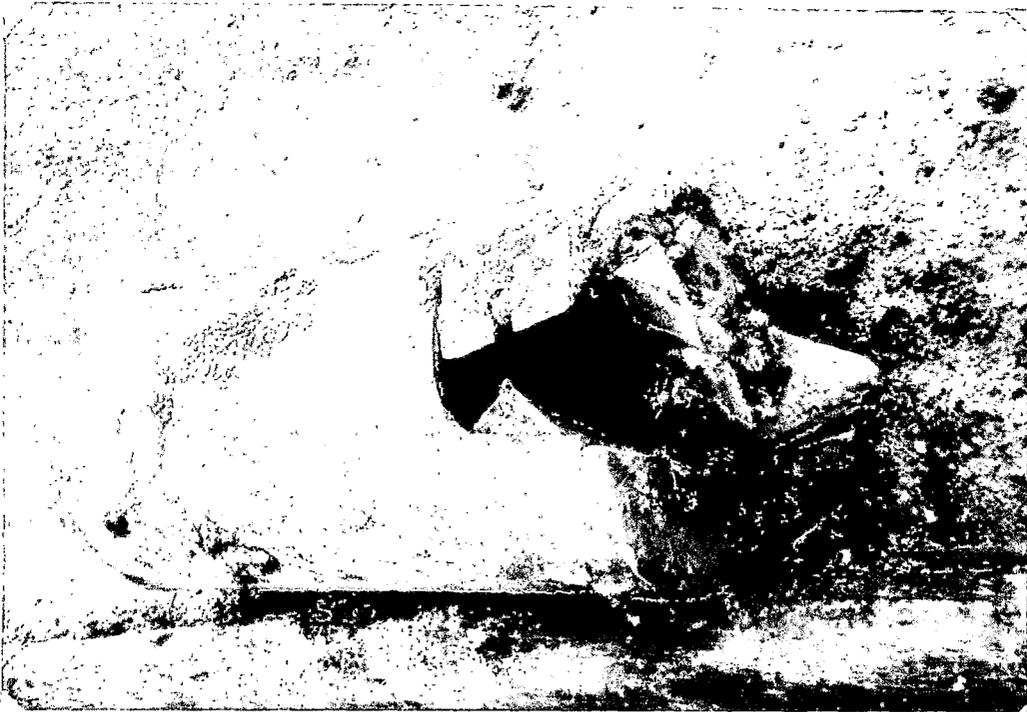
Izamiento del entubado



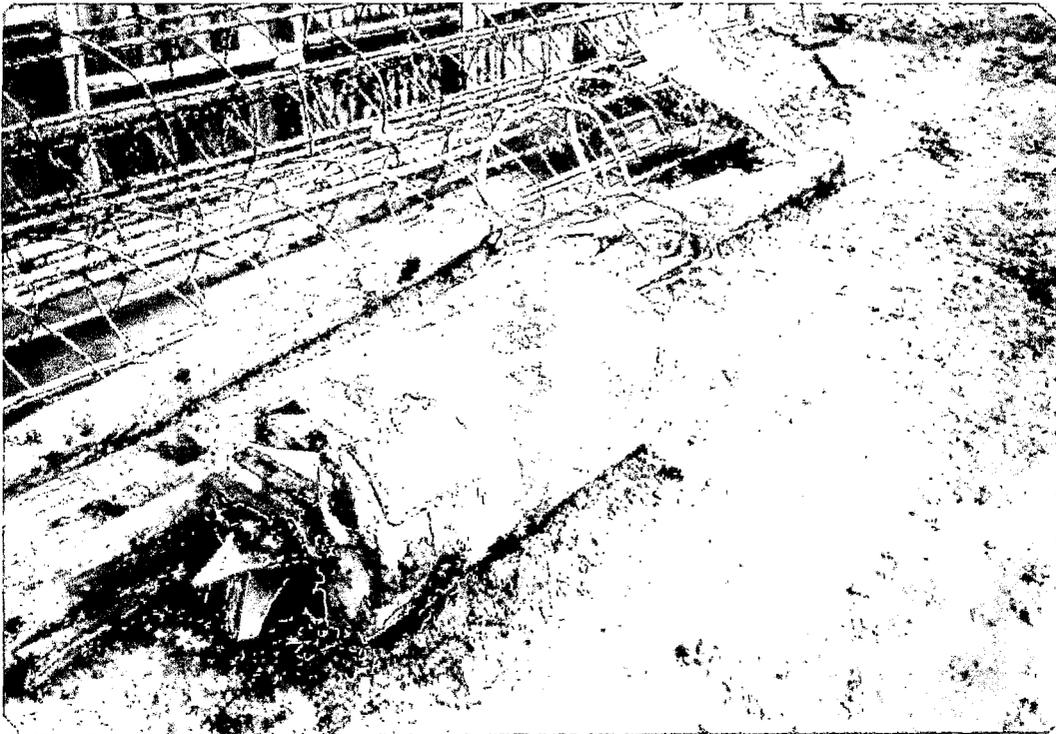
Comprobación de enzanca de entubado



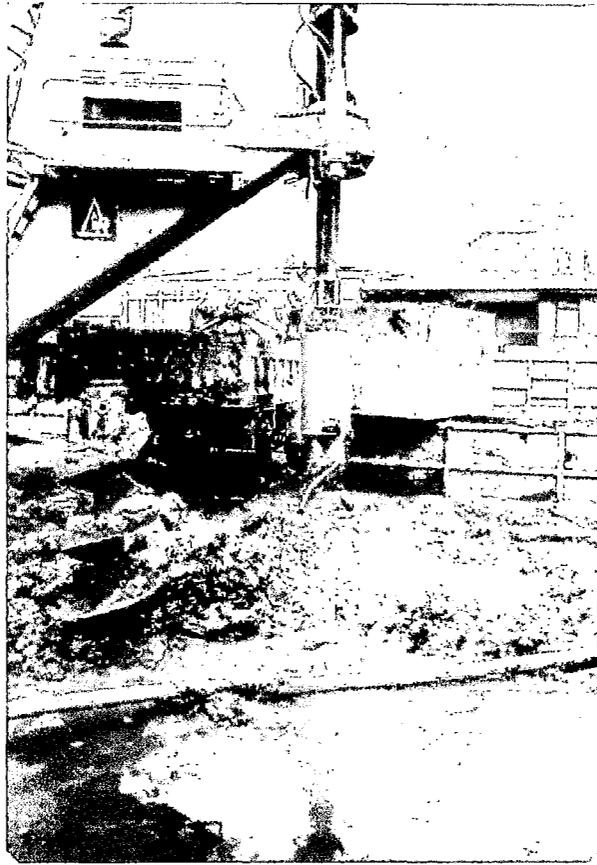
Observación del avance de excavado



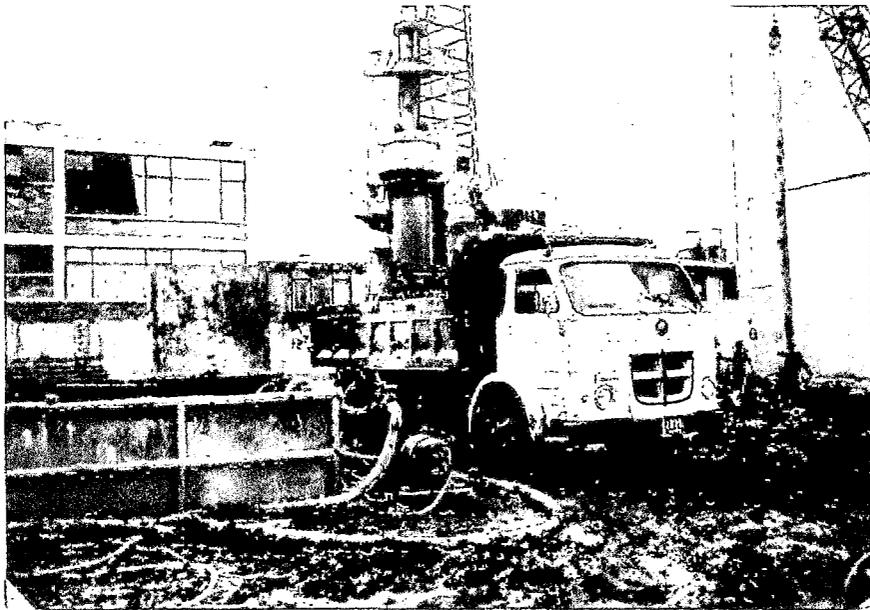
Taladro cilíndrico, es utilizado en material disgregados y bajo nivel freático.



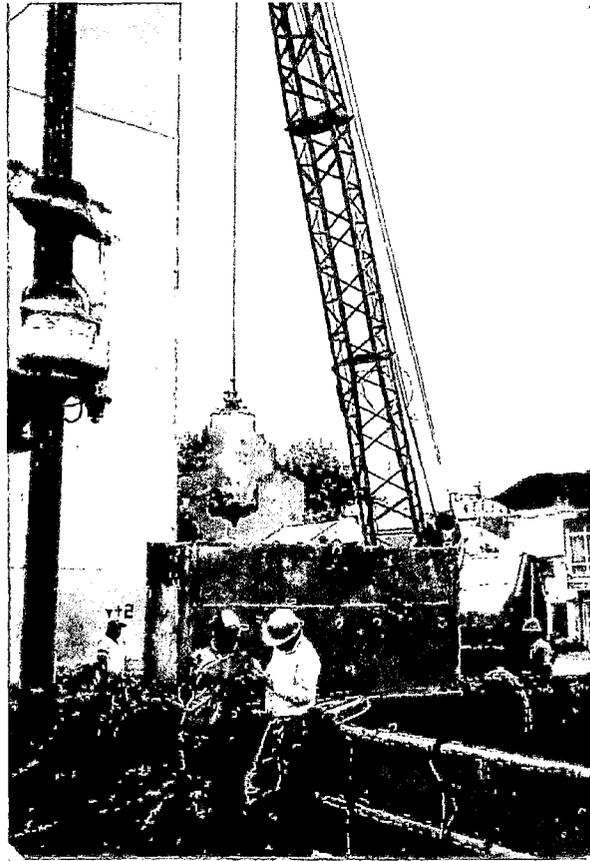
Armadura con estribos elicoidales, taladro con puas en suelos duros.



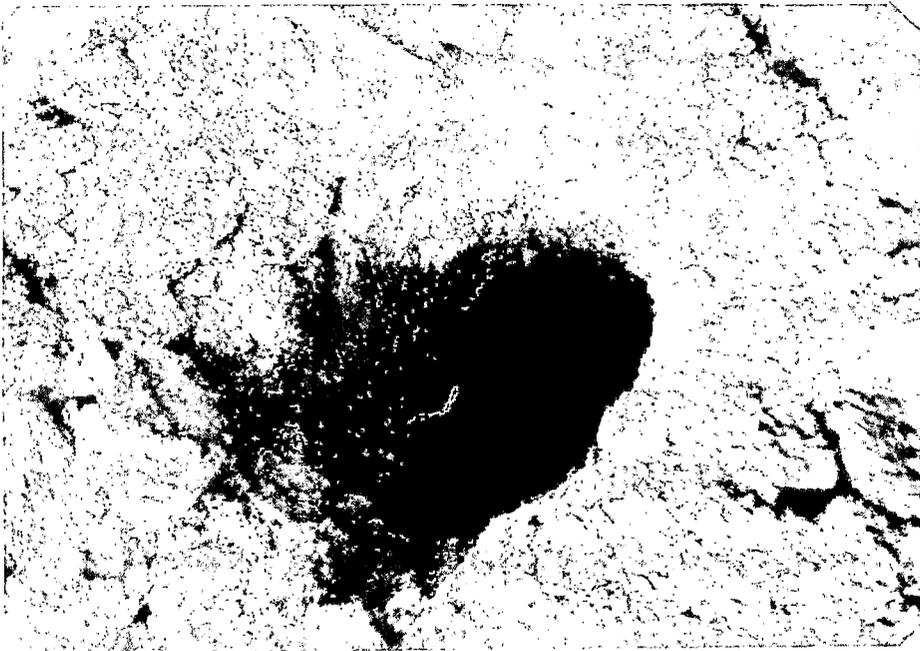
Utilización del taladro cilíndrico montado en una grúa.



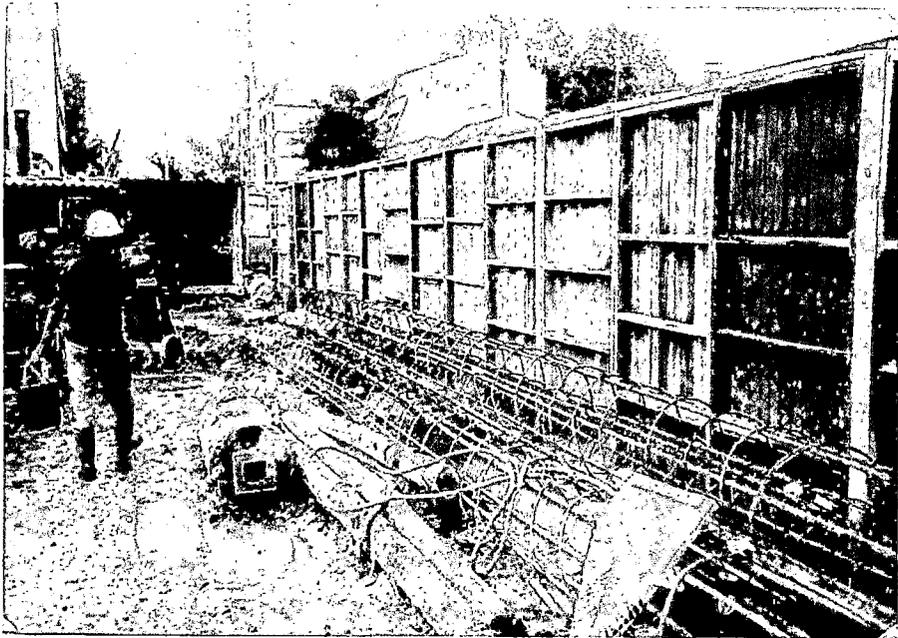
Camión donde se descarga el material excavado



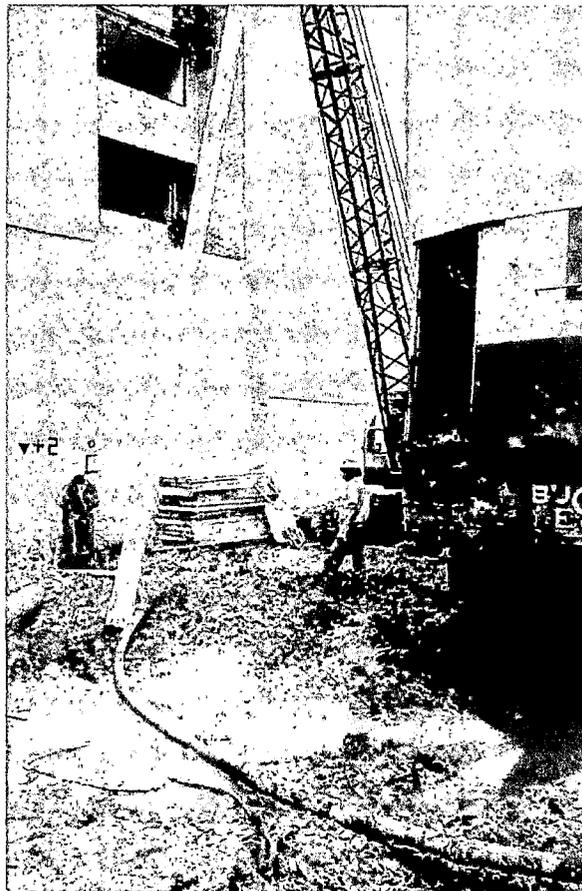
Manipulación de equipos, taladros fuste y cilíndrico



Excavación lista para su puesta de armaduras



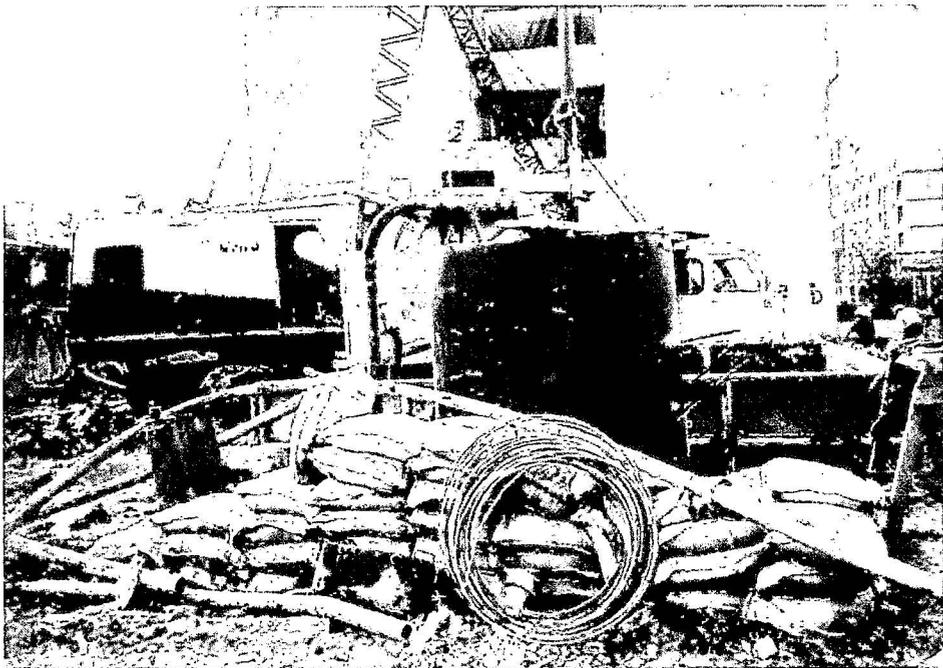
Preparación de la armadura



Manipulación del entubado



Material bentonítico



Tanque de agua, material bentonítico, mangueras