

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

Determinación del refuerzo de pilotes de concreto circulares fundidos in situ sujetos a carga axial y flexión por medio de diagramas de interacción

Trabajo de investigación presentado por Ernesto José Calzia Solórzano para optar al grado de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala
2006

Determinación del refuerzo de pilotes de concreto circulares fundidos *in situ* sujetos a carga axial y flexión por medio de diagramas de interacción

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

Determinación del refuerzo de pilotes de concreto circulares fundidos in situ sujetos a carga axial y flexión por medio de diagramas de interacción

Trabajo de investigación presentado por Ernesto José Calzia Solórzano para optar al grado de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala
2006

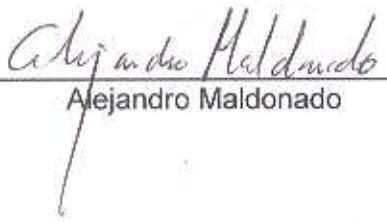
Vo.Bo.:

(f) 
Fernando Callejas

Tribunal:

(f) 
Fernando Callejas

(f) 
Tatiana Mancilla

(f) 
Alejandro Maldonado

Fecha de aprobación:

RESUMEN

Este trabajo de graduación se enfoca primordialmente en proporcionar una forma rápida y sencilla para determinar el refuerzo de acero longitudinal de este tipo de cimentaciones profundas, por medio de la lectura de diagramas que relacionan el diámetro del pilote, esfuerzos que soporta y su correspondiente refuerzo de acero.

El documento provee una idea general sobre las características y comportamiento de pilotes, el trabajo describe y clasifica los pilotes, según su tipo de material y desempeño según condiciones del subsuelo y hace especial énfasis en consideraciones geotécnicas que se deben tomar en cuenta para poder diseñar pilotes fundidos *in situ*.

Seguidamente, se describen los procedimientos de diseño estructural de pilotes sometidos a la combinación de carga axial y flexión analizados como columnas y aplicándose el factor de reducción correspondiente a cimentaciones profundas, basándose los códigos del “American Concrete Institute” (ACI) y del “American Association of State Highway and Transportation Officials” (AASHTO). De acuerdo con la información y procedimientos, se procede a integrar los diagramas de interacción que relacionan carga axial en las ordenadas y flexión en las abscisas, en unidades del sistema métrico. La construcción de estos diagramas se realiza para pilotes de 0.30m, 0.40m, 0.50m, 0.60m, 0.70m, 0.80m, 0.90m y 1.00m de diámetro.

Cada uno de estos diagramas estará relacionado con un área de acero (A_s) en centímetros cuadrados (cm^2) que representará el refuerzo longitudinal de acero que requiere ese pilote para resistir dichas cargas y momentos.

Se presenta un ejemplo numérico resuelto con el fin de ilustrar la utilización de los diagramas. Finalmente se describe el método constructivo de este tipo de cimentaciones profundas.

Este trabajo demuestra claramente ser una herramienta muy útil para la determinación del refuerzo longitudinal de un pilote circular fundido *in situ*, no obstante se debe tener cuidado y prestar especial atención a las limitaciones de método de diseño y resistencia a utilizar para que los resultados obtenidos sean representativos y que tengan una exactitud satisfactoria.

CONTENIDO

	Página
RESUMEN	vi
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE CUADROS	x
LISTA DE ECUACIONES	x
Capítulos	
I. Introducción	1
II. Objetivos	2
III. Pilotes	3
A. Generalidades de pilotes	3
1. Cimentaciones con pilotes	3
2. Tipos de pilotes	4
a. Según su material	4
b. Según su mecanismo de transferencia de carga	8
IV. Diseño	12
A. Consideraciones generales	12
1. Diseño Geotécnico	12
a. Investigación	13
b. Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga	13
c. Capacidad de carga	13
d. Cimentaciones profundas en suelos granulares	15
e. Cimentaciones profundas en suelos cohesivos	20
f. Cimentaciones profundas en roca	24
2. Diseño estructural	26
a. Diseño de pilotes sometidos a carga axial	28
b. Diseño de pilotes sometidos a carga axial y momentos flectores	30
3. Disposiciones del ACI para pilotes fundidos in situ	31

V. Diagramas de Interacción	33
A. Cálculo de diagramas de interacción para condiciones de servicio	33
1. Integración	33
a. Falla balanceada	38
2. Ejemplo numérico de integración	39
VI. Ábacos de Diseño	42
A. Comentarios generales	42
B. Diagramas	43
1. Diagrama de interacción para pilote $D = 0.30\text{m}$	43
2. Diagrama de interacción para pilote $D = 0.40\text{m}$	44
3. Diagrama de interacción para pilote $D = 0.50\text{m}$	45
4. Diagrama de interacción para pilote $D = 0.60\text{m}$	46
5. Diagrama de interacción para pilote $D = 0.70\text{m}$	47
6. Diagrama de interacción para pilote $D = 0.80\text{m}$	48
7. Diagrama de interacción para pilote $D = 0.90\text{m}$	49
8. Diagrama de interacción para pilote $D = 1.00\text{m}$	50
C. Ejemplo de utilización de diagramas de interacción	51
VII. Método Constructivo	53
A. Consideraciones preliminares	53
B. Equipo	54
1. Grúas	54
2. Perforadoras	56
3. Herramientas para perforadoras	58
C. Perforación	59
1. Sin protección	62
2. Con tubería de ademe	62
3. Con lodos	63
D. Manejo y colocación	65
1. Acero de refuerzo	65
2. Concreto	65
3. Fundición	66
VIII. Conclusiones	70
IX. Recomendaciones	71
X. Bibliografía	72

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
1	Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes	3
2	Pilotes de punta y pilotes de fricción	9
3	Mecanismo de transferencia de carga para pilotes	10
4	Factores de capacidad de carga N^*_{cp} , N^*_{qp} , $N^*_{\gamma p}$, según Meyerhoff	14
5	Capacidad de carga por punta y fricción	17
6	Factor de capacidad de carga para pilotes fundidos in situ	18
7	Secciones equivalentes por el método de Whitney	33
8	Sección rectangular equivalente de pilote circular sometido a flexocompresión	35
9	Diagrama de interacción típico	37
10	Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.30\text{m}$	43
11	Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.40\text{m}$	44
12	Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.50\text{m}$	45
13	Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.60\text{m}$	46
14	Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.70\text{m}$	47
15	Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.80\text{m}$	48
16	Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.90\text{m}$	49
17	Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 1.00\text{m}$	50
18	Representación de utilización de diagrama de interacción	51
19	Grúa sobre ruedas de capacidad media	54
20	Grúa sobre orugas de alta capacidad	55
21	Perforadora hidráulica para perforar pilotes de hasta 500mm	57

22	Perforadora hidráulica para perforar pilotes de hasta 1,500mm	57
23	Baldes cortadores	58
24	Botes ampliadores	59
25	Herramientas para perforación	61
26	Esquema de funcionamiento de una bacha	66
27	Esquema de trompa de elefante	67
28	Esquema de tubería tremie	68

LISTA DE CUADROS

Cuadro		Página
1	Comparación de pilotes fabricados con distintos materiales	7
2	Coefficiente de capacidad de carga N_c' para pilotes fundidos in situ	22
3	Valores del coeficiente empírico K_{sp}	25

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación		Página
1	Carga última de un pilote	8
2	Resistencia friccional de un pilote	10
3	Carga de hundimiento por punta de un pilote	14
4	Carga de hundimiento en suelos granulares	15
5	Carga de hundimiento en suelos cohesivos	15
6	Capacidad de carga según ensayo de penetración estándar	16
7	Capacidad de carga admisible	16
8	Capacidad de carga por punta y por fricción	17

9	Resistencia por punta	18
10	Asentamiento de pilotes en arena	20
11	Carga última por fricción en suelos cohesivos	21
12	Carga última por punta en suelos cohesivos	22
13	Carga permisible cuando el suelo bajo la base es más o igual compresible que el suelo del fuste	23
14	Carga permisible cuando el suelo bajo la base es menos compresible que el suelo del fuste	23
15	Capacidad de carga por punta en roca	24
16	Valor “d” en ecuación No. 15	24
17	Capacidad de carga por adherencia entre concreto y roca	25
18	Relación de esfuerzo entre acero y concreto	28
19	Carga axial en pilote	28
20	Resistencia última nominal	28
21	Resistencia última admisible para pilotes con espiral, LRFD	29
22	Resistencia última admisible para pilotes con estribos, LRFD	29
23	Resistencia última admisible, ASD	30
24	Resistencia última a lo largo de sección del pilote	34
25	Momento último a lo largo de la sección del pilote	34
26	Resistencia última según limitaciones ASD	35
27	Momento último según limitaciones ASD	35
28	Deformación unitaria de acero a tensión	37
29	Esfuerzo de tensión	37
30	Deformación unitaria de acero a compresión	37
31	Esfuerzo de compresión	37
32	Espesor de bloque de esfuerzos en el concreto	37

33	Resultante a compresión en el concreto	38
34	Resultante a compresión en el concreto con limitaciones ASD	38
35	Distancia hacia el eje neutro (falla balanceada)	38
36	Espesor del bloque de esfuerzos en el concreto (falla balanceada)	38

I. INTRODUCCIÓN

Los elementos de cimentación son, con frecuencia, parámetros críticos y determinantes en la vida útil estructural de cualquier edificación. La utilización de pilotes para cimentar estructuras, en zonas donde la cimentación habitual no es recomendable, es una solución que ha tomado un auge considerable en la última década sobre todo por las innovaciones en la tecnología de las perforadoras hidráulicas modernas. Con estos equipos se provee un método constructivo satisfactorio en términos de ahorro de tiempo y se garantiza una correcta construcción de los pilotes, ya que obstáculos comunes en el subsuelo, como boleos, nivel freático alto o estratos de suelo muy sueltos, pueden ser fácilmente superados utilizando medios mecánicos.

Asimismo, la perforación, combinada con la fundición *in situ* inmediata ofrece ventajas considerables frente a otras opciones de pilotaje como lo es el hincado. Los pilotes fundidos *in situ* se pueden construir antes de terminar las operaciones de nivelación total del terreno, su método constructivo no involucra daños potenciales a estructuras cercanas, ya que no existe golpe de martillo que produzca vibración y no existe riesgo de alteraciones o levantamiento del terreno.

Los pilotes, en general, trabajan a compresión, sin embargo pueden estar sujetos a momentos flectores al producirse alguna excentricidad en la carga axial o cuando la presión del terreno actúa sobre ellos, si estos deben contener el mismo. Este trabajo pretende mostrar las consideraciones de diseño y factores geotécnicos y estructurales que se deben tomar en cuenta para la determinación del refuerzo longitudinal de pilotes circulares fundidos *in situ* y subsecuentemente, presentar una relación entre el diámetro del pilotes, carga axial y momento flector con el área de acero longitudinal requerida para tales condiciones.

II. OBJETIVOS

A. Generales:

- Proveer un método rápido y sencillo para determinar el refuerzo longitudinal de pilotes de concreto circulares fundidos *in situ*.
- Integrar diagramas de interacción de carga axial y momentos para pilotes de diámetros entre 0.30m hasta 1.00m, basados en los códigos estructurales ACI y AASHTO.
- Proporcionar conocimientos básicos de las características y comportamientos de los pilotes más comunes.
- Describir los factores geotécnicos que inciden el diseño y construcción de pilotes fundidos *in situ*.
- Exponer y explicar la metodología de construcción de pilotes fundidos *in situ*.

B. Específicos:

- Relacionar los factores geotécnicos con los factores estructurales que conjuntamente definirán el diseño de un pilote fundido *in situ*.
- Ejemplificar la utilización de estos diagramas con un problema numérico.

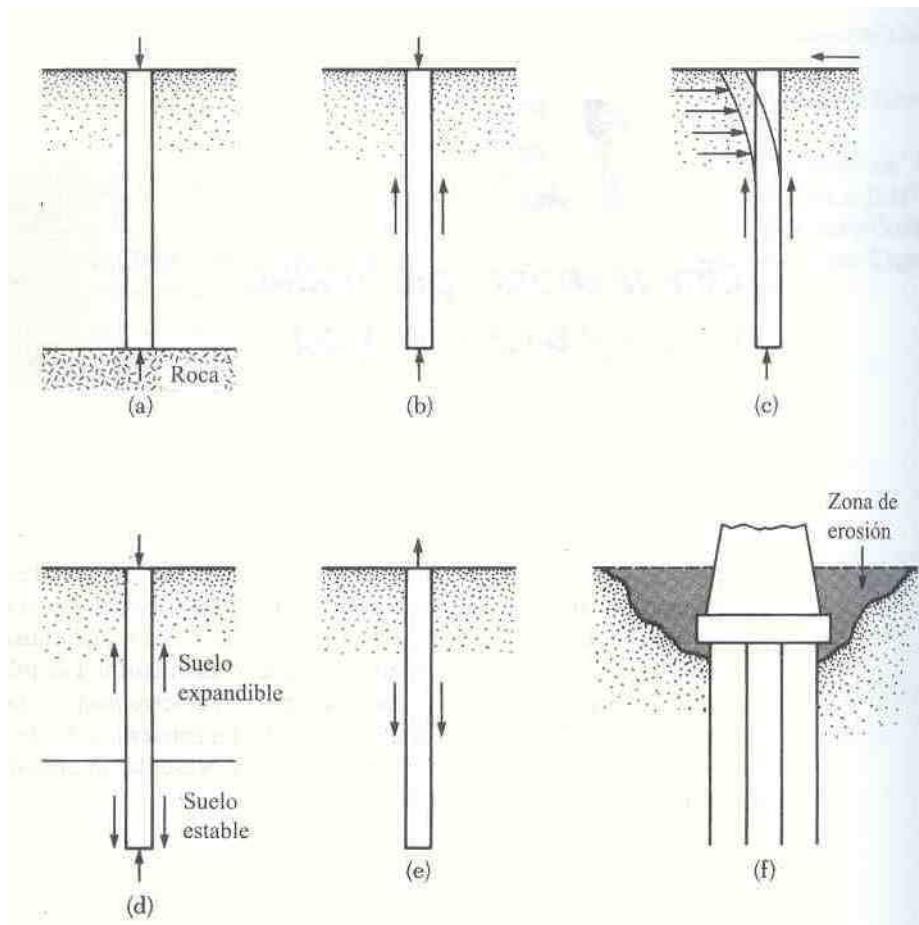
III. PILOTES

A Generalidades de pilotes:

Los pilotes son miembros estructurales cuya longitud es, al menos, 8 veces la dimensión de su diámetro y transmiten las cargas a estratos competentes inferiores y constituyen las cimentaciones profundas. Estos son fabricados en acero, concreto y/o madera.

1. Cimentaciones con pilotes. Las cimentaciones con pilotes se recomiendan en las siguientes circunstancias:

Figura 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 (figura 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 (figura 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 (figura 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 (figura 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). (Figura 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 1f. (Das, 2006).

2. Tipos de pilotes

- a. Según su material. El uso de los distintos tipos de pilotes depende del tipo de condiciones a las que se le vaya a hacer frente, es decir carga, subsuelo, agua freática,

etc. Los pilotes, por su material o proceso constructivo, se dividen en los siguientes tipos: a) pilotes de acero, b) pilotes de concreto, c) pilotes de madera y d) pilotes compuestos.

1) Pilotes de acero. Los pilotes y miembros tipo caja de acero son en general contruidos a base de tubos o de secciones H de acero roladas. Los pilotes de tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las secciones de patín ancho y las secciones I de acero se usan también como pilotes, sin embargo las secciones H son preferidas ya que sus espesores de alma y patín son iguales. En muchos casos, los pilotes de sección tubular son rellenados con concreto una vez que han sido hincados.

Cuando se esperan condiciones difíciles de hincado, tales como a través de grava densa, pizarras y roca suave, los pilotes de acero pueden adaptarse con puntas o zapatas de hincado.

2) Pilotes de madera. Los pilotes de madera son básicamente troncos de árboles a los que se les ha removido las ramas y la corteza. De esta particularidad se deriva la limitación que la longitud máxima de la mayoría de pilotes de madera sea de entre 10 y 20 metros, dependiendo de la altura del árbol del cual se extrajo la pieza de madera. Para calificar como pilotes, la madera debe estar recta, sana y sin defectos. El Manual de Práctica, No. 17 (1959), de la American Society of Civil Engineers (ASCE), divide los pilotes de madera en tres clases:

a) Los pilotes clase A soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del extremo más grueso (cabeza) debe ser de 356 mm.

b) Los pilotes clase B se usan para soportar cargas medias. El diámetro mínimo de la cabeza debe ser de entre 305 y 330 mm.

c) Los pilotes clase C se usan en trabajos provisionales de construcción, se emplean permanentemente para estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático. El diámetro mínimo de la cabeza debe ser de 305 mm.

En todo caso, una punta de pilote debe tener un diámetro no menor de 150mm.

Los pilotes de madera no pueden resistir altos esfuerzos de hincado, por tanto, la capacidad del pilote es por lo general limitada aproximadamente a un valor entre 220 y 270 KN. Zapatas de acero se usan para evitar daños a la punta del pilote. La parte superior de los pilotes de

madera también se puede dañar durante la operación de hincado. Para evitar daño a la parte superior del pilote se usa una banda o capuchón metálico. El agrietamiento de las fibras de madera causado por el impacto del martillo se denomina astillado.

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

a) 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. La resistencia última de esos torones de acero es aproximadamente de 1800.00 MN/m^2 . Durante la fundición, los torones se tensan, produciendo así una fuerza de compresión sobre la sección del pilote (Das, 2006).

b) Pilotes fundidos *in situ*. Los pilotes de concreto fundidos *in situ* son los que más se usan para cargas axiales mayores de 35 Toneladas. 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 hinca en el terreno y sirve 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 hinca 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 arcilla 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, cuyo vástago central es hueco. 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 vástago 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 (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989).

Cuadro 1: Comparación de pilotes fabricados con distintos materiales

Tipo de pilote	Longitud usual de los pilotes (m)	Longitud máxima del pilote (m)	Carga usual (kN)	Carga máxima apropiada (kN)	Ventajas	Desventajas
Acero	15.00 - 60.00	Grandes profundidades	300.00 - 1200.00		a) Fácil de manejar con respecto al recorte y extensión a la longitud deseada. b) Puede resistir grandes esfuerzos de hincado. c) Puede penetrar estratos duros como grava densa y roca suave. d) Capacidad alta de carga.	a) Material relativamente caro. b) Alto nivel de contaminación auditiva durante el hincado. c) Material expuesto a corrosión. d) Los pilotes H pueden dañarse o ser flexionados respecto a la vertical durante el hincado de estratos al pasar obstrucciones mayores.
Concreto prefabricado	Prefabricado: 10.00 - 15.00 Preesforzado: 10.00 - 35.00	Prefabricado: 30.00 Preesforzado: 60.00	300.00 - 3000.00	Prefabricado: 800.00 - 900.00 Preesforzado: 7500.00 - 8500.00	a) Puede someterse a un fuerte hincado. b) Resistente a la corrosión. c) Puede combinarse fácilmente con la superestructura de concreto.	a) Difícil de lograr un recorte apropiado. b) Difícil de transportar.
Concreto fundido in situ	5.00 - 20.00 m	30.00 - 40.00 m	200.00 - 500.00	800.00	a) Relativamente barato. b) Inspección posible antes de fundir el concreto. c) Fácil de extender.	a) Difícil de empalmar después de fundir. b) Se pueden crear vacíos si el concreto se funde demasiado rápido. c) Se debe cuidar el diámetro del agregado.

b. Según su mecanismo de transferencia de carga. Además de la clasificación mencionada en la sección 3.2, los pilotes se dividen en dos tipos, dependiendo de los mecanismos de transferencia de carga al suelo: 1) pilotes de punta y 2) pilotes de fricción.

1) 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 2a). 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 2b).

La carga última del pilote se expresa como:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (\text{Ecuación 1})$$

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.

2) Pilotes de fricción. Cuando 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

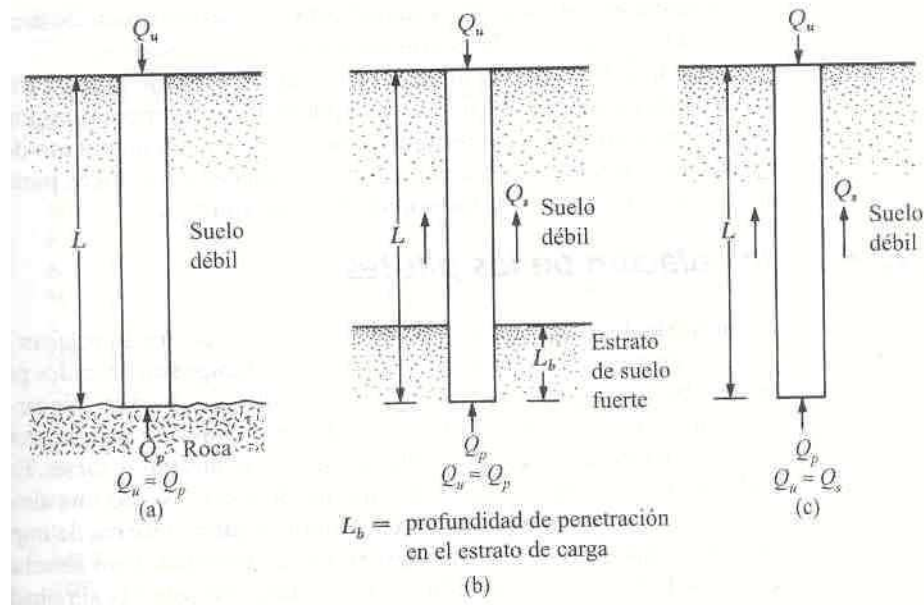
del material más blando a profundidades específicas (figura 2c). La carga última de esos pilotes se expresa por la Ecuación 1. Sin embargo, si el valor de Q_p es relativamente pequeño:

$$Q_u \approx Q_s$$

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 (Das, 2006).

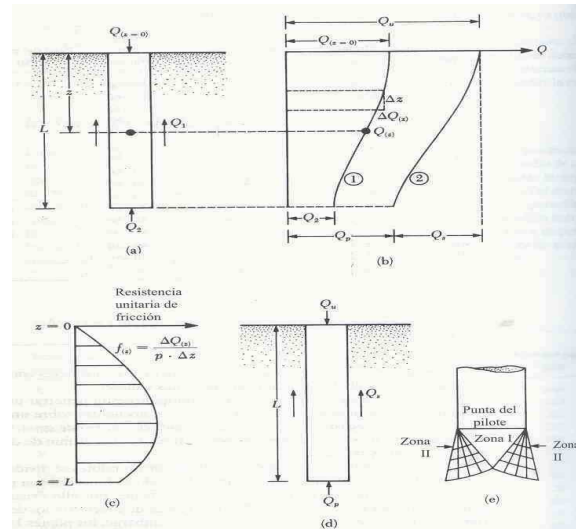
Figura 2: Pilotes de punta y pilotes de fricción



- 3) Mecanismo de transferencia de carga. Para entender el mecanismo de transferencia de carga de un pilote al suelo, se considera un pilote de longitud L , como muestra la figura 3a. La carga sobre el pilote es incrementada gradualmente de 0 a $Q_{(z=n)}$ en la superficie del terreno. Parte de esta carga será resistida por la fricción lateral desarrollada a lo largo del

eje, Q_1 , y parte por el suelo debajo de la punta del pilote, Q_2 . La relación de Q_1 y Q_2 con la carga total se explica a continuación:

Figura 3: Mecanismo de transferencia de carga para pilotes



Si se efectuaran mediciones para obtener la carga tomada por el fuste del pilote, Q_z , a cualquier profanidad z , la naturaleza de la variación será como la curva 1 de la figura 3b. La resistencia friccional por área unitaria, $f(z)$, a cualquier profundidad se determina así:

$$F(z) = \frac{\Delta Q(z)}{p(\Delta z)} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde p = perímetro de la sección transversal del pilote. La figura 3c Muestra la variación de $F(z)$ con la profundidad.

Si la carga Q en la superficie del terreno se incrementa gradualmente, la resistencia friccional máxima a lo largo del mástil del pilote será totalmente disipada cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote sea aproximadamente entre 5.00 y 10.00 mm, independientemente del diámetro y longitud del pilote. Sin embargo, la resistencia máxima de punta $Q_2 = Q_p$ no será disipada hasta que la punta se haya movido aproximadamente 10 a 25% del diámetro del pilote. El

límite inferior se aplica a pilotes hincados y el límite superior a pilotes fundidos in situ. Bajo la carga última $Q_{(z=0)} = Q_u$ (figura 3d y curva 2 en figura 3b).

Entonces,

$$Q_1 = Q_s \quad y$$

$$Q_2 = Q_p$$

La explicación anterior indica que Q_s se desarrolla bajo un desplazamiento mucho menor del pilote comparado con Q_p .

Bajo la carga última, la superficie de falla en el suelo en la punta del pilote, es como la mostrada en la figura 3.3e, es decir falla por capacidad de carga causada por Q_p .

Se debe resaltar que las cimentaciones con pilotes son cimentaciones profundas y que el suelo falla principalmente en modo de punzonamiento.

Como se observa en la figura 3e una zona triangular, I, se desarrolla en la punta del pilote, que es empujada hacia abajo sin producir ninguna otra superficie de deslizamiento visible. En arenas densas y suelos arcillosos duros, una zona cortante radial, II, se desarrolla parcialmente (Das, 2006).

IV. DISEÑO

A. Consideraciones generales:

1. Diseño geotécnico. En términos generales, toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

- Tener un factor de seguridad contra falla última.
- Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles de la superestructura.

Para un caso específico, uno de estos dos criterios condicionará las dimensiones de la cimentación; por tanto, es necesario calcular tanto la capacidad de carga como el asentamiento probable de la cimentación. Obviamente, la influencia del tipo de suelo es evidente; así, en arena densa o mediana, en la que los asentamientos son generalmente pequeños, el criterio de asentamientos rara vez será el decisivo. Por el contrario, en cimentaciones sobre arcilla blanda, los asentamientos normalmente serán el factor gobernante.

La capacidad de carga de una cimentación profunda se puede decir que depende esencialmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga del elemento de cimentación al suelo.

Por otra parte, la sensibilidad de la superestructura a los asentamientos debe considerarse sabiendo que, tanto las superestructuras muy flexibles como las muy rígidas se pueden considerar como insensibles, ya que las flexibles (estructuras metálicas), y las rígidas (estructuras de concreto), se asentarán como bloque.

Finalmente, se debe tener conocimiento de los distintos tipos de pilote y de cómo transmiten y distribuyen las cargas al subsuelo, así como los procedimientos constructivos que convenga aplicar.

De lo anterior, se concluye que el diseño geotécnico de una cimentación profunda debe comprender las siguientes etapas de trabajo: a. Investigación geotécnica, b. Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga, c. Verificación de las etapas 2 y 3, empleando los

datos obtenidos de pruebas de carga estáticas y dinámicas (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Graux, 1975).

a. Investigación geotécnica. Los métodos de exploración del subsuelo para estimar el carácter de los depósitos naturales, así como las pruebas de laboratorio necesarias para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que intervienen en el cálculo de capacidad de carga y de asentamientos profundos, son generalmente similares a los empleados en otros tipos de cimentaciones, como lo son las pruebas de penetración estándar o SPT y ensayos sobre muestras.

b. Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga. Como resultado del estudio de los perfiles de suelos y las características de los depósitos, se puede seleccionar el o los estratos de apoyo; estimando la longitud necesaria de penetración de dichos estratos, se puede definir la longitud probable de los pilotes. En los casos donde los sondeos muestren presencia de roca o un estrato duro bien definido que esté a una profundidad económicamente aceptable, será admisible transmitir la carga con elementos trabajando por punta, cuya longitud puede determinarse con precisión, siempre que no exista asentamiento regional. En estas situaciones se debe analizar adicionalmente el método constructivo para resolver esta condición.

La determinación preliminar de las características de los elementos de cimentación, también puede hacerse estudiando la historia de las estructuras existentes cimentadas con pilotes, que se localicen en la vecindad de la estructura por construir. En este caso, se deben comparar las similitudes de dichas estructuras con la propuesta, en lo referente al tamaño y geometría, condiciones de carga y tipos de suelos; en las zonas donde prevalezcan condiciones de cimentación similares, siempre debe tomarse en cuenta la práctica empleada a través de los años.

c. Capacidad de carga. La capacidad de carga de una cimentación se define de acuerdo a dos criterios fundamentales:

- La capacidad de carga última, que es la carga promedio por unidad de área que origina la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por asentamiento excesivo.

- La capacidad de carga permisible, que es la carga promedio por unidad de área que no provocará asentamientos mayores que el valor admisible prefijado para la estructura y que también proporcionará un factor de seguridad adecuado contra falla por esfuerzo cortante. (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989)

- 1) Determinación de la carga de hundimiento. La carga de hundimiento por punta de un pilote es igual al área o sección transversal del pilote, multiplicada por la presión unitaria en la base del pilote que produce la rotura. La expresión general de dicha presión unitaria (q_p), en términos de tensiones efectivas brutas resulta:

$$Q'_p = c' N_{cp}^* + q'_o N_{qp}^* + \frac{1}{2} D \gamma' N_{\gamma p}^* \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde:

N_{cp}^* , N_{qp}^* , $N_{\gamma p}^*$ = factores de capacidad de carga (que incluyen los factores de forma), que dependen exclusivamente del ángulo de fricción interna efectivo del suelo y que pueden obtenerse de la figura 4.

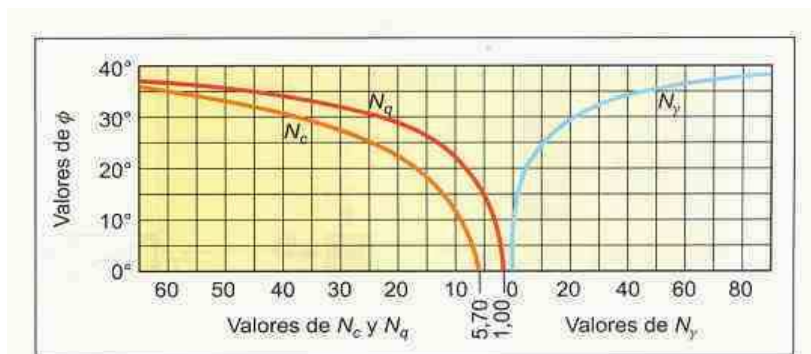
C' = cohesión efectiva del terreno.

Q'_o = tensión efectiva vertical debida a la sobrecarga de tierras al nivel de la punta del pilote.

D = diámetro del pilote.

γ' = peso específico del suelo.

Figura 4: Factores de capacidad de carga N_{cp}^* , N_{qp}^* , $N_{\gamma p}^*$, según Meyerhoff



Esta fórmula es semejante a la que proporciona la presión de hundimiento de las cimentaciones superficiales. En el caso de los pilotes, sin embargo, el tercer término de este polinomio es, en general, muy pequeño frente a los otros dos, y suele despreciarse.

Cuando se trata de pilotes construidos en suelos granulares (gravas, arenas y limos sin cohesión), la cohesión efectiva resulta nula, de manera que:

$$Q'_p = q'_o N^*_{qp} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Según esta expresión, para un determinado terreno con un cierto ángulo de fricción interna, el factor de capacidad de carga N^*_{qp} es una constante y, por tanto, la presión unitaria por punta crece proporcionalmente a q'_o , de forma lineal con la profundidad a la que se encuentre la punta. Esto sólo es enteramente cierto hasta unas determinadas profundidades. En ensayos a escala real se ha podido comprobar que, efectivamente, la presión unitaria por punta en suelos granulares, crece proporcionalmente a la longitud del pilote, pero a partir de una cierta profundidad, permanece aproximadamente constante. Esa profundidad, a partir de la cual no se debe considerar crecimiento alguno, es aproximadamente igual a 10 veces el diámetro del pilote en el caso de arenas sueltas y, a 20 veces el diámetro del pilote, en el caso de arenas densas. (González de Vallejo, 2002).

En suelos arcillosos, las condiciones más desfavorables se suelen producir inmediatamente tras la carga, es decir, antes de los excesos de presión intersticial generados hayan podido disiparse. El cálculo sin drenaje se efectúa en tensiones totales, adoptando $\varphi=0$, $c = S_u = \frac{P}{2A}$ (Ensayo de compresión).

Para un ángulo de fricción interna nulo resulta que $N^*_{qp} = 1$, de forma que descontando el peso propio del pilote, la presión total neta de hundimiento q_p es igual a:

$$Q^{neta}_p = S_u N^*_{cp} \quad (\text{Ecuación 5})$$

d. Cimentaciones profundas en suelos granulares. Los métodos descritos a continuación se aplicarán únicamente a depósitos homogéneos en los que los suelos granulares se extienden hasta una profundidad apreciable por debajo del extremo inferior del cimiento, o a depósitos estratificados en los que los suelos granulares están subyacidos por materiales más competentes.

Los pilotes en suelos granulares derivan su capacidad de carga tanto de la resistencia por punta como de fricción lateral a lo largo del fuste. La proporción con la que estos dos elementos contribuyen a la capacidad total del elemento es función de la compacidad, del nivel de

esfuerzos, y de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, así como de las características del pilote. (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989).

1) Capacidad de carga, según la penetración estándar. La capacidad de carga última de un pilote individual en suelos granulares se puede determinar a partir de los resultados de la prueba de penetración estándar, aplicando la siguiente expresión (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989) :

$$Q_u = 40 N A_p + 0.2 N_{prom} A_s \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde:

Q_u = carga última del pilote (ton)

N = número de golpes promedio a la elevación de la planta del pilote, No. de golpes/30cm

A_p = área de la sección transversal de la punta del pilote (m^2)

N_{prom} = número de golpes promedio a lo largo del fuste del pilote, No de golpes/30cm

A_s = área de la superficie lateral del fuste del pilote (m^2)

La prueba de penetración estándar está sujeta a errores; por ello se acostumbra emplear un factor de seguridad mínimo de 4 para definir la capacidad de carga permisible del pilote, Q_a .

Así:

$$Q_a = \frac{Q_f}{4} \quad (\text{Ecuación 7})$$

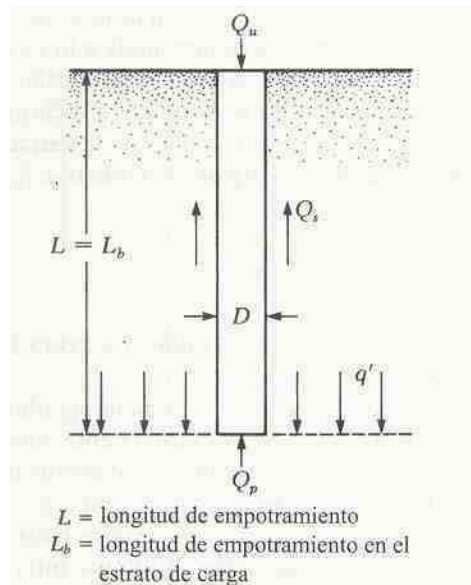
2) Capacidad de carga, según la teoría de la plasticidad:

La capacidad de carga permisible de un pilote en suelo granular se puede determinar a partir del parámetro de resistencia al corte Φ' (ángulo de fricción efectiva del suelo) y admitiendo una teoría sobre el posible mecanismo de falla del conjunto pilote-suelo.

Se admite que el análisis de capacidad de carga de pilotes puede basarse en el llamado enfoque estático, en el que las dos componentes de la capacidad de soporte, la carga por punta Q_p y la carga por fricción lateral Q_s , se calculan separadamente y se superponen como sigue (figura 5), (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002):

$$Q = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s \quad (\text{Ecuación 8})$$

Figura 5: Capacidad de carga por punta y fricción



Donde A_p y A_s representan el área de contacto de la punta del pilote y de la superficie lateral del fuste respectivamente y q_p y f_s la resistencia última por punta y por fricción lateral del pilote, respectivamente. Estos esfuerzos dependen de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos y de la condición inicial de esfuerzos de los estratos de suelos

involucrados, así como de la forma, tamaño y propiedades del material del pilote y de su método constructivo.

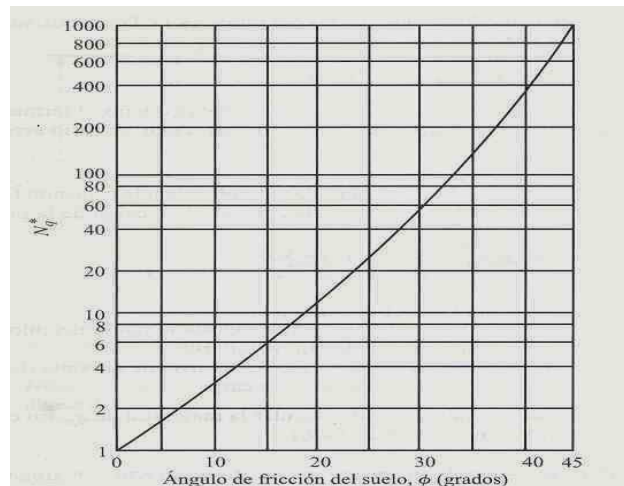
También se han obtenido relaciones basadas en que la resistencia por punta de pilotes en arena homogénea debe ser proporcional a la presión vertical inicial efectiva, p_o al nivel de la punta del elemento.

$$Q_p = p_o N_q^* \quad (\text{Ecuación 9})$$

En esta expresión N_q^* representa el factor de capacidad de carga, para una cimentación circular o cuadrada. El factor N_q^* debe reducirse en un 30%, cuando el pilote posee una relación diámetro-largo mayor que 8.

Meyerhof propone una relación semiempírica entre N_q^* y el ángulo de fricción ϕ' para pilotes perforados de sección circular.

Figura 6: Factor de capacidad de carga para pilotes fundidos *in situ*



3) Capacidad de carga según pruebas de campo. Como los métodos descritos anteriormente están sujetos a errores debido a las dificultades en la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos y las limitaciones de los métodos mismos, se han desarrollado técnicas experimentales de campo semiempíricas, para determinar la capacidad de pilotes mediante pruebas de carga.

En todos los proyectos importantes es común que se justifique económicamente efectuar pruebas de carga preliminares en pilotes antes de llegar al diseño final, como una guía para seleccionar el tipo, longitud y capacidad de carga permisible de los cimientos; estas pruebas se realizarán durante la etapa de construcción cuando el objetivo sea verificar las hipótesis de diseño. En obras pequeñas, en las que se tiene un número reducido de pilotes, generalmente es más económico utilizar un factor de seguridad conservador en el diseño de la cimentación, que efectuar pruebas de carga (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989).

4) 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:

- Admitir que la capacidad del grupo es la suma de las cargas permisibles de los pilotes individuales.
- 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.
- 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 una pila 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 ΣQ_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 (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002) .

5) 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).

$$\delta = \frac{\Sigma QL}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\Sigma Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1-\nu)^2 \quad (\text{Ecuación 10})$$

donde:

δ = Asentamiento inmediato

ΣQ = 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

ν = relación de Poisson del estrato de apoyo

e. Cimentaciones profundas en suelos cohesivos. 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 (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; González de Vallejo, 2002).

1) 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:

$$Q_f = C_{ua}A_s \quad (\text{Ecuación 11})$$

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^2 .

2) 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_o depende grandemente de la historia geológica de cada arcilla en particular, el método puede aplicarse sólo donde se haya determinado K_o con métodos apropiados o evaluados de pruebas de carga (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; González de Vallejo, 2002).

3) 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. Esta 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 (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; González de Vallejo, 2002).

4) 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

Cuadro 2: Coeficiente de capacidad de carga N_c' para pilotes fundidos in situ

Diámetro de la punta	N_c'
< 0.5 m	9.0
0.5 a 1.0 m	7.0
> 1.0 m	6.0

5) 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 (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; González de Vallejo, 2002).

6) 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 $\sum Q$ la carga por fricción negativa estimada (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; González de Vallejo, 2002).

f. 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 cimient; dependiendo de las condiciones de empotramiento, la capacidad de carga se determina siguiendo uno de los siguientes criterios Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989):

- La capacidad de carga se deriva de la resistencia por punta únicamente.
- La capacidad de carga se deriva de la adherencia entre el concreto y la roca a lo largo del área superficial lateral de contacto.
- La capacidad de carga se deriva tanto de la resistencia por punta, como de 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.

1) 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 (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989):

$$q_a = (q_u)_c K_{sp} d \text{ (Ecuación 15)}$$

En la que,

$$d = 0.8 + 0.2 \frac{H_s}{B} < 2 \text{ (Ecuación 16)}$$

q_a = capacidad de carga permisible (ton/m^2)

$(q_u)_c$ = 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 3: Valores del coeficiente empírico K_{sp} , afectados por un factor de seguridad de 3.

Espaciamiento de las discontinuidades	K_{sp}
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	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.

2) 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 (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989) :

$$q_a = \pi B H_s t_a \text{ (Ecuación 17)}$$

donde,

q_a = capacidad de carga permisible (ton/m^2)

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^2)

3) Asentamientos en roca. Los asentamientos elásticos en roca generalmente son muy pequeños y se pueden despreciar. Los asentamientos importantes en roca están comúnmente

asociados con la presencia de juntas abiertas en la masa rocosa (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989) .

2. Diseño estructural. Los pilotes, como las columnas, se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, los pilotes también soportan 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. Aun en estos casos, se hace referencia a los pilotes como elementos a compresión, puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento (Nilson, 1999).

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 (Nilson, 1999)..

Los primero 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.

Un estudio conjunto reciente del ACI y la ASCE (American Society of Civil Engineers) señalaba que el 90% de las columnas arriostradas contra desplazamiento lateral y el 40% de las no arriostradas podrían diseñarse como columnas cortas.

En pilotes, el arriostramiento lateral efectivo, que evita el movimiento lateral relativo de los dos extremos de un elemento vertical, se proporciona a menudo mediante el suelo mismo (Nilson, 1999).

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

a. 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:

$$f_s = n f_c \quad (\text{Ecuación 18})$$

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

está dada por

$$P = f_c [A_g + (n-1)A_s] \quad (\text{Ecuación 19})$$

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:

$$P_n = 0.85f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (\text{Ecuación 20})$$

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:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85 \phi [0.85f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s] \quad , \quad \phi = 0.75 \quad (\text{Ecuación 21})$$

Para pilotes con estribos:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80 \phi [0.85f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s] \quad , \quad \phi = 0.70 \quad (\text{Ecuación 22})$$

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 formaleas 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 descascamiento 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:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85 \phi [0.85f'_c (0.35) (A_g - A_s) + f_y A_s], \phi = 1.00 \text{ (Ecuación 23)}$$

(Nilson, 1999, Mc. Cormack, 1997).

Este trabajo será analizado utilizando el método ASD, ya que resulta más práctico que los diagramas representen condiciones de servicio en lugar de condiciones mayoradas.

b. 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.

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

a. 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.

b. 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.

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

d. 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.

e. 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.

f. 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.

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

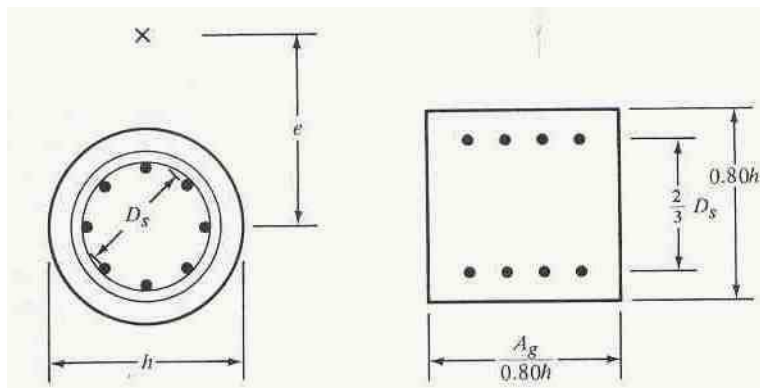
V. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

A. Diagramas de interacción para condiciones de servicio, según ASD:

1. Integración. El análisis de diagramas de interacción para pilotes circulares debe realizarse por medio de una transformación equivalente, pero aproximada, de la sección circular a una sección rectangular, a manera de facilitar los cálculos. Muchos métodos han sido desarrollados para agilizar los cálculos, pero quizás el más utilizado sea el propuesto por Whitney, el cual proporciona resultados que corresponden muy cercanamente a los resultados de laboratorio.

En el método de Whitney, el área de la sección rectangular equivalente coincide con el área de la sección circular, con la disposición que la altura de la sección (h) sea 0.80 veces la longitud del diámetro de la columna, por lo que la dimensión de ancho (b) es igual a el área gruesa de la sección dividida entre la altura transformada. La mitad del acero se asume que se colocará del lado a tensión de la sección y la otra mitad del lado a compresión. La distancia entre las dos camas de acero se asume igual a dos tercios del diámetro del círculo que envuelve las barras de acero en la sección circular real (D_s). Estos valores se muestran en la figura 7.

Figura 7: Secciones equivalentes por el método de Whitney



De esta misma relación se determinó que el recubrimiento equivalente sería 1.33 veces el recubrimiento de la sección circular (Nilson, 1999, Mc. Cormack, 1997).

Una vez la columna equivalente es establecida, los cálculos se realizan de la siguiente manera:

La figura 8, presenta un elemento cargado en dirección paralela a la de su eje mediante una fuerza de compresión P_n y con una excentricidad e medida desde la línea central, causada por un momento flexionante. La distribución de deformaciones unitarias en una sección a-a cualquiera y para un estado de falla inminente, se ilustra en la figura 8b.

Si se supone que las secciones planas permanecen planas, las deformaciones unitarias en el concreto varían linealmente con la distancia desde el eje neutro, que se localiza a una distancia c desde el lado más cargado del elemento. Con compatibilidad total en las deformaciones, las del refuerzo de acero, en cualquier sitio de la sección son las mismas que las deformaciones del concreto adyacente, así que, si la deformación última del concreto es ϵ_u , la de las barras más cercanas a la carga ϵ'_s , mientras que la de las barras a tensión, en el lado más alejado, es ϵ_s . El acero a compresión con un área A'_s y el acero a tensión con un área A_s se localizan respectivamente a distancias d' y d medidas desde la cara en compresión.

Los esfuerzos y fuerzas correspondientes son los de la figura 8c. Al igual que para flexión simple, la distribución real de esfuerzos a compresión en el concreto se reemplaza por una distribución equivalente $a = \beta_1 c$.

El equilibrio entre fuerzas axiales internas y externas que se presenta en la figura 8c, exige que

$$P_n = 0.85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (\text{Ecuación 24})$$

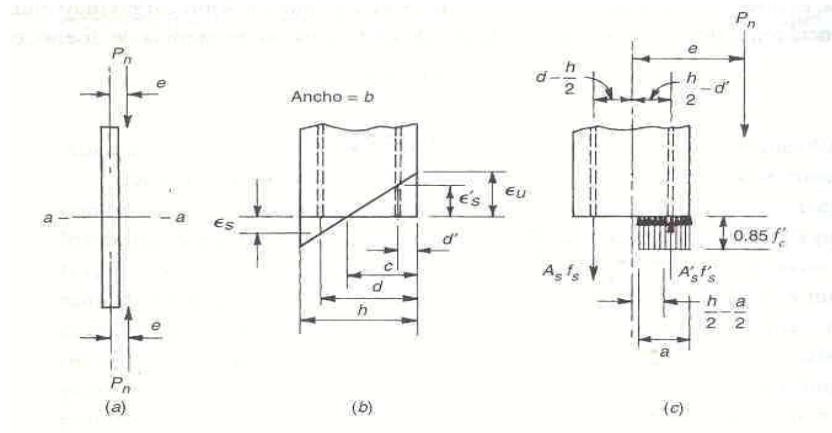
También, el momento de los esfuerzos y fuerzas internas con respecto a la línea central de la sección debe ser igual y opuesto al momento de la fuerza externa P_n , de manera que

$$M_n = P_n e$$

$$M_n = 0.85f'_c ab (h/2 - a/2) + A'_s f'_s (h/2 - d') + A_s f_s (d - h/2) \quad (\text{Ecuación 25})$$

Éstas son las dos ecuaciones básicas de equilibrio para elementos sometidos a compresión excéntrica.

Figura 8: Sección rectangular equivalente de pilote circular sometido a flexocompresión: (a) pilote cargado, (b) distribución de deformaciones en sección a-a, (c) esfuerzos y fuerzas para la resistencia última nominal.



Como se mencionó en el capítulo 4, los diagramas de interacción se trabajarán con las delimitaciones del ASD y para ello, la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) en la sección 8.15.4 limita la resistencia por compresión de un pilote al 35% de su capacidad calculada por las fórmulas anteriores, en sus combinaciones de carga axial y flexión para condiciones de servicio. De esta manera las ecuaciones 24 y 25 serán utilizadas de la siguiente manera:

$$P_n = 0.85(0.35)f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$M_n = P_n e$$

$$M_n = 0.85(0.35)f'_c ab (h/2 - a/2) + A'_s f'_s (h/2 - d') + A_s f_s (d - h/2) \quad (\text{Ecuación 27})$$

En las ecuaciones anteriores no se ha tenido en cuenta el hecho que la presencia de refuerzo a compresión, A'_s , desplaza una cantidad correspondiente de concreto de área A'_s . Esto se elimina de una forma sencilla, ya que en la ecuaciones 26 y 27 se incluye una fuerza en el concreto inexistente igual a $A'_s (0.85 f'_c)$, que actúa en el concreto desplazado al nivel del acero a compresión. Esta fuerza en exceso puede eliminarse en las dos ecuaciones multiplicando A'_s por $(f'_s - 0.85 f'_c)$ en vez de hacerlo por f'_s .

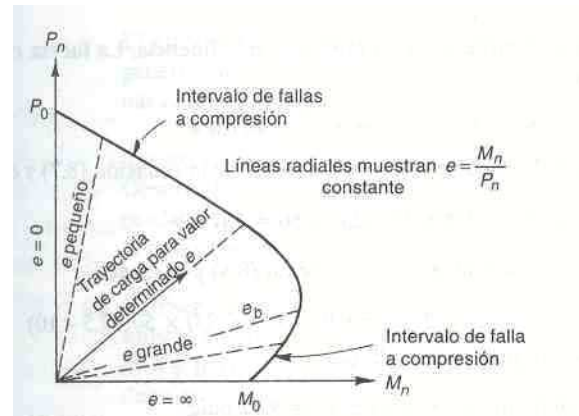
Para grandes momentos, la falla se inicio por la fluencia del acero a tensión A_s . De ahí que, para este caso, $f_s = f_y$. Cuando el concreto alcanza su deformación unitaria última ϵ_u , es posible que el acero a compresión fluya o no; esto debe determinarse con base en la compatibilidad de deformaciones. Para momentos pequeños, el concreto alcanzará su deformación límite ϵ_u antes que el acero a tensión empiece a fluir; de hecho, las barras en el lado de la columna más alejado de la carga pueden estar en compresión y no en tensión. Para momentos pequeños, el análisis debe basarse también en la compatibilidad de las deformaciones entre el acero y el concreto adyacente.

El análisis de los momentos se puede representar, como se mencionó anteriormente como $M = P e$ y de esta forma $e = M/P$, por lo que es posible resolver las ecuaciones 26 y 27 para la carga P_n y para el momento M_n que producirán la falla, de la siguiente manera: en ambas ecuaciones, f'_s , f_s y a pueden expresarse en términos de una sola incógnita c , es decir la distancia hasta el eje neutro. Esto se hace con base en la geometría del diagrama de deformaciones, tomando ϵ_u igual a 0.003 como es usual y utilizando la curva esfuerzo-deformación del refuerzo. El resultado es que las dos ecuaciones contienen únicamente dos incógnitas, P_n y c y puede resolverse para estos dos valores de manera simultánea. Sin embargo, hacer esto en la práctica de forma algebraica resultaría demasiado complicado, en particular por la necesidad de incorporar el límite de f_y tanto en f'_s como en f_s .

Una mejor aproximación, si se tienen en cuenta las bases para el diseño práctico, consiste en construir un diagrama de interacción de resistencia que defina la carga y el momento de falla para determinado pilote en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta infinito. Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores de P_n y M_n que producirán un estado inminente de falla.

Este par de valores puede dibujarse como un punto en un gráfico que relacione P_n y M_n . Una serie de cálculos similares, cada uno correspondiente a una excentricidad diferente, generará una curva que tiene la forma típica que aparece en la figura 9. En este diagrama, cualquier línea radial representa una excentricidad particular $e = M/P$. Para esta excentricidad, al aumentar gradualmente la carga definirá una trayectoria de carga como se ilustra, y cuando esta trayectoria de carga alcance la curva límite se presentará la falla. Observe que el eje vertical corresponde a $e = 0$, y P_o es la capacidad del elemento para carga concéntrica que puede determinarse con la ecuación 26. El eje horizontal corresponde a un valor infinito de e , es decir, flexión pura con una capacidad a momento M_o . Las excentricidades pequeñas producirán falla regida por compresión del concreto, mientras que las grandes llevarán a una falla iniciada por la fluencia del acero a tensión.

Figura 9: Diagrama típico de interacción



Para una columna seleccionada en forma tentativa, el diagrama de interacción puede construirse más fácilmente si se escogen valores sucesivos de la distancia al eje neutro c , desde el infinito (carga axial con excentricidad 0) hasta un valor muy pequeño encontrado por tanteos para obtener $P_n = 0$ (flexión pura). Para cada valor seleccionado de c , las deformaciones y los esfuerzos en el acero y las fuerzas en el concreto pueden calcularse fácilmente como se explica a continuación.

Para el acero a tensión,

$$\varepsilon_s = \varepsilon_u (d-c)/c \quad (\text{Ecuación 28})$$

$$f_s = \varepsilon_u E_s (d-c)/c \quad y \leq f_y \quad (\text{Ecuación 29})$$

mientras que, para el acero a compresión,

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_u (c-d)/c \quad (\text{Ecuación 30})$$

$$f'_s = \varepsilon_u E_s (c-d)/c \quad y \leq f_y \quad (\text{Ecuación 31})$$

El bloque de esfuerzos del concreto tiene un espesor

$$a = \beta_1 c \text{ y } \leq h \text{ (Ecuación 32)}$$

y, en consecuencia, la resultante a compresión del concreto es

$$C = 0.85 f'_c ab \text{ (Ecuación 33) , y según disposiciones de la AASHTO 8.15.4,}$$

$$C = 0.85 (0.35) f'_c ab \text{ (Ecuación 34)}$$

La fuerza axial P_n y el momento M_n , correspondientes a la localización seleccionado del eje neutro, pueden calcularse a partir de las ecuaciones 26 y 27, respectivamente, y, de esta manera, se establece un solo punto en el diagrama de interacción de resistencia. Estos cálculos se repiten para valores sucesivos de la distancia al eje neutro con el de establecer la curva que define los límites en la resistencia, como en la figura 9 (Nilson, 1999, Mc. Cormack, 1997).

a. Falla balanceada. Como se indicó anteriormente, la línea de falla del diagrama de interacción se divide en un intervalo de falla a compresión y un intervalo de falla a tensión. En este momento es útil definir el modo de falla balanceada y su excentricidad correspondiente e_b , con la carga P_b y el momento M_b que actúan en combinación para producir una falla, en la cual el concreto alcanza su deformación límite ϵ_u en el mismo instante en que el acero a tensión, en el lado alejado de la columna, logra su deformación de fluencia. Este punto en el diagrama de interacción es el divisorio entre la falla a compresión (excentricidades pequeñas) y la falla a tensión (excentricidades grandes).

Los valores de P_b y M_b pueden calcularse con referencia a la figura 8.

Para la falla balanceada,

$$c = c_b = d \epsilon_u / (\epsilon_u + \epsilon_y) \text{ (Ecuación 35)}$$

y

$$a = a_b = \beta_1 c \text{ (Ecuación 36)}$$

Las ecuaciones de la sección anterior pueden utilizarse entonces para obtener el refuerzo en el acero y la resultante a compresión, después de lo cual se encuentran los valores de P_b y M_b a partir de las ecuaciones 26 y 27.

Es importante observar en la figura 9 que, para la región de falla a compresión, en cuanto mayor sea la carga axial P_n , menor será el momento M_n que la sección es capaz de resistir antes de la falla. Sin embargo, en la región de falla a tensión es válido lo contrario: cuanto mayor sea la carga axial, mayor será la capacidad simultánea a momento. Esto puede interpretarse fácilmente. En la región de falla a compresión, la falla ocurre por una sobredeformación del concreto; a mayor deformación a compresión del concreto causada por la sola carga axial, menor margen de deformación adicional disponible para la compresión adicional ocasionada por la flexión. Por otro lado, en la región de falla a tensión, la fluencia del acero inicia la falla. Si el elemento se carga a flexión simple hasta el punto en el cual se inicia la fluencia del acero a tensión, y si se adiciona una carga axial en ese momento, los esfuerzos de compresión en el acero producidos por esta carga superpondrán a los esfuerzos previstos de tensión. En consecuencia, se puede resistir ahora un momento adicional con tal magnitud que la combinación de los esfuerzos en el acero generados por la carga axial y por el momento aumentado, alcance de nuevo la resistencia a la fluencia.

La forma característica del diagrama de interacción de un pilote circular como la de la figura 9 tiene importantes aplicaciones en el diseño. En la región de falla a tensión, una reducción de las cargas axiales puede producir una falla para determinado momento (Nilson, 1999, Mc. Cormack, 1997).

2. Ejemplo numérico de interacción de diagrama. Un pilote circular tiene un diámetro de 0.50 m y está reforzado con 7 barras No.6 con un área de acero equivalente a 19.95 cm^2 y un recubrimiento de 7.5 cm. La resistencia del concreto es $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia a fluencia del acero es $f_y = 2,700 \text{ kg/cm}^2$.

De los datos anteriormente descritos se proseguirá a integrar el diagrama de interacción de la sección de dicho pilote.

Solución:

- Primeramente se debe realizar la transformación de la sección circular del pilote a una sección rectangular equivalente.

$$A_g = \pi D^2/4 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$h = 0.80D = 0.80 (0.5) = 0.40\text{m}$$

$$b = A_g/h = 0.49$$

$$\text{Recubrimiento efectivo} = 1.33 (0.075) = 0.1\text{m.}$$

- El eje neutro para la condición balanceada se encuentra con la ecuación 35 y $\epsilon_u = 0.003$ $\epsilon_y = 2,700/2,030,000 = 0.00133$:

$$c_b = (0.4-0.1) \times (0.003/(0.00133+0.003)) = 0.21\text{m}$$

y obteniéndose una altura del bloque de esfuerzos

$$a = 0.85(0.21) = 0.1785\text{m}$$

Para la condición de falla balanceada, por definición $f_s = f_y$. El esfuerzo en el acero a compresión se encuentra con la ecuación 31.

$f'_s = 0.003 \times (2,030,000) \times ((0.21-0.1)/0.21) = 3160.00 \text{ kg/cm}^2 > 2,700 \text{ kg/cm}^2$, por lo que se debe usar $2,700 \text{ kg/cm}^2$.

La fuerza resultante a compresión en el concreto es:

$$C = 0.85(0.35)(175)(10)(0.1785)(0.49) = 45.15\text{Ton.}$$

La carga balanceada P_b puede encontrarse ahora a partir de la ecuación 26 y es igual a:

$$P_b = 45.15 + 19.95/2 (2,700) - 19.95/2 (2,700) = 45.15\text{Ton.}$$

y el momento balanceado se encuentra con la ecuación 27 y es igual a:

$$M_b = (45.15(0.40/2 - 0.1785/2)) + (19.95/2)(2,700)(10)(0.40/2 - 0.10) + (19.95/2)(2,700)(10)(0.30 - 0.40/2) = 10.43 \text{ Ton m.}$$

- Cualquier selección de c menor que $c_b = 0.21\text{m}$, genera un punto en la zona de falla a tensión de la curva de interacción. Por ejemplo, al seleccionar $c_b = 0.12\text{m}$:

$$f'_s = 1,015 \text{ kg/cm}^2.$$

$$a = 0.10 \text{ m.}$$

$$C = 21.24 \text{ Ton.}$$

$$P_n = 4.43 \text{ Ton.}$$

$$M_n = 7.59 \text{ Ton m.}$$

- Ahora, seleccionando un valor de c mayor que c_b para demostrar un punto de falla a compresión en la curva de interacción, se toma un valor de $c = 0.25 \text{ m}$.

$$f_s = 2,214.55 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_s = 3,321.82. \text{ kg/cm}^2.$$

$$a = 0.21 \text{ m.}$$

$$C = 54.31 \text{ Ton.}$$

$$P_n = 69.09 \text{ Ton.}$$

$$M_n = 9.00 \text{ Ton m.}$$

De esta manera e integrando varios puntos comprendidos entre 0.00 y 0.50 m, se puede trazar un diagrama representativo para área de acero y las combinaciones de cargas axiales y momentos que llevaría a utilizar un refuerzo similar.

VI. ÁBACOS DE DISEÑO:

A. Comentarios generales:

A continuación se presentan los diagramas de interacción trazados con las condiciones descritas en los incisos anteriores. Adicionalmente se presentan las siguientes consideraciones:

1. Las cargas y momentos a ser utilizados por estos diagramas pertenecen a condiciones de servicio (sistema ASD), es decir valores no mayorados, por lo que no se debe por ningún motivo ingresar un valor con algún factor de mayoración.

2. Las cargas que se utilicen para estos diagramas deben haber sido anteriormente revisadas que no excedan las capacidades de carga que los pilotes con las características definidas, tanto geotécnicamente como estructuralmente.

3. Para estos diagramas se ha utilizado un $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ (2,500 psi) y un $f_y = 2,700 \text{ kg/cm}^2$ (40,000 psi), por lo que cualquier variación en estas resistencias hará variar la cantidad de acero longitudinal requerida por la sección.

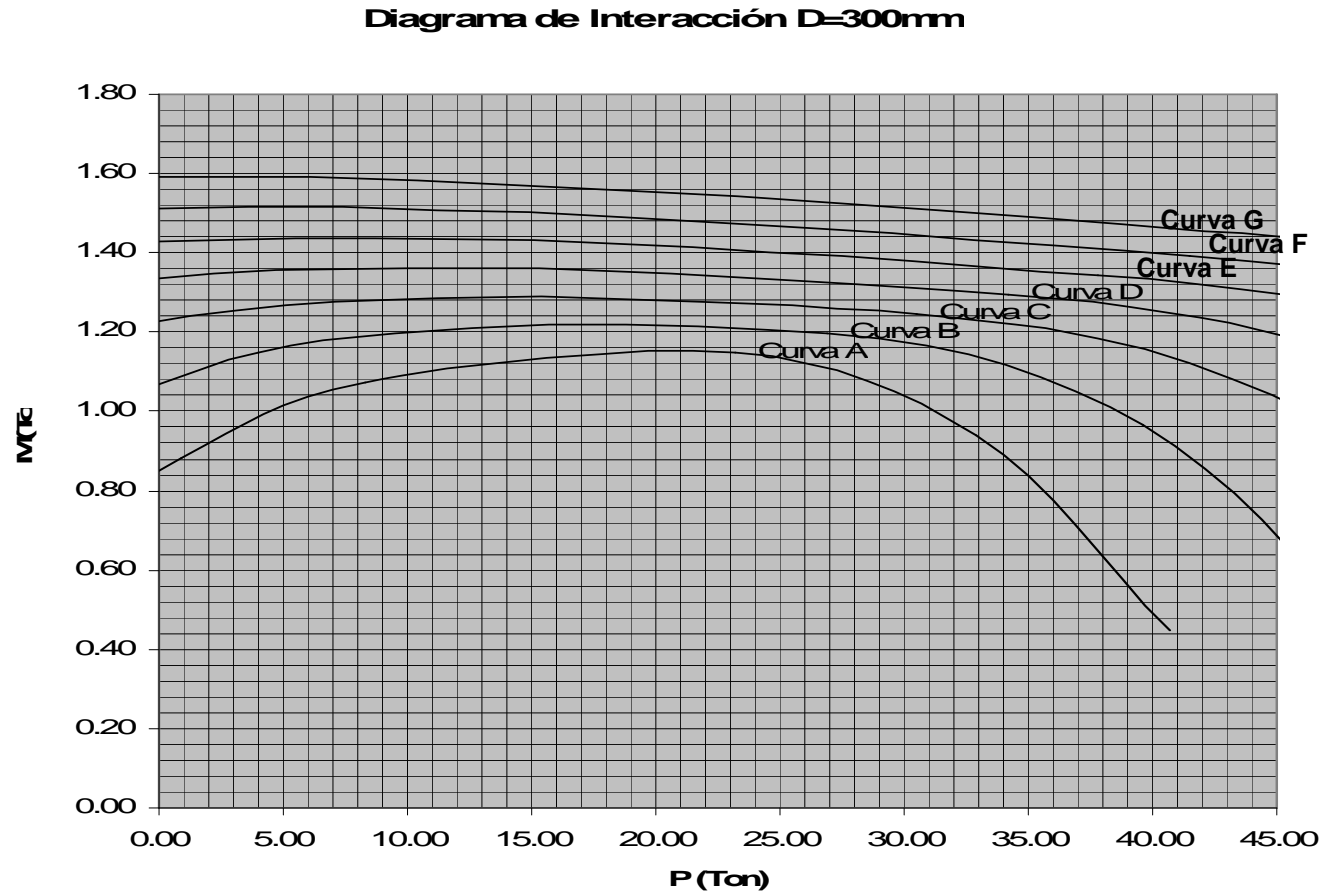
4. Se ha asumido un recubrimiento de 7.50 cm para todos los diámetros de pilotes.

5. Los diagramas han sido trazados con base en criterios del ACI y AASHTO, por lo que no serán apropiados para su utilización cuando los parámetros de diseño los dicte otra normativa, como lo puede ser normas especiales europeas (UNE).

6. Los diagramas se presentan en su forma resumida, con los valores en las ordenadas y abscisas la tabla que relaciona la curva con el área de acero requerida. Las tablas con la totalidad de los cálculos y datos utilizados se pueden encontrar en los anexos del presente trabajo.

B. Diagramas

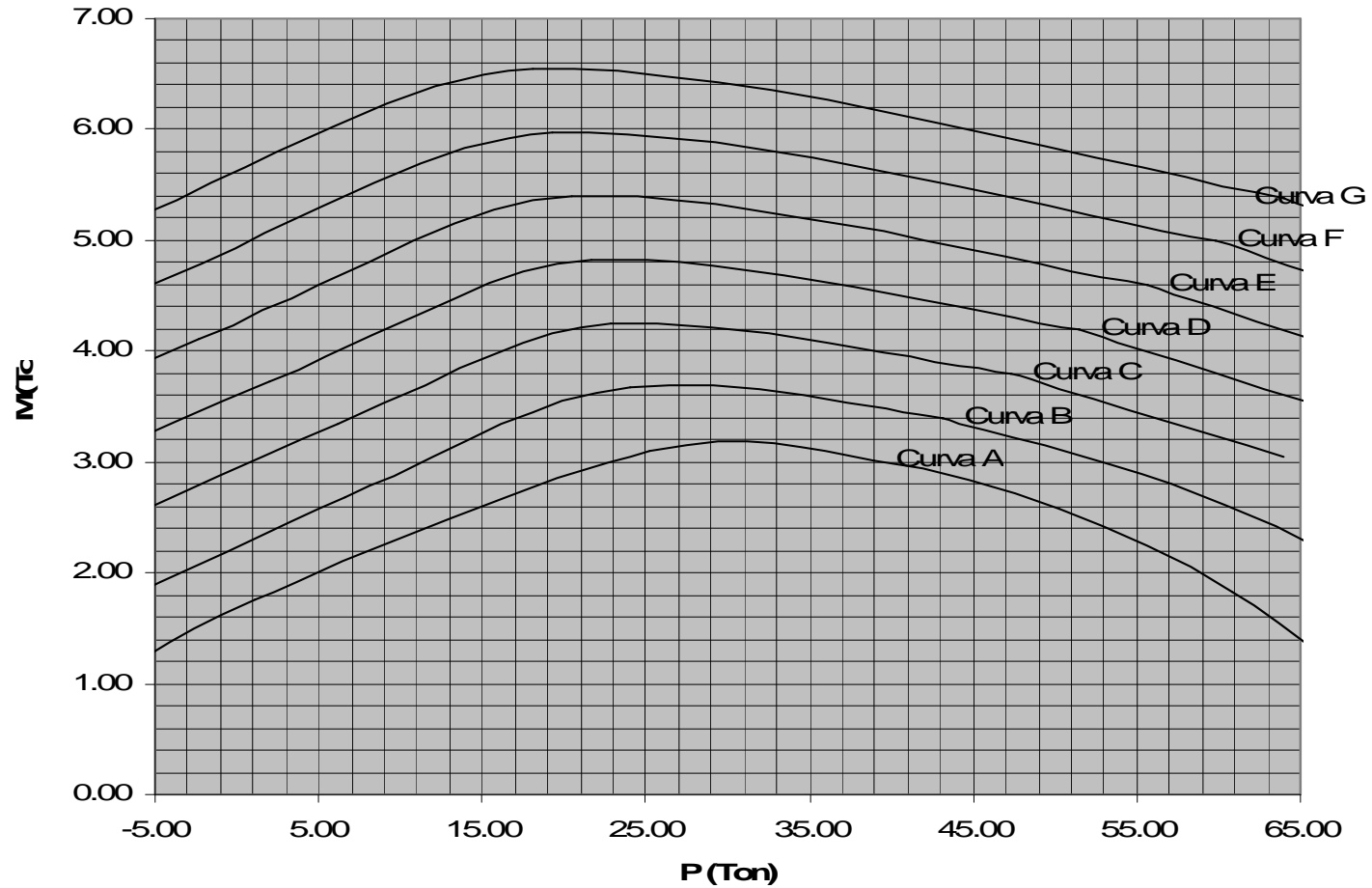
1. Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.30$ m (figura 10).



Curva	Área de acero longitudinal (cm ²)
A	3.00
B	6.00
C	9.00
D	12.00
E	15.00
F	18.00
G	21.00

2. Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.40$ m (figura 11).

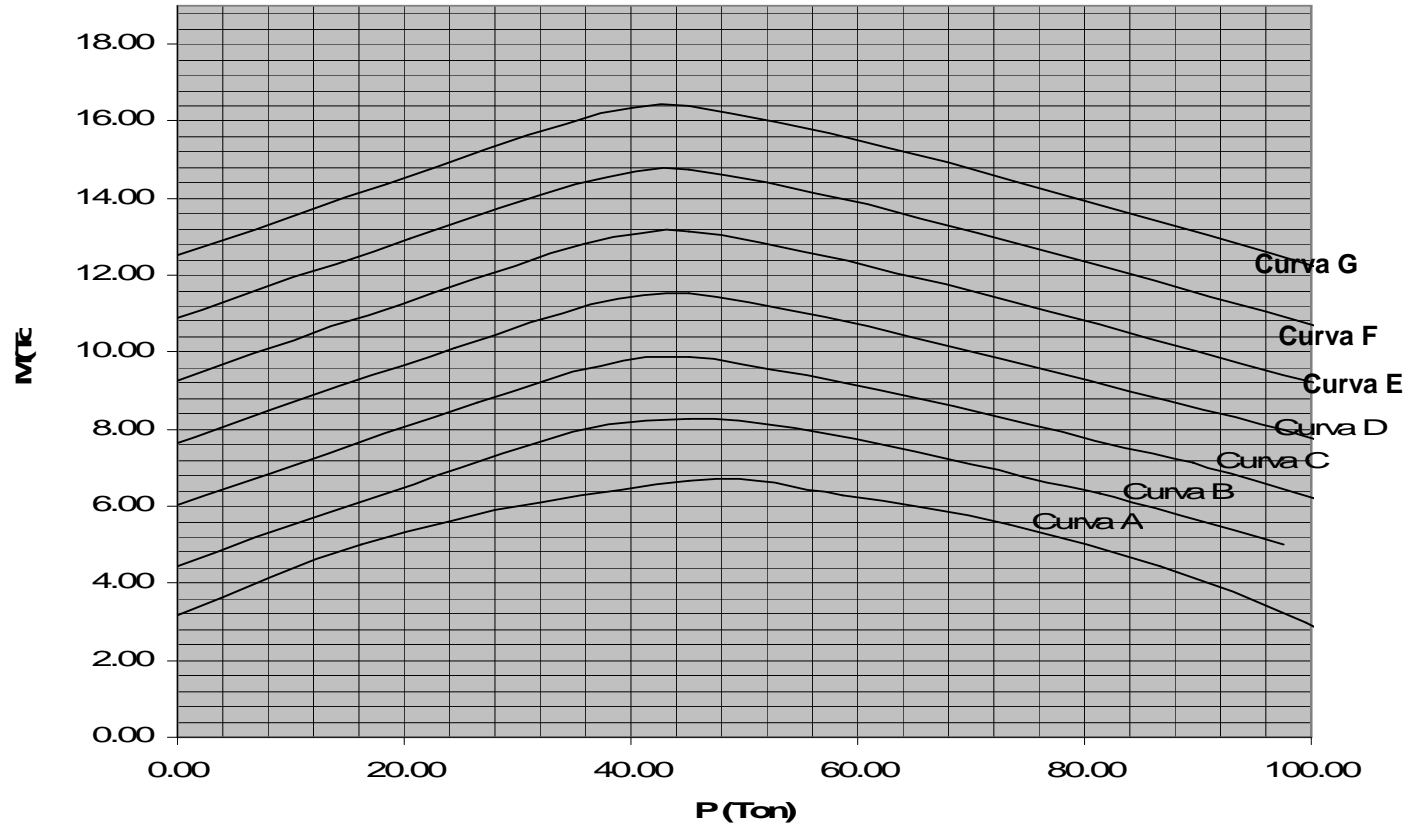
Diagrama de Interacción D=400mm



Curva	Área de acero longitudinal (cm ²)
A	4.00
B	8.00
C	12.00
D	16.00
E	20.00
F	24.00
G	28.00

3. Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.50$ m (figura 12).

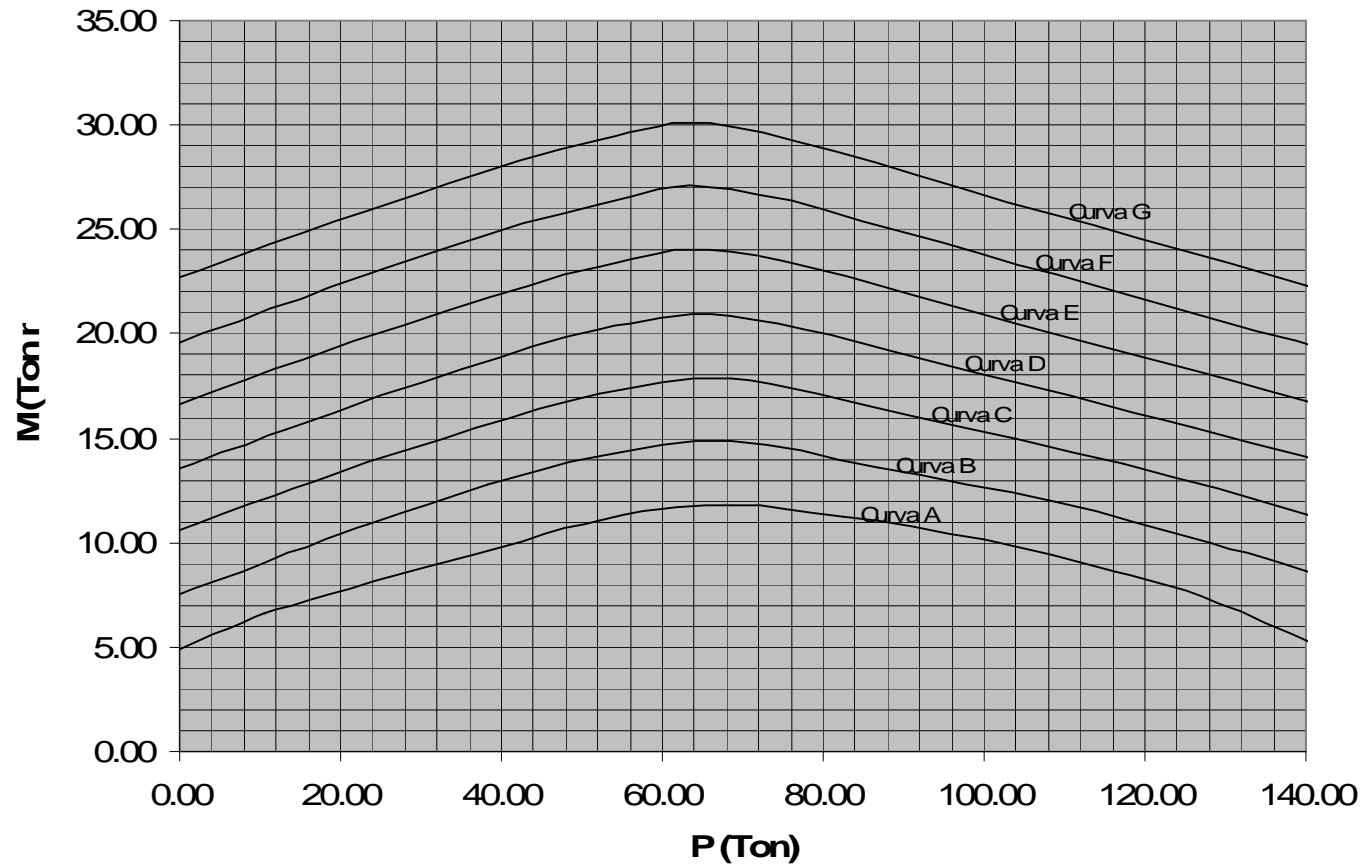
Diagrama de Interacción D=500mm



Curva	Área de acero longitudinal (cm ²)
A	6.00
B	12.00
C	18.00
D	24.00
E	30.00
F	36.00
G	42.00

4. Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.60$ m (figura 13).

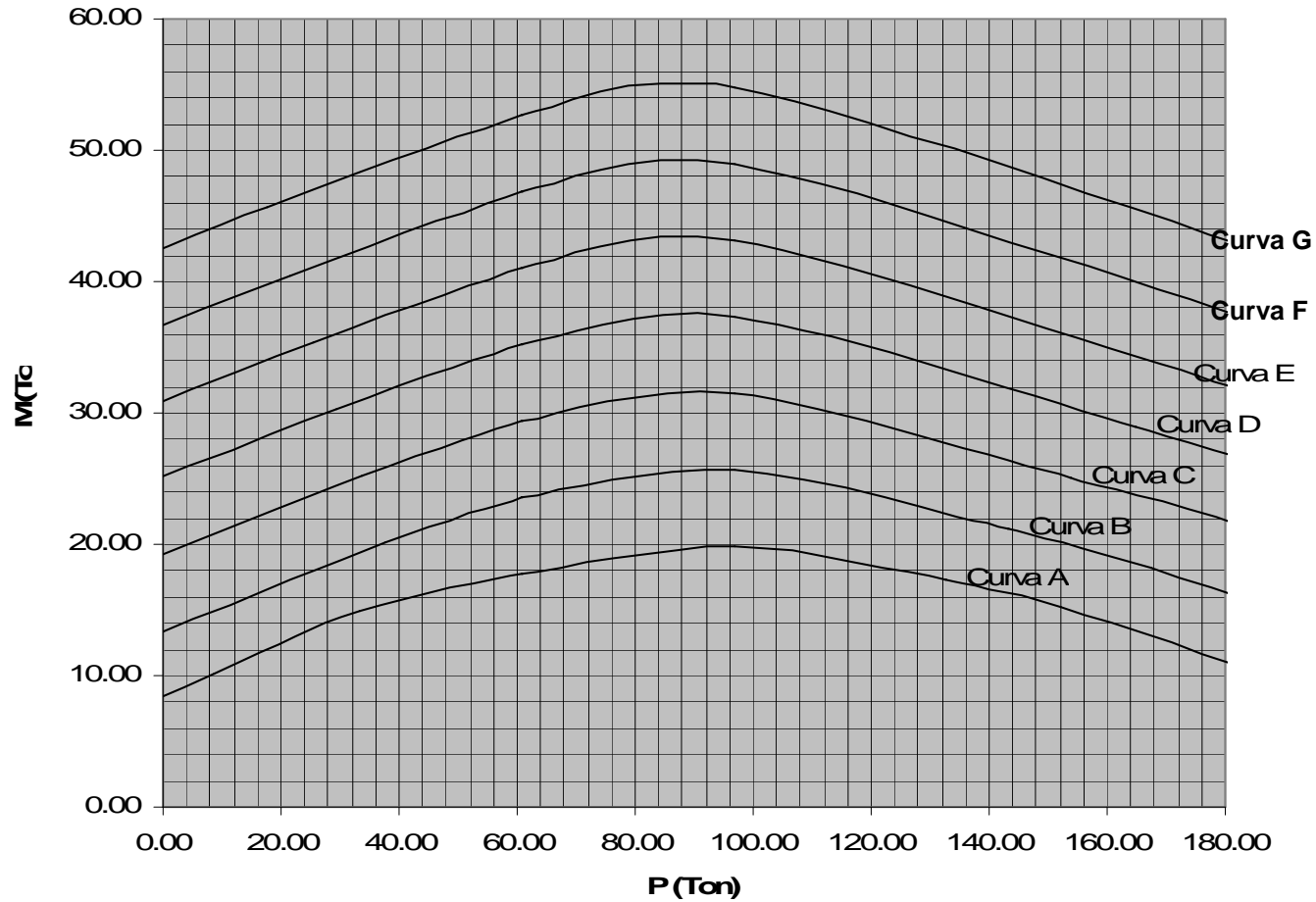
Diagrama de Interacción D=600mm



Curva	Área de acero longitudinal (cm ²)
A	8.00
B	16.00
C	24.00
D	32.00
E	40.00
F	48.00
G	56.00

5. Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.70$ m (figura 14).

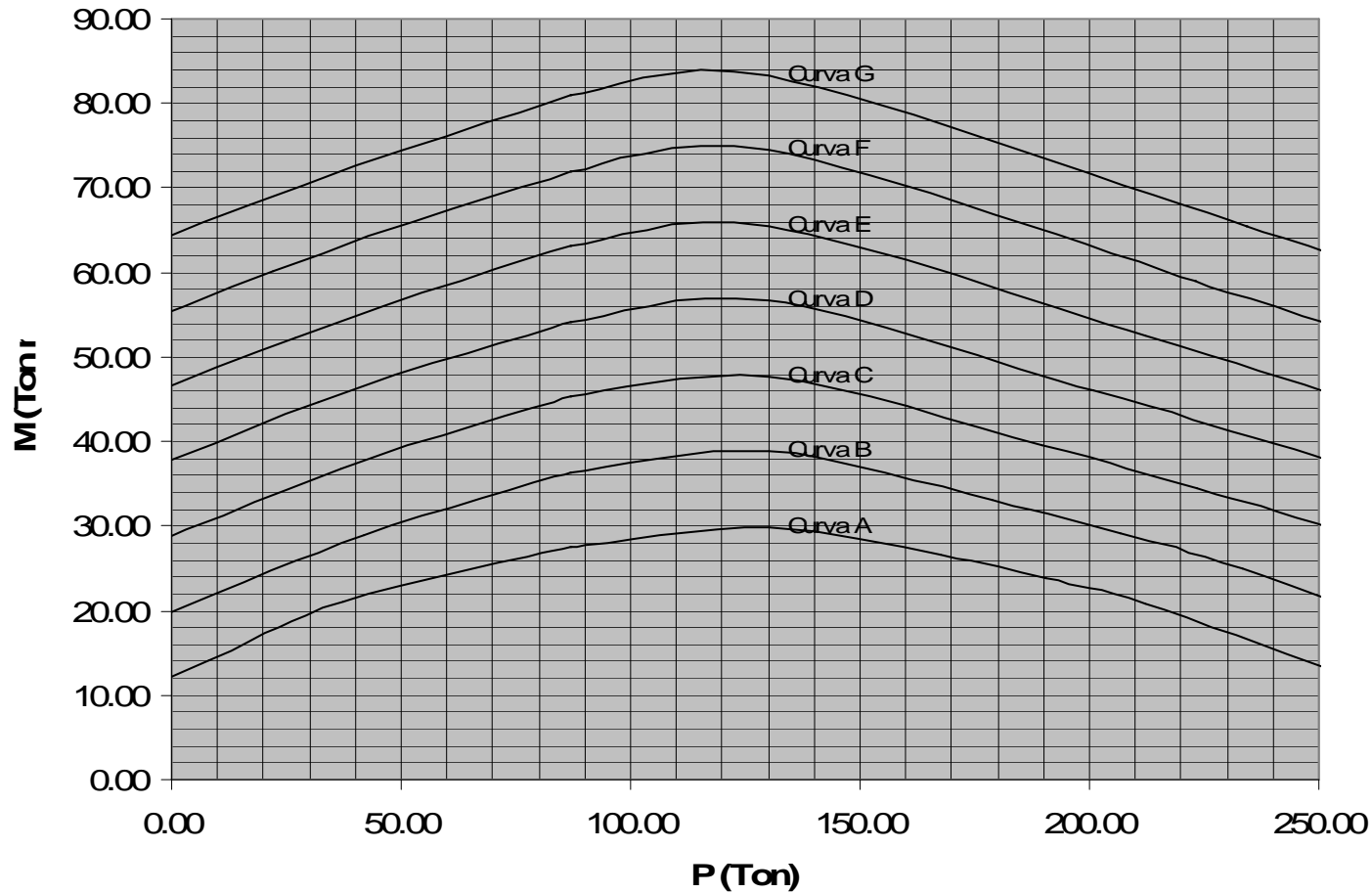
Diagrama de Interacción D=700mm



Curva	Área de acero longitudinal (cm ²)
A	12.00
B	24.00
C	36.00
D	48.00
E	60.00
F	72.00
G	84.00

6. Diagrama de interacción para pilote de diámetro $D = 0.80$ m (figura 15).

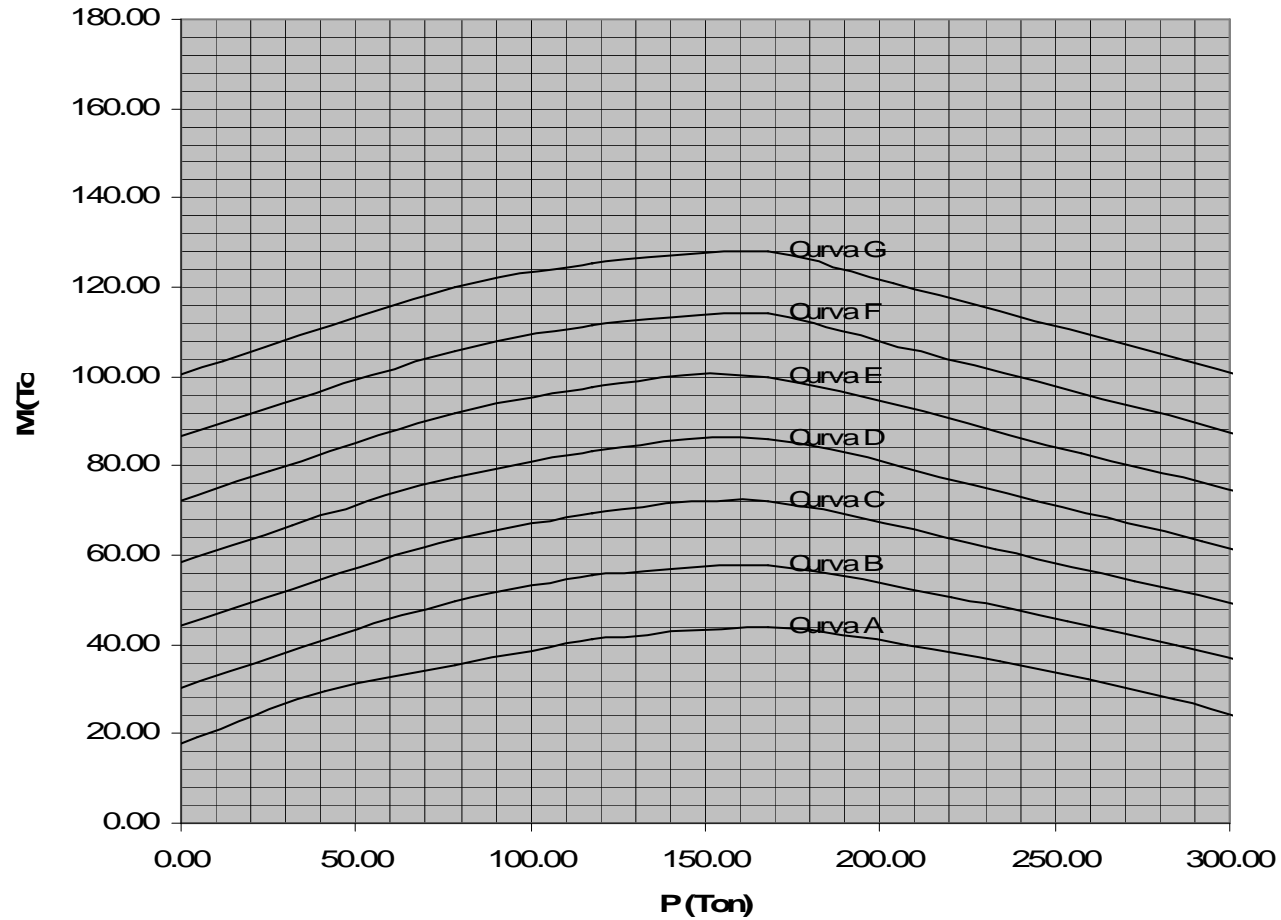
Diagrama de Interacción D=800mm



Curva	Área de acero longitudinal (cm ²)
A	15.00
B	30.00
C	45.00
D	60.00
E	75.00
F	90.00
G	105.00

7. Diagrama de interacción para pilote de diámetro D = 0.90 m (figura 16).

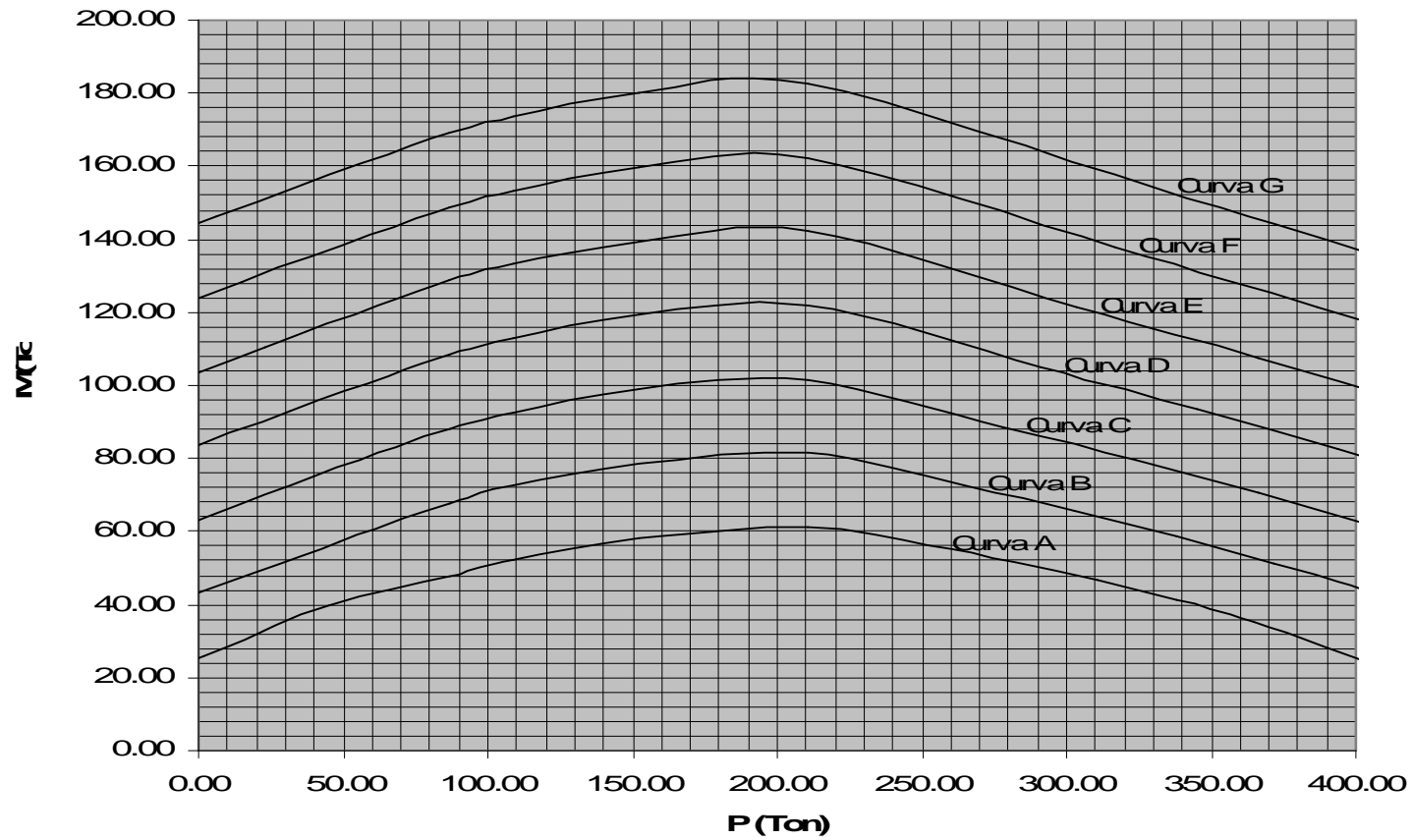
Diagrama de Interacción D=900mm



Curva	Área de acero longitudinal (cm ²)
A	20.00
B	40.00
C	60.00
D	80.00
E	100.00
F	120.00
G	140.00

8. Diagrama de interacción para pilote de diámetro D = 1.00 m (figura 17).

Diagrama de Interacción D=1000mm



Curva	Área de acero longitudinal (cm ²)
A	25.00
B	50.00
C	75.00
D	100.00
E	125.00
F	150.00
G	175.00

C. Ejemplo de utilización de diagramas de interacción:

Problema:

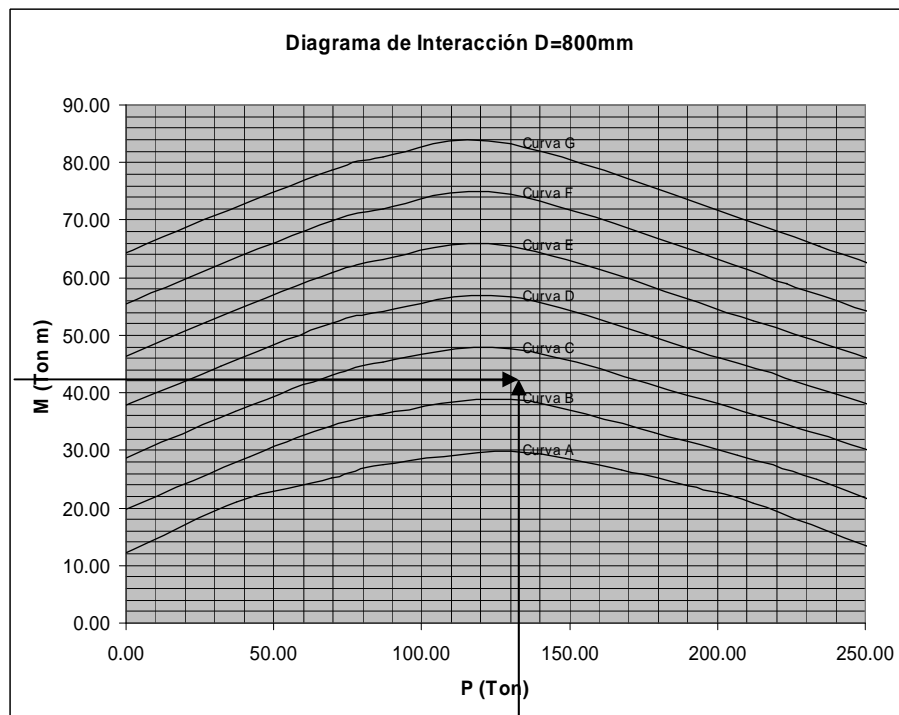
Pilotes de 800 mm de diámetro servirán de cimentación para un edificio de 5 niveles. Se ha determinado que la carga axial de servicio que le transmiten las columnas a la cimentación es de 150 Ton y que estas generan un momento de 50 Ton m en la misma. Se utilizará concreto de resistencia a la compresión de 175 kg/cm^2 y acero grado 40 con 7.5 cm de recubrimiento.

Determinar el refuerzo longitudinal necesario para dicha cimentación.

Solución:

- Seleccionar el diagrama de interacción correspondiente al diámetro del pilote en estudio, en este caso se refiere al diagrama para un diámetro de 0.80 m.
- Seguidamente, se deben identificar los valores de carga axial y momento en el diagrama e identificar la intersección de la abscisa con la ordenada de ambos valores.

Figura 18: Representación de utilización de diagrama de interacción.



- Se observa que el punto correspondiente a la intersección de valores se posiciona exactamente debajo de la “Curva D”, con lo cual se aproxima hacia este valor superior más cercano.
- El área de acero proporcionado por la “Curva D” es entonces 60.00 cm^2 .
- Con este valor se elije entonces una combinación adecuada de barras de determinado diámetro que igualen o excedan ligeramente esta cuantía de acero.
- En este caso, sabiendo que $60.00 \text{ cm}^2 = 9.30 \text{ in}^2$ se puede elegir una combinación de 10 barras de No.9 a lo largo de todo el pilote, las cuales proporcionan un área de acero de 10.00 in^2 .
- Analizando la condición de espaciamiento mínimo de barras, se comprueba que para un recubrimiento de 7.5 cm, las varillas se arreglan en un perímetro de $P = \pi D' = \pi(0.65) = 2.04 \text{ m} = 80.39 \text{ in}$.

Al dividir este perímetro dentro de la cantidad de varillas, se observa que la condición se respeta holgadamente.

$$80.39\text{in}/ 10 = 8.04 \text{ in} \gg 1.5 \text{ in. OK}$$

VII. MÉTODO CONSTRUCTIVO DE PILOTES FUNDIDOS IN SITU

A. Consideraciones preliminares

La estratigrafía y condiciones del agua subterránea, así como la profundidad, espesor y tipo de roca, suelo duro u otro material de apoyo para los pilotes, influyen en el método constructivo, ya que la permeabilidad, el nivel freático y las propiedades del suelo determinarán la necesidad de usar tubería de ademe o lodos y definir el método de colocación del concreto.

La disponibilidad de áreas de trabajo, el acceso al sitio y las instalaciones que haya que proteger contra asentamientos, derrumbes, ruido o contaminación, influyen en la selección del método constructivo.

En síntesis, el procedimiento de construcción de pilotes circulares fundidos in-situ implica:

- Formar por excavación o perforación un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo, que sea estable (por sí mismo o por ayuda de lodos) hasta la profundidad que deba alcanzar de acuerdo con el estudio de cimentación correspondiente y que tenga la sección transversal de forma y dimensiones acordes con las cargas por transmitir al subsuelo y con la capacidad de carga.
- Habilitar y armar la jaula de acero de refuerzo necesario de acuerdo con las especificaciones estructurales del proyecto, colocándolo en la forma más sencilla posible dentro del barreno previamente formado, cuidando que se centre y quede despegado de las paredes para garantizar en cualquier punto el recubrimiento especificado,
- Colocar el concreto en el barreno, asegurando en todo momento su integridad y continuidad (sin segregación).
- Verificar mediante muestreo directo (con broca de diamante) la calidad del concreto fundido, o bien mediante métodos indirectos a base de ondas de sonido, por ejemplo.

B. Equipo:

1. Grúas. Estas son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema que acciona a uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho.

Para facilitar su función, la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la máquina le permiten girar alrededor de un eje vertical y a la pluma moverse sobre un plano vertical.

Pueden ser fijas o móviles. Cuando la grúa es móvil, puede trasladarse por sí misma sobre orugas o ruedas dispuestas para tal fin (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002):.

Figura 19: Grúa sobre ruedas de capacidad media



Figura 20: Grúa sobre orugas de alta capacidad



Las plumas rígidas se integran por una base que se apoya mediante articulación en el cuerpo de la grúa, después pueden colocarse módulos de 1.5 m a 6.1 m de largo y finalmente una nariz en cuyo extremo superior se ubican las poleas por donde pasan los cables procedentes de los tambores de los malacates.

Para la construcción de pilotes se utilizan generalmente grúas móviles de pluma rígida, bien sea para montar sobre ellas equipos de perforación de las características que más adelante se describen, o bien para ejecutar con ellas las maniobras que incluyen manejo y colocación de armados, de la tubería de fundición, etc.

Para el montaje de equipos de perforación, usualmente se requieren grúas de 45 a 80 ton de capacidad nominal, con plumas rígidas de hasta 18 m de largo.

Para las maniobras se emplean grúas de menor capacidad nominal, aunque superior a 15 ton. Las condiciones del terreno dictaminan la conveniencia de que estén montadas sobre neumáticos o sobre orugas (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002) .

2. Perforadoras. Son máquinas para realizar perforaciones en el subsuelo, por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una barrena, un bote cortador, un trépano, etc.

Las perforadoras de percusión, a través de algún sistema que puede ser mecánico, neumático o hidráulico transmiten una serie rítmica de impactos al material por perforar, por medio de un elemento de corte o ataque. Su aplicación principal es en rocas, ya que en suelos se reduce su eficiencia. Para pequeños diámetros, generalmente se utilizan máquinas que por efecto de una percusión continua transmitida a través de una serie de barras, forman el agujero; existen también herramientas de mayor eficacia, conocidas como martillos neumáticos que presentan la ventaja de producir la percusión directamente en el fondo de la perforación. Con estos equipos es posible lograr barrenos hasta del orden de 35cm de diámetro.

Para diámetros mayores se han empleado equipos de percusión cuya operación consiste en levantar y dejar caer sistemáticamente una herramienta de golpeo llamada “pulseta”, limpiando después el agujero con una “cuchara” y utilizan un pesado cincel denominado “trépano” cuando se atraviesan materiales duros.

Los sistemas rotatorios se emplean en la perforación en grandes diámetros para fines de construcción de cimentaciones y en las perforaciones de pozos de agua y petroleras.

Estos equipos rotatorios de perforación basan su operación en la transmisión de un par motriz a una barra (Kelly) en cuyo extremo inferior se encuentra un dispositivo cortador que penetra en el terreno a base de rotación. La barra de perforación puede ser de una sola pieza o bien telescópica de varias secciones.

La selección de la perforadora más adecuada para un proyecto dado, depende de las propiedades mecánicas que presenten los materiales del lugar, así como del diámetro y profundidad proyectados para los pilotes (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002).

Figura 21 : Perforadora hidráulica para perforar pilotes hasta de 500mm.



Figura 22: Perforadora hidráulica para perforar pilotes de hasta 1,500mm



3. Herramientas para perforadoras:

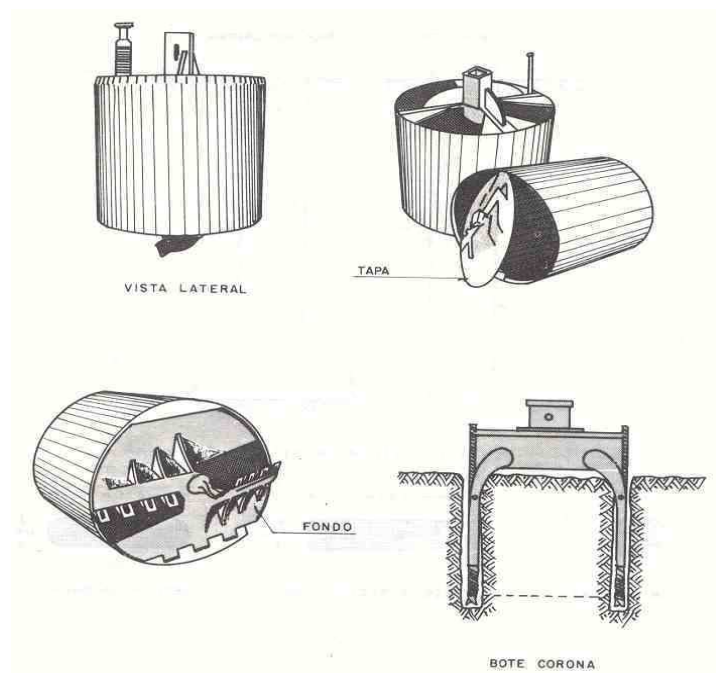
Las principales herramientas que acopladas a los equipos de perforación permiten formar los barrenos en el subsuelo, son las barrenas, botes y trépanos.

Las perforadoras rotatorias emplean barrenas espirales, botes cortadores, botes ampliadores para la formación de campanas en la base del pilote y trépanos.

1. Barrenas espirales: Pueden ser cilíndricas o cónicas y están formadas por una hélice colocada alrededor de una barra central; los elementos de corte están constituidos por dientes o cuchillas de acero de alta resistencia colocados en su extremo inferior (figura 7.7). Estas barrenas tiene una caja en donde penetra la punta del Kelly para su acoplamiento, siendo fijadas por un perno.

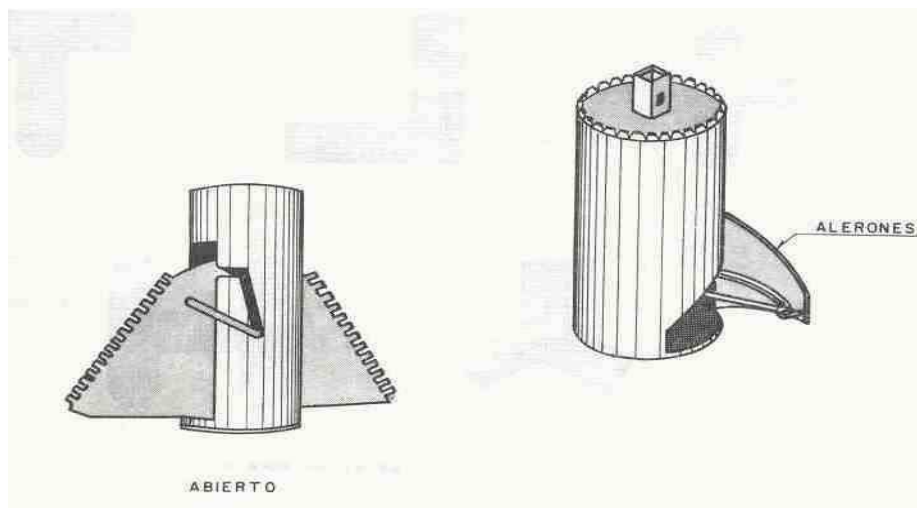
2. Baldes cortadores: Son cilindros de acero con una tapa articulada en la base. En esta tapa se localizan los elementos de corte además de unas trampas que permiten la entrada del material cortado, pero que impiden su salida. Se emplean tanto en suelos cohesivos como en los no cohesivos aun bajo en el nivel freático (figura 7.5).

Figura 23: Baldes Cortadores



3. Baldes ampliadores: Llamados también botes campana, son cilindros de acero similares a los botes cortadores que van sobresaliendo del bote a medida que van cortando el material en el fondo de la perforación, formando así la llamada “campana” o amplificación de la base de la pila (figura 7.6).

Figura 24: Baldes ampliadores



4. Trépanos: Son herramientas de acero de gran peso que trabajan a percusión dejándolas caer libremente desde cierta altura (figura 7.7). Se utilizan para romper rocas o boleas encontrados en la perforación o para empotrar los pilotes en las formaciones rocosas; existen varios tipos y tamaños que se emplean de acuerdo a los problemas específicos de cada caso

C. Perforación

Se deberán seleccionar aquí los métodos constructivos que garanticen la localización precisa de la perforación para los pilotes, su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación no se altere mayormente y que se obtenga un agujero limpio, que tenga y conserve las dimensiones de proyecto en toda su profundidad.

Se debe evitar en lo posible la sobre excavación del terreno.

Tan importante es la selección atinada del equipo de perforación que tenga la capacidad suficiente para la obra en cuestión, como la selección apropiada de la herramienta de ataque.

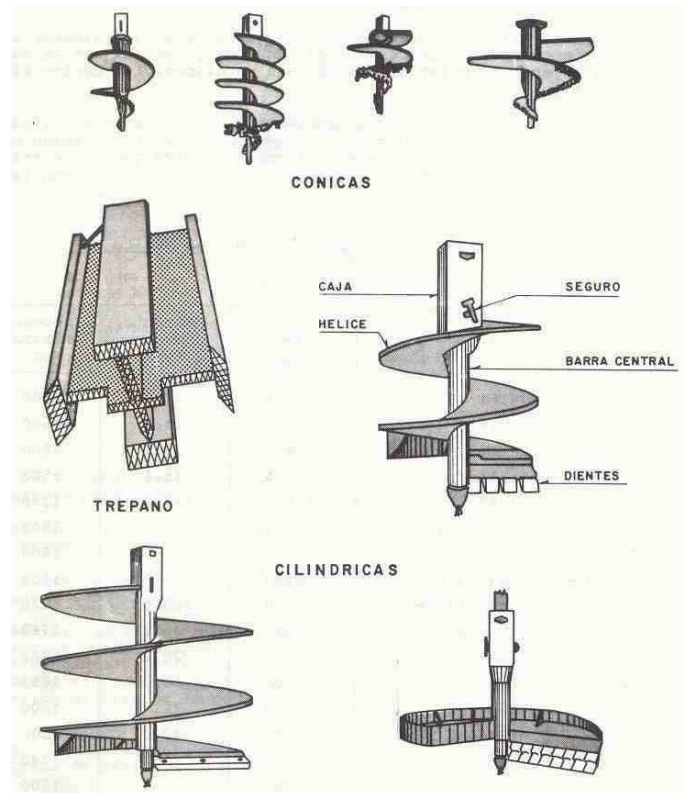
Es normal que quede un poco de material suelto en el fondo del barreno, pero debe procurarse que sea el mínimo, empleando herramientas de limpieza apropiadas.

Una buena construcción de pilotes normalmente implica excavar el barreno en el menor tiempo posible y colocar en seguida el concreto. Tiempos de construcción excesivos pueden dar lugar al relajamiento de esfuerzos en el sitio, lo cual permitirá cierto desplazamiento del suelo hacia el pozo abierto, con la consiguiente disminución de la resistencia al corte y mal comportamiento posterior del pilote.

La perforación es la etapa inicial en la construcción de los pilotes y consiste en formar un agujero en el subsuelo, donde posteriormente se deposita el concreto y su debido refuerzo. Sus dimensiones dependen de los requerimientos del proyecto y su sección transversal, comúnmente cilíndrica, puede tener ampliación en forma de campana en su base.

Un aspecto de gran relevancia se refiere a la estabilidad que presentan las paredes de la perforación durante su ejecución, debiendo decidir por ello si deben o no ser protegidas para evitar derrumbes o cerramientos. Para tal decisión, es necesario conocer las características físicas y propiedades mecánicas del suelo por atravesar, así como la influencia del agua freática, en caso de que exista, ya que la estabilidad depende esencialmente de la combinación de estos factores.

Figura 25: Herramientas para perforación.



Existen suelos que son estables aun en presencia de agua freática, otros en los que el agua puede ocasionar erosión y derrumbes y finalmente otros más que son inestables en sí, aunque no exista agua freática.

Durante la excavación, se debe verificar con frecuencia la verticalidad de las paredes. Se pueden efectuar comprobaciones rápidas, colocando un nivel sobre la barra del Kelly. Cuando la herramienta de avance encuentra obstrucciones, tales como boleos, cimientos antiguos o rellenos de desecho, tiende a desviarse de la vertical, inclinando el barreno. Si la perforación está apoyada sobre terreno blando, los asentamientos diferenciales que experimente pueden provocar que la barra quede desalineada. La fuerza y/o para adicional necesario cuando se atraviesen suelos muy compactos también puede alterar la alineación del barreno.

En suelos firmes y duros con pequeñas o nulas filtraciones de agua, no será necesario el ademe a menos que sea como medida de seguridad para la inspección del barreno. Cuando se trate de evitar asentamientos de la superficie vecina del barreno, deberá usarse el ademe.

Cuando se especifique empotramiento en roca, tal penetración debe alcanzarse con métodos probados, como el trépano. No es aconsejable el uso de explosivos cuando estos pueden causar daños al propio subsuelo o a la vecindad de la obra (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002).

1. Sin protección. La perforación sin protección es aplicable a suelos firmes o compactos, cohesivos, sobre o bajo el nivel freático que no presenten derrumbes o socavaciones al ser cortados por las herramientas de perforaciones.

Tal es el caso de arcillas y limos arcillosos, firmes o duros, o bien limos arenosos compactos y tobas que pueden mantener estables sus paredes en cortes verticales, aun en presencia de agua, siempre que el flujo no sea excesivamente grande.

2. Con tubería de ademe. La protección de la perforación puede ser requerida por la inestabilidad propia del material o por la presencia de agua freática. Tal protección, que puede incluir además de las paredes, el fondo de la perforación, puede lograrse mediante el uso de ademes metálicos según se describe a continuación o con lodos de perforación como se indicará en el siguiente inciso.

Los ademes metálicos son tubos de diámetro acorde al de la perforación requerida para el pilote. El espesor de la pared del tubo es función de los problemas de inestabilidad particulares de cada caso.

Pueden colocarse a una profundidad moderada para proteger el inicio de la perforación del pilote (emboquillado), como en el caso de un estrato superficial de arena limpia con o sin nivel freático, apoyarse sobre el suelo estable, o bien hincarse en toda la longitud de la pila, por ejemplo si el manto de la arena mencionado es cuando menos igual a la profundidad de aquélla. El hincado de tubo de ademe puede efectuarse mediante el empleo de un martillo golpeador en una sola operación o varias, haciendo varios ciclos de perforaciones cortas alternadas con la colocación de tramos de ademe soldados a topo hasta lograr la longitud requerida; la extracción del material del interior del tubo se puede realizar con alguna herramienta apropiada para el tipo y condiciones del suelo, por ejemplo, un bote cortador.

Los ademes metálicos empleados en la perforación de pilotes pueden ser recuperables, cuando se extraen al finalizar el colado de la pila, o bien pueden perderse cuando se integran a ellas.

3. Con lodos. Se demoniza lodo de perforación a una mezcla de agua con arcilla coloidal, generalmente bentonita, empleada como auxiliar en la ejecución de barrenos.

Cuando se desarrollaron los sistemas de exploración petrolera mediante máquinas rotatorias, fue introducida la técnica del lodo de perforación por las ventajas que presenta sobre el agua que anteriormente se venía usando. Posteriormente se amplió el campo de acción del lodo hacia los pozos de agua, la exploración geológica y de suelos y la construcción de pilotes.

Durante el proceso de perforación, el lodo se emplea para:

a. Estabilizar las paredes, formando una película plástica e impermeable producida por la depositación de las partículas sólidas del lodo al filtrarse éste a través de las paredes de la perforación. Esta película llamada también enjarre o costra, permite que se desarrollen las presiones hidrostáticas del propio lodo contra las paredes de la perforación, buscando así su estabilización. A la vez impide la pérdida excesiva del agua del mismo lodo y por supuesto el paso del agua hacia el interior del barreno, lo cual es una de las causas de inestabilidad en las paredes.

b. Remover y transportar recortes del suelo, ya que al entrar en operación el equipo de perforación, se producen recortes del material excavado que son removidos del fondo y transportados hasta la superficie merced de la superficie del lodo. La capacidad para mantener en suspensión las partículas de suelo recortadas, depende entre otras cosas de la velocidad con la que fluya ascendentemente el lodo dentro de la perforación.

c. Enfriar y lubricar la herramienta rotatoria de corte, evitando el peligro que presenta la generación de calor por la fricción continua. Por otra parte permite la lubricación de las barras de perforación contra las paredes del barreno.

d. Contrarrestar subpresiones, que se presentan por gases, artesianismo, etc.; para ello es común la adición de materiales inertes pesados como la barita.

La estabilización de perforaciones para pilas usando lodo bentonítico, se aplica a suelos inestables que presenten problemas de derrumbes, ya sea por presencia del agua freática o por sus desfavorables propiedades mecánicas.

Adicionalmente, el lodo permite soportar en suspensión partículas sólidas evitando con ello, sedimentaciones indeseables, durante la fase de colado.

El lodo estabilizador debe sustituir progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de aquél muy cercano al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

En algunos casos de gran inestabilidad, se acostumbra ademar la parte superior de la perforación dejando que el lodo bentonítico llene el resto. El análisis de estabilidad, para una perforación inundada con lodo bentonítico, debe comparar, por un lado la presión hidrostática producida por el lodo en sí, contra la presión externa debida al agua existente en el subsuelo, más la presión activa del suelo.

Un lodo puede perder sus propiedades específicas para perforación cuando se contamina por captación de sólidos indeseables, ya sean arcillas que provoquen un incremento en la viscosidad o arenas de las formaciones atravesadas que causen problemas de sedimentación no controlada.

Cuando se contamina con arcilla, la regeneración del lodo se realiza agregando agua para diluir la mezcla; en ocasiones se emplean aditivos que la mejoran, sin embargo, siendo la arena el contaminante más común, se han desarrollado algunas técnicas para separarla del lodo, entre las cuales destacan las siguientes:

- Empleo de tanques de sedimentación, que pueden ser portátiles o bien formados en el sitio, hacia los cuales se envía el lodo, dejándolo en reposo un período de tiempo suficiente para que ocurra la separación por simple sedimentación.
- Uso de mallas vibratorias de diferentes aberturas colocadas en serie (una sobre otra) o en paralelo (una a continuación de otra) a las que un motor transmite vibraciones de manera que se facilite el paso del lodo a través de ellas iniciando su recorrido obviamente por la de mayor

diámetro. El lodo filtrado se recupera en tanques donde por sedimentación termina su tratamiento para ser utilizado nuevamente.

- Aplicación de hidrociclones para la separación de arenas, cuya función es separar la fracción fina de sólidos que no fue posible retener en la mallas (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002).

D. Manejo y colocación de materiales:

1. Acero de refuerzo. Cuando por las necesidades de la obra, el acero de refuerzo deba armarse en un sitio para posteriormente colocarlo dentro de la perforación para un pilote, además del acero especificado para cumplir con los requisitos estructurales, debe colocarse refuerzo adicional a manera de formar armaduras que permitan el manejo del acero de refuerzo, ya armado, sin que se presenten deformaciones, movimientos o desplazamientos del lugar que ocupará dicho refuerzo en el futuro elemento de concreto. La forma de armar el acero de refuerzo para permitir su manejo, dependerá de la longitud y peso del mismo, así como del equipo disponible para su manejo.

Cuando el método constructivo empleado establezca la extracción del ademe, se debe tener cuidado para evitar que el refuerzo se altere o quede en contacto con el suelo durante tal excavación (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002).

2. Concreto. Además de los requisitos de calidad que deben cumplir los materiales que intervienen en la fabricación del concreto, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos, para asegurar la calidad de la construcción de pilotes fundidos *in situ*.

a. Tamaño del agregado. Es importante que el concreto pase libremente entre los intersticios del acero de refuerzo para que logre ocupar todo el volumen excavado para el pilote, por lo que se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de $2/3$ partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento, lo que sea más pequeño.

b. Revenimiento. Para lograr resultados óptimos durante la fundición, es fundamental el buen proporcionamiento de la mezcla de concreto. Se recomienda un revenimiento de 15 a 20 cm

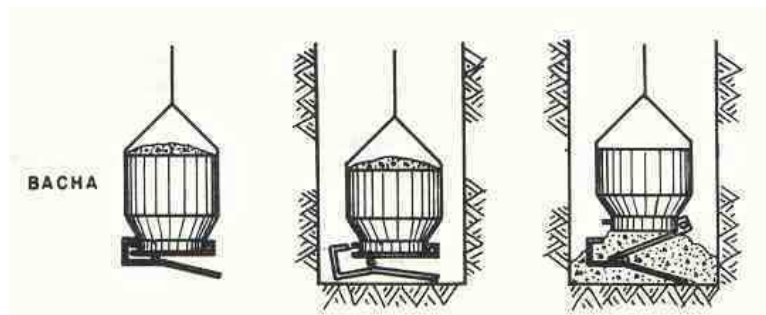
además del empleo de aditivos con el fin de retardar el fraguado durante el colado y mejorar las características de trabajabilidad. Es importante asegurar una fundición continua para evitar juntas frías.

c. Aditivos. No se aconseja el uso de acelerante de fraguado; los retardantes pueden ser útiles en ciertos casos y los fluidificantes también (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002).

3. Fundición. Antes de proceder al proceso de fundición del concreto es fundamental efectuar una limpieza cuidadosa del fondo, eliminando los azolves o recortes sedimentados en el fondo de la perforación mediante herramientas apropiadas.

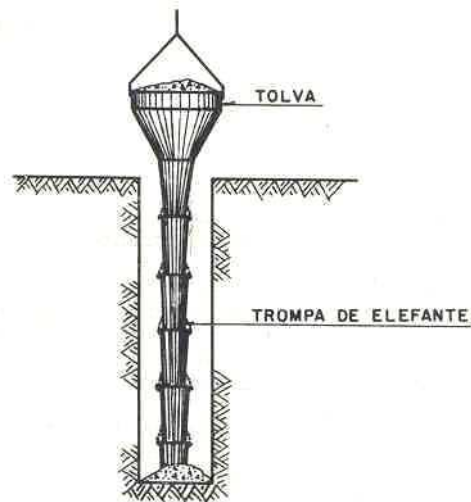
Existen varios métodos para la colocación en seco del concreto, que en común buscan evitar su segregación. Cuando la perforación está totalmente libre de agua y su sección transversal lo permite, el colado se puede realizar por medio de recipientes especiales o “bachas” que descargan por el fondo, las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

Figura 26. Esquema de funcionamiento de una bacha



También se puede común utilizar tuberías de conos, segmentadas, llamadas comúnmente “trompas de elefante”.

Figura 27: Esquema de trompa de elefante.

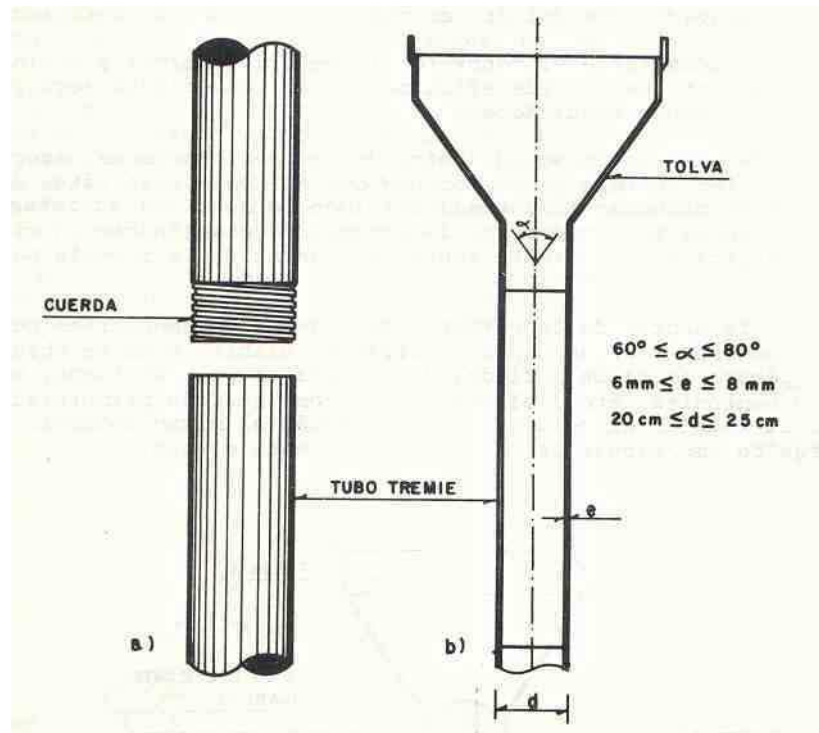


En ocasiones, cuando las dimensiones transversales del pilote son mayores a 1.50 m, es posible emplear canaletas en espiral, sin embargo la colocación de las mismas puede llegar a ser muy complicado.

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° y 80°

Figura 28. 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 8 mm.

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 ton/m^3), el lodo (1.04 Ton/m^3) y el agua (1.00 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 taponamientos (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989; Das, 2002).

VIII. CONCLUSIONES

1. Los diagramas de interacción presentados en este trabajo son una herramienta sencilla, pero altamente útil y confiable para determinar rápidamente el refuerzo longitudinal de un pilote circular fundido in situ.
2. La transformación de una sección rectangular a sección circular, presentada por el método de Whitney, es un método empírico, el cual simplifica los cálculos a cambio de una mínima incertidumbre en los mismos, del lado conservador.
3. Siempre y cuando se utilicen los parámetros de cargas y resistencia delimitados en la fase de diseño, la exactitud de estos diagramas es satisfactoria.
4. Se prefirió desarrollar las curvas por el método ASD, ya que los factores de mayoración del método LRFD varían según condiciones de carga, y además es el método más compatible con los valores presentados en los estudios geotécnicos.
5. Los factores geotécnicos son utilizados principalmente para integrar y delimitar cargas admisibles en el pilote.
6. Los diagramas están integrados a partir de parámetros estructurales.
7. La forma de los diagramas es similar para todos los casos, cóncavos hacia arriba, y todas las curvas alcanzan su punto máximo en el punto balanceado de la sección del pilote circular.
8. El refuerzo a corte del pilote no está relacionado con los diagramas presentados en este trabajo; se puede determinar por métodos representativos para columnas cortas.

IX. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que estos diagramas sean utilizados únicamente bajo las condiciones expuestas en el desarrollo del trabajo y no se tienda a generalizar.
2. Los resultados obtenidos por medio de estas curvas deben ser corroborados por los cálculos estructurales correspondientes.
3. Las curvas proporcionan parámetros dentro de la zona conservadora, por lo que no deben ser utilizadas para diseños donde se desee optimizar los refuerzos.

X BIBLIOGRAFÍA

ACI (American Concrete Institute) 318S-05. 2005, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario, 1era. Ed. Michigan, EE.UU, 489 páginas.

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

González de Vallejo, Luis I, 2002, Ingeniería Geológica, Madrid, España, Pearson Educación, 744 páginas.

Graux, Daniel. 1975, Fundamentos de Mecánica del Suelo, Proyecto de Muros y Cimentaciones, Barcelona, España, Editores Técnicos Asociados, 413 páginas.

McCormack, Jack. 1999, Design of Reinforced Concrete, 4ta. Ed., Nueva York, EE.UU, John Wiley & Sons, 726 páginas.

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

Nilson, Arthur. 1999. Diseño de Estructuras de Concreto, 12. Ed., Colombia, Editorial Nomos, 722 páginas.