

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

**“Aplicación de Pilotes Perforados y Fundidos en *SITU* como Elementos Estructurales para Cimentar Edificaciones Menores Cercanas a la Corona de Laderas Potencialmente Inestables”**

Trabajo de graduación presentado por Mario Rolando Ramírez Sierra para optar al grado académico de Maestría en Ingeniería Estructural

Guatemala

2007

**"Aplicación de Pilotes Perforados y Fundidos en *SITU* como Elementos Estructurales para Cimentar Edificaciones Menores Cercanas a la Corona de Laderas Potencialmente Inestables"**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

**“Aplicación de Pilotes Perforados y Fundidos en *SITU* como Elementos Estructurales para Cimentar Edificaciones Menores Cercanas a la Corona de Laderas Potencialmente Inestables”**

Trabajo de graduación presentado por Mario Rolando Ramírez Sierra para optar al grado académico de Maestría en Ingeniería Estructural

Guatemala

2007

Vo. Bo.:

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Fernando Rafael Callejas Benítez

Tribunal:

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Alejandro Maldonado Lutomirsky

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Mario Adolfo Chavarría Peinado

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Fernando Rafael Callejas Benítez

Fecha de Aprobación: 25 de Mayo de 2007

## RESUMEN

El trabajo de graduación que presento a continuación, trata sobre la aplicación de pilotes perforados y fundidos en *situ*, para cimentar una edificación menor cercana a la corona de una ladera potencialmente inestable. En el cual se muestran las condiciones, características y propiedades del terreno, donde se requiere construir una edificación menor, aplicando pilotes perforados y fundidos en *situ*.

En este trabajo se dan a conocer los conceptos más importantes, tanto de estabilidad de taludes como de pilotes para este caso de aplicación.

También se utiliza el método de la carga sísmica equivalente, para determinar el cortante basal.

Se utiliza el método de Taylor a fin de poder establecer ábacos de uso sencillo para terrenos solo con cohesión (estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas, o sea, roturas sin drenaje), para determinar si una ladera es estable.

## CONTENIDO

	Página
RESUMEN	v
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE CUADROS	xii
LISTA DE ECUACIONES	xiii
Capítulos	
I. Introducción	1
II. Objetivos	2
III. Clasificación de obra	3
IV. Condiciones del terreno	7
A. Suelos cohesivos y suelos no cohesivos	7
B. Propiedades del suelo	7
1. Capacidad soporte del suelo	8
C. Investigación del subsuelo	8
1. Objetivos del programa de investigación del subsuelo	8
2. Etapas de la investigación geotécnica	9
3. Instrumentación de campo	11
4. Procedimiento para la investigación de suelos	12
V. Estabilidad de taludes	17

A.	Falla por deslizamiento.	17
B.	Laderas Inestables	19
C.	Factores que influyen en la estabilidad de las laderas	20
D.	Método de círculo de rozamiento de Taylor	21
E.	Método de Bishop	24
VI.	Pilotes	28
A.	Definición y tipos de pilotes	28
1.	Condiciones para el uso de cimentaciones de pilotes	29
2.	Tipos de pilotes	30
a.	Pilotes de concreto	30
1)	Pilotes prefabricados	31
2)	Pilotes fundidos en <i>situ</i>	32
B.	Diseño estructural del pilote	33
1.	Diseño de pilotes sometidos a carga axial	35
a.	Diseño de pilotes sometidos a carga axial y a momentos flectores.	37
b.	Disposiciones del código ACI para pilotes fundidos en <i>situ</i>	38
VII.	Mecanismo de transferencia de cargas	40
A.	Capacidad de carga de grupos de pilotes	40
B.	Fricción lateral en función de esfuerzos efectivos	41
1.	Fuerza de arrastre	41
C.	Fricción lateral en función de esfuerzos totales	41
D.	Pilotes de punta	42
E.	Pilotes de fricción	44
F.	Capacidad de carga en suelos cohesivos	45
G.	Asentamientos de pilotes en arena	46
H.	Capacidad de carga por punta, en roca	47
I.	Cimentaciones profundas en roca	48
J.	Capacidad de carga por adherencia entre concreto y roca	49

VIII.	Caso de aplicación	50
	A. Descripción del problema	51
	1. Ventajas de utilizar pilotes fundidos en <i>situ</i>	51
	B. Análisis	52
	C. Diseño	58
	1. Capacidad estructural de pilotes	58
	2. Acero de refuerzo	59
	a. Traslapes	59
	b. Ganchos y dobleces	61
	c. Recubrimiento y espaciamientos	61
	3. Ejemplo de diseño de pilote según sociedad mexicana de suelos	64
	4. Aplicación del método de Taylor	69
	5. Método de la carga sísmica equivalente	71
	D. Construcción	75
	1. Fundición	75
IX.	Conclusiones	81
X.	Recomendaciones	82
XI.	Bibliografía	83
XII.	Glosario	84

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
IV-1. Barrena de vástago hueco	14
IV-2. Perforadora rotatoria	15
IV-3. Muestreador de media caña para la prueba de penetración estándar.	16
V-1. Primera falla de deslizamiento de talud a lo largo de una superficie semicircular	18
V-2. Falla de deslizamiento más grande alrededor de la primera falla	18
V-3. Desplome	18
V-4. Primera falla y segunda falla (grietas)	18
V-5. Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas	22
V-6. Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno.	23
V-7. Superficies de rotura	23
V-8. Corrección del peso específico para utilizar los ábacos de Taylor	24

V-9. Fuerzas actuando en una rebanada	27
V-10. Ábaco para obtener el valor de $M_i$	27
VI-1. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes	31
VII-1. Pilotes de punta y pilotes de fricción	44
VIII-1. Vista posterior del terreno (ladera)	50
VIII-2. Planta curvas a nivel	53
VIII-3. Planta edificación menor	54
VIII-4. Perfil del terreno eje I	55
VIII-5. Perfil del terreno eje L	56
VIII-6. Perfil del terreno eje A	57
VIII-7. Secuencia de utilización de varillas de 12m de longitud	60
VIII-8. Detalle de traslape y soldadura de varillas	60
VIII-9. Medidas $d_h$ , $a$ , $j$ , $h$ , recomendadas para formar ganchos	61
VIII-10. Recubrimiento del acero de refuerzo	62
VIII-11. Detalle de armado de pilote	64
VIII-12. Perfil del terreno eje A líneas de falla	74

VIII-13. Excavación artesanal y limpieza de pilote	75
VIII-14. Esquema de funcionamiento de una bacha	76
VIII-15. Esquema de trompa de elefante	76
VIII-16. Fundición de pilotes utilizando trompa de elefante	77
VIII-17. Esquema tubería tremie	78
VIII-18. Obra falsa de madera para realizar la fundición	80
VIII-19. Momento de la fundición del pilote	80

## LISTA DE CUADROS

Cuadro	Página
IV-1. Valores capacidad soporte del suelo	9
VII-1. Coeficiente de capacidad de carga $N_c$ para pilotes fundidos en situ	44
VIII-1. Geometría y dimensiones de ganchos y dobleces	62
VIII-2. Recubrimientos mínimos	63

## LISTA DE ECUACIONES

Ecuación	Página
1 Ecuación de Coulumb	19
2 Coeficiente de estabilidad	22
3 Carga admisible en un pilote	29
4 Relación de esfuerzo entre acero y concreto	35
5 Carga axial en pilote	35
6 Resistencia última nominal	35
7 Resistencia última admisible para pilotes con espiral, LRFD	36
8 Resistencia última admisible para pilotes con estribos, LRFD	36
9 Resistencia última admisible, ASD	37
10 Carga última por fricción en suelos cohesivos	41
11 Capacidad de carga por punta y por fricción	42
12 Carga última por punta en suelos cohesivos	43
13 Carga permisible cuando el suelo bajo la base es más o igual compresible que el suelo del fuste	45
14 Carga permisible cuando el suelo bajo la base es menos	

compresible que el suelo del fuste	45
15 Asentamiento de pilotes en arena	47
16 Capacidad de carga por punta en roca	47
17 Valor "d" en ecuación No. 15	47
18 Capacidad de carga por adherencia entre concreto y roca	49

## I. INTRODUCCIÓN

Debido al crecimiento habitacional que se ha dado en los últimos años en Guatemala, ha surgido la necesidad de utilizar terrenos cercanos a laderas y/o taludes que antes se consideraban no aptos para construir. Esta condición de no aptitud, se da debido a que las construcciones aumentan la carga sobre el talud y reducen el área vegetada aumentando los efectos de erosión.

La estabilidad es el principal factor de riesgo al que está expuesta una construcción a la orilla de una ladera. Es por esto que es necesario crear un documento que presente una solución viable tanto constructiva como económicamente, y así establecer los factores determinantes para el soporte y estabilidad de la estructura.

Para este tipo de cimentaciones, se debe considerar las diversas condiciones del suelo, tales como estratigrafía, geometría y la estabilidad. También se debe analizar el caso según la transferencia de cargas, axial y corte, lo cual servirá de base para diseñar los pilotes.

El enfoque y desarrollo de este trabajo incluirá todas las fases de la solución: análisis, diseño y construcción. Así mismo se presenta un ejemplo completo a manera ilustrativa del desarrollo de esta solución.

## II. OBJETIVOS

### A. Generales:

1. Mostrar de una forma específica las ventajas de aplicar los pilotes perforados como una solución para la cimentación en laderas.
2. Transformar este tipo de terrenos (laderas), de no aptos, a aptos para la construcción de edificaciones utilizando pilotes perforados y fundidos *in situ*.

### B. Específicos:

1. Describir todo el proceso de análisis, diseño y construcción de este tipo de soluciones.
2. Dar a conocer los factores estructurales y geotécnicos que inciden en el diseño y construcción de pilotes fundidos *in situ*.
3. Analizar un caso real de esta aplicación e ilustrar el proceso constructivo.

### **III. CLASIFICACIÓN DE OBRA**

Clasificación de Obra según Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES-2002) Normas Estructurales de Diseño y Construcción recomendadas para la República de Guatemala normas NR-1 y NR-2.

#### **A. CLASIFICACIÓN DE OBRA**

Para los propósitos de estas normas, toda obra nueva o existente se clasifica en una de cinco categorías atendiendo al impacto socio-económico que implique la falla o cesación de funciones de la obra. El propietario podrá requerir al diseñador que clasifique su obra en una categoría más alta que la especificada en estas normas.

Para efectos de clasificación se considerarán las obras y edificaciones como sistemas o complejos funcionales independientemente del número de unidades estructurales que constituyan la obra. Se clasificará la obra atendiendo a su conjunto.

1. Obras críticas. Obras críticas para el país son aquellas que son indispensables para el desenvolvimiento socio-económico de grandes sectores de la población. También son las que de fallar o colapsar pondrían en peligro directa o indirectamente a gran número de personas. Son ejemplos de obras críticas los componentes principales de grandes centrales energéticas, presas de gran tamaño y grandes puentes y otras obras similares.

Las obras críticas deben ser declaradas como tales por la Autoridad Competente. de lo contrario, las obras se clasificarán conforme a los numerales siguientes:

2. Obras esenciales. Son aquellas que deben permanecer operantes durante y después de un desastre o evento natural adverso. Pertenecen a esta categoría las obras estatales o privadas especificadas a continuación.

a. Hospitales con instalaciones de emergencia, de cuidado intensivo y/o quirófanos. Instalaciones de defensa civil, de bomberos, de policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres.

b. Plantas de energía e instalaciones conexas; instalaciones de captación y tratamiento de agua; instalaciones de importancia estratégica; centrales de telecomunicación; líneas de transmisión eléctrica, líneas de abastecimiento de agua a ciudades y villas, puentes sobre carreteras de primer orden; aquellas obras que las autoridades estatales o municipales específicamente declaren como tales.

c. Las autoridades que tengan bajo su jurisdicción pueden declararlas como obras previo dictamen de que otras obras similares clasificadas como obras esenciales abastecen la misma ciudad o villa.

3. Obras importantes. Son aquéllas que albergan o pueden afectar a gran número de personas, aquéllas donde los ocupantes estén restringidos de desplazarse; aquéllas donde se prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades; obras que albergan valores culturales reconocidos o equipo de alto costo. Pertenecen a esta categoría, entre otras, las obras que se enumeran a continuación.

a. Las obras y edificaciones del estado que no son esenciales.

b. Todos los edificios educativos y guarderías, públicos y privados; todos los hospitales, sanatorios, y centros y puestos de salud públicos y privados que no clasifican como esenciales.

c. Todos los edificios de cinco pisos o más; todos los edificios de más de 3,000 metros cuadrados de área interior (excluyendo estacionamientos).

d. Teatros, cines, templos, auditorios, mercados, restaurantes y similares que alojen más de 300 personas simultáneamente.

e. Obras de infraestructura que no sean esenciales incluyendo sub-estaciones eléctricas, líneas de alto voltaje; circuitos principales de agua, drenajes colectores; puentes de carretera; centrales de telecomunicaciones.

f. Obras en las que hay fabricación y/o almacenamiento de materiales tóxicos, explosivos o inflamables.

g. Todas las obras que hayan bajado a esta clasificación amparadas por el párrafo.

Ni los propietarios privados ni las instituciones estatales pueden declarar que una "obra importante" se reduzca a una categoría inferior.

4. Obras ordinarias. Son ejemplos de obra ordinaria la construcción menor considerada en la Parte NR 4 de estas normas. También vivienda, comercios, edificios industriales y agrícolas que por su volumen, tamaño, importancia o características no tengan que asignarse a otra clasificación.

5. Obras utilitarias: Aquellas obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o habitables; obras auxiliares de infraestructura. Pertenecen a esta categoría obras como las enumeradas a continuación.

a. Instalaciones agrícolas o industriales - de ocupación incidental - y bodegas.

b. Obras auxiliares de redes de infraestructura de ocupación incidental que de fallar no interrumpen el funcionamiento del sistema.

En caso de duda la obra se clasificará como ordinaria.

6. Clasificaciones múltiples: Normalmente las unidades estructurales que componen un complejo o sistema se clasificarán de acuerdo con la clasificación del sistema. Sin

embargo, atendiendo a su función específica dentro del conjunto, la clasificación del componente podrá reducirse.

Las unidades estructurales destinadas a funciones múltiples se clasificarán en la categoría más alta requerida por su función más crítica.

## IV. CONDICIONES DEL TERRENO

### A. Suelos cohesivos y suelos no cohesivos

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en *cohesivos* y *no cohesivos*. Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partícula de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.

El suelo donde se construirá la edificación, debe ser objeto de un análisis detallado y profesional, para establecer todas las propiedades mecánicas y características físicas que son determinantes para el soporte y estabilidad de la estructura. Además de las condiciones del terreno también se deben tomar en cuenta otros factores tales como:

- la carga que será transmitida por la superestructura,
- los requisitos del reglamento local de la construcción,
- el comportamiento y la deformabilidad asociada al esfuerzo de los suelos que soportarán al sistema de cimentación.

### B. Propiedades del suelo

Las propiedades geotécnicas del suelo, tales como granulometría, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia al corte, pueden determinarse mediante pruebas apropiadas de laboratorio. Aún más recientemente se ha puesto énfasis en la determinación en *situ* de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la investigación de campo. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, algunos parámetros necesarios pueden determinarse, debido a motivos económicos o de otra índole. En tal caso se deben formular ciertas hipótesis respecto a las propiedades del suelo. Para estimar la exactitud de los parámetros del suelo sin importar si fueron determinados en el laboratorio y en el campo o si fueron supuestos, se debe tener un buen entendimiento de los principios

básicos de la mecánica de suelos. Así mismo, debe ser consciente que los depósitos de suelo natural sobre los que se construyen las cimentaciones, no son homogéneos en la mayor parte de los casos. En consecuencia se debe tener un conocimiento pleno de la geología de la zona, es decir del origen y naturaleza de la estratificación del suelo, así como de las condiciones del agua del subsuelo. Los pilotes son cimentaciones profundas. Éstas se usan en situaciones donde las capas superiores del terreno tienen una baja capacidad de carga y cuando el uso de cimentaciones superficiales causará un daño o inestabilidad estructural considerable.

El suelo se define como capa delgada sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

1. Capacidad soporte del suelo. Es una característica de cada sistema suelo-cimentación y no sólo una cualidad intrínseca del suelo, ya que para un mismo tipo de suelo dicha capacidad varía según el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

Conocido también como valor de capacidad de carga o de apoyo, el valor soporte depende del tipo de suelo, características físicas y otras propiedades mecánicas, las que pueden establecerse a través de un programa de exploración y análisis acorde con la importancia de la obra a construir, consistente en ensayos en *situ* y ensayos de laboratorio. Ver tabla IV -1.

### C. Investigación del subsuelo

#### 1. Objetivos del programa de investigación del subsuelo

- a. Conocer la estratigrafía del sitio.
- b. Conocer las condiciones de presión del agua del subsuelo.

Tabla IV-1 Valores capacidad soporte del suelo (Ton/ m<sup>2</sup>).

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Capacidad soporte Ton/m<sup>2</sup></b>
Roca firme cristalina maciza como granito, diorita, gneis y roca volcánica.	1000
Roca laminada como esquisto o pizarra	430
Rocas sedimentarias como lutita, piedra, areniscas y de aluvión.	160
Grava y mezclas de grava-arena (suelos GW y GP)	32 – 54
Arenas y arenas de cascajo bien clasificados (suelo SW)	24 – 35
Arenas y arenas de cascajo más clasificadas (suelo SP)	13 – 32
Gravas con cieno y mezclas de grava-arena fango (suelo GM)	16 – 27
Arena con cieno y mezclas de fango arena (suelo SM)	21
Gravas arcillosas, mezclas de grava-arena-arcilla y arena, arcilla, arenas arcillosas (suelos GC y SC)	21
Fangos inorgánicos y arenas finas, arenas arcillosas finas, arcillas arenosas, arcillas pobres y fangos arcillosos (suelos ML y CL)	10
Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas ricas entre otras (suelos CH y MH)	10

c. Determinar las propiedades mecánicas de los suelos.

## 2. Etapas de la investigación geotécnica

El programa de investigación geotécnica del sitio donde se construirá una estructura consta de dos etapas:

a. Investigación preliminar, la cual deberá permitir la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio, lo que servirá para fundamentar la segunda etapa.

b. Investigación de detalle que incluye la realización de sondeos y pruebas de campo y de laboratorio.

La investigación preliminar consta de:

- a. Recopilación de la información disponible del sitio.
- b. Interpretación de fotografías aéreas de la zona.
- c. Recorrido de campo.

La investigación de detalle consta de:

- a. Levantamiento geológico
  - 1) Interpretación geológica del sitio.
  - 2) Reconocimiento de discontinuidades.
  - 3) Identificación de fenómenos geodinámicos.
- b. Exploración geofísica
  - 1) Método físico de refracción.
  - 2) Método de resistividad eléctrica.
- c. Exploración, muestreo y pruebas de campo
  - 1) Pruebas de penetración.
  - 2) Muestreo de suelos y rocas.
  - 3) Pruebas de resistencia y deformabilidad.
  - 4) Pruebas de permeabilidad.
- d. Pruebas de Laboratorio
  - 1) Propiedades índice.
  - 2) Propiedades mecánicas.

### 3. Instrumentación de campo

- a. Indicadores de nivel freático.

- b. Piezómetros.
- c. Bancos de nivel.
- d. Puntos de referencia superficiales.

El propósito de identificar las capas de depósitos que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas generalmente se denomina investigación del subsuelo. Su propósito es obtener información que ayude al ingeniero geotécnico en:

- a. Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada.
- b. Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
- c. Estimar el asentamiento probable de una estructura.
- d. Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario etc.)
- e. Determinar la posición del nivel freático.
- f. Predecir el empuje lateral de tierra en estructuras como muros de retención, tablaestacas y cortes arriostrados.
- g. Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

Se debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas de los materiales del subsuelo.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan otros métodos. De la misma manera, se dispone de una variedad de métodos de muestro. La elección depende de la naturaleza del programa de exploración como el método para perforar no determina necesariamente el método de muestro.

Después que se han conocido mediante sondeos preliminares las características del subsuelo puede ser adecuado un programa mas extenso de sondeo y muestreo, o puede resultar mas efectivo investigar la consistencia o la compacidad relativa de las cosas más

débiles del depósito, por medio de pruebas de penetración u otros métodos directos que no requieren muestreo. El procedimiento específico, debe elegirse teniendo en consideración el carácter del depósito del suelo y el tipo de información necesaria para proyectos de construcción.

Pueden usarse otros procedimientos según las condiciones. Por ejemplo, el carácter del subsuelo se investiga por inspección directa de los materiales que aparecen que aparecen en las paredes de los pozos a cielo abierto, tiros, o túneles. En algunos casos se ejecutan pruebas de carga en el fondo de los pozos a cielo abierto. Cuando se necesita información, en general, respecto a la localización de fronteras con materiales firmes, tal como sería el caso de la frontera entre mantos de roca y depósitos más blandos sobre yacientes, pueden usarse algunas veces con ventaja los métodos geofísicos.

#### 4. Procedimiento para la investigación de suelos

##### a. Sondeos

1) Sondeos con barrenas. La herramienta más sencilla para hacer el sondeo es con barrenas helicoidales. Pueden hacerse sondeos con barrenas a profundidades menores de treinta metros, añadiendo tramos sucesivos al vástago, de la barrena.

Si las paredes del sondeo no se sostienen solas, puede evitarse el derrumbamiento utilizando un tubo llamando *ademe*. El ademe se hinca a una corta distancia, en el terreno y se limpia con la barrena luego se van añadiendo tramos de ademe, se vuelven a hincar y luego nuevamente se limpian. El ademe rara vez se usan con la barrenas de mano y su uso es incomodo en las barrenas de propulsión mecánica, debido a que la barrena debe sacarse mientras se hinca el ademe.

2) Perforaciones con lavado. Éste es un procedimiento sencillo para hacer sondeos relativamente profundos en los depósitos de suelo.

Se comienza la perforación hincando un tramo de ademe con diámetro de 5 a 10cm. con una profundidad de 1.50 a 3.0mts., luego se limpia una broca de trépano sujeta al extremo inferior de un tubo de lavado que se introduce en el ademe, se inyecta agua en el tubo de lavado, misma que sale a elevada velocidad por el pequeño agujero de la broca. Luego el agua sube arrastrando fragmentos de suelo, a través del espacio anular entre el ademe y el tubo de lavado. Derrama en el extremo superior del ademe a través de una conexión en T en una cubeta, de la cual se bombea nuevamente a través de una manguera al tubo de lavado. La conexión entre la manguera entre el tubo y la manguera de lavado se hace por medio de una cabeza giratoria, de manera que el tubo de lavado y el trépano pueden hacerse girar al subir y bajar en el suelo en el fondo del agujero. Esto facilita el corte. Se alarga el tubo de lavado y se hinca otro tramo de ademe conforme avanza la perforación. Sin embargo si el material se sostiene sin derrumbarse no es necesario prolongar el ademe más de 3 ó 4.5mts. debajo de la superficie del terreno.

Este equipo es sencillo y ligero el cual puede usarse en sitios relativamente inaccesibles, a los cuales no pueden llegar los camiones grandes y pesados.

3) Sondeos con barrenas con vástago hueco. Las perforaciones pueden hacerse rápidamente hasta profundidades de 60mts., usando aspas helicoidales continuas con vástago hueco a través del que pueden hacerse funcionar herramientas muestreadoras.

En los suelos cohesivos se usa frecuentemente la barra de vástago hueco sin tapón, ya que estos materiales penetraran en la boca del tramo de barrena más bajo, solamente cinco o diez centímetros antes de formar su propio tapón. Ver figura IV -1.

4) Perforación con tubería y broca de diamante. Esta perforación puede hacerse en roca, en arcilla y aun en arena. Es el método más rápido para penetrar en materiales muy resistentes, a menos que el material esté muy suelto o muy figurado. En este método una broca que gira muy rápidamente, corta o muele el material en el fondo del sondeo hasta reducirlo a pequeñas partículas. Ver figura IV-2.

5) Perforación por percusión. Si la perforación debe atravesar estratos excepcionalmente dura de piedra o roca, no puede usarse ni barrenas ni lavado. En este método se levanta y se deja caer una barrena pesada, de manera que muele el material inferior hasta que tenga la consistencia de arena o del limo. Si es posible, el

Figura IV -1. Barrena de vástago hueco. a) Barrena ciega para avanzar. b) Barrena después de haber quitado el tapón y de insertar el muestreador.

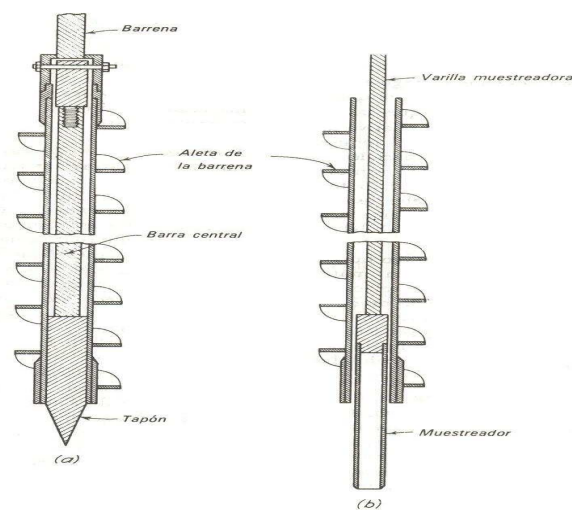
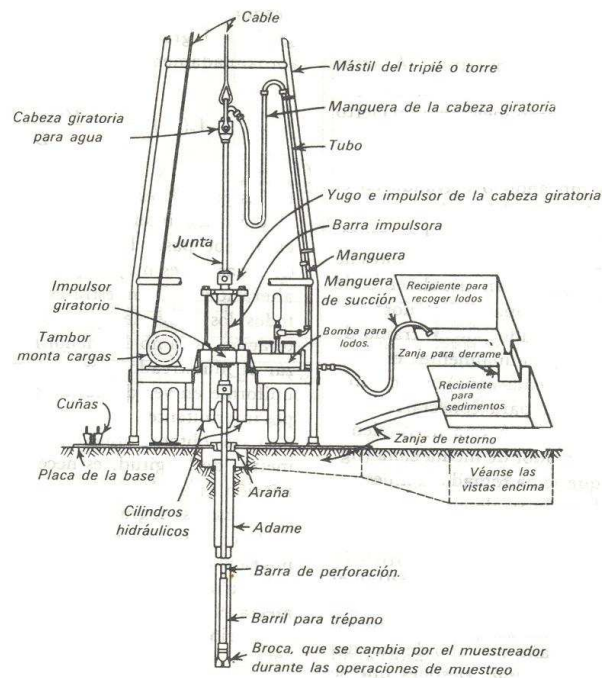


Figura IV -2. Perforadora rotatoria.



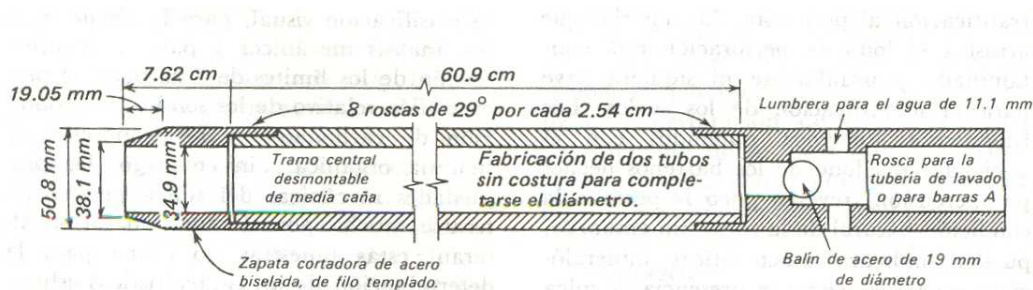
sondeo se mantiene seco excepto por una pequeña cantidad de agua que forma un lodo con el material molido por la broca. Cuando la acumulación de lodo interfiere con la perforación se sacan del barreno las herramientas de perforación y el lodo se retira con un achicador. Este tipo de perforación se utiliza frecuentemente para la perforación de pozos de agua o pilotes.

a) Muestreo. La clase de muestras que deben obtenerse de un sondeo de exploración depende del objeto para el que se hace ésta. Las muestras obtenidas con la barrena pueden usarse para identificar los estratos de suelo y para algunas pruebas de clasificación, aunque el estado físico del material esté completamente alterado por el proceso de muestreo. Los fragmentos que se extraen con lavado son de poco valor excepto porque indican los cambios de estratificación al perforista. El material que arrastra el lodo de perforación está contaminado y usualmente no sirve para la identificación de los suelos. Los fragmentos de roca obtenidos con el achicador de lodo de los barrenos hechos por percusión revelan poco respecto a la condición natural de la roca. Sin embargo puede indicar características mineralógicas generales, como la presencia de mica o de carbonato de calcio.

Para la correcta identificación y clasificación de un suelo o roca son necesarias muestras representativas, las cuales deben contener todos sus componentes en sus proporciones exactas. Estas muestras adecuadas para la clasificación visual, para la ejecución de los análisis mecánicos y para la determinación de los límites de Atterberg, el peso específico relativo de los sólidos, la proporción de carbonatos, y la proporción de materia orgánica. Sin embargo, las propiedades mecánicas del suelo pueden alterarse mucho por el muestreo. Si se alteran estas muestras no sirven para la determinación de las características esfuerzo-deformación o la compacidad relativa de los materiales.

Usualmente pueden obtenerse muestras representativas hincando o clavando en el terreno un tubo cilíndrico de extremos abiertos llamado muestreador. Los muestreadores que tienen diámetros interiores de 34.9mm a 63.5mm., constan usualmente de cuatro partes: una zapata cortadora inferior, un barril formado por un tramo de tubo partido longitudinalmente en dos mitades (tubo de media cañas) y un acople en la parte superior para conectarlo a las barras de perforación. A esta herramienta se le llama muestreador de media caña. Ver figura IV -3

Figura IV -3. Muestreador de media caña para la prueba de penetración estándar



## V. ESTABILIDAD DE TALUDES

Un talud no puede considerarse estable indefinidamente, porque tarde o temprano la estabilidad que pueda presentar se pierde debido a los agentes naturales tales como las presiones hidrostáticas, el intemperismo y la erosión. Un aumento temporal de cargas, la reducción de la resistencia del suelo o una redistribución desfavorable de esfuerzos son causas que contribuyen de una u otra manera a que el talud busque su posición más estable.

La estabilidad de los parámetros de un corte se confía a la resistencia propia del material que los forma y al valor soportante del suelo subyacente al pie del talud.

### A. Falla por deslizamiento.

Cuando el material que forma los parámetros de un corte tiene un límite elástico bien definido, la falla del talud consiste en el deslizamiento de una parte de dicho parámetro a lo largo de una superficie semicircular bien definida que pueda aflorar a pie del talud o puede extenderse por abajo del corte y aflorar a una cierta distancia enfrente del talud. A este tipo de falla se le denomina deslizamiento y se observa tanto en materiales cohesivos como en los pocos cohesivos. Cuando el suelo además de ser cohesivo se encuentra en un estado plástico, o bien cuando se trata de materiales granulares sueltos y saturados, es muy frecuente que la falla tenga las características de un escurrimiento lodoso, o flujo plástico.

A menudo una falla por deslizamiento, una vez que ha dado comienzo el movimiento, degenera en flujo plástico por haber perdido su estructura y elasticidad el material que participó en su deslizamiento. Cuando el material que forma los taludes se encuentra muy fracturado, o está formado por bloques mal sementados con suelos limosos erosionados, entonces se producen desprendimientos de los estratos superficiales. A este tipo de fallas se les denomina *derrumbes* o *desplomes* es decir, se han clasificado las fallas de los taludes por las características del material que forma el suelo pero

también pueden clasificarse de acuerdo con el tiempo en el que se presentan. Cuando la falla ocurre durante la construcción del corte ella se deberá casi exclusivamente a que la altura del talud es mayor que la necesaria para que el peso propio del suelo pueda ser equilibrado por la resistencia interna del mismo. Cuando la falla del corte se produce algún tiempo después de efectuado aquel es muy probable que en la inestabilidad del mismo hayan intervenido causas variadas tales como presiones hidrostáticas, intemperismo y erosión.

Es frecuente observar que al fallar una parte del talud a lo largo de una superficie semicircular se defina una nueva superficie de deslizamiento más grande alrededor de la primera falla, siendo posible que se produzcan hasta cuatro fallas, una dentro de la otra. (Ver figuras V-1, V-2, V-3 y V-4).

Figura. V-1

Figura V-2

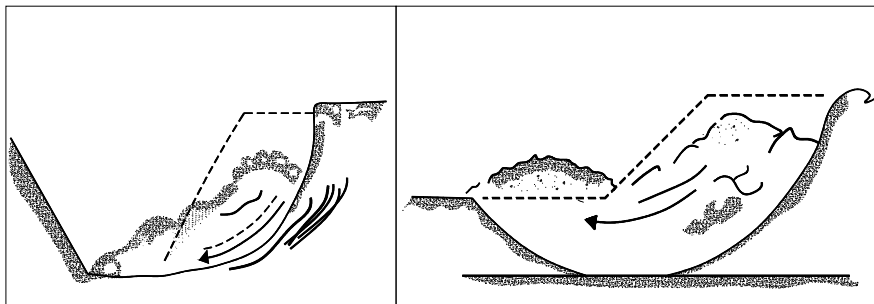
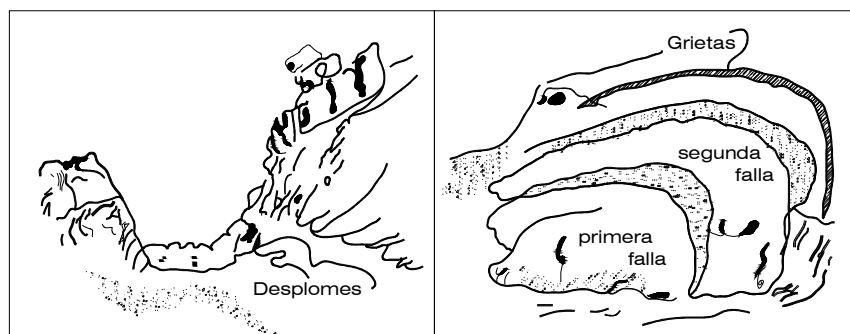


Figura. V-3

Figura V-4



Es necesario hacer notar que no siempre aumenta la estabilidad en un talud a medida que se reduce su pendiente. Las presiones hidrostáticas alcanzan sus valores más

altos en taludes con 55° a 60° de inclinación, como consecuencia, es común encontrar que un talud de 1/2:1 es más inestable que uno de 1/4:1, o aún que el perfectamente vertical.

En cambio, el talud de 1/4:1 puede tener la misma estabilidad que el de 1:1, y a la vez puede ser mucho más económico que este último.

Método de cálculo de estabilidad de Taludes basado en las siguientes suposiciones:

- El suelo tiene un límite elástico bien definido.
- La resistencia al esfuerzo cortante del suelo puede determinarse mediante la conocida ecuación de Coulomb

$$\tau = c + P_i \tan \varphi \text{ (Ecuación 1)}$$

- La estabilidad del talud depende de una sección transversal de dicho talud bajo las fuerzas W F y C.
- La superficie o deslizamiento puede representarse con un arco de círculo cuyo centro *O* es el centro de rotación del elemento.

## B. Laderas inestables

Una ladera inestable se define como aquella que bajo una determinada condición o condiciones de carga presenta un factor de seguridad inferior a 1.5 para cargas estáticas y 1.10 para cargas dinámicas. Este factor se determina mediante un análisis de estabilidad específico.

Los factores que controlan la estabilidad de la ladera potencialmente inestable son:

- Ángulo de la pendiente.
- Altura de la pendiente.
- Naturaleza del suelo y roca.
- Naturaleza y abundancia de suelo o "mezcla rocosa"

Para estabilizar un talud se debe tomar en cuenta lo siguiente :

- Tipo de proyecto.
- Geometría del talud o muro.
- Propiedades geomecánicas del suelo.
  - Peso Unitario
  - Ángulo de Fricción Interna
  - Cohesión
- Cargas externas.
- Nivel Freático.
- Todas las fases de construcción, obra terminada y a largo plazo.

#### C. Factores que influyen en la estabilidad de las laderas:

El que una ladera permanezca estable o sufra un deslizamiento depende de la unión de varios factores:

- Características del terreno.- Los lugares montañosos con pendientes fuertes son los que con más facilidad sufren deslizamientos, aunque en ocasiones pendientes de muy pocos grados son suficientes para originarlos si la roca está muy suelta o hay mucha agua en el subsuelo.
- Condiciones climáticas.- En las regiones lluviosas suele haber espesores grandes de materiales alterados por la meteorización y el nivel freático suele estar alto lo que, en conjunto, facilita mucho los deslizamientos. Las lluvias intensas son el principal factor desencadenante de deslizamientos.
- Macizos rocosos con fallas y fracturas.- Tienen especial importancia en los desprendimientos.
- Erosión.- Este efecto se dá cuando las construcciones aumentan la carga sobre el talud y reducen el área vegetada.
- Expansividad de las arcillas.- Las arcillas tienen la propiedad de que al empaparse de agua aumentan su volumen. Esto supone que los terrenos arcillosos en climas en los que alternan periodos secos con otros húmedos se deforman y empujan taludes, rocas, carreteras, etc. provocando deslizamientos y desprendimientos.

- Acciones antrópicas.- Los movimientos de tierras y excavaciones que se hacen para construir carreteras, ferrocarriles, edificaciones, presas, minas al aire libre, etc. rompen los perfiles de equilibrio de las laderas y facilitan desprendimientos y deslizamientos. Además normalmente se quitan los materiales que están en la base de la pendiente que es la zona más vulnerable y la que soporta mayores tensiones lo que obliga a fijar las laderas con costosos sistemas de sujeción y a estar continuamente rehaciendo las vías de comunicación en muchos lugares.
- Se conoce la acción de otros factores como terremotos, rocas calizas que en ocasiones, provocan movimientos del terreno, pero cuya importancia es comparativamente menor que los citados anteriormente.

#### D. Método del círculo de rozamiento de Taylor

La utilización de superficies de rotura circulares en dos dimensiones es una hipótesis muy utilizada en la práctica y representa el problema real en taludes de altura finita, cuando no existen zonas de terreno que definen claramente el desarrollo de superficies de rotura. Considerando el criterio de rotura Mohr Coulomb y un terreno homogéneo, la resistencia tangencial movilizada para llegar al equilibrio implica un F.S. de 1.0.

Taylor analizó el problema adimensionalmente para suelo homogéneos, a fin de poder establecer unos ábacos de uso sencillo. Según se considere terreno solo con cohesión (estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas) o con rozamiento interno, se pueden emplear respectivamente los ábacos según las figuras V-5 y V-6. En el primer caso, para el análisis hay que considerar la presencia de una capa dura que imponga un límite a la profundidad de los círculos de rotura (Figura V-7). El ábaco de la figura V-5 relaciona los parámetros relación entre la profundidad de la capa dura y la altura del talud, ángulo del talud y coeficiente de estabilidad.

$$N_s = \gamma H F / c \quad \rightarrow \quad F = c N_s / \gamma H \quad (\text{Ecuación 2})$$

Los círculos de rotura más desfavorables pueden ser del tipo:

1. Círculos de pie, cuando pasan por el pie del talud.

2. Círculos de punto medio, tangentes a la capa dura con centro sobre la vertical del punto medio del talud.
3. Círculos de talud, con salida en la cara del talud.

El ábaco de la figura V-6 relaciona  $N$  número de estabilidad, ángulo de talud para valores entre 0 y 25 grados.

Si existe un nivel freático a mitad del talud pueden usarse también estos ábacos con un peso específico medio del terreno como se indica en la figura V-8

Figura V-5. Estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas

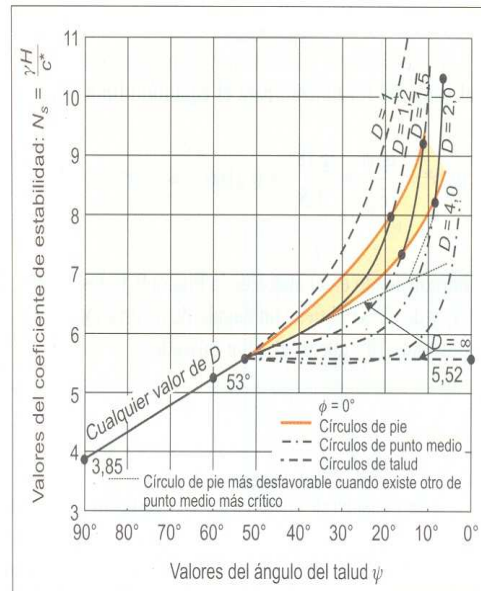


Figura V-6. Estabilidad de taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno.

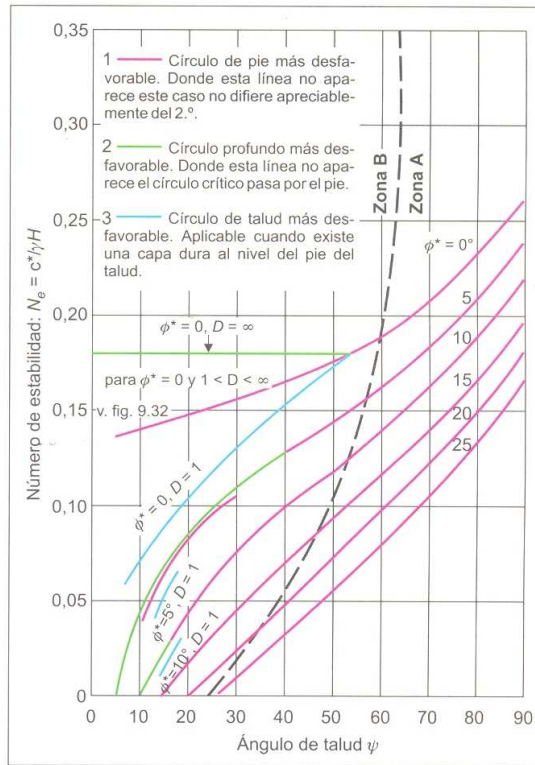


Figura V-7. Superficies de rotura: a) círculo de pie. b) círculo de punto medio.

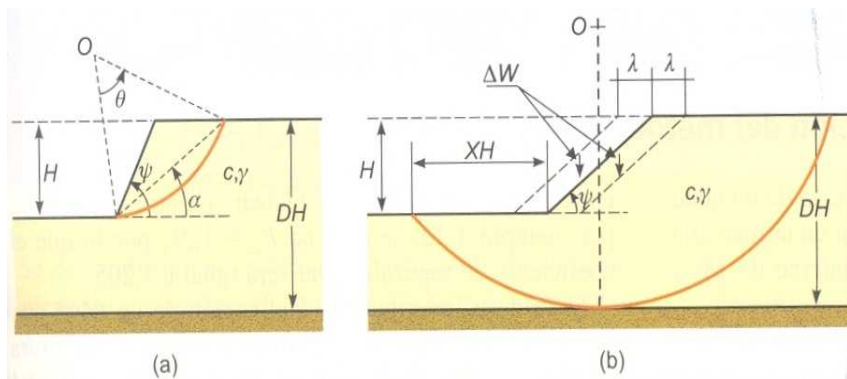
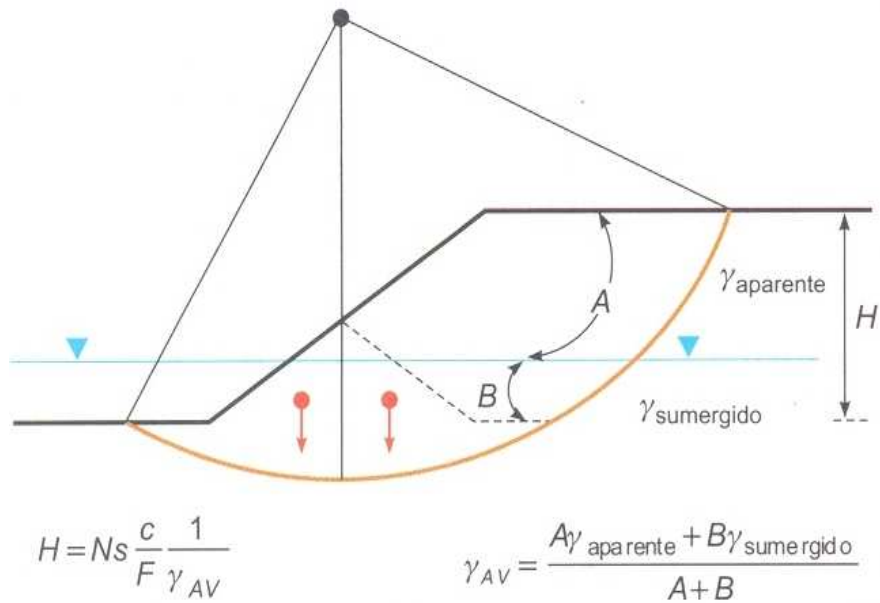


Figura V-8. Corrección del peso específico para utilizar los ábacos de Taylor.



#### a. Método de Bishop

El método de Taylor asume que las tensiones normales en la superficie de rotura están concentradas en un único punto, lo que supone cierto error, aunque, en general, queda del lado de la seguridad. Además el ábaco de Taylor sólo permite introducir la presencia de agua en el caso de suelo homogéneo y nivel freático horizontal, ver (figura V-8). Para superar estos inconvenientes Bishop desarrollo un método de dovelas con siguientes hipótesis:

- Se supone una superficie de rotura circular.
- La masa deslizante se divide en n rebanadas o dovelas verticales.
- Se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada respecto al centro del círculo.
- De la condición de equilibrio de fuerzas verticales en cada rebanada se obtienen las fuerzas N (normales a la superficie de rotura) y se sustituyen en la ecuación resultante de equilibrio de momentos.

El método de Bishop simplificado supone, además, que las fuerzas en contacto entre cada dos rebanadas no influyen, por estar equilibradas. Se obtiene, así, la expresión del coeficiente de seguridad, de la superficie considerada.

Una vez obtenido el coeficiente de seguridad de la superficie considerada, se supone otra superficie y se determina el nuevo valor del factor de seguridad, y así sucesivamente hasta obtener el mínimo.

A partir de las fuerzas actuantes sobre cada una de las rebanadas consideradas en el talud, se establece el equilibrio de momentos (Figura V-9).

Ejemplo método de Bishop

A partir de las fuerzas actuantes sobre cada una de las rebanadas consideradas en el talud, se establece el equilibrio de momentos:

$$\sum SR = \sum Wx = \sum WR \operatorname{sen} \alpha$$

Como:

$$F = (cA \pm N \operatorname{tg} \emptyset) / S$$

el valor de S es:

$$S = (cA + N \operatorname{tg} \emptyset) / F$$

luego:

$$\frac{\sum cA + N \operatorname{tg} \emptyset}{F} = \sum (WR \operatorname{sen} \alpha)$$

$$F = \frac{\sum (cA + N \operatorname{tg} \emptyset)}{\sum (WR \operatorname{sen} \alpha)}$$

$$\Sigma (W \text{ sen } \alpha)$$

Para despejar la incógnita N se establece el equilibrio vertical en la rebanada:

$$W + \Delta X = N \cos \alpha + U \cos \alpha + S \text{ sen } \alpha$$

sustituyendo S y despejando N se obtiene:

$$N = \frac{W + \Delta X - U \cos \alpha - [(cA + N \text{tg } \emptyset)/F] \text{ sen } \alpha}{\cos \alpha}$$

de donde:

$$N = \frac{W + \Delta X - [(cA \text{ seno}/F) + U \cos \alpha]}{\cos \alpha + [( \text{tg } \emptyset \text{ sen } \alpha)/F]}$$

y el coeficiente de seguridad queda (considerando  $\Delta X = 0$ ):

$$F = \frac{\Sigma [cA \cos \alpha + (W - U \cos \alpha) \text{tg } \emptyset]}{\Sigma W \text{ sen } \alpha} [1/Mi(\alpha)]$$

Donde:

$$Mi(\alpha) = \cos \alpha (1 + \text{tg } \emptyset \text{tg } \alpha)$$

Ver Figuras V-9 y Figura V-10.

Figura V-9. Fuerzas actuando en una rebanada.

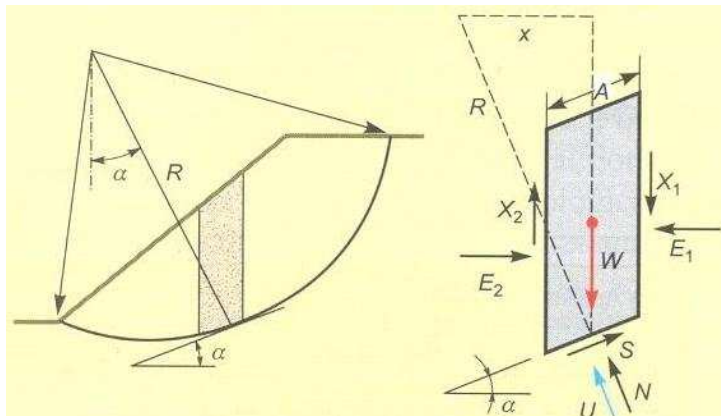
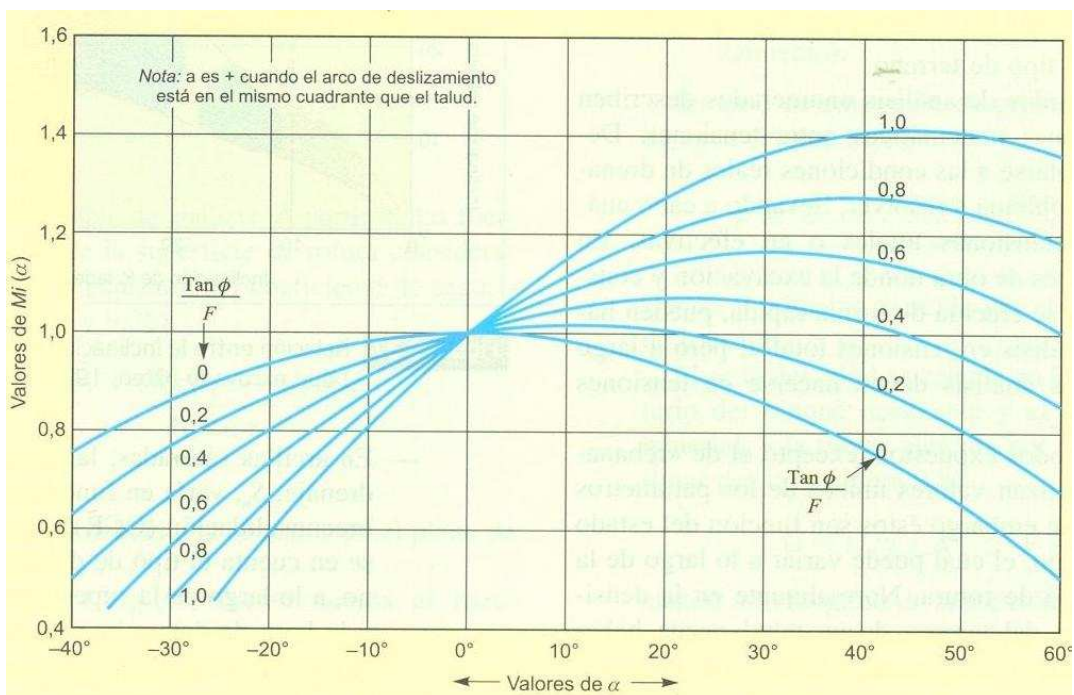


Figura V-10. Ábaco para obtener el valor de  $M_i(\alpha)$ .



## VI. PILOTES

### A. Definición y tipos de pilotes

Un pilote es un elemento de cimentación en el que predomina la longitud sobre cualquier otra dimensión. Se considera que la longitud del fuste precisa para la movilización total de la carga por punta es igual a unas 8 veces el diámetro del pilote en el caso de arenas y unas 4 veces ese diámetro en el caso de arcillas. Esta zona se llama zona activa superior. La zona del bulbo plastificado por debajo de la punta del pilote tiene una longitud aproximada de 3 diámetros en el caso de arenas y de uno y medio a dos diámetros en el caso de arcillas. Esta es la llamada zona activa inferior. Además, para que sea posible la movilización total de la resistencia del terreno por punta, es necesario que por debajo del bulbo plastificado exista terreno de iguales o mejores características que el de las zonas activas superior y activa inferior, en una longitud que es del orden de 3 diámetros en arenas y de diámetro y medio a dos diámetros en arcillas. Ésta es la llamada zona de seguridad.

Cuando sobre un pilote se coloca una carga que aumenta progresivamente, se va produciendo un cierto asiento. La relación carga-asiento, es aproximadamente lineal hasta que comienza a curvarse, alcanzándose un momento en que la carga ya no puede crecer más y el asiento prosigue. En estas circunstancias se dice que se ha llegado a la carga de hundimiento del pilote, que a su vez tiene dos componentes: la carga de hundimiento por punta y la carga de hundimiento por el fuste.

La forma de movilización de las componentes por punta y fuste, así como sus valores de hundimiento, dependen de si el pilote trabaja preferentemente por punta o por fuste (columna o flotante).

La carga admisible en un pilote se obtiene dividiendo la carga de hundimiento,  $Q_h$ , por un coeficiente de seguridad apropiado. Habida cuenta de las

diferencias existentes en la movilización de la resistencia por punta y fuste, es habitual aplicar coeficientes de seguridad diferentes para ambas componentes. Así se suele emplear un coeficiente de seguridad de 3 a 4 para la punta y de 1.5 a 2 para el fuste, con lo que la carga admisible resulta:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{2.5} \quad (\text{Ecuación 3})$$

Los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales o bien cuando la estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua.

Los pilotes, como las columnas, se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, los pilotes también pueden soportar momentos flectores con respecto a sus ejes de la sección transversal esta acción puede producir fuerzas de tensión sobre un área definida de la sección transversal. Aún en estos casos, se hace referencia a los pilotes como elementos a compresión, puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

#### 1. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes

a. El estrato superior del suelo es altamente compresible y demasiado débil para soportar la carga transmitida por la superestructura. En estas condiciones, se usan pilotes para transmitir la carga al lecho de roca subyacente o a un estrato de suelo más competente. Ver figura VI-1a. Cuando no se encuentra un lecho de roca a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno, se usan pilotes para transmitir gradualmente la carga estructural al suelo (pilotes flotantes). La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia por fricción desarrollada en la interfase suelo-pilote. Ver figura VI-1b

b. Diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y en las cimentaciones de estructuras altas que están sometidas a fuerzas severas de sismo y/o viento. Cuando las condiciones provocan fuerzas horizontales, las cimentaciones con

pilotes resisten por flexión mientras soportan aun la carga vertical transmitida por la superestructura. Ver figura VI-1c.

c. Suelos en el sitio de una estructura propuesta con tendencia a ser expansivos o colapsables. Esos suelos se pueden extender hasta una gran profundidad debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se dilatan y contraen conforme el contenido de agua aumenta y disminuye y la presión de la expansión de tales suelos es considerable. Si se usan cimentaciones superficiales, la estructura puede sufrir daños considerables. Sin embargo, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando los pilotes se extienden más allá de la zona activa, que se expande y se contrae. Ver figura VI-1d.

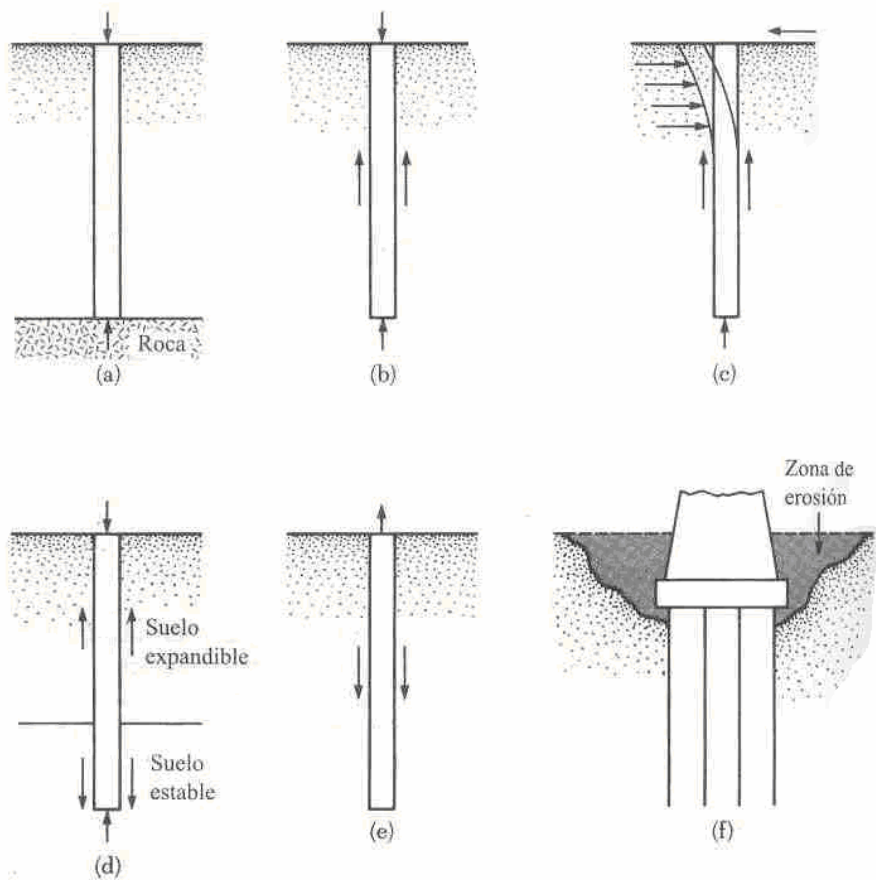
d. Fuerzas verticales de levantamiento. Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos debajo del nivel freático, son sometidas a fuerzas de levantamiento. Los pilotes se usan a veces para esas cimentaciones y así resistir la fuerza vertical por medio de la fricción entre el pilote y el suelo (tracción). Ver figura VI-1e.

e. Cimentaciones de puentes. Los estribos y vigas de puentes son construidos usualmente sobre cimentaciones con pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría padecer debido a la erosión del suelo en la superficie del terreno (socavamiento), figura VI-f. (Das, 2006).

## 2. Tipos de pilotes

a. Pilotes de concreto. Los pilotes de concreto se dividen en dos tipos básicos, según el método constructivo: A. pilotes prefabricados y B. pilotes fundidos en *situ*.

Figura VI-1 a-f. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes



1) Pilotes prefabricados. Los pilotes prefabricados se preparan utilizando refuerzo ordinario y su sección transversal puede ser cuadrada, circular o poligonal. El refuerzo se debe proporcionar para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su levantamiento y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral. Los pilotes son fundidos a las longitudes deseadas y son curados antes de ser transportados a los sitios de trabajo. Estos pilotes se pueden unir en sección con juntas mecánicas.

Este tipo de pilotes también son preesforzados usando torones de preesfuerzo de acero de alta resistencia. Durante la fundición, los torones se tensan, produciendo así una fuerza de compresión sobre la sección del pilote.

2) Pilotes fundidos en *situ*. Estos tipos de pilotes se pueden dividir en dos grupos: pilotes con camisa o tubería de ademe en los que un tubo de metal de paredes

delgadas se hincan en el terreno y sirven de molde y pilotes sin tubería de ademe, en los que el concreto se coloca en un agujero perforado previamente en el suelo, quedando el concreto finalmente en contacto directo con el suelo.

La tubería de ademe impide que el agua y el suelo se mezclen con el concreto fresco, con lo cual se estará seguro que el fuste tendrá una calidad uniforme y que las paredes no se desplomen. Asimismo son útiles en estratos de suelo muy flojos que pudieran colapsar durante la perforación. Algunas veces los tubos de paredes delgadas se dañan durante la hincada por obstrucciones que los cortan o que estiran las corrugaciones, lo cual reduce su resistencia o puede plegarse debido a la presión lateral muy elevada que se desarrolla en las arcillas resistentes y las arenas densas.

Los pilotes sin tubería, son apropiados para suelos de arcillas firmes o estratos competentes, porque en estos las paredes de la perforación son estables durante el lapso comprendido entre la perforación y fundición del pilote.

Existen también otro método de perforación de pilotes para suelos muy flojos o cuando existe nivel freático. Estos son los denominados de barrena continua. Este método contempla la perforación y fundición simultáneos y se construye perforando el suelo con una barrena continua, cuya alma central es hueca. La velocidad de perforación es tal que la barrena se atornilla en el terreno que expulsa el suelo; por lo tanto, el agujero se queda lleno del propio suelo hasta que se alcanza el estrato resistente. Cuando se llega a ese punto se saca la barrena desatornillándola lentamente y al mismo tiempo se bombea el concreto a través del alma de la barrena.

La velocidad de extracción de la barrena se controla para tener siempre una presión positiva en el mortero y poder llenar el agujero, evitar que se derrumben las paredes del mismo y para que el mortero penetre unos centímetros dentro de la arena suelta o grava. El pilote que resulta tiene resistencia por la punta y rozamiento lateral, ya que la superficie del fuste es irregular.

## B. Diseño estructural del pilote

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

- Capacidad de carga del material de apoyo (suelo o roca).
- Deformaciones del suelo, inmediatas y diferidas.
- Resistencia y rigidez de la subestructura.
- Resistencia y rigidez de la superestructura.

Los pilotes deben ser capaces de resistir sin dañarse:

- El aplastamiento bajo las cargas verticales.
- Fuerzas horizontales que ocasionen flexión.
- Fuerzas excéntricas que causen flexión.
- Momentos flexionantes por curvatura.
- Efecto de columna en los tramos sin soporte lateral del terreno en contacto con aire, agua o lodo muy fluido.

Se utilizan tres tipos de elementos a compresión de concreto reforzado:

- Elementos reforzados con barras longitudinales y flejes.
- Elementos reforzados con barras longitudinales y espirales continuas.
- Elementos compuestos a compresión reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural o con tubos con o sin barras longitudinales adicionales, además de diferentes tipos de refuerzo transversal.

Los primeros dos tipos son los más comunes y los análisis estudiados por este trabajo se centrarán en ellos.

El refuerzo principal en columnas es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga y consta de barras dispuestas en forma circular. La relación del área de acero longitudinal  $A_s$  al área de la sección transversal bruta de concreto  $A_g$  está en el intervalo de 0.01 a

0.08 (1% - 8%), conforme al código ACI 10.9.1. (American Concrete Institute) El límite inferior es necesario para garantizar una resistencia a momentos flectores no tenidos en cuenta en el análisis y para reducir los efectos del flujo plástico y de la retracción de fraguado del concreto sometido a compresión sostenida. Relaciones mayores que 0.08 no son solamente antieconómicas, sino que producen dificultades relacionadas con la congestión del refuerzo, en particular en las zonas de empalme del acero. Por lo general, se utilizan barras de los diámetros más grandes para reducir los costos de colocación y para evitar una congestión innecesaria. Según el Código ACI 10.9.2, se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando éstas están encerradas por zunchos y un mínimo de seis cuando las barras longitudinales están encerradas por una espiral continua.

Básicamente, el refuerzo se diseñará según dos criterios:

- Por requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a la carga de la superestructura.
- Por requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y al fundir el concreto.

Para el análisis de diseño de pilotes, estos pueden dividirse en dos grandes categorías, según su relación de esbeltez =  $l/r$ , donde  $l$  es la longitud y  $r$  el radio de giro del elemento.

- Análisis como columna corta ( $l/r < 100$ , aproximadamente): La resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal.
- Análisis como columna esbelta ( $l/r \geq 100$ , aproximadamente): La resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales.

En pilotes, el arriostamiento lateral efectivo, que evita el movimiento lateral relativo de los dos extremos de un elemento vertical, se proporciona a menudo mediante el suelo mismo.

En este trabajo se analizarán los pilotes exclusivamente como columnas cortas.

1. Diseño de pilotes sometidos a carga axial. En el comportamiento de elementos a compresión cortos y cargados axialmente se tiene que, para cargas bajas en las cuales tanto el concreto como el acero se mantienen en su intervalo elástico de respuesta, el acero toma una porción relativamente pequeña de la carga total. El esfuerzo en el acero  $f_s$  es igual a  $n$  veces el esfuerzo del concreto:

$$f_s = n f_c \quad (\text{Ecuación 4})$$

donde  $n = \frac{E_s}{E_c}$  es la relación modular. Para este intervalo de cargas, la carga axial  $P$  está dada por

$$P = f_c [A_g + (n-1)A_s] \quad (\text{Ecuación 5})$$

donde el término entre paréntesis cuadrados es el área de la sección transformada. Estas ecuaciones pueden utilizarse para encontrar los esfuerzos en el concreto y en el acero respectivamente, para unas cargas dadas, teniendo en cuenta que los materiales permanecen en el rango elástico.

De esta manera, se tiene que la resistencia última de nominal de un elemento vertical cargado axialmente puede encontrarse reconociendo la respuesta no lineal de los dos materiales, mediante:

$$P_n = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (\text{Ecuación 6})$$

Esta ecuación se interpreta como la suma de las contribuciones a la resistencia de los dos componentes del miembro.

Con respecto del Código ACI 10.3.5, la resistencia de diseño útil de un elemento vertical cargado axialmente debe determinarse por la ecuación 20 con la introducción de coeficientes de reducción de resistencia

Para el diseño según método LRFD (Load Resistance Factor Design), estos coeficientes reflejan las diferencias en el comportamiento de pilotes con estribos y de aquéllos reforzados en espiral. Para pilotes reforzados en espiral se utiliza un coeficiente básico  $\phi = 0.75$  para aquéllos con zunchos,  $\phi = 0.70$ .

El Código ACI 10.3.5 en conjunto con AASHTO 8.16.4 establece una limitación adicional en la resistencia de las pilotes con el fin de compensar excentricidades accidentales de cargas no tratadas en el análisis. Esto podría lograrse especificando una excentricidad mínima o más directamente, con la determinación de un límite superior en la capacidad, menor que la resistencia calculada de diseño. Este límite superior se toma igual a 0.85 veces la resistencia de diseño para pilotes reforzados en espiral y 0.80 veces la resistencia calculada para los pilotes con zunchos.

Entonces, de acuerdo con el Código ACI 10.3.5, para pilotes reforzados con espiral:

$$\phi P_{n(max)} = 0.85 \phi [0.85f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s] , \phi = 0.75 \quad (\text{Ecuación 7})$$

Para pilotes con estribos:

$$\phi P_{n(max)} = 0.80 \phi [0.85f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s] , \phi = 0.70 \quad (\text{Ecuación 8})$$

El refuerzo transversal en forma de zunchos individuales o de una espiral continua cumple diferentes funciones. En primer lugar, este refuerzo se requiere para mantener las barras longitudinales en su posición dentro de las formaletas mientras se vacía el concreto. Por otro lado, el refuerzo transversal se necesita para impedir que las barras longitudinales esbeltas, sometidas a altos esfuerzos, presenten pandeo hacia fuera, produciendo el descascaramiento del recubrimiento relativamente delgado del concreto.

Las espirales poco espaciadas cumplen estas dos funciones. Por otro lado, los zunchos, que pueden distribuirse y espaciarse de diferentes maneras, deben diseñarse para que cumplan estos dos propósitos. Esto significa que el espaciamiento debe ser suficientemente pequeño para evitar el pandeo entre zunchos y que es necesario suministrar la cantidad suficiente de zunchos para posicionar y sostener todas las barras.

Para el diseño según método ASD (Allowable Stress Design) y el ACI 10.3.5 en combinación con AASHTO 8.15.4, el valor de  $\phi = 1.00$  sin hacer distinción entre pilotes con espirales o estribos. Sin embargo la resistencia del concreto deber ser reducida en al 35% de su resistencia nominal a compresión  $f'_c$ .

De esta manera:

$$\phi P_{n(max)} = 0.85 \phi [0.85f'_c (0.35) (A_g - A_s) + f_y A_s], \phi = 1.00 \text{ (Ecuación 9).}$$

a. Diseño de pilotes sometidos a carga axial y a momentos flectores.

Las presiones del suelo actúan como una carga distribuida a lo largo del fuste del pilote, por lo que al mismo tiempo, estas producen un momento flector en el pilote. Asimismo, en edificaciones y otras estructuras, resulta muy raro que la cimentación por pilotes sea un elemento cargado únicamente de manera axial. Aun cuando los cálculos de diseño muestren que un elemento está cargado axialmente, las imperfecciones inevitables de la construcción causarán excentricidades y la consecuente flexión en el elemento construido. Por esta razón, los elementos que deben diseñarse para compresión y flexión simultáneas son muy frecuentes en todos los tipos de cimentaciones por pilotes.

b. Disposiciones del código ACI para pilotes fundidos en *situ*. El código ACI especifica varias limitaciones en dimensiones, refuerzo y otras condiciones correspondientes a columnas de concreto fundidas en *situ*, que son válidas también para los pilotes tratados en este trabajo. Algunas de las limitaciones más importantes son:

1) El porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser menor del 1% del área gruesa de la sección transversal del pilote (ACI 10.9.1). Si la cantidad de acero representa menos del 1%, existirá la posibilidad que ocurra una falla repentina no dúctil. Este 1% de cuantía mínima de acero disminuirá también el arrastre y le proveerá de resistencia contra flexión.

2) El porcentaje máximo de acero no podrá ser mayor al 8% del área gruesa de la sección transversal del pilote (ACI 10.9.1). Este valor máximo está dado para prevenir demasiado abarrotamiento entre barras. Constructivamente, es complicado colocar 5% o 6% de acero en la sección y aun lograr que el concreto se vacíe de forma distribuida. Cuando la cuantía de acero es alta, la probabilidad que se formen vacíos en el concreto (honeycomb) aumenta significativamente. Cuando este efecto ocurre, puede resultar en una considerable reducción en la resistencia a compresión del elemento. Asimismo, cuando el porcentaje de acero es alto, es recomendable colocar las barras en fardos.

3) La mínima distancia libre entre barras adyacentes no debe ser menor que veces el diámetro nominal de las barras y a 1.5 pulgadas (ACI 7.6).

4) La cantidad mínima de barras longitudinales permisibles para elementos a compresión (ACI 10.9.2) son los siguientes: 4 barras para pilotes con zunchos y 6 barras para pilotes con espiral.

5) Los zunchos o espirales no deben ser más pequeños que No.3, con refuerzo longitudinal de barras No. 10 o de menor diámetro. Se usarán zunchos o espirales de barras No. 4 para un refuerzo longitudinal de barras mayores a una No. 10.

6) El espaciamiento centro a centro de zunchos no debe ser mayor que 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, 48 veces el diámetro de los zunchos o el diámetro del pilote.

7) Para espirales, el espaciamiento no debe ser menor que 1 pulgada ni mayor que 3 pulgadas.

## VII. MECANISMO DE TRANSFERENCIA DE CARGA

### A. Capacidad de carga de grupos de pilotes

La capacidad de carga de grupos de pilotes sólo se puede definir de una manera aproximada con algunos de los tres criterios que se presentan a continuación; en todos los casos deberá comprobarse que la capacidad del grupo sea mayor que la carga total aplicada.

Dichos criterios son:

1. Admitir que la capacidad del grupo es la suma de las cargas permisibles de los pilotes individuales.
2. Admitir el criterio de Terzaghi y Peck, que supone que la falla ocurrirá en un bloque definido en el perímetro externo del conjunto de pilotes; la capacidad de carga se calcula entonces como una zapata grande, adicionándole la resistencia por fricción de los lados del bloque.
3. Si el grupo de pilotes está apoyado sobre un estrato firme de espesor limitado, que descansa sobre un depósito de suelo blando, la capacidad de carga última del grupo estará dada por el menor de los valores siguientes: la suma de las capacidades de los pilotes individuales o la resistencia a la falla como cuerpo rígido de un pilote equivalente formada por el grupo de pilotes y la masa de suelo afectada; este último tipo de falla se produce por punzonamiento a través del estrato firme hasta alcanzar el suelo blando subyacente.

Cualquiera que sea el criterio empleado, es un hecho conocido que la carga última de un grupo de pilotes  $Q_u$ , generalmente difiere de la suma de las cargas últimas de los pilotes individuales  $\Sigma Q_u$ . A la relación  $n = Q_u / \Sigma Q_u$  se le denomina eficiencia del grupo y para el caso de arenas depende de varios factores, siendo los más importantes el procedimiento de construcción, el espaciamiento entre pilotes y su longitud, así como la compacidad relativa inicial de la arena.

## B. Fricción lateral en función de esfuerzos efectivos

Para calcular la fricción lateral de pilotes fundidos en el lugar, se puede usar el mismo criterio que para pilotes hincados en arcilla; sin embargo, como el coeficiente de empuje de tierras  $K_0$  depende grandemente de la historia geológica de cada arcilla en particular, el método puede aplicarse sólo donde se haya determinado  $K_0$  con métodos apropiados o evaluados de pruebas de carga.

1. Fuerzas de arrastre. La fricción negativa y las fuerzas laterales sísmicas son dos de las fuerzas de arrastre más importantes en el diseño y construcción de elementos que soportan cargas fuertes, como son los pilotes y pilas de gran diámetro fundidos en el sitio con perforación previa.

La fricción negativa se encuentra en depósitos de arcilla sometidos a un proceso de consolidación. Ésta induce fuerzas de arrastre sobre los pilotes que tienden a sufrir un efecto de aumento de carga sobre el pilote y de reducción de la capacidad de soporte.

La segunda fuerza de arrastre ocurre en zonas sísmicas; durante el movimiento del terreno, el vástago del pilote es forzado a moverse con la masa del suelo y los desplazamientos diferenciales laterales que se producen en él, inducen fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus extremos, y en el vástago mismo del pilote. Es entonces necesario, proporcionarle al elemento la resistencia y rigidez necesarias para soportar estas fuerzas, junto con las cargas verticales.

## C. Fricción lateral en función de esfuerzos totales

La carga última, basada en la adherencia entre la arcilla y el fuste del pilote, fundido en el lugar, puede obtenerse de:

$$Q_f = C_{ua}A_s \quad (\text{Ecuación 10})$$

$Q_f$  = fricción lateral última

$A_s$  = área lateral del fuste del pilote

$c_{ua}$  = adherencia última (en la práctica  $c_{ua} = 0.3$  a  $0.4 c_u$ )

El valor de  $c_{ua}$  está afectado grandemente por el procedimiento de excavación que puede ocasionar el remoldeo o el reblandecimiento de la arcilla, así como por la estructura de la misma y en particular su grado de figuración. Se recomienda determinar  $c_{ua}$  a partir de la mínima resistencia al corte no drenado  $c_u$  y limitada a un máximo de 10 ton/m<sup>2</sup>.

#### D. Pilotes de punta

En caso que los registros de perforación del suelo hayan establecido la presencia de capas de roca o material rocoso competente en un sitio dentro de una profundidad moderada, los pilotes se pueden extender hasta el estrato rocoso (figura VII-1a). En este caso la capacidad última de los pilotes depende completamente de la capacidad de carga del material subyacente. Por esta razón, los pilotes son llamados pilotes de punta.

Si en vez de un lecho de roca se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y duro a una profundidad moderada, los pilotes se extenderán unos pocos metros dentro del estrato duro (figura VII-1b).

La carga última del pilote se expresa como:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (\text{Ecuación 11})$$

Donde

$Q_p$  = Carga tomada en la punta del pilote

$Q_s$  = Carga tomada por la fricción superficial desarrollada lateralmente en el pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote).

Si  $Q_s$  es muy pequeña, entonces:

$$Q_u \approx Q_p$$

En este caso, la longitud requerida para el pilote se estima exactamente si se dispone de los registros apropiados de la exploración del subsuelo.

Resistencia por punta:

La carga última que pueden transmitir por punta los pilotes fundidos en el lugar  $Q_p$ , se puede estimar a partir de (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; González de Vallejo, 2002).

$$Q_p = N_c' c_u' A_p \quad (\text{Ecuación 12})$$

donde:

$A_p$  = área de la sección transversal de la punta del pilote

$c_u$  = valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla al nivel de desplante de la punta del pilote.

$N_c'$  = coeficiente de capacidad de carga, que es función del diámetro de la punta del pilote

Tabla VII-1: Coeficiente de capacidad de carga  $N_c'$  para pilotes fundidos en *situ*.

<b>Diámetro de la punta</b>	<b><math>N_c'</math></b>
< 0.5 m	9.0
0.5 a 1 m	7.0
> 1. m	6.0

E. Pilotes de fricción

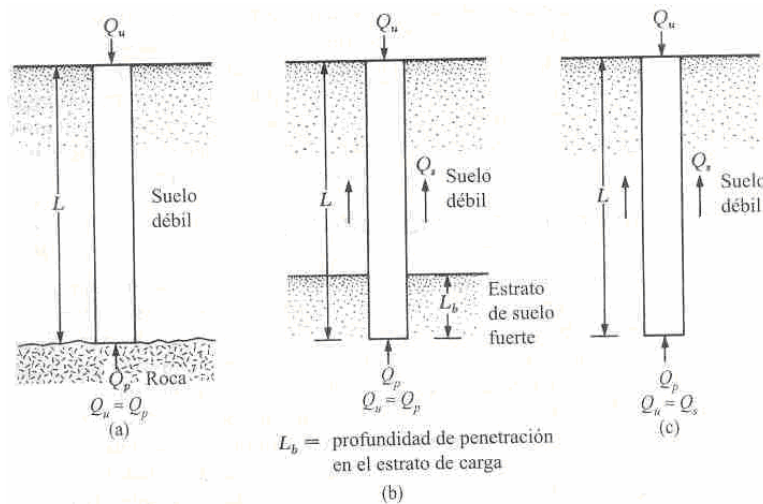
Quando no se tiene un estrato de roca o de material rocoso a una profundidad considerable en un sitio, los pilotes de punta resultan con demasiada longitud y poco económicos. Para este tipo de condición del subsuelo, los pilotes se construyen a través del material más blando a profundidades específicas (figura VII-1c). La carga última de esos pilotes se expresa por la Ecuación 1. Sin embargo, si el valor de  $Q_p$  es relativamente pequeño:

$$Q_u \approx Q_s$$

Este tipo de pilotes se llama pilotes de fricción, ya que la mayoría de la resistencia se obtiene de la fricción superficial. En casos especiales, como en los suelos arcillosos, la resistencia a la carga aplicada es también causada por la adhesión entre sus partículas y la estructura.

La longitud de los pilotes de fricción depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada, del diámetro del pilote y del área de contacto (fuste). A este tipo de cimentaciones se les llama cimentaciones flotantes.

Figura VII-1a-c: Pilotes de punta y pilotes de fricción



## F. Capacidad de carga en suelos cohesivos

Las cargas permisibles en pilotes fundidos en el lugar,  $Q_a$ , se determinan de la combinación de la fricción lateral ( $Q_f$ ) y de la resistencia por punta ( $Q_p$ ), después de aplicar los factores de seguridad adecuados. La contribución relativa de estas dos componentes de resistencia es función de la rigidez del pilote y de la compresibilidad de la arcilla alrededor del fuste y por debajo de la base del pilote.

Si el suelo bajo la base tiene una compresibilidad igual o mayor que la del suelo alrededor del fuste, la carga permisible del pilote se puede tomar como:

$$Q_a = \frac{1}{2.5} [Q_f + Q_p] \quad (\text{Ecuación 13})$$

Si el suelo bajo la base es menos compresible que el suelo alrededor del fuste, los movimientos relativos entre el fuste y el suelo serán generalmente demasiado pequeños como para movilizar la adherencia total. En este caso, se recomienda tomar como carga permisible en el pilote el valor dado por:

$$Q_a = \frac{1}{2} Q_p \quad (\text{Ecuación 14})$$

Mientras que las fórmulas anteriores se pueden considerar como casos límite, la decisión de considerar la fricción lateral además de la resistencia en la base, se deberá tomar con precaución una vez que se hayan llevado a cabo pruebas de carga. Estas pruebas deben indicar si la resistencia disponible es compatible con las deformaciones, tanto alrededor del fuste como en la base, y definir cualquier posibilidad de reducción de la resistencia por fricción lateral con el tiempo. La selección de la carga permisible se debe basar en el asentamiento permisible del pilote, determinado a partir de dichas pruebas.

La fabricación de pilotes de concreto fundidos en el lugar a través de arcilla, induce remoldeo y reblandecimiento considerable del suelo perimetral, con espesor del orden de 25.0 mm. Las pruebas de carga de esos elementos han demostrado que no se produce

aumento apreciable de la capacidad de carga con el tiempo, debido a que la consolidación de la arcilla blanda adyacente al fuste es muy lenta.

Asentamientos en suelos cohesivos:

Debido a su alta capacidad de carga, los pilotes fundidos en el lugar en arcillas duras ( $c_u > 10 \text{ ton/m}^2$ ), generalmente se analizan como pilotes individuales.

El análisis de asentamientos de pilotes individuales en arcillas duras resulta difícil, ya que se cuenta con muy poca información sobre ejemplos del comportamiento de tales pilotes.

En el caso de pilotes apoyados en estratos resistentes, los asentamientos inmediatos se pueden estimarse como si fueran en arena. Si existe fricción negativa, el incremento de asentamientos correspondiente, se calculará incluyendo como parte de  $\Sigma Q$  la carga por fricción negativa estimada.

G. Asentamientos de pilotes individuales en arena:

El cálculo de asentamientos de pilotes basado en las propiedades elásticas del suelo y del material del pilote es impreciso y de poco valor práctico. Por ello, la estimación de asentamientos de pilotes se realiza con métodos empíricos o basándose en pruebas de carga.

El asentamiento de cimientos fundidos en el lugar se debe a dos causas principales: La compresión de azolves depositados en el fondo del pozo antes de de la fundición, y la deformación del suelo cercano a la punta del pilote; la primera es difícil de evaluar y por eso debe evitarse usando un procedimiento constructivo adecuado.

El asentamiento por deformación del suelo ocurre de forma inmediata y se puede estimar como sigue, previa determinación de los módulos de elasticidad del suelo y del pilote (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989).

$$\delta = \frac{\Sigma QL}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\Sigma Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1-\nu)^2 \quad (\text{Ecuación 15})$$

donde:

$\delta$  = Asentamiento inmediato

$\Sigma Q$  = combinación más desfavorable de cargas (por pilote)

L = longitud del pilote

$E_c$  = módulo de elasticidad representativo del pilote

$A_p$  = área de la sección transversal del pilote

$E_s$  = módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo

$\nu$  = relación de Poisson del estrato de apoyo

#### H. Capacidad de carga por punta, en roca

Cuando la capacidad de carga se genera en la punta del pilote, la capacidad de carga se puede calcular como función de la resistencia al corte de la roca.

$$q_a = (q_u)_c K_{sp} d \quad (\text{Ecuación 16})$$

En la que,

$$d = 0.8 + 0.2 \frac{H_s}{B} < 2 \quad (\text{Ecuación 17})$$

$q_a$  = capacidad de carga permisible (ton/m<sup>2</sup>)

$(q_u)_c$  = resistencia a la compresión no confinada promedio del núcleo de roca

$K_{sp}$  = coeficiente empírico que depende de discontinuidades en la roca

d = factor de profundidad

$H_s$  = profundidad del empotramiento en la roca resistente (m)

B = diámetro del pilote (m)

Cuadro 2: Valores del coeficiente empírico  $K_{sp}$ , afectados por un factor de seguridad de 3.

<b>Espaciamiento de las discontinuidades</b>	<b><math>K_{sp}</math></b>
Muy grande (> 3.0 m en promedio)	0.4
Grande (entre 1.0 y 3.0 m en promedio)	0.25
Moderadamente cerrado (entre 0.3 y 1.0 m en promedio)	0.1

Sobre esta solución se pueden hacer los siguientes comentarios:

Los valores del parámetro básico  $(q_u)_c$  son en general poco representativos de las propiedades mecánicas de la masa de roca, debido al efecto de alternación inducido por muestreo y la ausencia de discontinuidades en los especímenes.

#### I. Cimentaciones profundas en roca

Las cimentaciones profundas apoyadas en roca, generalmente son capaces de soportar grandes cargas; en la mayoría de las cimentaciones se necesita una exploración detallada del subsuelo.

Para el uso de cimentaciones profundas fundidas en el lugar, se recomienda empotrar en la roca una longitud de 1 a 3 veces el diámetro del cemento; dependiendo de las condiciones de empotramiento, la capacidad de carga se determina siguiendo uno de los siguientes criterios:

1. La capacidad de carga se deriva de la resistencia por punta únicamente.

2. La capacidad de carga se deriva de la adherencia entre el concreto la roca a lo largo del área superficial lateral de contacto.

3. La capacidad de carga se deriva tanto de la resistencia por punta, como la adherencia lateral. Esta hipótesis conduce a valores altos de la capacidad de soporte; no se debe aplicar a menos que se verifique su aplicabilidad por medio de pruebas de carga.

#### J. Capacidad de carga por adherencia entre concreto y roca

En el caso que la carga que la carga se transmita lateralmente a lo largo de la longitud empotrada en roca, la capacidad de carga estará dada por la expresión

$$q_a = n B H_s t_a \text{ (Ecuación 18)}$$

donde,

$q_a$  = capacidad de carga permisible (ton/m<sup>2</sup>)

$B$  = diámetro del pilote (m)

$H_s$  = profundidad del empotramiento en la roca resistente (m)

$t_a$  = resistencia permisible por adherencia entre concreto y roca (ton/m<sup>2</sup>).

## VIII. CASO DE APLICACIÓN

Se trata de un terreno ubicado en un lugar montañoso cercano a una ladera, con alto nivel de riesgo, en el cual se propone la aplicación de pilotes perforados y fundidos *in situ*, para el desarrollo de una edificación menor. Ver figura VIII-1.

Figura VIII-1. Vista posterior del terreno (ladera).



Según información proporcionada por el ingeniero civil geotecnista del proyecto del terreno, el cual presenta material tipo *Toba* meteorizada (arena limosa cementada o roca suave) con una cohesión de  $4 \text{ T/m}^2$  un ángulo de fricción  $20^\circ$  y un peso unitario de  $1.6 \text{ T/m}^3$ .

## A. Descripción del problema

En el suelo donde se construye la edificación menor, la cual se encuentra situada al borde de una ladera potencialmente inestable, es importante obtener la información necesaria sobre las condiciones del suelo y del subsuelo, que se requiere para diseñar y desarrollar el proyecto, así como evaluar y mitigar los riesgos geológicos como deslizamientos, hundimientos y licuación. La investigación del sitio es parte de un proceso integrado que incluye:

- Recopilación de los datos disponibles
- Investigación de campo y laboratorio
- Identificación de la estratigrafía del sitio y las propiedades del suelo.
- Análisis de ingeniería
- Establecimiento de criterios de diseño y construcción o evaluaciones de ingeniería.

### 1. Ventajas de utilizar pilotes fundidos en *situ*.

- a. Resultan adecuados como pilotes de alta capacidad por punta apoyados en roca y se han usado en arcillas duras.
- b. Se pueden usar con longitudes variables, en diámetros hasta de 2.5mts y para cargas hasta de 2000 ton.
- c. Se requiere poco espacio de almacenamiento y no hace falta equipo especial de manejo; se eliminan los daños por manejo.
- d. No se necesita recortar ni prolongar el pilote para alcanzar la longitud necesaria.
- e. Se eliminan los daños al concreto durante el hincado, salvo los que puedan ser causados por el hincado de pilotes adyacentes.

No se recomienda, sin embargo usar este tipo de pilotes cuando se tengan que atravesar depósitos de materiales no cohesivos sueltos o cuando se presentan condiciones de agua artesiana, en tales casos puede ser imposible excavar con éxito aunque se empleen lodos bentoníticos.

## B. Análisis

En este caso los pilotes perforados desarrollan su capacidad de carga, transmitiéndola mediante la fricción del suelo que rodea al pilote. La forma de la punta contribuye muy poco a lograr esa capacidad de carga.

La capacidad de carga en los pilotes perforados se determina mediante un análisis específico. La capacidad también se puede verificar sobre el terreno por medio de pruebas de carga. A partir de los análisis de laboratorio de muestras inalteradas de suelos, se podrá determinar la capacidad de resistencia final de corte del suelo.

Cuando el suelo sea uniforme, este valor se podrá aplicar a la superficie total del pilote, para determinar su capacidad final. Ésta última se divide por un factor de seguridad (que puede ser 2 ó 3), para obtener la carga de diseño. En los suelos estratificados, el análisis puede ser muy complicado, puesto que los estratos más blandos no pueden desarrollar su resistencia de corte hasta que se desvíen los estratos más rígidos.

Para la planificación o determinación de la solución para suelos apropiados para pilotes perforados y fundidos en *situ* se deben de satisfacer ciertas condiciones:

1. Suelo deberá tener la cohesión suficiente para que permanezca abierto durante la perforación, la inspección y el colado del concreto.
2. El suelo deberá estar libre de grandes bolsas de arena que se desplome interior del orificio perforado.
3. El suelo no deberá tener filtraciones de agua.
4. Cuando haya rellenos que cubran al suelo natural, será preciso perforar un orificio de mayor tamaño y recubrirlo, a través del relleno para evitar que se derrumbe al interior del orificio.

Figura VIII-2 Planta curvas a nivel.

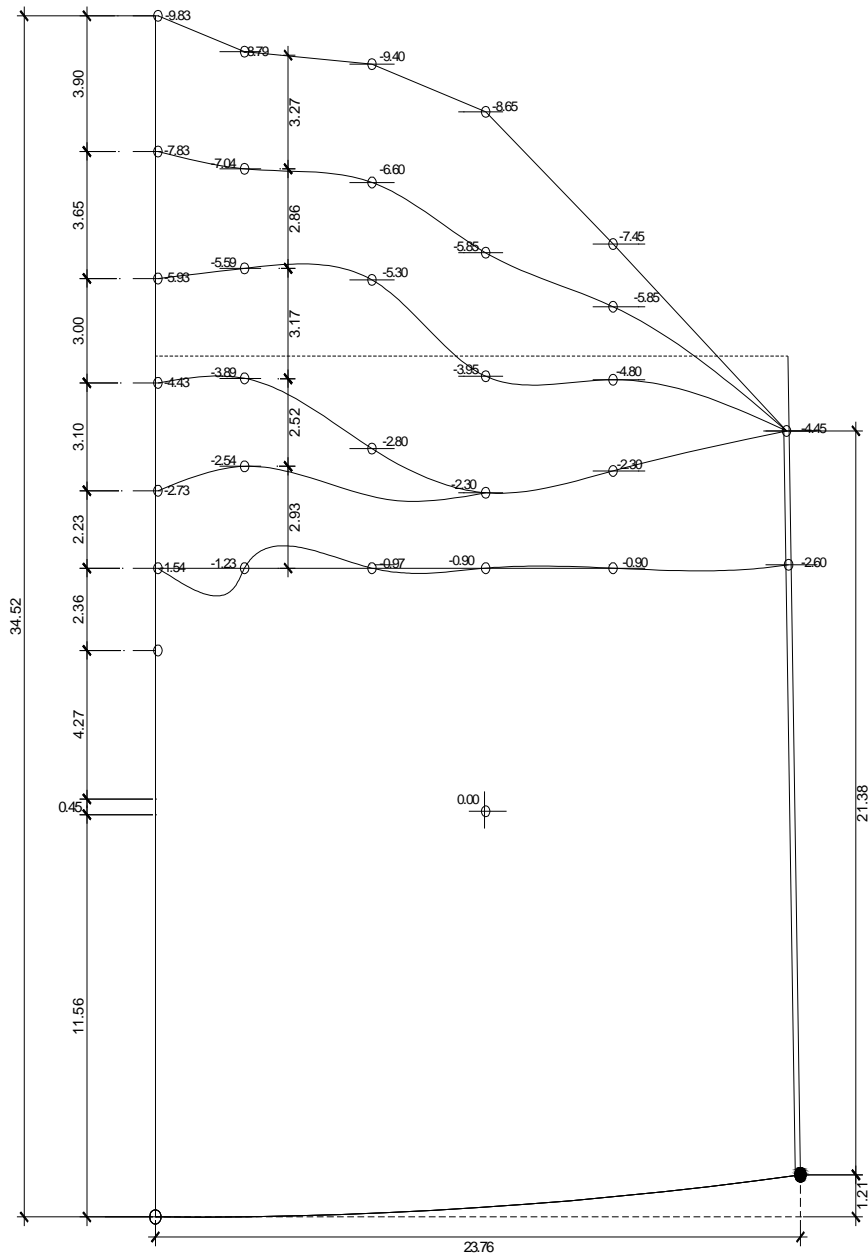


Figura VIII-3 Planta Edificación Menor.

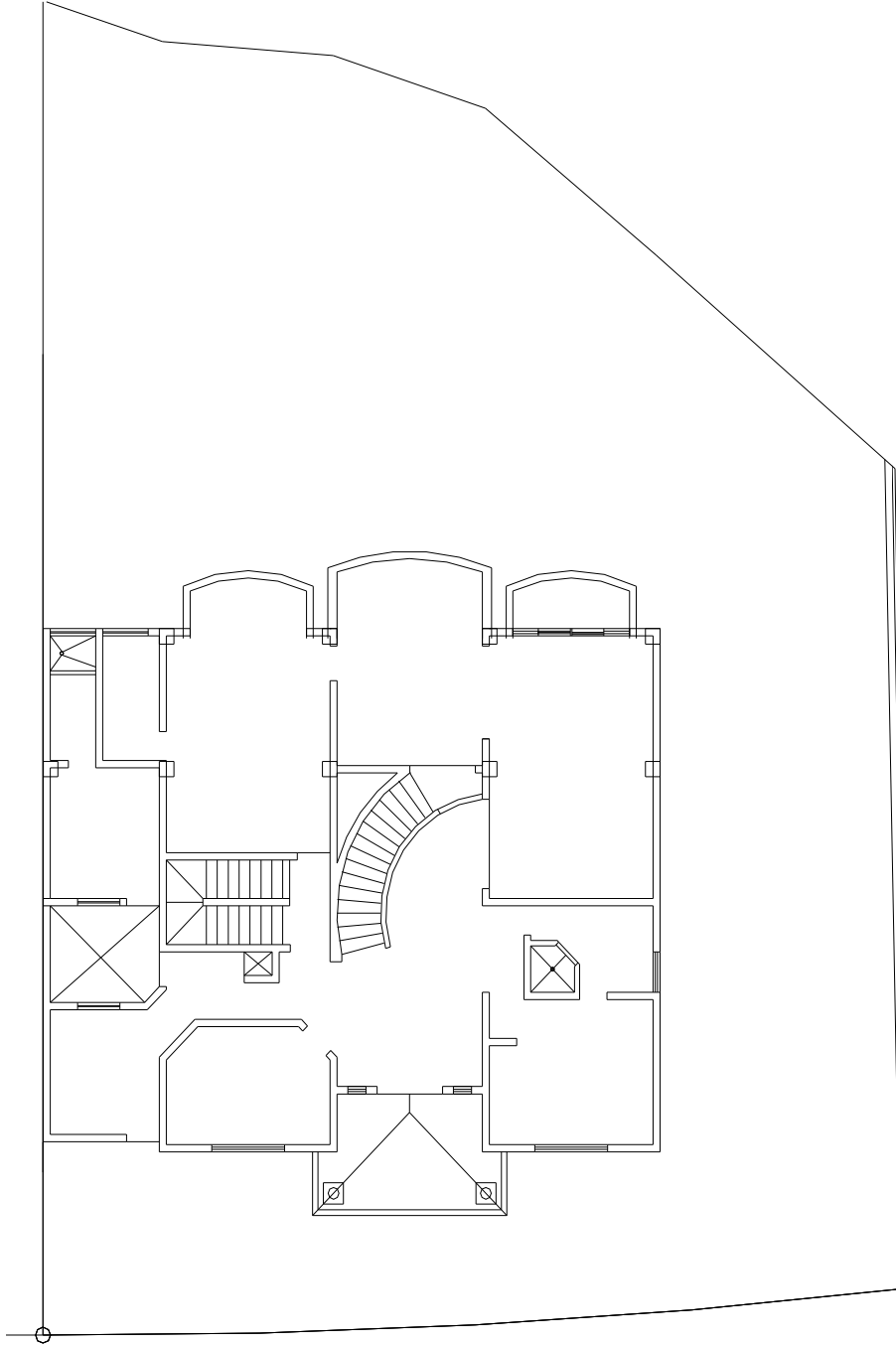


Figura VIII-4 Perfil del terreno eje I.

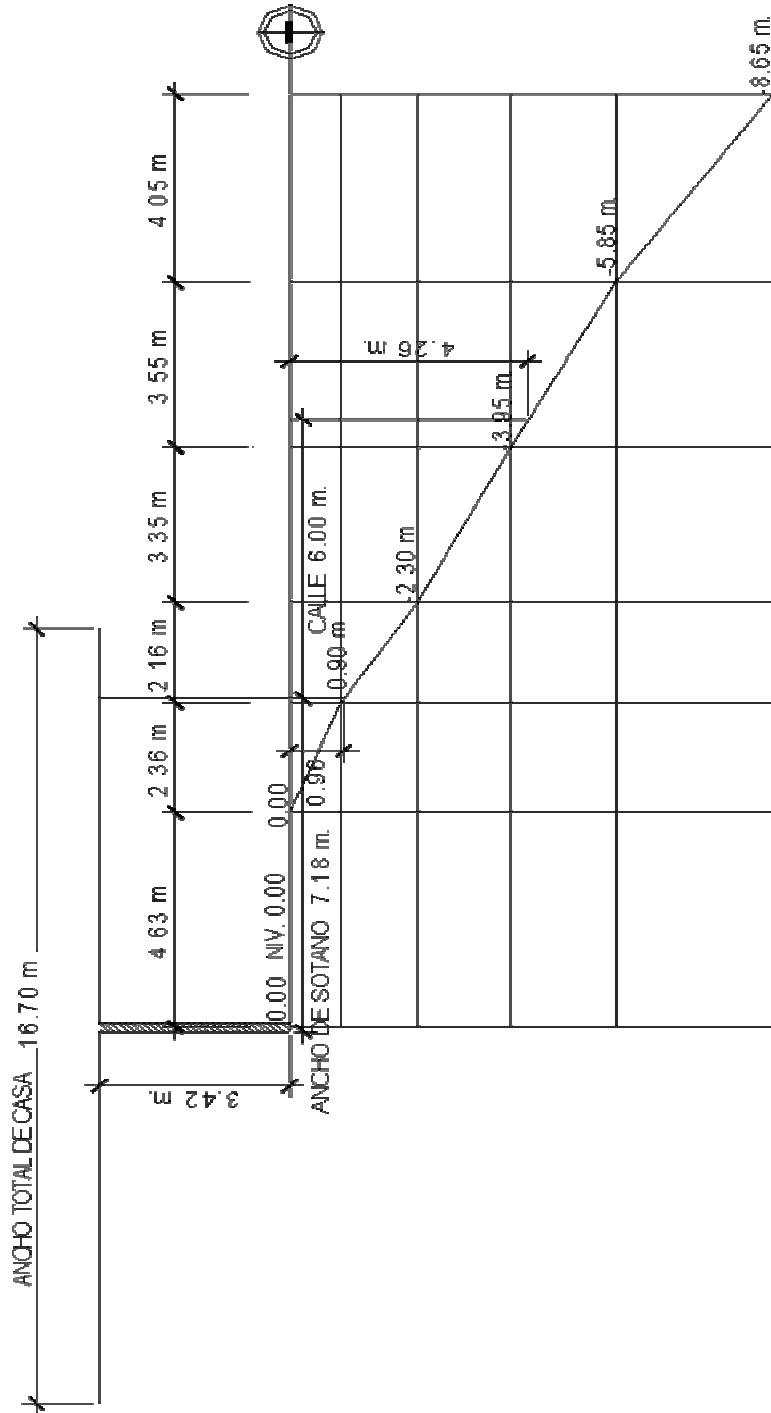


Figura VIII-5 Perfil del terreno eje L.

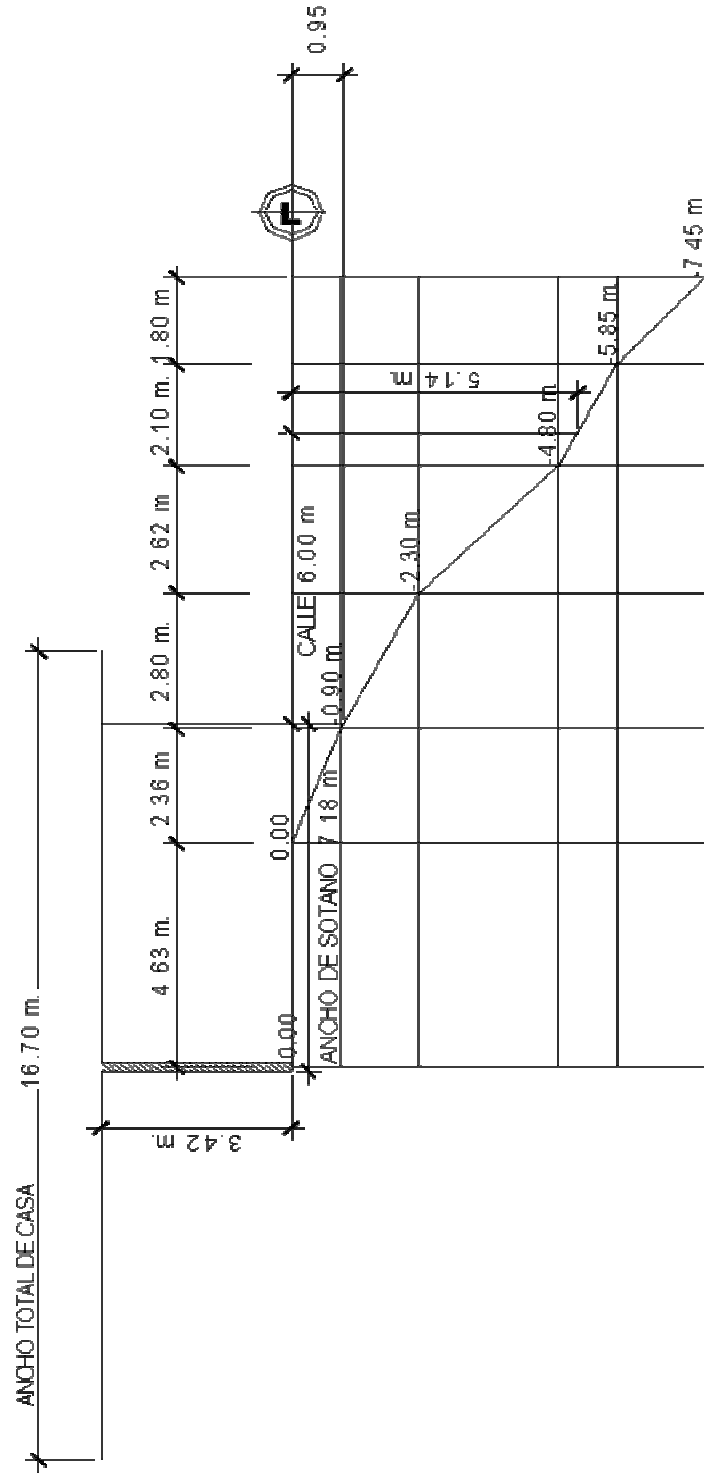
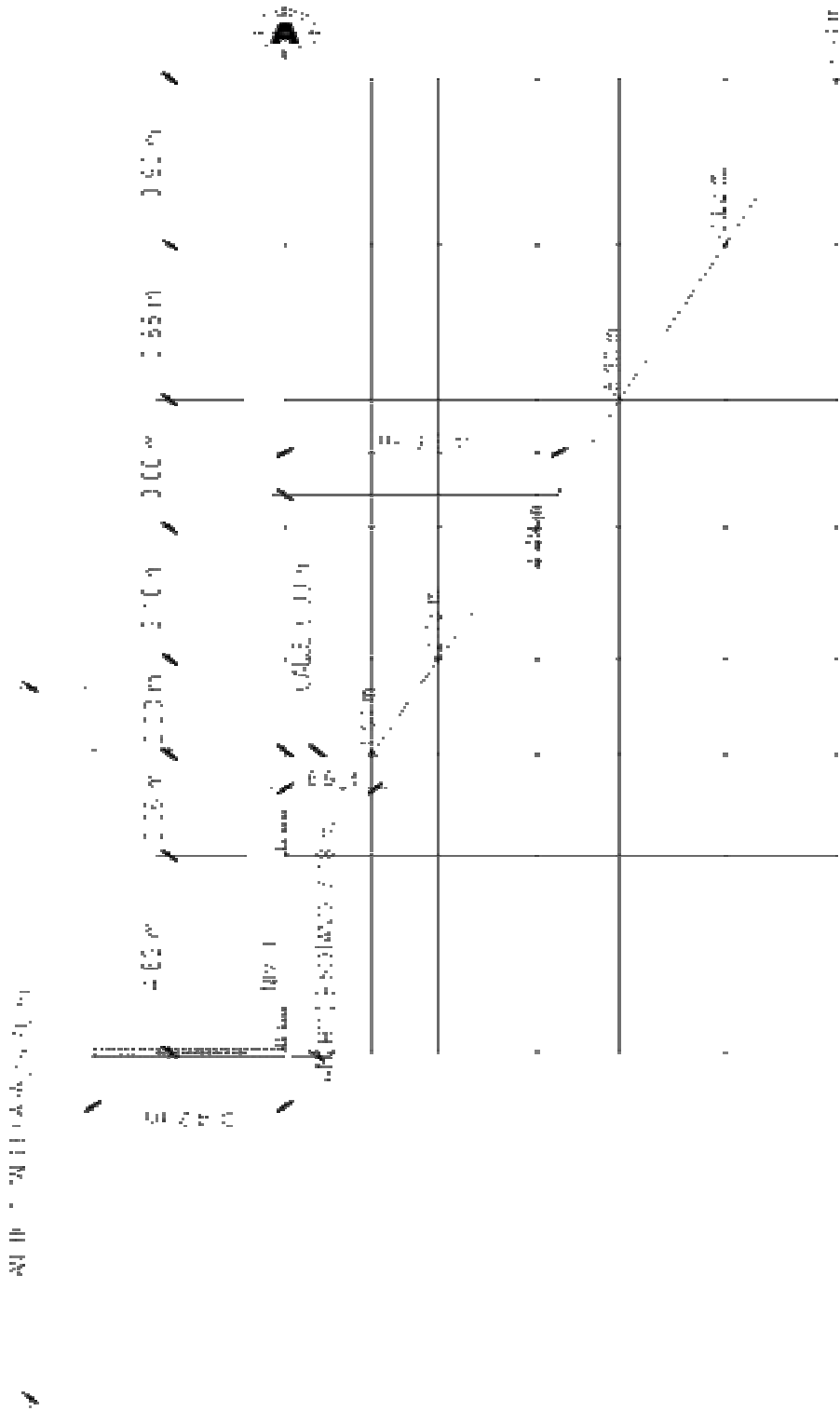


Figura VIII-6 Perfil del Terreno eje A



## C. Diseño

Para el diseño estructural de una cimentación puede seguirse el siguiente procedimiento:

- Supóngase unas dimensiones para la cimentación (el área de cimentación debe ser tal que bajo las cargas y momentos que la estructura transmite a la subestructura, no se exceda la capacidad de carga calculada del terreno).
- Supóngase una distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el suelo o, en su caso, en el sistema formado por el suelo y los pilotes, que cumpla con las condiciones siguientes:
  - a. Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
  - b. Los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre el terreno y los pilotes, son menores que los tolerados por la superestructura.
  - c. Los asentamientos diferenciales inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre la combinación de superestructura y subestructura, son menores que los permisibles.

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

1. Capacidad estructural de pilotes. Los pilotes se diseñarán con los procedimientos y factores de seguridad incluidos en las normas aplicables de diseño estructural de concreto.

Los pilotes se deben seleccionar considerando los siguientes factores:

- a. Longitud necesaria de pilotes.

- b. Tipo de superestructura.
- c. Disponibilidad de materiales.
- d. Cargas estructurales.
- e. Costo estimado.

Para el diseño de pilotes se deben tomar en cuenta los siguientes conceptos:

- a. Que el tipo de pilote sea el especificado.
- b. En los pilotes de concreto precolados en el sitio:
  - 1) Que la edad de los pilotes recibidos en obra y la resistencia correspondiente del concreto (basada en cilindros de prueba) sean las especificadas.
  - 2) Que la geometría de los pilotes (cabeza perpendicular a un eje longitudinal, alineación, longitud) se ajuste a lo especificado.
  - 3) Que las uniones de lleven a cabo conforme las especificaciones.

2. Acero de refuerzo. El acero de refuerzo debe habilitarse (cortado, doblado), armarse y colocarse apegándose a las instrucciones señaladas en los planos. A continuación se describen aspectos de importancia en la colocación de acero de refuerzo.

a. Traslapes. Para el corte y armado del acero debe planearse su "secuencia de utilización" con el objeto de que además de procurar que los empalmes o traslapes no queden en la misma sección transversal, se logre un aprovechamiento más racional del mismo. Ver figura VIII-7 la cual ilustra varillas de longitud de 12 m en un armado de 16mts de largo.

Cuando un elemento estructural requiere de varillas de mayor longitud que las que normalmente se fabrican, se recurre a traslaparlas o empalmarlas para alcanzar la longitud requerida. Para las varillas No.8 y menores, se recomiendan usar traslapes de longitud equivalente a 40 diámetros de la varilla, aunque nunca menores de 30 cms. ó 12 pulgadas.

Para las varillas No.10 ó mayores no se aconseja el traslape y debe recurrirse al soldado de las mismas. Detalle de traslapes y soldaduras.

Ver figura VIII-8

Figura VIII-7 Secuencia de utilización de varillas de 12m de longitud.

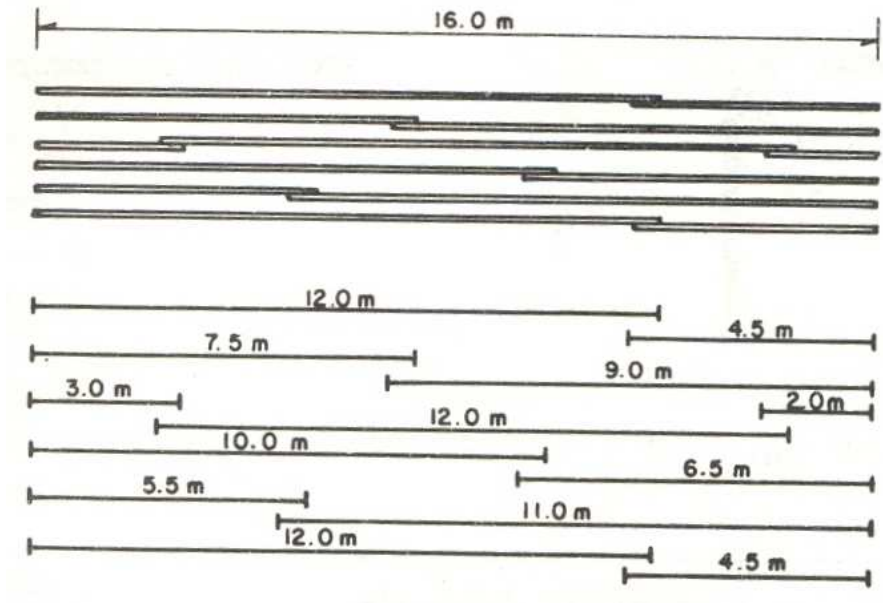
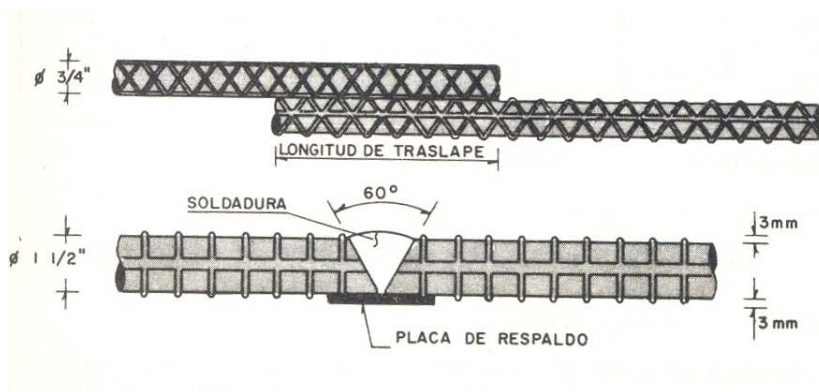


Figura VIII-8 Detalle de traslape y soldadura de varillas.

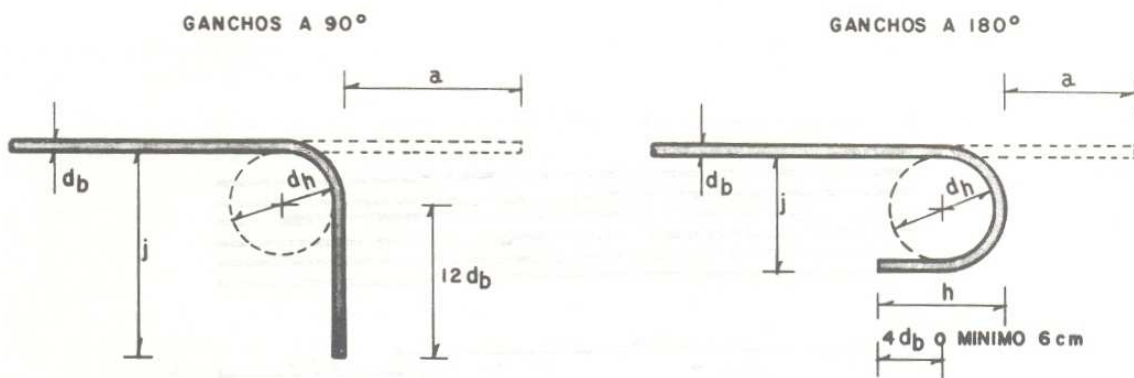


Quando en una sección transversal concurren más del 50 % de los traslapes, la longitud de estos deberá ser un 20% mayor, los estribos de dicha zona de traslapes

deberán tener el espaciamiento mínimo posible. Para el refuerzo de espiral, el traslape deberá ser equivalente a 1.5 vueltas.

b. Ganchos y dobleces. Cuando por el espacio disponible no es posible dar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y acero, se recurre a la técnica de efectuar dobleces en el extremo de varilla, a fin de formar ganchos o bien escuadras. Estos dobleces deben tener una geometría determinada, que depende del diámetro de la varilla, de la resistencia tanto del concreto como del acero y de la ubicación de la varilla respecto al espesor del elemento estructural. En la figura VII-9 y tabla VII-1 se dan las dimensiones y geometrías de dichos dobleces.

Figura VIII-9. Medidas  $d_h$ ,  $a$ ,  $j$ ,  $h$ , recomendadas para formar ganchos.



c. Recubrimientos y espaciamientos. Se denomina recubrimientos al espesor de concreto remanente entre la cara exterior del elemento estructural y la cara exterior de acero de refuerzo más cercano, pudiendo ser un estribo o una varilla longitudinal. Ver figura VII-9

Dicho recubrimiento tiene por objeto proteger al acero de refuerzo de los agentes adversos, atmosféricos o químicos del ambiente del que se va a estar

trabajando el elemento concreto, ya que algunos producen corrosión poniendo en peligro la seguridad del elemento y por ende la seguridad de la estructura. Se aconsejan los siguientes recubrimientos mínimos. Ver Tabla VII-2

Tabla VIII-1 Geometría y dimensiones de ganchos y dobleces.

Varilla No.	$d_h$	Ganchos a 90°		Ganchos a 180°		
		a (cm)	j (cm)	a (cm)	j (cm)	h (cm) aprox
2	$6d_b$	9	10	10	5	9
2.5	"	11	13	12	6	10
3	"	14	15	13	8	10
4	"	19	21	15	10	12
5	"	23	27	18	13	13
6	$8d_b$	27	32	20	15	15
7	"	32	37	25	18	18
8	"	37	42	33	25	23
9	$10d_b$	42	49	38	29	26
10	"	47	59	50	39	32
12	"	58	71	60	50	40

a = longitud necesaria para formar el gancho.

Figura VIII-10 Recubrimiento del acero de refuerzo.

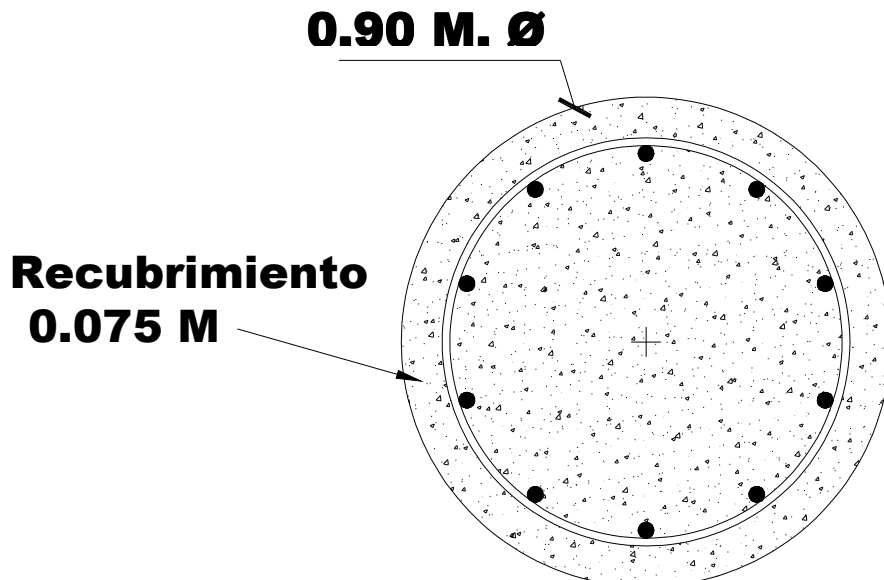


Tabla VIII-2. Recubrimientos mínimos.

Elemento	Medio Ambiente	
	Inocuo	Agresivo
<b>Pilote</b>	5cm (2")	7.5cm (3")
<b>Pila</b>	7.5cm (3")	10cm (4")

La distancia libre entre varillas paralelas no deberá ser menor que el diámetro nominal de la varilla, o una y media veces el tamaño máximo de agregado y nunca menor de 2.5cms (1"), lo que sea mayor.

Cuando se usen paquetes de varillas, estos deberán ser de 4 varillas como máximo y las mismas deberán terminarse a intervalos de 40 diámetros, salvo que sean necesarios en toda la longitud. Para fines de espaciamiento , un paquete debe tratarse como una unidad.

Para refuerzo en espiral, el espaciamiento centro a centro no debe ser mayor que un sexto del diámetro del núcleo de concreto. La separación libre entre las espirales no debe ser mayor de 7.5cm (3") ni menor de 3.5cm (1 3/8") o 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

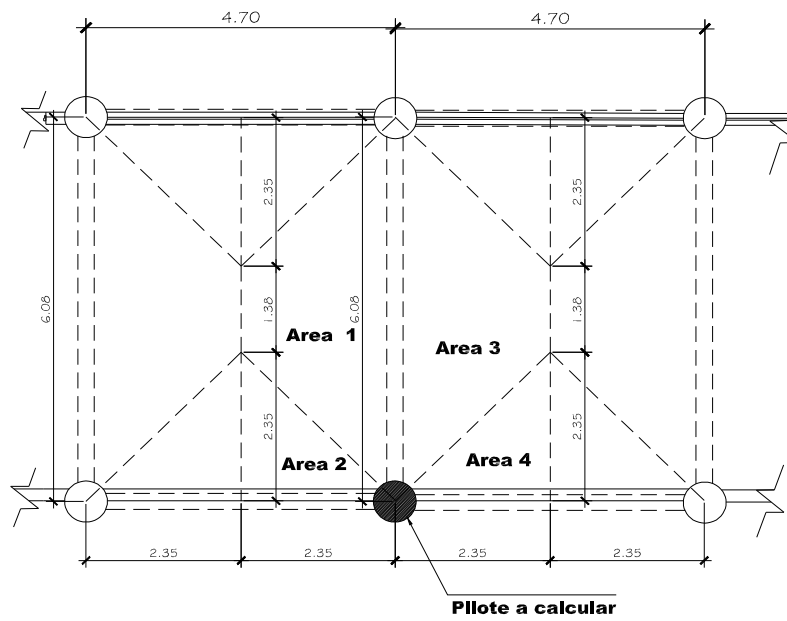
Para estribos circulares o rectangulares, la separación entre los mismos debe ser mayor que 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal ó 48 veces el diámetro del estribo o la dimensión menor del elemento. A continuación se muestra el armado del pilote. Ver figura VIII-11.

Figura VIII-11 Detalle de armado de pilote.



### 3. Ejemplo de diseño de pilote según sociedad mexicana de suelos

Carga actuante sobre pilote



Datos

$$C_v = 0.2 \text{ T/ m}^2.$$

Viga

$$b = 0.50 \text{ M}$$

$$h = 0.25 \text{ M}$$

áreas tributarias

$$A_1 = \frac{1}{2}(a+b) \cdot h = 8.77 \text{ m}^2.$$

$$A_2 = \frac{1}{2}bh = 5.52 \text{ m}^2.$$

$$A_3 = \frac{1}{2}(a+b) \cdot h = 8.77 \text{ m}^2.$$

$$A_4 = \frac{1}{2}bh = 5.52 \text{ m}^2.$$

### **Cálculo de carga muerta**

#### **Área 1 = Área 3**

$$\text{Cm losa} = (8.77 \text{ m}^2) \times (0.25 \text{ T/ m}^2) = 2.19 \text{ T}$$

$$\text{Cm viga} = (0.50 \text{ m}) \times (0.25 \text{ m}) \times (6.08 \text{ m}) \times (2.4 \text{ T/ m}^3)/2 = 0.91 \text{ T}$$

$$\text{Cm acabados} = (8.77 \text{ m}^2) \times (0.06 \text{ T/ m}^2) = 0.52 \text{ T}$$

$$\text{Cm sobrecarga} = (0.1 \text{ T/ m}^2) \times (2.5 \text{ m}) \times (6.08 \text{ m}) = 1.52 \text{ T}$$

---

$$5.14 \text{ T}$$

#### **Área 2 = Área 4**

$$\text{Cm losa} = (5.52 \text{ m}^2) \times (0.25 \text{ kg/ m}^2) = 1.38 \text{ T}$$

$$\text{Cm viga} = (0.50 \text{ m}) \times (0.25 \text{ m}) \times (4.70 \text{ m}) \times (2.4 \text{ T/ m}^3)/2 = 0.70 \text{ T}$$

$$\text{Cm acabados} = (5.52 \text{ m}^2) \times (0.06 \text{ kg/ m}^2) = 0.33 \text{ T}$$

$$\text{Cm sobrecarga} = (0.1 \text{ T/ m}^2) \times (2.5 \text{ m}) \times (4.70 \text{ m}) = 1.17 \text{ T}$$

---

$$3.58 \text{ T}$$

**Carga muerta total**

**8.72 T**

**Cálculo de carga viva**

**Área 1 = Área 3**

$$Cv = (8.77 \text{ m}^2) \times (0.2 \text{ T / m}^2) =$$

1.75 T

**Área 2 = Área 4**

$$cV = (5.52 \text{ m}^2) \times (0.2 \text{ T / m}^2) =$$

1.10 T

**Carga viva total**

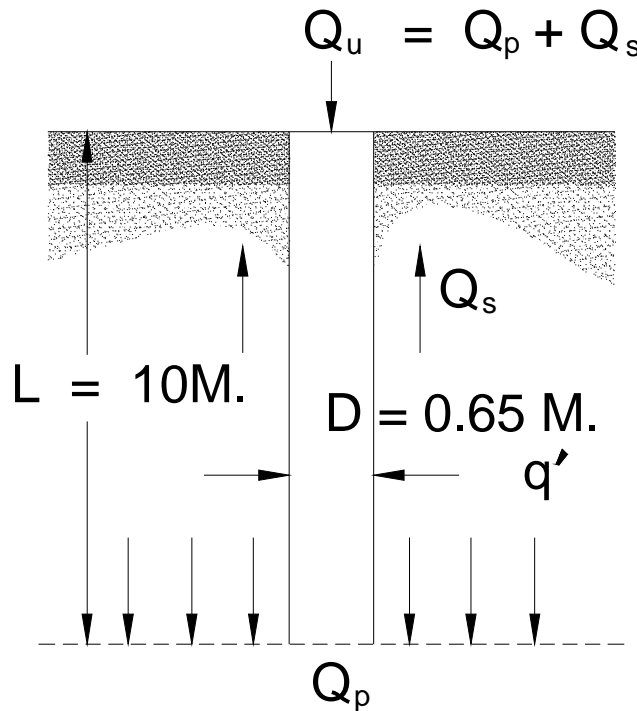
**2.85 T**

**Utilizando el método (ASD)**

$$Cu = 8.72T + 2.85T = 11.57 T$$

**Carga última = 11.57 T.**

**Diseño de pilote utilizando el método (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos).**



**Datos:**

Diámetro propuesto=0.90 M.

Altura pilote H= 10 M.

Área pilote =  $(3.1415) \times (0.45\text{m}^2)^2 = 0.63 \text{ m}^2$

Área lateral del fuste del pilote:  $A_s = 2\pi r \times \text{Altura Pilote}$

Utilizando el método de Sociedad Mecánica de Suelos.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

$Q_u$  = Capacidad última de carga de un pilote.

$Q_p$  = Carga de la punta del pilote.

$Q_s$  = Fricción superficial.

$A_p$  = área del pilote =  $\pi r^2$

$c'$  = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

$q_p$  = resistencia unitaria de punta

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote

$N^*_q, N^*_c$  = factores de capacidad de carga

---

Cuadro 1: Coeficiente de capacidad de carga  $N_c'$  para pilotes fundidos en *situ*.

<b>Diámetro de la punta</b>	<b><math>N_c'</math></b>
< 0.5 m	9.0
0.5 a 1 m	7.0
> 1. m	6.0

$N'_c = 7$  (Según cuadro 1).

$C_u = 4 \text{ T/m}^2$  Según dato proporcionado por geólogo.

$$Q_p = N'_c C_u A_p$$

$$Q_p = 7 \cdot 4 \text{ T/m}^2 \cdot 0.63 \text{ m}^2 = 17.64 \text{ T.}$$

Cálculo de pilote por fricción

$$Q_f = C_{ua} A_s$$

$C_{ua}$  = Adherencia última (en la práctica  $C_{ua} = 0.3 C_u$  a  $0.4 C_u$ ).

$C_u$  = Valor mínimo de la resistencia al corte no drenada del arcilla al nivel del desplante de la punta del pilote.

$C_{ua} = 0.3 \cdot C_u$  (según Sociedad Mecánica de Suelos).

$$C_{ua} = 0.3 \cdot 4 \text{ T/m}^2 = 1.2 \text{ T/m}^2.$$

Altura pilote = 10 M.

$$A_s = 2\pi r \times \text{Altura pilote}$$

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot 0.45 \cdot 10 \text{ M.} = 28.27 \text{ m}^2$$

$$Q_f = C_{ua} A_s$$

$$Q_f = 1.2 \text{ T/m}^2 \cdot 28.27 \text{ m}^2$$

$$Q_f = 33.92 \text{ T.}$$

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

$$Q_u = 17.64 \text{ T.} + 33.92 \text{ T}$$

$$Q_u = 51.56 \text{ T.}$$

$$Q_a = Q_u$$

$$\frac{\dots}{2.5} = 51.56 \text{ T} / 2.5 = \mathbf{20.62 \text{ T}}$$

**Resumiendo:**

Carga última actuante sobre pilote = 11.57 T.

Carga admisible de diseño = 20.62 T.

**Por lo tanto:**

Carga última actuante sobre pilote < carga admisible de diseño

$$\mathbf{11.57 \text{ T.} < 20.62 \text{ T.} \quad \mathbf{Ok}}$$

**Aplicación del método de Taylor**

Se desea conocer el coeficiente de seguridad del talud con las siguientes características:

Altura de talud = 18.00 m

Ángulo de inclinación = 60 °

Cohesión = 4 T/m<sup>2</sup>

Rozamiento interno = 20 °

Peso específico aparente = 1.6 T / m<sup>3</sup>

Valor supuesto de coeficiente de seguridad referido a la cohesión: 1.24

$$N_e = C^* \frac{C/F_c}{\gamma H} = \frac{4/1.24}{1.6 \times 18} = 0.112$$

Al introducir el valor de el número de estabilidad en el ábaco en la figura de Estabilidad de Taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno con ángulo de

talud = 60°, obtendremos un ángulo de rozamiento para el equilibrio límite,  $\phi^*$  de unos 18.5°

El coeficiente de seguridad resultante frente al rozamiento será:

$$F_{\phi} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi^*} = \frac{\tan 20^{\circ}}{\tan 17^{\circ}} = 1.19$$

El valor es inferior al valor supuesto de 1.25 el coeficiente de seguridad real estará comprendido entre ambos.

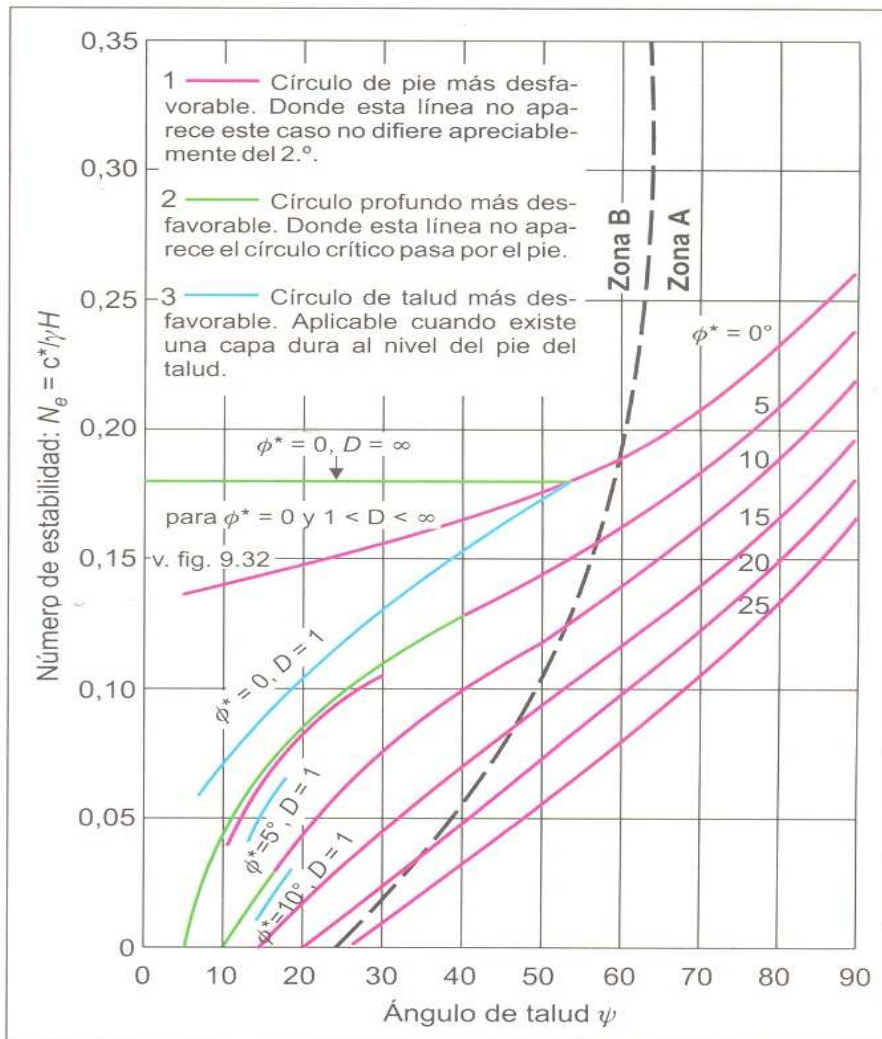
$$(1.12 + 1.25)/2 = 1.185$$

$$N_e = \frac{C^*}{\gamma H} = \frac{C/F_c}{\gamma H} = \frac{4/1.22}{1.6 \times 18} = 0.1138$$

$$F_{\phi} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi^*} = \frac{\tan 20^{\circ}}{\tan 16.5^{\circ}} = 1.23$$

**El factor de seguridad calculado es 1.23 y el factor de seguridad supuesto es 1.24 entonces tenemos:**

**1.24 < 1.50 => Ladera Potencialmente Inestable**



Estabilidad de Taludes homogéneos en terrenos con rozamiento interno

### Método de la Carga Sísmica Equivalente (Según AGIES).

#### Cortante basal estático equivalente

Tomando en cuenta según la ubicación de la ladera, nos ubicamos en la zona 4.2 con un  $A_0 = 0.30 g$ , con  $I_0 = 4$ ,  $A_0 = 0.30g$ ,  $R = 2.5$  por ser sistema de cajón de mampostería reforzada.

$$V_b = C_s * W_s$$

donde:

$$C_s = \frac{S_a [T]}{R} \quad \text{si } T \geq T_A$$

$W_s$  = Peso de la parte de la masa de la edificación.

$C_s$  = Coeficiente Sísmico de diseño.

$$C_s = \frac{S_a [T]}{1 + (R-1)*T/T_A} \quad \text{si } T < T_A$$

$R$  = Factor de reducción.

$T_A$  = Períodos de vibración que definen el espectro Sísmico.

Para edificios en general:

$S_a [T]$  = Demanda sísmica de diseño para una estructura con período  $T$ .

$$T_E = \text{Período empírico.} = T$$

$$T_E = 0.09 * h_n L = 0.09 \cdot 2.60 / 8.35$$

$h_n$  = altura de niveles de la estructura

$$T_E = 8.09E-2 = T$$

Función simplificada dinámica

$$D(T) = 1 + 1.5(T)/(T_A) = 1 + 1.5(8.09E-2)/(0.12) = 2.01$$

Espectro básico de diseño

$$S_a [T] = A_0 * D(T) = 0.30g * 2.01 = 0.60$$

Considerando un perfil de suelo S3, depósitos de más de 10 m de espesor de arcillas blandas o semiblandas con o sin estratos arenosos intermedios.

Tenemos que:

$$T_A = 0.12 \quad T < T_A$$

$$T_B = 0.74$$

$$C_s = S_a [T] = \frac{0.60}{1 + (R-1)*T/T_A} = \frac{0.60}{1 + (2.5-1)* 8.09E-2/0.12}$$

$$C_s = 0.30$$

$$V_B = 0.30 * 8.72 =>$$

$$V_B = 2.62 \text{ Ton.}$$

### Esfuerzos cortantes

### Iteración estructura - pilote

### Cortante en el pilote

Donde  $d$  = peralte efectivo

$$V_c = 2 b d \sqrt{f'_c} \quad b = \text{ancho}$$

Por tratarse de un pilote circular se toma  $bd$  como Área.

Tenemos que:

Donde:

$$V_c = 2 \text{ Área} \sqrt{f'_c} \quad \text{Área} = 33.60 \text{ m}^2$$

$$f'_c = 4.000 \text{ PSI}$$

$$V_c = 56 \text{ Ton}$$

### Esfuerzos cortantes suelo - pilote

#### Cortante en el suelo

$$V = 2 A \gamma \Phi$$

Donde  $A$  = área que cubre en esfuerzos cortantes

$$\gamma = 1.6 \text{ T / m}^3$$

$\Phi$  = Diámetro del pilote

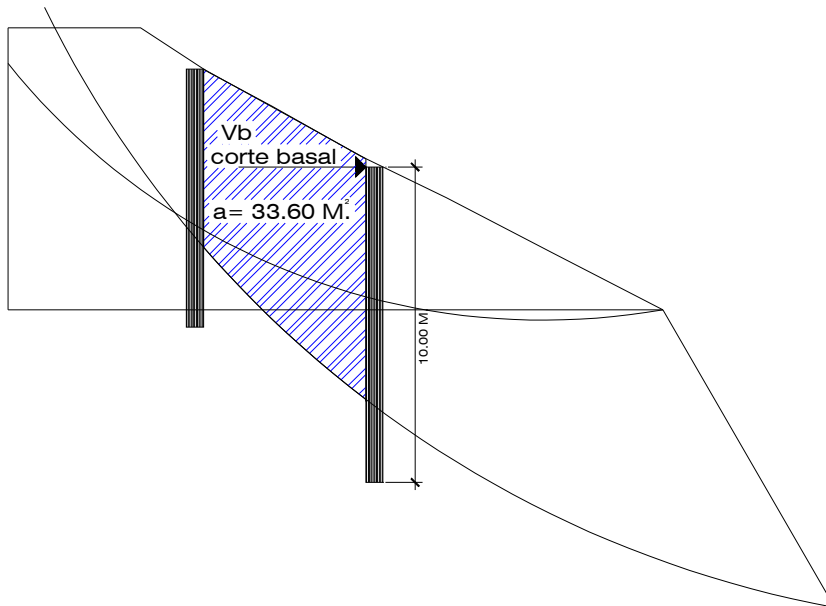
$$V = 33.6 * 1.6 * 0.90 \Rightarrow$$

$$V = 48 \text{ Ton}$$

Por lo que:

$$V_c > V$$

$$56 \text{ Ton} > 48$$



## D. Construcción

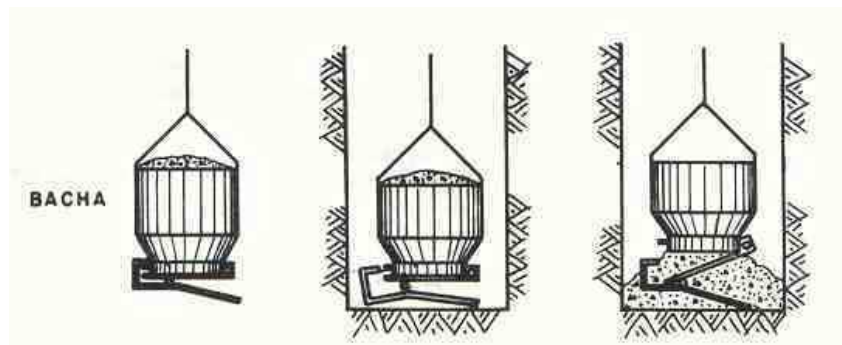
1. Fundición. Antes de proceder a la fundición del concreto es fundamental efectuar una limpia cuidadosa del fondo, eliminando los recortes sedimentados en el fondo de la perforación mediante herramientas apropiadas.

Figura VIII-13 Excavación artesanal y limpieza de pilote.



Existen varios métodos para la colocación en seco del concreto, que en común buscan evitar su segregación. Cuando la perforación está totalmente libre de agua y su sección transversal lo permite, el colado se puede realizar por medio de recipientes especiales o "bachas" que descargan por el fondo, las cuales se movilizan con ayuda de grúas. Ver figura VIII-14

Figura VIII-14. Esquema de funcionamiento de una bacha



También se puede común utilizar tuberías de conos, segmentadas, llamadas comúnmente "trompas de elefante". Ver figuras VIII-14 VIII-15

Figura VIII-15. Esquema de trompa de elefante.

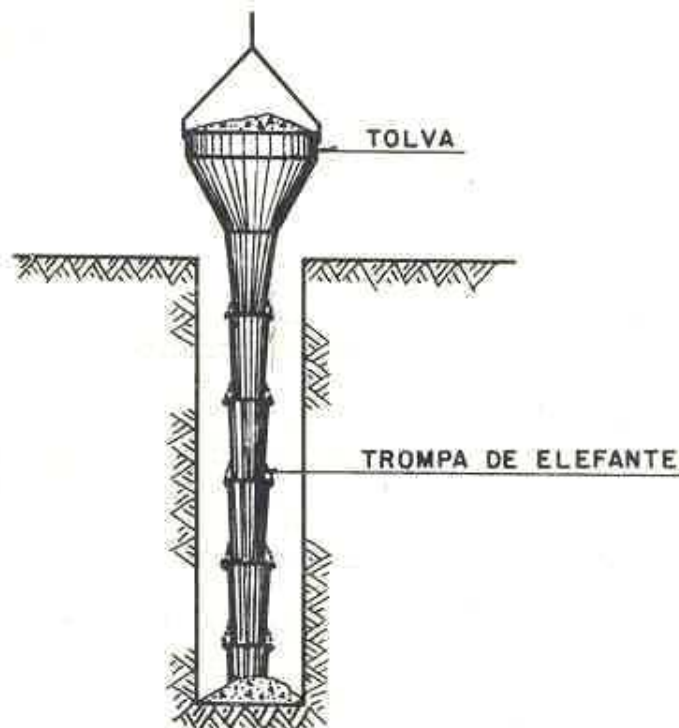


Figura VIII-16 Fundición de pilotes utilizando trompa de elefante.



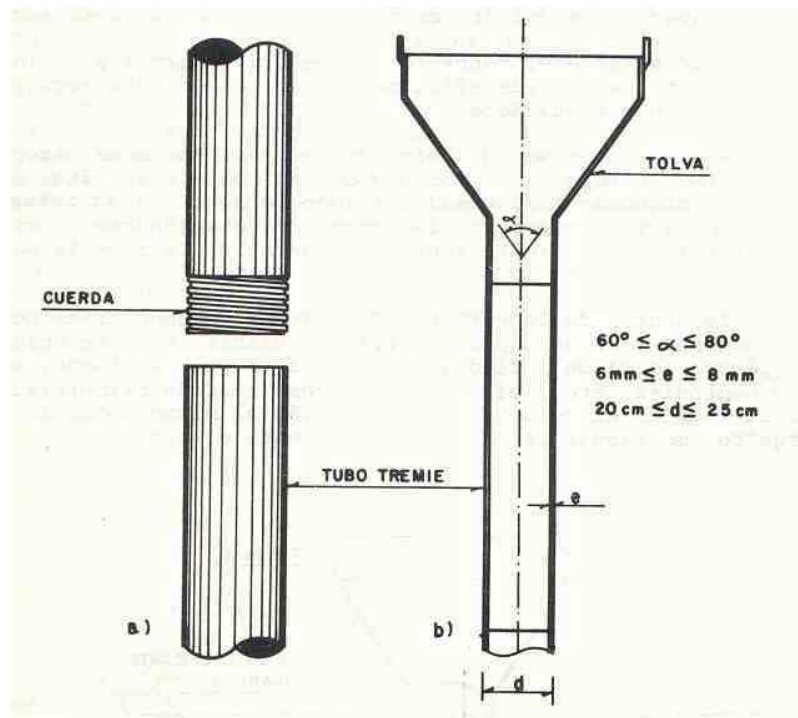
En ocasiones, cuando las dimensiones transversales del pilote son mayores a 2.40mts., es posible emplear canaletas en espiral, sin embargo la colocación de las mismas puede llegar a ser muy complicado.

En la actualidad el método más utilizado es la fundición con tubería tipo Tremie. Este permite una fundición controlada del concreto aun cuando este debe colocarse bajo el agua o bajo lodo bentonítico. El diámetro interno de esta tubería debe ser por lo menos seis veces mayor que el diámetro máximo del agregado grueso del concreto. Para su manejo puede estar integrada por varios tramos de 3.00 m de longitud como máximo, fácilmente desmontables, por lo que se recomienda que tengan cuerdas trapezoidales.

Es imperativo que la tubería sea perfectamente lisa por dentro y también es aconsejable que lo sea por fuera, lo primero para facilitar el flujo continuo y uniforme durante la fundición y lo segundo para evitar atoramientos de la tubería con el armado.

Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo comprendido entre  $60^\circ$  y  $80^\circ$ . Ver figura VIII-17.

Figura VIII-17 Esquema tubería tremie



Durante la movilización y transporte de los tubos, es recomendable engrasar y proteger sus cuerdas con anillos especiales roscados.

Los diámetros usuales para estas tuberías varían entre 20 y 25cm (8" a 10") y sus espesores de pared entre 6 y 8mm.

Para realizar con rapidez las maniobras de acoplamiento y desacoplamiento de la tubería, es conveniente, sobre todo cuando se trabaja con tubería de ademe o lodos bentoníticos, contar con un dispositivo especial para apoyarla y sujetarla llamado oscilador, como el que se muestra a continuación.

El procedimiento de fundición mediante tubería tremie bajo condiciones saturadas, siempre busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación, dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma; así, al avanzar la fundición, tiene lugar un desplazamiento continuo del lodo o agua, manteniendo una sola superficie de contacto (la del primer volumen de concreto colocado).

La gran diferencia en densidades entre el concreto fluido ( $2.4 \text{ ton/m}^3$ ), el lodo ( $1.04 \text{ Ton/m}^3$ ) y el agua ( $1.00 \text{ Ton/m}^3$ ) ayuda a que dicho desplazamiento se efectúe eficazmente, por lo que es primordial revisar la tubería antes que sea colocada dentro de las perforaciones, asegurándose que no tenga desajustes entre las uniones de sus tramos que puedan provocar la entrada del lodo o agua en su interior.

Al iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación (no más de un diámetro de la tubería) para que permita la salida del primer volumen de concreto. Después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería deber permanecer siempre embebido en el concreto fresco, para lo cual es indispensable llevar un registro continuo de los niveles reales del concreto alcanzados durante su colocación para que en el momento que se juzgue conveniente, se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.

La operación de la fundición debe ser realizada en forma continua, para evitar el peligro de que durante los lapsos de espera, el concreto inicie su fraguado y se provoquen. Ver figuras VIII-18 VIII-19.

Figura VIII-18 obra falsa de madera para realizar la fundición.



Figura VIII-19. Momento de la fundición del pilote.



## **IX. CONCLUSIONES**

- En la actualidad es fundamental el análisis de terrenos ubicados en lugares montañosos cercanos a la orilla de laderas, ya que la estabilidad del suelo es el factor principal de riesgo al que está expuesta una edificación menor.
- La aplicación de pilotes perforados y fundidos en *situ* presentan una solución segura tanto como constructiva como económicamente, para transformar terrenos de no aptos a aptos.
- El propósito de utilizar este tipo de pilotes para cimentaciones, es evitar que se produzcan asentamientos suficientemente grandes los cuales puedan dañar la estructura o dificultar sus funciones.
- La utilización de vegetación alrededor de una construcción en estas condiciones contribuye a reducir el riego y los efectos de erosión.

## **X. RECOMENDACIONES**

- Se recomienda al momento de planificar un proyecto como éste, hacer un análisis y un estudio, así como obtener la información del lugar y de las condiciones para el diseño, contando con el apoyo del ingeniero Geólogo Geotecnista.
- Es fundamental la supervisión de la fundición de los pilotes, en el momento de bajar los tubos de trompa de elefante, a una distancia no mayor de 0.50 M., para evitar la separación de los agregados y la pasta de cemento; y así obtener la calidad esperada del concreto.

## **XI. BIBLIOGRAFÍA**

AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica).

*Normas Estructurales de Diseño y Construcción recomendadas para la República de Guatemala.*

Crespo Villalaz, Carlos. 1996, *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 4ta Ed., México. Editorial Limusa, 639 págs.

Das, Braja M. 2006, *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, 5ta. Ed. México D.F., Edamsa Impresiones, 741 págs.

González de Vallejo. 2002, *Ingeniería Geológica*, 774 págs.

Nilson Arthur, 1994, *Diseño de Estructuras de Concreto*, 11 a. Ed., Colombia, Editorial Mc Graw Hill, 761 págs.

Peck Ralph B. 1990, *Ingeniería de cimentaciones*, 2da. Ed., México, Editorial Limusa, 520 págs.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 1989, *Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes*, 2da. Ed., México, D.F., 218 págs.

## XII. GLOSARIO

**Desprendimientos:** Son los movimientos de ladera, involucrando una variedad de formas y procesos de movimientos de masas en laderas que incluye el transporte ladera abajo de suelo y material de roca bajo la influencia gravitacional, y que constituyen una clara amenaza principalmente en áreas montañosas y volcánicas.

**Deslizamientos:** Se producen cuando capas enteras de terreno se mueven sobre el material firme que tienen por debajo. En su movimiento siguen uno o varios planos de corte del terreno.

**Estabilidad del suelo:** Característica del suelo la cual se mantiene sin peligro de cambiar sus propiedades mecánicas y físicas.

**Intemperismo:** Acción combinada de procesos (climáticos, biológicos etc), mediante los cuales la roca es descompuesta y desintegrada por la exposición continua a los agentes atmosféricos.

**En *situ*:** Pruebas realizadas para la determinación de las características geotécnicas de un terreno.

**ladera inestable:** Se define como aquella que bajo una determinada condición o condiciones de carga presenta un factor de seguridad inferior a 1.5 para cargas estáticas y 1.10 para cargas dinámicas.

**Límites de Attemberg:** Se basa en el concepto de que un suelo de grano fino solamente puede existir en cuatro estados de consistencia según su humedad: sólido, semisólido, plástico y líquido.

**Lodos bentoníticos:** Se denomina lodo y es una mezcla de agua con arcilla coloidal, empleada como auxiliar en la ejecución de barrenos.

**Permeabilidad:** Puede ser penetrado o traspasado por el agua u otro fluido.

**Piezómetro:** Instrumento que mide la compresibilidad de un material y la presión de un fluido.

**Suelo:** Es una capa delgada sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

