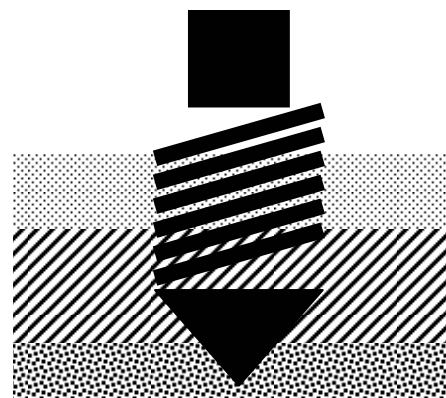


FUNDACIONES PROFUNDAS

Prof.: Ing. Roberto Terzariol
2007



1.- CLASIFICACIÓN

Las fundaciones profundas pueden clasificarse de diferentes modos, de acuerdo a que aspecto se tenga en cuenta.

Algunos de los criterios a emplear para diferenciar estas fundaciones pueden ser:

- Materiales constitutivos
- Metodología constructiva
- Forma de trabajo

En realidad estos aspectos se encuentran vinculados entre sí porque los materiales empleados tienen relación directa con el proceso constructivo y con su forma de trabajo.

1.1. Materiales constitutivos

Básicamente los materiales para construir fundaciones profundas son tres:

- Madera
- Acero
- Hormigón simple y armado

Se analizará cada uno de ellos.

Madera

Estos son los pilotes más antiguos desde que se tiene referencia y se usan todavía en la actualidad.

Desde la prehistoria el hombre ha construido viviendas en proximidades de ríos, lagos y mares y la forma de evitar las inundaciones por las fluctuaciones del nivel de estas aguas, fue levantar las viviendas sobre “palafitos”. Estos palafitos no son otra cosa que pilotes de madera clavados en el subsuelo blando hasta que no penetren más, y que se continúan en superficie por encima del nivel de las aguas altas.

Los Romanos hicieron un uso intensivo de estos pilotes de madera, hincándolos para fundar puentes, acueductos y compactar el suelo debajo de algunas de sus “vías” (caminos) cuando pasaban por zonas de suelos blandos o anegadizos. Para su famoso cruce del río Rin, Julio Cesar, construyó un viaducto hincando pilotes de madera a media que avanzaba a través del cauce del río. Algunas de estas obras aún están en servicio, sin problemas de fundación.

El uso de estos pilotes continuó en el medioevo, el renacimiento y hasta el siglo XVIII, prácticamente como pilote estándar. Los edificios y puentes de las ciudades de Holanda y Venecia son ejemplos de ellas.

En el siglo XIX, tuvieron una fuerte competencia por los pilotes metálicos y hacia fines de ese siglo y durante el siglo XX, por los elementos de hormigón.

Si bien en la actualidad aún se usan, sobre todo en países que son grandes productores de madera, en el resto del mundo su empleo ha ido decreciendo. En nuestro país se pueden observar muchos de estos pilotes en los muelles de las riberas de los ríos del litoral.

Para penetrar en el suelo necesariamente deben ser hincados, por lo que podría decirse que desde el punto de vista constructivo son pilotes prefabricados e hincados. Desde la forma de trabajo pueden actuar por fricción, por punta o combinados de acuerdo al tipo de suelo. En general son de sección circular o cuadrados.

Algunas ventajas e inconvenientes son las siguientes:

Ventajas:

- Economía de transporte.
- Costo relativamente bajo en países productores de madera.
- Fáciles de empalmar.
- Fáciles de hincar en el suelo.
- Son perdurables si están siempre bajo agua o en seco.
- Requieren equipamiento poco sofisticado, en especial en zonas de difícil acceso.

Inconvenientes:

- Su longitud depende del árbol.
- Deben ser de madera dura.
- Los empalmes son puntos débiles.
- Tiene baja capacidad de carga individual.
- Pueden ser atacados por insectos.
- Se degradan en zonas sometidas a ciclos de humedecimiento y secado.
- Deben ser protegidos de los ataques y el fuego mediante tratamientos adecuados.
- Cuando se hincan en suelos duros la punta inferior debe ser protegida mediante un azuche metálico.
- La cabeza debe zuncharse para resistir los golpes de la hinca.

Metálicos

Durante el siglo XIX, con la producción masiva del hierro y el advenimiento del acero, surgieron estos pilotes como el sustituto de los pilotes de madera.

Originalmente se pensó que al ser un material fabricado por el hombre, podrían construirse de las dimensiones necesarias para cada proyecto y dada su gran resistencia por unidad de superficie, resultarían más económicos que los de madera.

Estas premisas no resultaron totalmente ciertas ya que los procesos de industrialización requieren de estandarizar las dimensiones, y pese a su mayor resistencia, su peso específico es superior al de la madera.

En la actualidad se utilizan en especial en los países con alta producción industrial (EEUU, Japón, Europa, etc.). En nuestro país se emplean esporádicamente para algunas obras especiales o recalces de estructuras.

Desde el punto de vista constructivo y de forma de trabajo, valen las mismas consideraciones que para pilotes de madera.

A modo de ejemplo, algunas ventajas e inconvenientes, son las siguientes:

Ventajas:

- Gran resistencia unitaria
- Fácilmente empalmables
- Pueden penetrar en terrenos duros, incluso rocas blandas.
- Pueden construirse de formas huecas o con rigidizadores laterales.
- Pueden hincarse perfiles simples o compuestos.
- No precisan de refuerzos para atravesar suelos duros.

Inconvenientes:

- Pueden ser atacados (corroídos, oxidados) por el suelo que los rodea.
- Deben ser transportados desde la fábrica hasta la obra.
- Puede ser importante el costo de transporte.
- Deben hincarse en grupos para tomar cargas importantes.
- Suelen ser costosos en países no industrializados.

Hormigón armado o simple

Se tienen algunos antecedentes de pilas o pilotes de gran diámetro contruidos de mampostería para fundar puentes o algunos templos por parte de los Egipcios y los Asirios.

Los Romanos descubrieron como mejorar las cales, adicionando arcillas y calor, creando un cementante primitivo, que endurecía bajo el agua. Este cementante mezclado con arena y piedra forma un nuevo material que hoy conocemos como hormigón. Este material se empleaba para construir pilotes y pilas en terrenos secos y a escasa profundidad.

A partir de fines del siglo XIX y hasta el presente el hormigón sin armar o armado es el material más empleado para la construcción de pilotes.

Si bien su resistencia por unidad de superficie, es inferior a la del acero, su costo es menor por lo que mayores secciones no implican mayores erogaciones. Además con la incorporación de acero de refuerzo se logran importantes economías y ventajas constructivas.

Desde el punto de vista constructivo pueden ser pilotes prefabricados e hincados (hormigón armado) o bien excavados y hormigonados en el lugar (hormigón armado y hormigón simple). Por su forma de trabajo, pueden trabajar por la punta, por fricción o ambas según el suelo atravesado.

Presentan algunas ventajas e inconvenientes:

Ventajas:

- Pueden ser hincados o excavados.
- Los hincados pueden prefabricarse al pie de obra, eliminando el transporte, y no precisan de fábricas para su producción.
- Los excavados pueden ser colados dentro del suelo excavado son necesidad de moldes y llevar un ensanche inferior para mejorar su capacidad de carga.
- Prácticamente pueden tener las dimensiones estrictamente necesarias según el proyecto.
- Se construyen de grandes diámetros minimizando los grupos de pilotes.
- Pueden reforzarse mediante barras de acero para lograr resistencia a los esfuerzos de hincado, transporte y acciones verticales y horizontales.
- Son resistentes a la agresión del suelo circundante

Inconvenientes:

- Los excavados y hormigonados in situ, requieren de técnicas constructivas especiales bajo agua o en suelos desmoronables.
- A los prefabricados no conviene construirlos en tramos de más de 15 metros, para su manipuleo en obra.
- No son tan fáciles de empalmar como los metálicos o de madera.
- En el caso de colarlos in situ, bajo agua, están en contacto con un medio potencialmente agresivo cuando el material tiene menor resistencia.

1.2. Metodología constructiva

Desde la óptica de la construcción, las fundaciones profundas pueden dividirse en pilotes de extracción y de desplazamiento del suelo.

Pilotes de extracción

Estos pilotes son los comúnmente denominados excavados y hormigonados in situ. Tiene sección circular, pueden tener ensanche en la base y su longitud depende de la cota de fundación. Los hay de diámetros pequeños (20 cm o más) y gran diámetro (más de 80 cm).

La forma de excavación, puede ser:

- Manual
- Mecánica

Manual: La excavación manual de pilotes (figura 1), se puede realizar en seco en suelo estable, en seco en suelo desmoronable o bajo agua. Se realizan perforaciones con diámetros mínimos de 60 cm y pueden alcanzar profundidades de varias decenas de metros.

Es la fundación profunda más común en nuestro medio para edificios en zonas de suelos colapsables. Se los denomina en general pozos romanos, pero en otros países reciben diferentes denominaciones, como ser, pozos indios (España), tubuloes (Brasil), pilas (Colombia), shafts (EEUU), etc. Es un excelente método que garantiza el apoyo de la base.

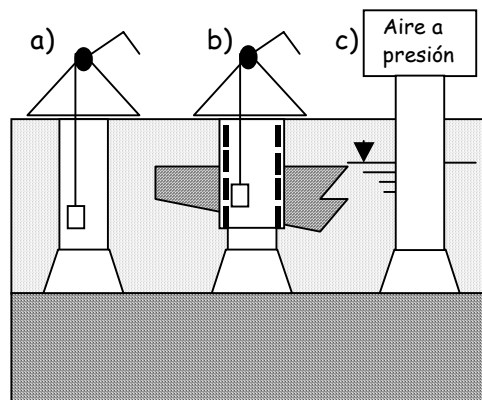


Figura 1

La excavación en seco, a través de suelo cohesivo (figura 1.a), no requiere de entibados ni protecciones especiales, salvo las medidas de seguridad habituales para los operarios, en este tipo de tareas (arnés, cuerda de vida, etc.). En la figura 2 se aprecia un torno de pocero y un pozo ya hormigonado con su armadura.

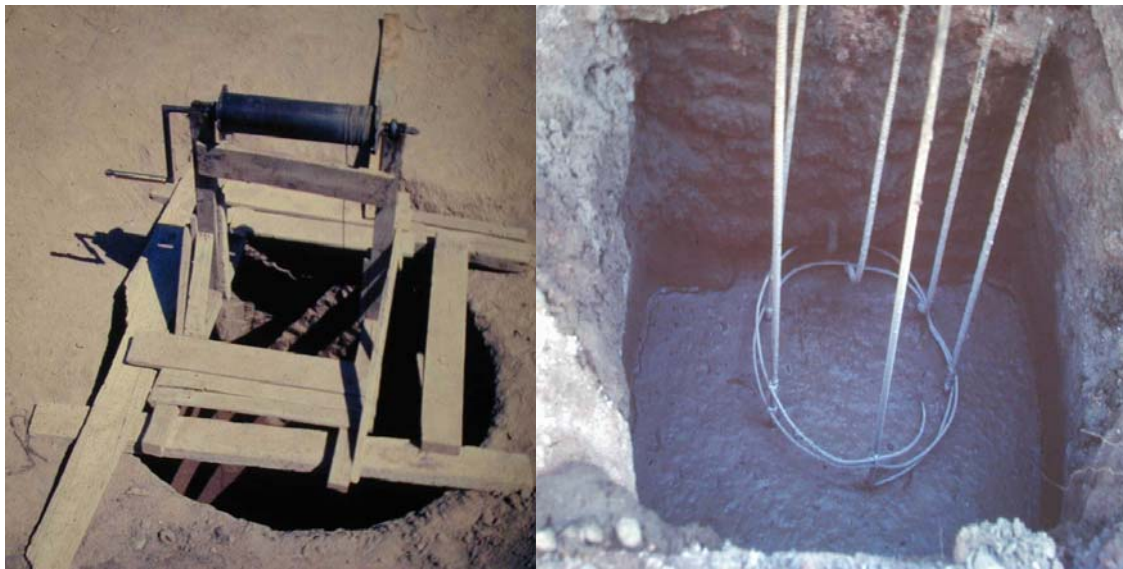


Figura 2

La realizan dos operarios, uno que maneja el torno en la superficie y otro que excava dentro del pozo. El primero sube y baja el balde de lona con el suelo excavado y el segundo realiza la operación de excavación propiamente dicha.

El rendimiento es de aproximadamente 10 metros de profundidad por día. Al llegar a la cota de fundación puede realizarse un ensanche para aumentar el área de la punta. Una vez alcanzada la cota de fundación se introduce la armadura longitudinal y se procede al hormigonado.

Si se atraviesan estratos desmoronables, se puede emplear el mismo sistema, pero entibando la excavación, por ejemplo mediante aros de hormigón (figura

1.b). Estos aros descienden por su propio peso a medida que se excava debajo de ellos. Una vez superado el estrato desmoronable, se reduce el diámetro de la excavación y se continúa sin entibado. Las demás operaciones se realizan igual que si se trabajase en suelo no desmoronable. En la zona de aros es conveniente despreciar la colaboración friccional.

Para excavar por debajo del nivel freático, si el mismo no puede ser deprimido mediante bombeo, se emplea el método de excavación con aire comprimido (figura 1.c). Esta metodología fue propuesta por el francés Pappin en el siglo XVIII, pero se comenzó a emplear a mediados del siglo XIX, especialmente para las fundaciones de puentes. Se introduce un tubo que servirá de revestimiento y en la parte superior del mismo se coloca una cámara de presurización. El método consiste en introducir aire a presión dentro del tubo de excavación. La presión debe ser tal que equilibre la presión del agua exterior, y de ese modo evitar su ingreso a la excavación. En esas condiciones los operarios trabajan al igual que si estuvieran en seco.

La cámara superior sirve para lograr una presurización y despresurización gradual de manera tal de no producir alteraciones fisiológicas en los operarios. Una vez alcanzada la cota de fundación se pueden realizar ensanches y posteriormente bajar la armadura y hormigonar. Hasta mediados del siglo XX se emplearon en algunos edificios de Sao Paulo (Brasil). Su último uso en nuestro país fue en el puente Internacional entre las ciudades de Posadas (Misiones) y Encarnación (Paraguay).

Mecánica: Al igual que la excavación manual la mecánica puede ser en seco en terrenos estables, o en terrenos desmoronables y/o bajo el agua.

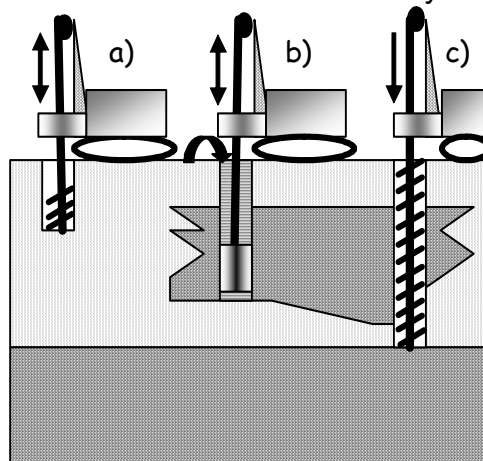


Figura 3

Es una técnica que ha ganado terreno en nuestro medio frente a la excavación manual, a medida que sus precios se han reducido producto de la mayor competencia y mecanización.

En la figura 3, se esquematizan estas fundaciones profundas. Uno de los inconvenientes que tienen es que siempre queda suelo suelto en la base del pilote lo que puede anular la capacidad de carga por la punta. Por ese motivo una vez hormigonado el fuste de estos pilotes se suele inyectar la base con lechada cementicia a presión, para garantizar su apoyo.

La excavación puede ser mediante un barreno o mecha corta, de 1,00 metro de largo aproximadamente (figura 3.a), que está unido a una barra, la que va montada en una torre y pasa por un “yugo” que le imprime la rotación. Al rotar la mecha penetra en el terreno y se llena de suelo molido. En este punto se extrae la mecha, se saca el suelo de la misma y se reintroduce para seguir la operación hasta la cota de fundación. Al llegar a la misma si es necesario se puede realizar un ensanche mediante un dispositivo especial. Posteriormente se introduce la armadura y se procede al hormigonado. La figura 4 muestra un equipo de excavación mecánico con ensanchador inferior.



Figura 4

Cuando se atraviesan estratos desmoronables o se está bajo el nivel freático, se emplean lodos bentoníticos para evitar que el suelo caiga dentro de la excavación. El equipo de excavación es el mismo o bien en lugar de mechas se pueden emplear baldes con aberturas inferiores (figuras 3.b y 5).



Figura 5

El lodo bentonítico es una mezcla de bentonita (arcilla) y agua con una densidad de $1,08 \text{ g/cm}^3$ aproximadamente. Este lodo ocupa toda la excavación y tiene las propiedades de no sedimentar durante la excavación, y formar una pasta con el suelo lateral impidiendo su colapso dentro de la excavación. Una vez alcanzado el material de apoyo, se introduce la armadura y luego una cañería interior. Por esta cañería se cuela el hormigón que ingresa de abajo hacia arriba y por su diferente densidad no se mezcla con el lodo, desplazándolo hacia la superficie, y dejando toda la excavación llena de hormigón.

Una alternativa en estos casos, cuando el pilote es de pequeño diámetro o poco profundo, es emplear una mecha continua la que constantemente está llena de suelo excavado impidiendo el ingreso del suelo lateral (figura III.12.c). Una vez alcanzada la cota de fundación, a medida que se extrae la mecha, se introduce hormigón por la barra central, que es hueca. Al llegar a la superficie queda un pilote de hormigón simple, al que se le puede introducir la armadura mientras está fresco, mediante un vibrador.

Pilotes de desplazamiento

Estos son los comúnmente denominados pilotes hincados. Son pilotes que pueden ser utilizados para atravesar terrenos estables, inestables o bajo el agua sin inconvenientes.

Dado que deben penetrar en el suelo la mayor o menor energía (estática o dinámica), necesaria para lograr dicha penetración es una medida de la capacidad de carga de los mismos.

Se dividen en dos grandes grupos:

- Pilotes prefabricados e hincados.
- Pilotes hincados y hormigonados in situ.

Prefabricados e hincados: Estos pilotes pueden ser metálicos, de madera u hormigón armado y se diferencian en la forma de hinca (figura 6).

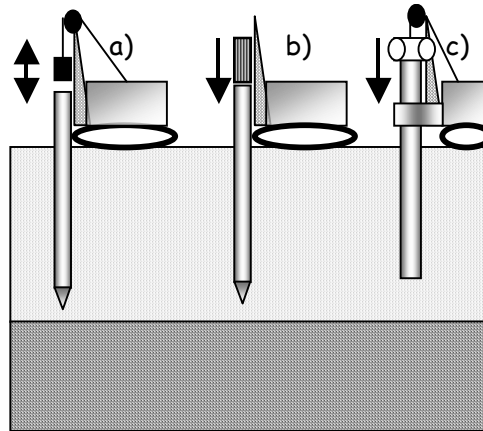


Figura 6

En la figura 6.a, se muestra un martillo de caída libre. Se trata de una masa que pende de una roldana, tomada de una torre que también sirve de guía al pilote. La penetración se logra por sucesivos golpes aplicados al pilote. Al llegar a la cota de fundación se controla el “rechazo”, que es la penetración máxima para un determinado número de golpes, aplicados por la masa desde una altura de caída preestablecida. Estos equipos se emplean desde la antigüedad y son muy eficientes para suelos blandos y pilotes pequeños o de madera. La figura 7 muestra un equipo en acción.



Figura 7

Desde comienzos del siglo XX, el método más empleado es utilizar martinetes de hincado (figura 6.b). Estos son cilindros diesel o de vapor, dentro de los cuales se mueve un pistón con un émbolo, que en cada ciclo es empujado hacia

arriba, por la explosión del combustible (diesel) o por la expansión del fluido (vapor). En los martinetes a vapor la caída del pistón golpea el cilindro y este al pilote. Mientras en los martinetes diesel el cilindro golpea al pistón por reacción durante la explosión del combustible. En la actualidad prácticamente sólo se emplean martinetes diesel. En la figura 8 se observa la hincada e pilotes mediante martinete Diesel y el empalme de los mismos mediante soldadura.



Figura 8

Una variante de martinete es el empleo de vibradores unidos al pilote (figura 6.c). Se trata de un motor con dos masas excéntricas que giran en sentido opuesto. Con esta vibración el pilote se introduce en el suelo. Son más eficientes al atravesar suelos arenosos finos saturados, ya que la vibración produce la licuación del material permitiendo el ingreso del pilote y la compactación del suelo lateral.

Pilotes hincados y hormigonados in situ: Son los “Pilotes Tipo Franki” (Figura 9), desarrollados a comienzos del siglo XX por la firma Pieux Franki de Bélgica.

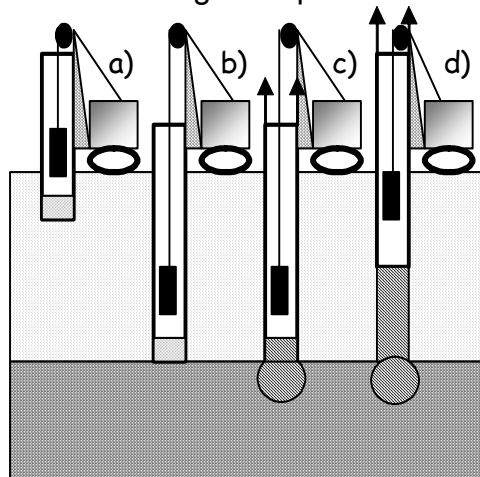


Figura 9

La secuencia constructiva de estos pilotes es la siguiente:

- Se coloca un tapón de grava dentro de un caño camisa y se golpea la grava, con un pisón de caída libre, hasta que la misma se adhiere al caño y este comienza a penetrar en el terreno (figura 9.a).
- Continúa la hincada hasta la cota de fundación y se controla el rechazo al igual que en los otros tipos de pilotes (figura 9.b).
- Una vez garantizada la resistencia necesaria la camisa es tomada por la maquina hincadora y se golpea la grava inferior hasta expulsar el tapón. En ese momento se introduce hormigón seco, el que se compacta con el pilón formando un bulbo inferior (figura 9.c).
- Finalmente se introduce la armadura y mientras se extrae la camisa se introduce hormigón seco por capas el que es sucesivamente compactado por golpes de pilón. Esta operación continúa hasta extraer totalmente la camisa y queda el pilote terminado (figura 9.d).



Figura 10

La figura 10 muestra el equipo de hincada y un detalle del caño camisa y el pisón de hincada.

En la década de 1960 se fundaron varios edificios y puentes en la ciudad de Córdoba con esta técnica, con un comportamiento muy satisfactorio. En esta ciudad fueron progresivamente reemplazados por los pilotes prefabricados e hincados y los pilotes excavados. En la década de 1980 se empleó esta tecnología para fundar la planta de abastecimiento de agua desde el canal Los Molinos-Córdoba. En las provincias del litoral y Buenos Aires, se lo emplea aún hoy en gran medida, pese a la competencia de los otros tipos de pilotes.

Una variante a este método es introducir la camisa por vibración, colocar la armadura y agregar hormigón, a medida que se extrae la camisa también por vibración. Este pilote no es muy usado en nuestro medio. Existe una gran

variedad de metodologías similares o con variantes del pilote Franki, como ser pilotes Express, Strauss, etc., pero ninguna goza de tanta aceptación como los primeros.

1.3. Forma de trabajo

En principio pueden dividirse en pilotes que trabajan de punta, por fricción o ambas simultáneamente (figura 11).

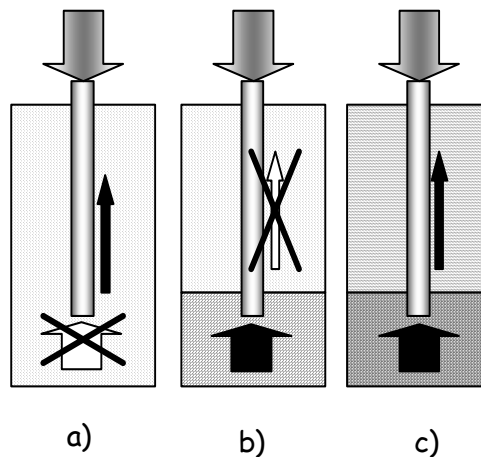


Figura 11

Esta división no es absoluta ya que al estar el pilote inmerso en el suelo, es imposible que no actúen las dos fuerzas resistentes, pero una de las dos predomina sobre la otra.

El pilote de la figura 11.a, está inmerso en un suelo blando en toda su longitud y que se extiende aún por debajo de la punta del pilote. El suelo blando aporta carga de punta, pero como el área de contacto es pequeña y su resistencia baja, esta carga es despreciable frente a la fricción.

En la figura 11.b, se esquematiza un pilote de punta. Puede ser un pilote apoyado sobre roca, atravesando una capa de suelo blando. En este caso el aporte de la fricción es despreciable frente a la carga que puede tomar la base del pilote. Sobre todo por la diferencia de rigidez entre estos dos materiales.

Por último los pilotes que trabajan tanto por fricción como de punta están esquematizados en la figura 11.c. Es el caso más común en los pilotes, tanto excavados como hincados, donde ni la colaboración de punta ni la friccional pueden despreciarse para cuantificar la capacidad de carga total de la fundación.

En relación a los aspectos constructivos puede decirse que los pilotes hincados tienen un aprovechamiento mayor de ambas resistencias ya que al desplazar el suelo para penetrar en el mismo, desarrollan simultáneamente esas capacidades de carga individuales.

Por su parte los pilotes excavados al extraer el suelo generan una relajación de tensiones que ablanda el suelo, en especial el de la base, por lo que el aprovechamiento es menor en la resistencia de punta frente a la friccional.

Siempre debe considerarse que estos fenómenos dependen de las rigideces relativas entre los suelos laterales y los ubicados bajo la punta del pilote.

2. ENSAYOS PENETROMETRICOS DE USO CORRIENTE EN LA ACTUALIDAD.

El Comité Técnico 16 de la ISSMFE, es el comité encargado proponer los procedimientos y los equipos de referencia para los siguientes métodos de ensayos penetrométricos: Ensayo penetrométrico de cono (CPT), ensayo de penetración estándar (SPT), prueba penetrométrica dinámica (DP) y weight sounding test (WST).

En 1989 el Comité Técnico 16 (TC 16) publica los procedimientos de ensayo de referencia para los ensayos CPT, DP y SPT. Las definiciones, procedimientos y equipos que se detallan a continuación corresponden a dicho reporte. (Swedish Geotechnical Institute, 1989)

2.1-Ensayo de penetración estática de cono – CPT.

➤ Procedimiento:

Verticalidad: El pistón de empuje será asentado, de forma tal, de obtener una dirección de empuje lo más vertical posible. La desviación de la dirección de empuje, respecto a la vertical, no debe exceder el 2 %.

Velocidad de penetración: La velocidad de penetración será de 20 mm/s, con una tolerancia de ± 5 mm/s. En caso de tratarse de un piezo-cono se mantendrá la velocidad, pero la tolerancia será menor. Entre estas tolerancias el valor adoptado se mantendrá constante durante todo el movimiento, aun si las lecturas serán sólo en intervalos.

Intervalos de lecturas: Es más recomendable la lectura continua. En caso de no ser así, el intervalo entre lecturas no deberá ser superior a 0,2 m.

Medición de la profundidad: Las profundidades serán medidas con una exactitud del orden de 0,1m.

➤ Equipo básico

Geometría general del penetrómetro: Se podrán utilizar penetrómetros con o sin camisa friccional y con o sin piezómetro poroso o piezocono. Si hubiera una ranura entre el cono y los demás elementos de la punta del penetrómetro, esta será la mínima necesaria para la operación de los dispositivos sensores, y evitará el ingreso de partículas. Esto también se aplicará a los extremos de la camisa friccional y para los demás elementos de la punta del penetrómetro. Los ejes del cono, de la camisa friccional y el cuerpo del penetrómetro, deberán ser coincidentes.

Cono: El cono constará de una parte cónica y una extensión cilíndrica. El diámetro nominal exterior del cono y de las barras puede variar entre 34,8 mm y 36,0 mm, con un ángulo de 60° en el vértice. La longitud de la parte cónica puede variar entre 24,0 mm y 31,2 mm y la altura de la parte cilíndrica debe estar entre 7,0 mm y 10,0 mm. La proyección horizontal del área del cono debe ser de 1000 mm². La rugosidad superficial en la dirección longitudinal no deberá exceder 1 μm. (Figura 12)

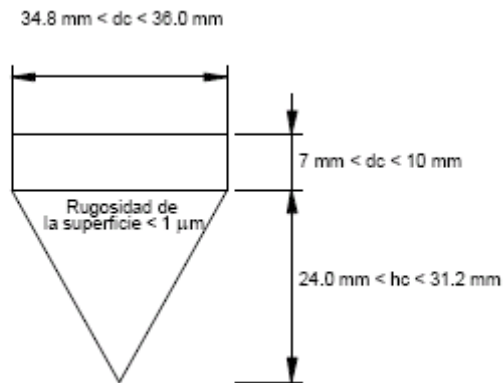


Figura 12

Dispositivos sensores: Los sensores destinados a medir la resistencia a la fricción local funcionarán de forma tal que sean registradas las tensiones de corte, y no las tensiones normales.

Camisa friccional: El diámetro de la camisa de fricción no deberá ser menor del diámetro de la extensión cilíndrica del cono y no deberá superar dicho diámetro más 0,35 mm. La superficie de la camisa de fricción deberá ser de 15000 mm². La rugosidad de la camisa friccional en la dirección del eje longitudinal estará entre 0,25 μm y 0,75 μm. La camisa friccional estará situada inmediatamente después del cono, las ranuras, entre la camisa friccional y las otras partes del penetrómetro, deberán estar selladas respetando lo dicho anteriormente para ranuras y sellos.

Barras de empuje: Las barras de empuje estarán unidas entre sí, mediante juntas rígidas, las cuales podrán ser roscadas, manteniendo el conjunto de barras lo mas recto posible. La deflexión máxima permitida será, en el punto medio de una barra de 1 m de longitud, de 0,5 mm para las cinco primeras barras y 1mm para las restantes barras.

Equipo de medición: Los esfuerzos para la penetración del cono y la fricción lateral, y la presión de poros (si se tratara e un piezocono), serán medidos por dispositivos adecuados y las señales transmitidas por métodos apropiados a un sistema de recolección de datos de acceso directo. No son recomendables los sistemas de recolección de datos que no permitan el acceso a estos durante el ensayo.

Sistema de empuje: El pistón tendrá una carrera de al menos 1 metro, y empujará las barras dentro del suelo a una velocidad de penetración constante.

El aparato de empuje estará anclado al suelo y/o lastrado, para evitar los movimientos relativos entre el equipo y la superficie del suelo, durante la acción de empuje.

Reductor de fricción: Si se incluye un reductor de fricción, este será ubicado al menos a 1000 mm por encima de la base del cono.

2.2-Ensayo de penetración Standard – SPT.

➤ Procedimiento:

La perforación será cuidadosamente limpiada por el equipo de perforación utilizado, esto garantizará que el suelo que va a ser ensayado no esté alterado. Cuando la perforación se realice en suelos inestables, serán utilizados encamisados o lodo bentonítico.

El sacamuestras será bajado hasta el fondo de la perforación colocado en extremo inferior del varillaje, con el martinete levantado. La penetración inicial bajo acción gravitatoria del sacamuestras las barras y el martinete será registrada. Cuando esta penetración exceda los 450 mm el ensayo será omitido y el valor de “ N “ tomado como cero.

Después de la penetración gravitatoria inicial, el ensayo será ejecutado en dos etapas:

Etapa de acomodamiento: El sacamuestras será llevado a una profundidad de penetración de 150 mm dentro del suelo y el número de golpes para realizar esta penetración será registrada. Si los 150 mm de penetración no pueden ser logrados en 50 golpes, la profundidad de penetración lograda después de 50 golpes será tomada como la etapa de acomodamiento. En este caso será registrada esta profundidad.

Etapa de ensayo : El número de golpes requerido para penetrar en el suelo los 300 mm subsiguientes es denominado “resistencia a la penetración (N)”. Será registrado el número de golpes requeridos para efectuar cada tramo de penetración de 150 mm. La etapa de ensayo podrá ser finalizada después de que con 50 golpes no se consiga una penetración de 150 mm en este caso la profundidad de penetración será registrada. Típicamente la máxima velocidad de aplicación de los golpes es de 30 golpes por minuto.

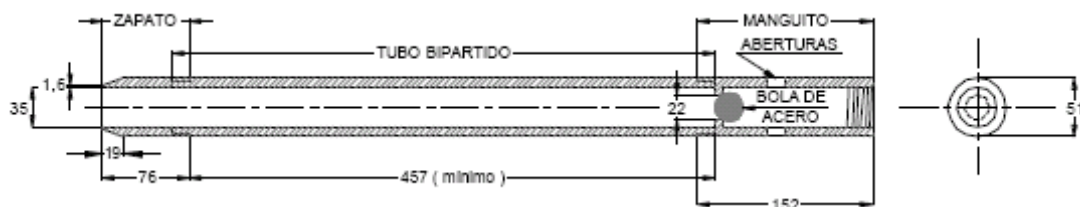


Figura 13

Equipo de perforación: Cuando la perforación resulte inestable y deba recurrirse a la utilización de encamisados temporales, la herramienta de

perforación tendrá un diámetro no mayor al 90 % del diámetro de la camisa. El diámetro de la perforación deberá ser de entre 63 mm y 150 mm.

Sacamuestras: El tubo del sacamuestras será realizado en acero reforzado, y tanto la superficie interna como la externa, deberán ser lisas. (Figura 13)

El diámetro externo será de 51 mm \pm 1 mm y el diámetro interno será de 35 mm \pm 1 mm. La longitud total del mismo será de 457 mm como mínimo. El sacamuestras tendrá un zapato, cuya longitud será de 76 mm \pm 1 mm y cuyo diámetro exterior será exactamente igual al diámetro exterior del tubo. En los 19 mm finales del zapato el diámetro externo disminuirá gradualmente, de forma tal de facilitar la penetración. El material será el mismo que el material del tubo. En el extremo opuesto del tubo habrá un manguito de acero que conectará el sacamuestras con las barras de perforación. Dentro del manguito habrá una válvula de pie con aberturas en las paredes, que son de tamaño suficiente para permitir el escape de aire o agua que haya ingresado al sacamuestras. La válvula proveerá un sello estanco cuando sea retirado el sacamuestras. El zapato será reemplazado cuando resulte dañado o deformado y el sacamuestras será limpiado y dejado libre de cualquier incrustación de suelo, interna o externa.

Barras de perforación: Las barras de perforación de acero, que conectarán el sacamuestras con la cabeza de golpeo, tendrán un módulo resistente adecuado a su longitud total y a la restricción lateral.

Propiedades seccionales adecuadas son:

Diámetro de la barra (mm)	Módulo resistente W (x 10 ⁻⁶ m ³)	Peso de la barra (Kg/ m)
40,5	4,28	4,33
50,0	8,59	7,23
60,0	12,95	10,03

No deberán usarse barras más pesadas que 10,03 Kg/m. Las barras que se usen deberán estar libres de curvaturas y se realizarán controles periódicos al respecto. La deflexión relativa, medida en toda la longitud de barras o en cada barra, no debe superar 1/750. Las barras estarán unidas firmemente por uniones roscadas.

Conjunto martinete comprende (figura 14):

- La cabeza de golpeo de acero que estará unida firmemente a las barras de perforación mediante una unión roscada. La energía transferida en el impacto será maximizada mediante un adecuado diseño.
- El martinete de acero cuyo peso será de 63 Kg \pm 0,5 Kg
- La guía que garantizará que el martinete golpee la cabeza oponiendo la menor resistencia posible.
- Un mecanismo que asegurará que el martinete tendrá una caída libre de 760 mm constantemente.

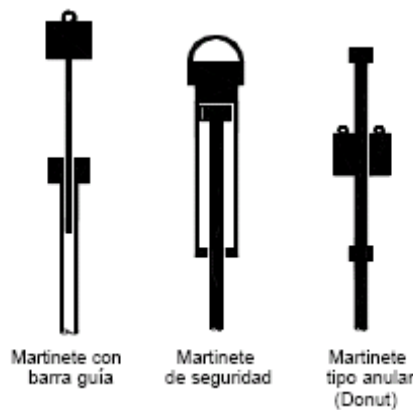


Figura 14

El peso total del conjunto, que se apoyará sobre las barras de perforación no deberá exceder los 115 Kg. En situaciones en donde las comparaciones entre resultados de distintos SPT sean importantes, se deberán realizar calibraciones, para evaluar la eficiencia de los equipos en términos de energía transferida. En esos casos los valores de N deberán ser ajustados a una energía de referencia del 60 % de la energía cinética nominal correspondiente a un peso de 63,5 Kg en caída libre desde una altura de 760 mm, es decir 474 Joules. La energía de referencia será medida inmediatamente bajo cabeza de golpeo. Este aspecto será aclarado mas adelante.

Eficiencia del golpe: Se define como pérdida de energía, a la diferencia entre la energía teórica disponible y la energía realmente transmitida:

$$P\acute{e}rdidas = E_{Te\acute{o}rica} - E_{Transmitida}$$

Entre las causas principales que producen pérdidas de energía se pueden mencionar: Altura de caída incorrecta, fricción entre la soga y las poleas, fricción entre el martinete y la barra guía y disipación de energía por deformación elástica de las barras de perforación.

La eficiencia del golpe se define como la relación entre, la energía realmente transmitida al sacamuestras por el golpe y la energía cinética teórica que transmitiría el golpe si no hubiera pérdida de energía:

$$\epsilon = \frac{E_{Transmitida}}{E_{Te\acute{o}rica}}$$

La eficiencia es, en general, poco sensible a la variación del número de golpes (NSPT), pero al aumentar la cantidad de golpes acumulados el valor de la eficiencia es menos disperso.

Trabajando con dispositivos con desenganche automático y manteniendo sin variación otras condiciones, el rendimiento solo deberá variar con la profundidad y con el número de golpes.

Como conclusión Skempton considera el rendimiento ER_i compuesto por el producto de otros dos rendimientos:

$$ER_i = ER_v \times \eta_d$$

Donde η_d es la eficiencia dinámica, que depende de las dimensiones del martinete, la cabeza de golpeo y la barra guía y ER_v es el rendimiento de velocidad:

$$ER_v = E_h / E^*$$

que a su vez está compuesto por, E_h : Energía realmente transferida por el impacto, medida inmediatamente después de la cabeza de golpeo y E^* : Energía cinética teórica (474 J).

➤ Dispositivo de hincado.

Dispositivo con soga y polea: Son los dispositivos más primitivos y más difundidos. Entre los distintos tipos de martinetes accionados por este mecanismo podemos mencionar al martinete a perno o con barra guía, martinete de seguridad y martinete tipo anular (donut). (Fig. ¿??)

Los dispositivos con soga y polea, a su vez, se pueden dividir en: dispositivos sin reenvío y dispositivos con reenvío.

Con estos mecanismos tiene mucha influencia en los resultados el factor humano, (el operario) debido al poco control de la energía a transmitir que provee. En cada golpe pueden producirse interferencias involuntarias del mismo, tales como: fricción entre la soga y las manos del operario, que el cansancio del mismo le impida llegar a elevar el martinete hasta la altura establecida, largo de los brazos, etc.; todo esto disminuye la energía transmitida, o sea disminuye la eficiencia del golpe.

Dispositivos sin reenvío : En este caso, el operador tira directamente de la soga, sin ningún mecanismo intermedio. La soga pasa por una polea fija levantando y dejando caer el martinete, el que a su vez golpea sobre la cabeza de golpeo. En promedio la eficiencia de los golpes es más elevada, pero la eficiencia de cada golpe es muy variable; el recorrido de soga, para elevar el martinete, es más corto pero la fuerza que realiza el operador es exactamente igual al peso del martinete (63,5 Kg).

Dispositivos con reenvío: En este tipo de dispositivos se coloca una polea o aparejo, alrededor de la cual se puede dar una, dos o tres vueltas de soga, a continuación se encuentra la polea fija y luego el conjunto martinete y cabeza de golpeo. Aumentando el número de vueltas de soga aumenta el recorrido de la soga sobre la polea de reenvío y por ende la fricción entre la soga y el metal, esto disminuye el esfuerzo del operario y la eficiencia. Se han realizado mediciones de la eficiencia del golpe con mecanismos de soga y polea de reenvío, probando con una, dos y tres vueltas de soga, alrededor de la polea, la eficiencia (ER_i) varía de alrededor del 70%, 60% al 40% respectivamente. Independientemente del número de vueltas de soga alrededor de la polea de reenvío, se observan amplias variaciones de la eficiencia a raíz de factores como profundidad y número de golpes.

Dispositivo con desenganche automático: Estos dispositivos tienen como característica principal, un engrosamiento de la barra guía, coincidente con la altura de caída normalizada (760 mm). Este engrosamiento hace que se abra el mecanismo de enganche que sostiene el martinete, produciendo la caída libre del mismo.

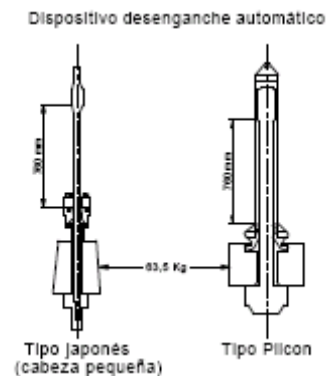


Figura 15

El dispositivo tipo Pilcon (Fig. 15) tiene un rendimiento más elevado y menos disperso que el dispositivo con soga y polea, no obstante el rendimiento es relativamente modesto, probablemente a causa gran diámetro de la cabeza de golpeo. El rendimiento obtenido con el dispositivo con desenganche automático es también del orden del 60%.

➤ Normalización del ensayo de penetración NSPT

Muchos son los factores que influyen en el número de golpes (N SPT)

a - Modalidad de ejecución del ensayo: Su influencia puede ser minimizada trabajando siempre con una sola metodología.

b - La presión lateral del terreno: El valor de NSPT puede ser normalizado, con respecto a un valor unitario de presión ($s'v_0 = 1 \text{ Kg/cm}^2$), para tener en cuenta la variación de la presión vertical con la profundidad, mediante la siguiente expresión:

$$N_1 = C_N \times N.$$

Donde N es el número de golpes determinado mediante el ensayo estándar, N_1 es el valor de N referido a la presión de referencia $s'v_0$ y C_N es el coeficiente de corrección que depende de $s'v_0$ según la ecuación (Figura 16):

$$C_N = (1 / s'v_0)^n$$

con $n = 0,56 \sim 0,50$.

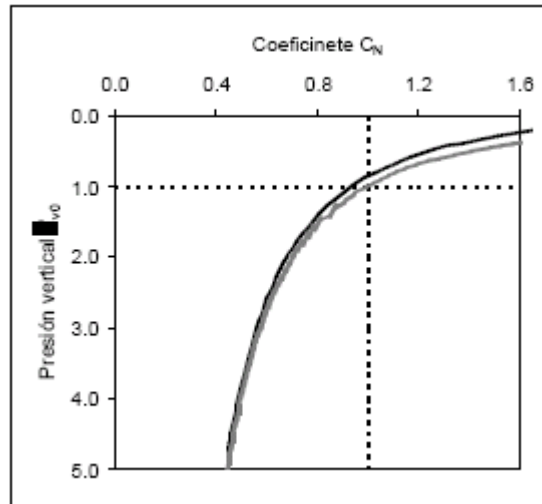


Figura 16

c - El dispositivo de golpeo: Como ya hemos visto al describir los distintos dispositivos de hincado, cada uno de ellos golpea con una eficiencia diferente. En consecuencia para comparar los resultados de ensayos ejecutados con distintos dispositivos de hincado, habrá que referirlos primero a una misma energía de referencia que será del orden del 60% de la energía teórica.

Entonces:

$$N_{60} = (ER_{i \text{ media}} / 60) \times N$$

Con: N_{60} = número de golpes corregido referido al rendimiento de referencia.

$ER_{i \text{ media}}$ = rendimiento medio expresado como porcentaje.

N = número de golpes registrado durante el ensayo.

Se puede combinar las dos correcciones anteriores en una expresión:

$$(N_1)_{60} = C_N \times (ER_{i \text{ media}} / 60) \times N = \frac{ER_{i \text{ media}} \times N}{60 \times \sqrt{\sigma'_{v0}}}$$

d - Características del suelo: Respetando el procedimiento recomendado por el TC16 de la ISSMFE, y corrigiendo el valor de N de acuerdo por la presión vertical y la eficiencia del sistema de hincado $((N_1)_{60})$, el número de golpes sólo dependerá de las características propias del estrato atravesado.

2.3-Ensayo de penetración dinámica – DP.

El ensayo de penetración dinámica DP consiste en obtener un registro continuo del número de golpes requerido, para penetrar en el suelo una punta cónica metálica, dejando caer desde una altura constante, una masa determinada. Por la facilidad de transporte y de instalación del aparato y por simplicidad de la ejecución del ensayo, el ensayo de penetración dinámica ha tenido una gran difusión en el mundo entero.

El mayor obstáculo para obtener una buena precisión en los resultados, viene dado por la dificultad para separar la resistencia friccional del suelo sobre las barras de perforación, de la resistencia a la penetración de la punta. Esto se puede conseguir utilizando conos de mayor diámetro que las barras, utilizando lodo bentonítico, o bien encamisando la perforación.

➤ Clasificación:

Existen cuatro variantes de este ensayo, las cuales se diferencian entre sí, en la energía utilizada para lograr la penetración, ellas se denominan:

- Prueba dinámica liviana (DPL): Representa el rango mas bajo de energía de hinca, utiliza un peso de menos de 10 Kg, que cae desde 50 cm de altura, se pueden alcanzar profundidades de alrededor de 8 m.
- Prueba dinámica media (DPM): Se utilizan pesos de entre 10 Kg y 40 Kg, con caída desde 50 cm de altura, se puede llegar a profundidades de investigación de 20 m a 25 m.
- Prueba dinámica pesada (DPH): Se utilizan pesos de entre 40 Kg y 60 Kg, con caída desde 50 cm de altura, se puede llegar a profundidades de alrededor de 25 m.

ELEMENTO	DPL	DPM	DPH	DPSH
Masa del martinete, en Kg	10,0 ± 0,1	30,0 ± 0,3	50,0 ± 0,5	63,5 ± 0,5
Altura de caída de la masa, en m	0,50 ± 0,01	0,50 ± 0,01	0,50 ± 0,01	0,75 ± 0,02
Masa de la cabeza y la guía (Máximo), en Kg	6	18	18	30
Rebote maximo, en %	50	50	50	50
Longitud de las barras, en m	1 ± 0,1%	1 - 2 ± 0,1%	1 - 2 ± 0,1%	1 - 2 ± 0,1%
Masa máxima de las barras, en Kg/m	3	6	6	8
Desviación de las barras máxima, en los primeros 5 m, en %	0,1	0,1	0,1	0,1
Desviación de las barras máxima, en los 5 m mas profundos, en %	0,2	0,2	0,2	0,2
Diámetro externo de las barras, en mm	22,0 ± 0,2	32,0 ± 0,3	32,0 ± 0,3	32,0 ± 0,3
Diámetro interno de las barras, en mm	6,0 ± 0,2	9,0 ± 0,2	9,0 ± 0,2	-
Angulo del vértice del cono, en grados	90	90	90	90
Area del cono, en cm ²	10	10	15	20
Diámetro del cono, sin uso, en mm	35,7 ± 0,3	35,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	51,0 ± 0,5
Diámetro del cono, gastado, en mm	34	34	42	49
Longitud del maguito, en mm	35,7 ± 1,0	35,7 ± 1,0	43,7 ± 1,0	51,0 ± 2,0
Angulo de disminución de diámetro superior, en grados	11	11	11	11
Longitud de la punta del cono, en mm	17,9 ± 0,1	17,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	25,3 ± 0,4
Máximo acortamiento de la punta del cono, en mm	3	3	4	5
Número de golpes por cm de penetración	10 cm; N ₁₀	10 cm; N ₁₀	10 cm; N ₁₀	20 cm; N ₂₀
Rango estándar de golpes	3 - 50	3 - 50	3 - 50	3 - 50
Energía específica por golpe, en kJ/m ²	50	15	167	238

➤ Recomendaciones del Comité Técnico 16 de la ISSMFE – TC 16.

Instalación del equipo: De ser necesario se perforará hasta la cota a la cual se desee ejecutar el ensayo. El equipo deberá estar en posición vertical, salvo especificación en contrario. Se apoyará firmemente en el suelo. El cono y las barras podrán ser guiados al comenzar el ensayo, de modo de mantener el conjunto, recto y vertical.

Ejecución: El penetrómetro se introducirá dentro del subsuelo en forma continua. La velocidad de golpeo estará entre 15 y 30 golpes por minuto excepto cuando, el suelo ya sea conocido por perforaciones, o haya sido identificado por sondeos; en estos casos la velocidad de penetración puede incrementarse a 60 golpes por minuto. La experiencia ha demostrado que la velocidad de penetración tiene poca influencia sobre los resultados de este ensayo.

Todas las interrupciones serán registradas. Todos los factores que influyeren en los valores de la resistencia a la penetración serán verificados regularmente. Asimismo cualquier desviación de los procedimientos de ensayo recomendados será registrada. Las barras serán rotadas una vuelta y media por metro para mantener la perforación recta y vertical, y reducir la fricción lateral. Cuando la profundidad exceda los 10 m, las barras serán rotadas mas frecuentemente. Se recomienda utilizar dispositivos de rotación mecánicos cuando se trate de ensayos profundos.

➤ Equipo básico.

Aparato de perforación: Consiste en un conjunto formado por martinete, cabeza de golpeo y barra guía.

Martinete: El martinete será igual a cualquiera de los martinetes ya descritos para el ensayo SPT, por lo que no es necesario redundar en detalles. El martinete caerá libremente y no estará conectado a ningún objeto que pudiera interferir en la aceleración o desaceleración del martinete. La velocidad para izar el martinete será despreciable.

Cabeza de golpeo: La cabeza de golpeo estará rígidamente unida a las barras de extensión. El diámetro de la cabeza no será menor a 100 mm y no mayor que la mitad del diámetro del martinete. El eje de la cabeza de golpeo, la barra guía y las barras de extensión, será recto, admitiéndose una desviación máxima de 5 mm por metro.

Barras de extensión: Las barras de extensión serán hechas de acero de alta resistencia con una alta resistencia al desgaste, a las bajas temperaturas y a la fatiga. Las deformaciones permanentes deben ser corregidas. Las barras serán rectas. Se podrán usar barras sólidas; aunque preferentemente se utilizarán barras huecas, por el menor peso.

Conos: el cono consta de la punta cónica, la extensión cilíndrica y la transición cónica, cuyas dimensiones relativas se pueden observar en la figura. Los conos nuevos tendrán un ángulo en el vértice de 90°. El cono estará unido a las barras de forma tal que el mismo no se desprenda durante la penetración.

Registro del número de golpes: Se registrará el número de golpes cada 0,10 m (N_{10}), para los ensayos DPL, DPM y DPH, y cada 0,20 m, para el ensayo DPSH (N_{20}). Se marcarán las profundidades predefinidas de penetración (0,10 m o 0,20 m) en las barras y se contarán los golpes.

2.4. Correlaciones existentes

Desde la primera mitad de este siglo se han establecido correlaciones entre los resultados de los diversos ensayos de penetración, y de tal modo permitir la comparación entre las diferentes metodologías y por lo tanto caracterizar tensodeformacionalmente los distintos tipos de suelos.

Los más comunes de estas correlaciones vinculan los ensayos de penetración estándar (SPT) y los ensayos de cono estático (CPT). La correlación mas utilizada (K), es la que relaciona el número de golpes del ensayo SPT (N_{SPT}) con la resistencia a la penetración del cono estático (q_c).

$$K = \frac{q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}}{N_{SPT}}$$

Otra correlación posible (K''), es la que se establece entre el número de golpes del ensayo SPT (N_{SPT}) y el numero de golpes del ensayo DPSH (N_{DPSH}).

$$K'' = \frac{N_{DPSH}}{N_{SPT}}$$

Las correlaciones empíricas K y K'' , publicadas por diversos autores en los últimos 35 años, se indican a continuación:

Año	AUTOR	TIPO DE SUELO	K
1956	Meyerhof (Inglaterra)	Arenas	4
1961	Meight, Nixon y Lacroix (EEUU)	Arenas	8
1970	Schmertmann (EEUU)	Arena con gravas y gravas	10 - 8
1970	Schmertmann (EEUU)	Arenas, finas a medias, con finos	3 - 4
1984	Marinelli, Leoni y Cioma (Argentina)	Arenas	10
1996	Terzariol y Abona (Argentina)	Arenas gruesas	7 - 8
2001	Acka (Emiratos Arabes Unidos)	Arenas, arenas limosas	3,2 a 4,6
1959	Velloso (Brasil)	Limos arenosos	3 - 5
1959	Velloso (Brasil)	Arcilla, arcilla limosa, limo arcilloso	3 - 5
1996	Terzariol y Abbona (Argentina)	Limos arenosos	3 - 4
1996	Terzariol y Abbona (Argentina)	Limos arcillosos consolidados	8
2001	Acka (Emiratos Árabes Unidos)	Limos arenosos	5,4

Año	AUTOR	TIPO DE SUELO	K''
S/D	Goel (India)	Arena, arena fina con limo y limo arenoso.	0,8 – 1,0
1982	Muromachi y Kobayashi (Japón)	Gravas, gravas arenosas, arenas, limos arenosos, limos y arcillas	1,0
1990	Tissoni (Italia)	Arena fina limosa	0,6
1990	Studio Geotecnico Italiano (Italia)	Arena limosa y arena fina	0,6 – 0,8
1996	Terzariol y Abona (Argentina)	Arenas gruesas, limos arenosos y limos arcillosos consolidados	1,0 - 1,1

Atendiendo a las particularidades de los suelos locales, Terzariol y Fuentes, encontraron las ecuaciones que correlacionan estos ensayos en función del diámetro medio de las partículas (D_{50}).

Relación entre SPT y CPT-U:

$$K = \xi \cdot D_{50}^{\delta} \dots D_{50} (mm)$$

Autor	Tipo de suelo	ξ	δ
Robertson	Todos	7,97	0,27
Antecedentes	Todos	6,4	0,20
Propuesta	S.A.	4,0	0,25
	C.A.	16,0	0,30
	Promedio	10,76	0,27

Relación entre SPT y DPSH

$$K = \xi \cdot D_{50}^{\delta} \dots D_{50} (mm)$$

Siendo:

$$\xi = 0,75 \quad \text{y} \quad \delta = -0,1$$

3. CAPACIDAD DE CARGA DE FUNDACIONES PROFUNDAS

En general para determinar la capacidad de carga última (Q_u) de una fundación profunda se aplica el criterio de adición, es decir la suma de la capacidad friccional última (Q_{su}) y la capacidad de punta última (Q_{pu}). Y la carga admisible (Q_{adm}) se obtiene dividiendo la carga última por un coeficiente de seguridad (FS) que depende del tipo de suelo, del tipo de carga, de la estructura, etc.

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \rightarrow Q_{adm} = Q_u / FS$$

FACTORES DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO DE PILOTES

Método para Determinar la Capacidad	Condición de Carga	Mínimo Factor de Seguridad	
		Compresión	Tensión
Predicción teórica o empírica que se verificará con pruebas de carga	Usual	2,0	2,0
	Inusual	1,5	1,5
	Extrema	1,15	1,15
Predicción teórica o empírica que se verificará con analizador de hinca	Usual	2,5	3,0
	Inusual	1,9	2,25
	Extrema	1,4	1,7
Predicción teórica o empírica que no se verificará con pruebas de carga	Usual	3,0	3,0
	Inusual	2,25	2,25
	Extrema	1,7	1,7

Este criterio comúnmente aceptado es un criterio de “rotura” y por ello sólo tiene validez en ciertas condiciones que dependen de la compatibilidad de deformaciones en el fuste del pilote para alcanzar la carga de rotura por fricción y la deformación para lograr la carga de rotura por la punta del mismo.

En general se acepta que las deformaciones para lograr la fricción última son inferiores a 5 mm e independientes del diámetro del pilote, mientras que las necesarias para alcanzar la rotura de la punta son del orden de 5 al 10% del diámetro.

Para poder determinar la verdadera capacidad de carga admisible es preciso conocer el mecanismo de transferencia de carga entre fricción y punta a medida que se carga un pilote. Este mecanismo depende fundamentalmente de si se trata de un pilote de extracción o de desplazamiento de suelo.

3.1.- Carga de punta y friccional

Pilotes excavados (extracción de suelo): este tipo de fundación presenta por sus características constructivas un comportamiento no siempre previsible en términos de compatibilidad de deformaciones. Al excavar se produce una pérdida de confinamiento del suelo en la base y por lo tanto a un “ablandamiento” del mismo respecto de su comportamiento original, mientras que no hay un cambio significativo en el suelo lateral.

Esto lleva a que las deformaciones para alcanzar los valores de rotura de fricción y punta sean diferentes y por ello el criterio de adición para determinar la capacidad de carga última de un pilote, no sea totalmente aplicable.

Para una mejor comprensión del problema se analizará por separado el comportamiento friccional y el de punta en el caso de un pilote excavado. En la figura 17 se esquematizan los resultados de dos ensayos de carga. En color verde un pilote puramente friccional y en azul otro puramente de punta.

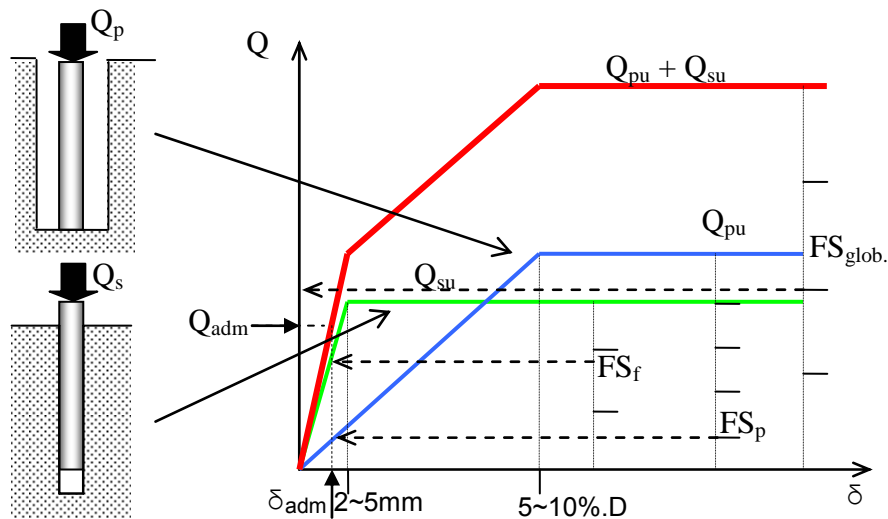


Figura 17

Como se aprecia el criterio de adición sólo es aplicable a partir del punto donde se produce la rotura del suelo bajo la punta del pilote. Si se suman las cargas de cada ensayo a lo largo de todo el intervalo de deformaciones se puede obtener la curva resultante del ensayo de un pilote real que trabaje por fricción y punta.

Si a la carga de rotura Q_u se la divide por un coeficiente de seguridad global (p.ej. $FS=2$) se observa que la carga teóricamente admisible se produce para dos deformaciones diferentes entre punta y fuste por lo tanto es imposible que la misma se exista o bien las deformaciones para que ello ocurra serán superiores a las estimadas.

Por el contrario si se divide la carga de rotura por la punta por un coeficiente de seguridad mayor (p. ej. $FS_p=4$) que el coeficiente con que se afectará a fricción última (p. ej. $FS_f=1,3$), se aprecia que se alcanzan esos valores de carga prácticamente para la misma deformación, con lo cual se garantiza la compatibilidad entre ambas fuerzas, por lo tanto el equilibrio es posible y con una deformación menor. Por ello resulta correcto hablar de coeficientes de compatibilidad de deformaciones antes que coeficientes de seguridad

Pilotes hincados (desplazamiento de suelo): este tipo de fundación, a diferencia de la anterior, al desplazar el suelo para penetrar en el mismo, produce una compactación del suelo bajo la punta y simultáneamente desarrolla la fricción de rotura a lo largo del fuste del pilote.

Por ello una vez finalizada la colocación del pilote en el suelo y aplicarle las cargas externas, ya se ha deformado lo necesario para que el pilote trabaje friccionalmente y además se ha superado la carga de rotura por la punta.

Es decir que si a la carga de rotura teórica ahora se la divide por un coeficiente global (p.ej. $FS=2$) la carga admisible se producirá para una total compatibilidad

entre deformaciones de punta y fricción a lo largo del fuste del pilote (Figura 18).

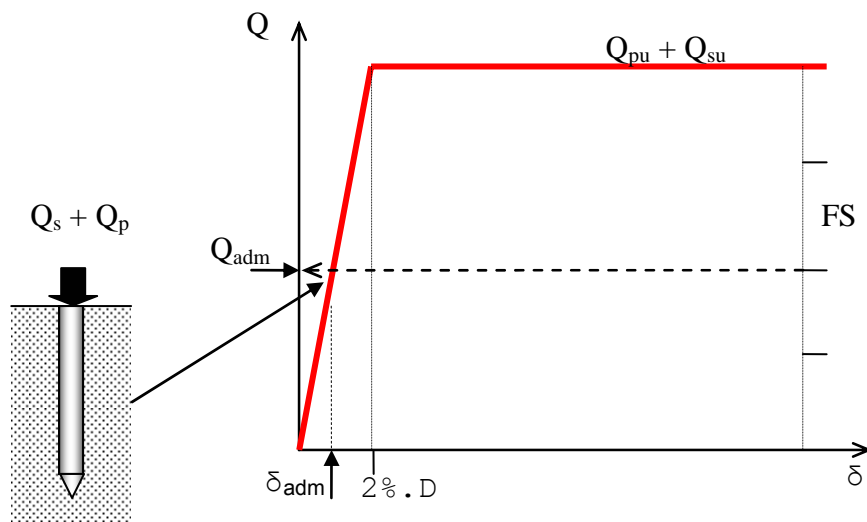


Figura 18

Puesta en carga previa (inyección bajo la punta): Del análisis anterior se desprende que a igualdad de superficie de punta y lateral, un pilote hincado tendrá una carga admisible superior que un pilote excavado ubicado en el mismo perfil de suelos. Para subsanar esta dificultad debería, de alguna manera, mejorarse la rigidez del suelo bajo la punta del pilote excavado, esto se logra por ejemplo mediante una inyección de precarga.

Esta ingeniosa solución, ideada por J. Kerissel en 1967, se empleó originalmente para las fundaciones del puente atirantado sobre el lago de Maracibo (Venezuela). En nuestro país fue adaptado por Bolognessi y Moretto en 1973, para los grandes puentes sobre el Río Paraná, y se viene utilizando desde esa fecha en fundaciones de puentes y edificios.

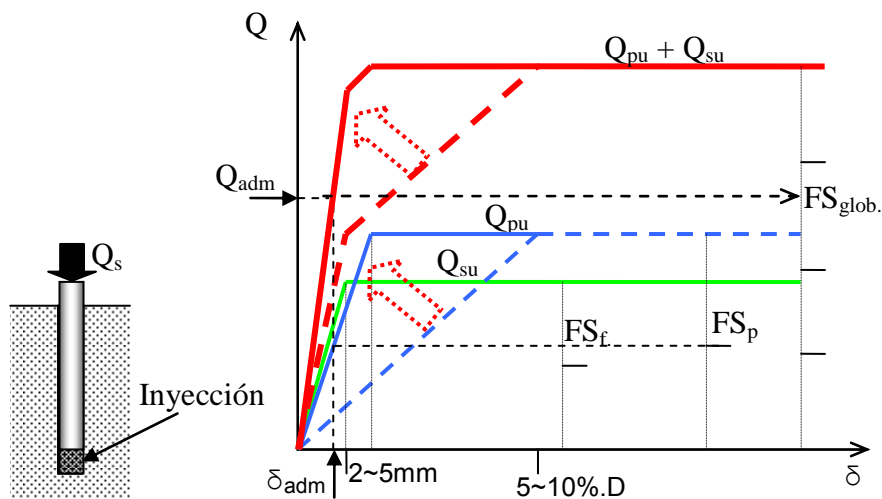


Figura 19

Como se observa en la figura 19 si se inyecta lechada cementicia mediante algùn mecanismo como el indicado en la figura 20, se produce una predeformaciòn de la punta del pilote con la consiguiente movilizaciòn de la resistencia friccional y la compactaciòn del suelo subyacente, todo lo cual se traduce en una "rigidizaciòn" del pilote.

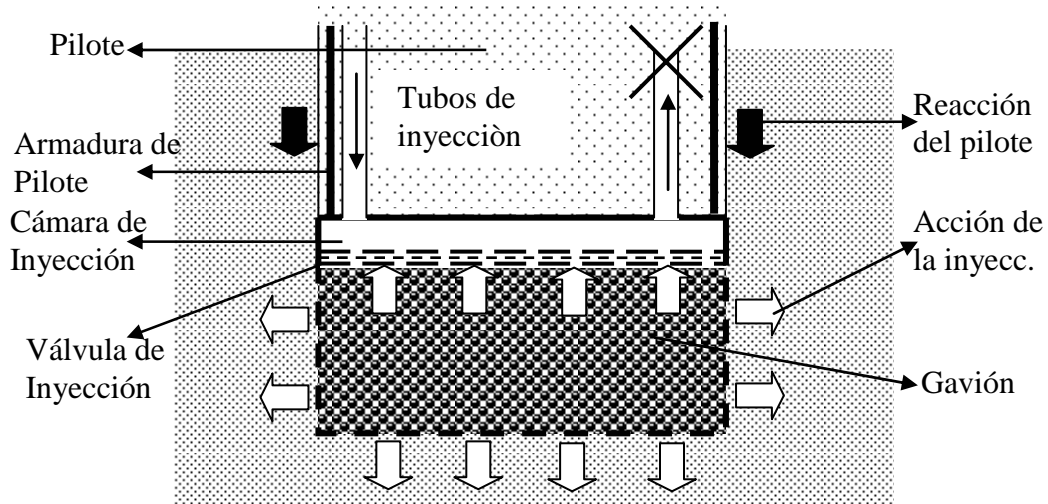


Figura 20

La celda de inyección graficada fue la empleada en los puentes sobre el Río Paraná. El procedimiento de precarga empleado puede resumirse como sigue:

- Se excava el pilote convencionalmente hasta la cota de fundación.
- Se introduce la armadura que lleva en su base un gavión con una cámara de inyección superior, conectada a la superficie mediante dos cañerías. Una de inyección y la otra de retorno para limpieza y control.
- Luego de colocado el conjunto se hormigona el pilote cuidando de no dañar las cañerías.
- Una vez endurecido el hormigòn se procede a inyectar lechada cementicia a alta presión (15~40 kg/cm²).
- La lechada ingresa a la válvula de inyección a través de una chapa agujereada y mueve una membrana de goma perforada dejando circular la lechada. Los agujeros de la goma están desplazados respecto de los de la chapa.
- La inyección pasa a través de una segunda chapa perforada, e ingresa al gavión llenando los espacios existentes entre el material de relleno.
- La lechada llega al suelo produciendo la compactación del mismo por la presión de inyección. La reacción vertical es equilibrada por el peso del pilote y la fricción lateral.
- Al concluir la inyección, la lechada, que por exceso de presión, busca retornar a la cámara, se ve impedida de lograrlo, ya que la membrana de goma es empujada contra la chapa superior y al no coincidir las perforaciones respectivas se obtura la válvula garantizando que se mantenga la presión inferior hasta el fraguado de la lechada cementicia.

2.2.- Fórmulas de capacidad de carga en suelos

Formulaciones basadas en los parámetros internos del suelo: Estas formulaciones están basadas en las ecuaciones de capacidad de carga de fundaciones superficiales adaptadas a las condiciones de las fundaciones profundas. Para suelos con fricción y cohesión son las siguientes:

Capacidad friccional:

$$q_{f(n)} = \alpha \cdot C + \left[\left(\sum_{i=1}^{i=n-1} \gamma_i \cdot z_i + 0,5 \cdot \gamma_n \cdot z_n \right) K_{an} \cdot \text{tg} \delta_n \right] \quad \text{y} \quad q_{fadm} = \frac{q_{fn}}{\nu}$$

Siendo:

- q_{fn} = capacidad friccional unitaria última del estrato "n"
- α = coeficiente de adherencia
- C = cohesión
- γ_i = peso unitario sumergido del estrato "i" = $\gamma - \gamma_w$
- z_i = espesor del estrato "i"
- K_{an} = coef. de empuje activo del estrato "n" = $\text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_n}{2} \right)$
- δ_n = ángulo de fricción suelo-pilote = $0,66 \cdot \varphi_n$
- ν = coeficiente de seguridad = 1,3

Capacidad de punta

$$q_{un} = 1,3 \cdot N_c \cdot C_{un} + \left(\sum_{i=1}^{i=n-1} \gamma_i \cdot z_i \right) \cdot N_q \quad \text{y} \quad q_{adm} = \frac{q_u}{\nu}$$

Siendo:

- q_{un} = cap. de carga última del estrato "n"
- N_c y N_q = factores de cap. de carga que dependen de φ_n
- γ_i = Peso unitario sumergido del estrato "i"
- z_i = espesor del estrato "i"
- C_{un} = cohesión del estrato "n"

Con el criterio descrito la capacidad de carga tanto lateral como de punta aumentaría linealmente, por lo que sería cuestión de profundizar los pilotes hasta un cota tal que me garantice la capacidad de carga necesaria. Pero existe un límite dado por el efecto en la distribución de presiones alrededor de un orificio. A partir de una cierta profundidad denominada longitud crítica estos valores ya no crecen más. Esta longitud varia de acuerdo a los autores y al tipo de suelo considerado.

Según Meyerhoff, la relación entre la profundidad crítica y el diámetro del pilote es :

$$\frac{Lc}{B} = 10^{\frac{\phi-7}{27}} \quad \text{para } \phi > 20^\circ \quad \text{y} \quad \frac{Lc}{B} = 3 \quad \text{para } \phi < 20^\circ$$

En las figuras 21 y 22, se esquematizan estos valores según varios autores.

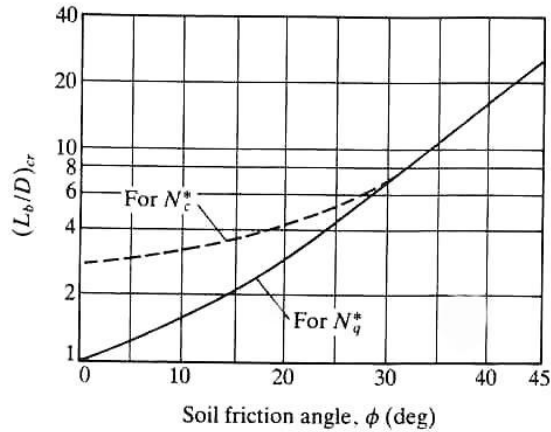


Figura 21

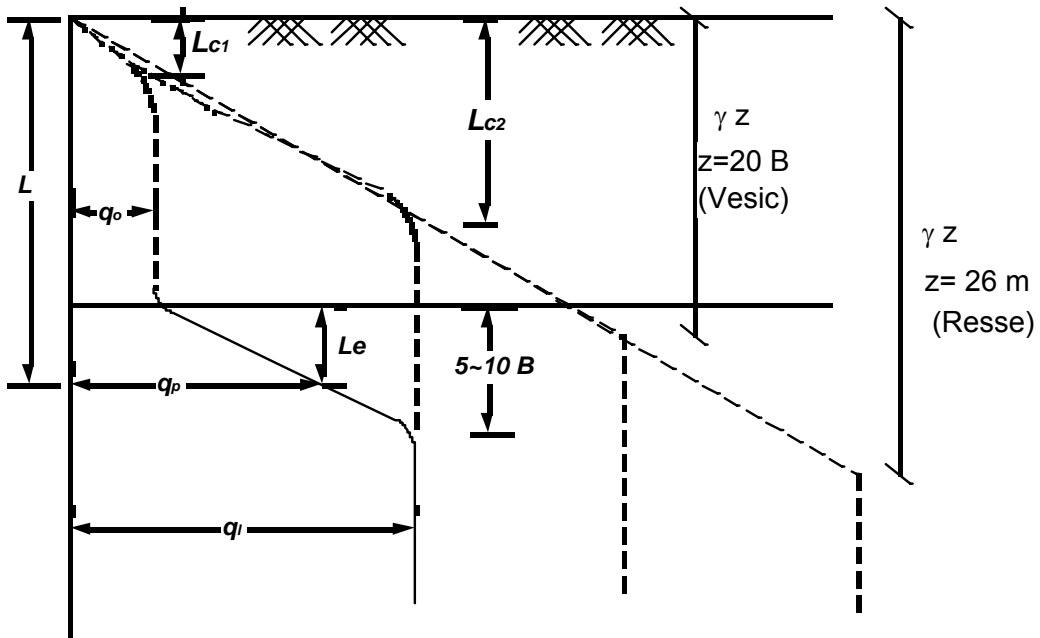


Figura 22

2.3. Formulaciones basadas en los resultados de los ensayos de campo:

Ensayo SPT: En etapa de diseño, pueden emplearse fórmulas empíricas basadas en el número de golpes (N_{SPT}), del ensayo de penetración (SPT). Estas fórmulas garantizan asentamientos compatibles con las estructuras.

Capacidad friccional

$$\sigma_{adm}^{fricción} [t/m^2] \cong \left[\left(\frac{N_{SPT}}{3} \right) + 1 \right] / 1,3$$

Capacidad de punta

$$\sigma_{adm}^{punta} [t/m^2] \cong \frac{\psi \cdot N_{SPT}}{\beta \cdot \eta}$$

Donde :

ψ = coef. que depende del tipo de suelo

β = coef. que depende del tipo de pilote

η = coeficiente de seguridad

Algunos valores de estos coeficientes se indican a continuación.

Suelo	Arenas Gruesas	Arenas finas	Limos arenosos	Arcillas
ψ	40	30	20	12

Tipo de pilote	β	η
Excavado	3	4
Hincado	1	2

Ensayo CPT-U: La capacidad de carga de pilotes se determina en base a los resultados de los sensores ubicados en el piezocono, que indican cada 20 cm la presión (q_c) necesaria para introducir la punta 4 cm en el suelo y la presión (q_f) requerida para movilizar 4 cm el caño de arrastre en la zona de ensayo. Los criterios y fórmulas empleados varían de acuerdo al tipo de fundación:

Para pilotes hincados la capacidad de carga última por la punta y fricción se calcula con las siguientes formulaciones:

$$Q_{fi} = \frac{q_{ci}}{200} \cdot A_{lat} \quad \text{y} \quad Q_p = q_c \cdot A_p$$

Donde:

q_{ci} = promedio de la resistencia de punta en el estrato considerado

q_c = promedio de la resistencia de punta en el intervalo comprendido entre 3 diámetros por encima y 1 diámetro por debajo del punto considerado.

En la figura 23 se grafica el significado de estas variables.

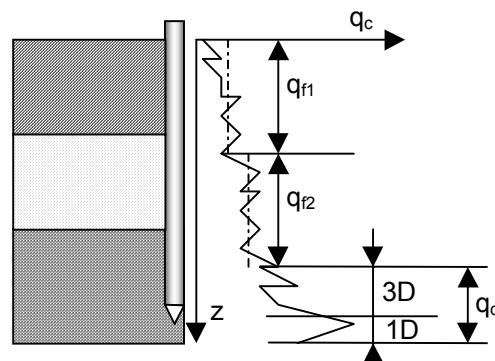


Figura 23

La capacidad de carga admisible del pilote se determina como:

$$Q_{adm} = \frac{\sum Q_{fi} + Q_p}{2,5}$$

Para pilotes excavados los criterios son idénticos a los indicados para los pilotes hincados con la única salvedad que la carga última por la punta se afecta por un coeficiente ξ que varía entre 0,1 y 0,3 que tiene en cuenta la deformabilidad y la relajación de esfuerzos que implica el método constructivo.

Por otra parte es conveniente aplicar coeficientes de minoración de las resistencias, diferenciados para fricción y punta para compatibilizar las deformaciones correspondientes. Para la fricción se ha adoptado un coeficiente igual a 1,5 y para la punta un coeficiente igual a 4.

Con estos criterios las formulas quedan:

$$Q_{adm} = \frac{\Sigma Q_{fi}}{1,5} + \frac{\xi \cdot Q_p}{4}$$

2.4. Fórmulas de hinca

En el caso de pilotes hincados la verificación en obra de las capacidades de carga estimada sen proyecto podrá efectuarse mediante las fórmulas dinámicas de hinca.

Estas fórmulas determinan el valor de la penetración del pilote en el suelo (rechazo "e") para una andada preestablecida de golpes con la energía empleada para la hinca del pilote.

Todas estas fórmulas se basan en equiparar le energía aplicada para hacer penetrar el pilote en el suelo con el trabajo de desplazamiento efectuado por la acción dinámica del pilote, menos las pérdidas por rozamiento, calor, eficiencia, etc. Es decir:

$$E_{externa} - \text{Pérdidas} = \text{Trabajo} = Q_d \cdot e$$

Las fórmulas son generalmente recomendadas por el fabricante del martinete de hinca o por el proveedor del sistema de fundación.

Para los martinetes Diesel tipo "Delmag", la fórmula es la siguiente:

$$Q_d = \frac{E.W}{(e + c.L_a)(W + P)} \therefore e = \frac{E.W}{Q_d(W + P)} - c.L_a \quad \text{y} \quad Q_{adm} = \frac{Q_d}{v} \therefore Q_d = Q_{adm} \cdot v$$

Siendo:

- Q_{adm} = capacidad de carga admisible (t)
- Q_d = resistencia dinámica a la penetración (t)
- E = energía del martinete (kgm)
- W = peso del pistón de hinca (kg)
- P = peso propio del pilote (kg)
- e = rechazo (mm)
- L_a = longitud activa = $\xi \cdot L \rightarrow \xi = 0,95$ (pilotes de punta) y $\xi = 0,6 \leftrightarrow 0,8$ (pil. Fricc.)

- c = coeficiente que depende del tipo de pilote $\rightarrow c = 0,3$ (H.A.) y $6,6$ (madera)
- v = coeficiente de seguridad = 3

Mientras que si emplea los pilotes tipo Franki, los fabricantes recomiendan la así llamada fórmula Holandesa:

$$Qd = \frac{P^2 \cdot h}{e \cdot (W + P)} \quad \text{y} \quad Q_{adm} = \frac{Qd}{v} - Pp$$

Siendo

- Qd = resistencia dinámica última
- Q_{adm} = capacidad de carga estática admisible
- P = peso del pilón
- h = altura de caída del pilón
- W = peso propio del elemento hincado
- e = rechazo = penetración para un golpe
- v = coeficiente de seguridad = 6

2.5.- Fórmulas de capacidad de carga en rocas y suelos cementados

En general estas fundaciones atraviesan material poco resistente para apoyarse o penetrar en la roca. Los pilotes que apoyan en la roca penetrando muy poco en ella pueden ser premoldeados, moldeados en sitio con la hinca previa de una camisa metálica o perforados, con camisa que queda o se retira, sin camisa con o sin el uso de lodo bentonítico para sostener las paredes del pozo durante la perforación y posterior hormigonado del pilote. Los que penetran en la roca son casi siempre perforados, pueden también en ocasiones ser premoldeados cuando la roca es muy blanda.

Excedería en mucho el alcance de este curso, entrar en el detalle de todas las situaciones posibles y los múltiples peligros que se pueden presentar si no se estudia bien antes el perfil del subsuelo y se adapta el pilote y el método constructivo a dicho perfil. En particular, si los pilotes son de hormigón armado premoldeado y la superficie de la roca donde apoyan o penetran no es uniforme, o bien se trata de roca descompuesta, se pueden dar, durante la hinca una variedad de circunstancias desfavorables que van desde la rotura hasta la desviación (Figura 24).

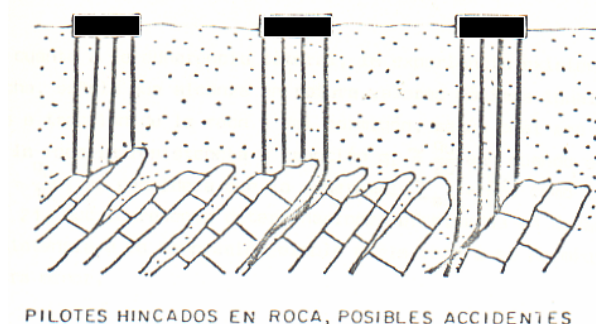


Figura 24

Por ello, los textos que tratan este tema se ocupan más de los peligros que de las ventajas de los pilotes premoldeados llevados hasta la roca. Salvo esta circunstancia, estos tipos de pilotes no se diferencian de los pilotes hincados totalmente dentro de masas de suelo. Tienen, eso sí, una resistencia de punta que, en general, es muy grande frente a la fricción lateral y los asientos que experimentan son pequeños en comparación con pilotes similares hincados en suelos.

El pilote típico en roca es el perforado que penetra dentro de la masa rocosa y toma de la misma tanto la resistencia de punta como la de fricción. Se construye practicando una perforación dentro de la cual se baja la armadura y se vacía el hormigón, el que se adhiere a la roca en la parte del fuste en contacto con la misma. Su resistencia proviene esencialmente de esta adherencia y por la resistencia de punta, pues la fricción a lo largo del resto del fuste en contacto con el suelo aporta poco al total.

Capacidad de carga:

Resistencia de punta a rotura: En el caso de suelos cementados o rocas blandas donde pueda realizarse el ensayo de penetración SPT, aún cuando el mismo dé rechazo, conviene emplear el denominado índice de penetración N_B (Decourt, 2002), que se define como:

$$N_B \cong \frac{100}{4,5 \cdot (L_{50} - L_{30})}$$

Bossio (1991, 2003) realizó una serie de ensayos de laboratorio y sobre pilotes en suelos cementados y arenas arcillosas muy densas y los comparó con el índice de penetración. De esas investigaciones se deduce que los resultados de ensayos de compresión simple (q_u) y los valores de resistencia última friccional (q_{su}) sobre estos materiales responden aproximadamente a las siguientes ecuaciones:

$$q_u \cong 20 \cdot N_B \quad \text{y} \quad q_{su} \cong 17 \cdot (N_B)^{0,33}$$

Para determinar la carga última de punta, pueden emplearse las fórmulas clásicas de mecánica de rocas, teniendo en cuenta el efecto de la profundidad al determinar los factores de capacidad de carga para pilotes. Una fórmula simple es la siguiente:

$$q_{pu} = q_u \cdot (K_p + 1)$$

Siendo $K_p = \text{tg}^2(45 + \phi/2)$ y $q_u = \text{resist. a la comp. simple}$

Por lo tanto

$$q_{padm} = q_u \cdot (K_p + 1) / FS \cong q_u \quad \text{y} \quad q_{sadm} \cong 17 \cdot (N_B)^{0,33} / FS \cong 12 \cdot (N_B)^{0,33}$$

Si en cambio se trata de macizos rocosos, se prefiere el empleo de formulaciones que aprovechen, mediante criterios empíricos, las puntuaciones obtenidas mediante los diferentes criterios de caracterización de macizos

rocosos y que en base a ensayos de carga hayan demostrado un funcionamiento adecuado. Tal es el caso de la formulación propuesta por H. Einstein y L. Zhang (M.I.T.) en 1998, para determinar la carga de rotura por la punta de un pilote en roca, cuya notación se encuentra indicada en la figura 25.

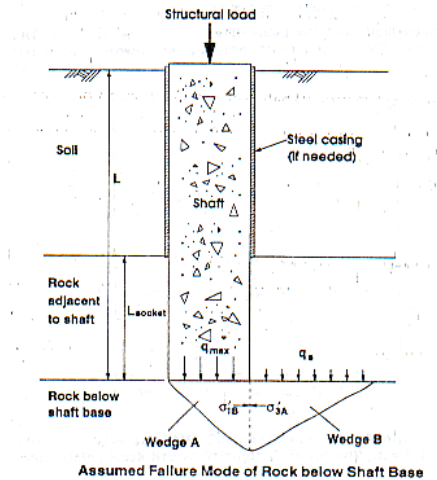


Figura 26

Los parámetros para definir el RMR se indican en la siguiente tabla:

CLASIFICACION DE PARAMETROS Y SUS RATINGS

PARAM.	RANGOS DE VALORES					
1 Res. De la Roca intac.	Index point Qu	>5MP _a	4-5 MP _a	2-4MP _a	1-2MP _a	< 1 No valido
		>200 MP _a	100-200 MP _a	50-100 MP _a	25-50 MP _a	10 3 1- 25 10 3
	RATING	15	12	7	4	2 1 0
2 R Q D	90/100	75/90%	50/75%	25/50%	> 25%	
	RATING	20	17	13	6	3
3 Espac.	> 3 m	1-3m	0,3-1m	5-30cm	<50mm	
	RATING	30	25	20	10	5
4 Características de discontinuidad	Sup. Muy rugosa contacto roca-roca	Sup. Lev. Rugosa Sep. <1mm	Sup. Lev. Rugosa Sep. >1mm	Espejos de fricción. Rell <5mm Ab. 1-5mm	Rell Blando > 5 mm Ab. >5mm	
	RATING	25	20	12	6	0
5 A G L S	Inf. Por 10 m de long.	NO	<25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min	
	R = PA / PP	0	0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5	
	Cond. Generales	Completamente seca	Húm. Agua int.	Agua a presión	Probl. severos	
	RATING	10	7	4	0	

B. ORIENTACION DE LAS DISCONTINUIDADES - RATING DE AJUSTE

Rumbo e incl. De discont.	Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavor.
Túnel	0	-2	-5	-10	-12
FUND.	0	-2	-7	-15	-25
Talud	0	-5	-25	-50	-50

Analizando la superficie de rotura y empleando el criterio de falla empírico propuesto por Hoek y Brown (1980, 1988), se obtienen las siguientes formulaciones:

$$q_{max} = q_r = \sigma'_{1B} + q_u (s + m_b (\sigma'_{1B} / q_u))^{0,5}$$

Donde:

q_u = resist. a la comp. simple

s y m, coef. que dependen del estado del macizo y valen:

* para roca fracturada o alterada

$$m_b = e^{((RMR-100)/14) \text{ mi}}$$

$$s = e^{((RMR-100)/6)}$$

* para roca indisturbada o en bloques muy intertrabados

$$m_b = e^{((RMR-100)/28) \cdot m_i}$$

$$s = e^{((RMR-100)/9)}$$

y finalmente

$$\sigma'_{1B} = q_s + q_u (s + m_b (q_s / q_u))^{0.5}$$

En cuanto a la adherencia lateral, la experiencia existente, indica que alcanza en rotura valores máximas iguales a la resistencia a tracción de la roca o del hormigón, según cual sea más débil.

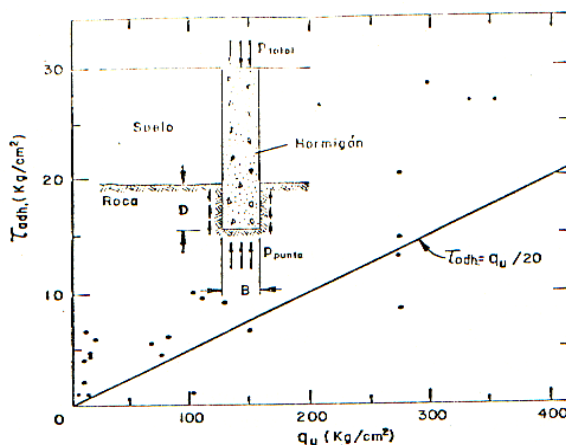
Como en la roca la resistencia a tracción es $q_t \cong q_u/20$, aún cuando en el hormigón es $q_t \cong q_u/10$, se considera que la adherencia es $\tau_{adh} \cong q_u/20$, como lo indica la figura 9, que representa determinaciones efectuadas en Canadá, siendo q_u la resistencia a la compresión simple de la roca o el hormigón, según cual fuera menor.

También en este caso han aparecido en los últimos años fórmulas expeditivas basadas en análisis estadísticos de resultados de ensayos de carga in situ en diversos tipos de roca. Para la adhesión lateral entre pilote y roca los autores citados indican el siguiente criterio en función de q_u y de la rugosidad superficial del pilote dentro de la roca:

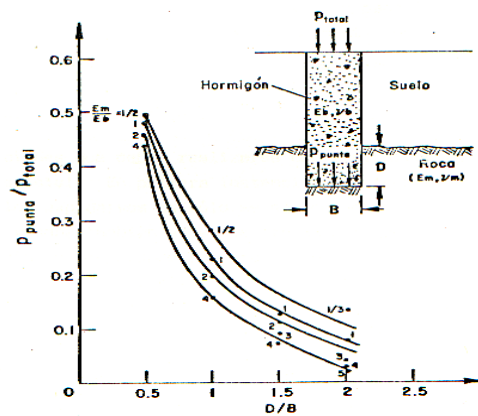
$$\tau_{max} = \Psi \sqrt{q_u}$$

	Superficie e lisa	Superficie rugosa
Ψ	0,4	0,8

Las experiencias mencionadas han demostrado que la adherencia alcanza su valor máximo para un desplazamiento relativo del orden de los 10 mm y que una vez rota la adherencia queda actuando sólo la fricción, de valor considerablemente menor. Este hecho plantea el problema de la simultaneidad en el desarrollo de la adherencia y la resistencia de punta.



RESISTENCIA DE ADHERENCIA EN PILOTES PERFORADOS EN ROCA EN FUNCION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE



RELACION ENTRE CARGA UNITARIA DE PUNTA Y CARGA UNITARIA TOTAL EN PILOTES PERFORADOS EN ROCA, EN FUNCION DE LA RELACION D/B, PROFUNDIDAD DE PENETRACION EN LA ROCA: DIAMETRO DEL PILOTE. EN REGIMEN ELASTICO.

Figura 27

Esto ha sido estudiado en régimen elástico con un modelo de elementos finitos con los resultados que muestra la figura 27, de donde se deduciría que con un embebimiento de más de 2 diámetros en roca homogénea la mayor parte de la carga la tomaría la adherencia.

En general podría decirse que:

$$q_p = \alpha \cdot q_{max}$$

Siendo q_{max} la carga de punta que el pilote tomaría si no hubiera adherencia (Q/Ω_p) y q_p , la que realmente toma.

Como se trata de un problema de deformación relativa entre el hormigón del pilote y la roca, si se conocen los módulos de elasticidad y los coeficientes de Poisson del macizo (E_r y ν_r) y del hormigón (E_h y ν_h), el ángulo de fricción entre hormigón y roca (δ) y la longitud de penetración en la roca (L), el coeficiente " α " se define por la siguiente formulación:

$$\alpha = \exp[-(A/B)(C)]$$

Siendo:

$$A = 2 \cdot \nu_h \cdot \text{tg} \delta \quad ; \quad B = [1 + \nu_h + (1 + \nu_r) E_h / E_r] \quad \text{y} \quad C = 2 \cdot L / D$$

Procedimiento de cálculo: Para aplicar los criterios descriptos, considerando la interacción entre los parámetros, es necesario aplicar un procedimiento de cálculo iterativo tal como el propuesto por Ladanyi (1977), para determinar la longitud L de empotramiento del pilote en la roca tendiente a optimizar el aprovechamiento de la capacidad de carga por adherencia lateral y por la punta. Este procedimiento se resume como sigue:

- Se caracteriza el macizo por ejemplo mediante el índice RMR y se estiman los parámetros resistentes.
- Mediante las fórmulas indicadas anteriormente y los parámetros resistentes de la roca y/o el hormigón se determina las capacidades de carga unitarias admisibles tanto de adherencia lateral (q_{fadm}) como de punta (q_{padm}).
- Se predimensiona el diámetro (D) del pilote en función de la carga (Q) y de la resistencia del hormigón empleado (β_r).
- Se calcula la tensión en la base del pilote como si no hubiera adherencia lateral

$$q_{max} = Q / \Omega_p$$

- Se calcula la longitud de empotramiento del pilote (L_1), para que toda la carga la tome la adherencia lateral

$$L_1 = Q / \pi \cdot D \cdot q_{fadm}$$

- Se estima un valor de empotramiento $L_2 < L_1$, se calcula " α " para un empotramiento L_2 y se obtiene $q_p = \alpha \cdot q_{max}$
- Comparar el valor de q_p con q_{padm} .
- Si $q_p > q_{padm}$ se elige otro valor de L_2 y se reitera el paso anterior.
- Si $q_p < q_{padm}$, se calcula la tensión de adherencia desarrollada τ descontando la carga que toma la punta

$$\tau = [(1 - \alpha) Q] / \pi \cdot D \cdot L_2$$

- Se compara el valor τ con q_{fadm} verificando que $\tau \cong q_{fadm}$, si existe una diferencia muy grande se elige otro valor de L_2 hasta la optimización.

REFERENCIAS

1. Hachich, W. et al editores "Fundacoes teoría e prática" - Ed. Pini – Brasil, 1999
2. Das, B. M. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" – E. Thomson - Mexico, 2001
3. Jimenes Salas, J. et al "Geotecnia y cimientos III" - Ed. Rueda – España, 1980.
4. Cestelli Guidi, C. et al. "Geotecnia técnica delle fondazioni" – Ed. Hoepli – Italia, 1980
5. Cátedra de Geotecnia III - Apunte Teórico Práctico" - U.N.C. - 2000
6. Rodriguez Ortiz, J.M. et al "Curso aplicado de cimentaciones" - COAM - 1980
7. Terzaghi, K. Peck R. Mesri, G. "Soil Mechanics in engineering practice" - Ed. J. Wiley - 1996
8. Dunhan, C. "Cimentaciones de estructuras" -
9. Delgado Vargas, M. "Ingeniería de cimentaciones" - Ed. Alfaomega - 1999
10. Da Costa Nunes, A. "Curso de mecánica dos solos e fundacoes" Ed. Globo - 1956
11. Saran, S. "Analysis and design of substructures" - Ed. Balkema – 1996
12. Terzariol, R. et al "Correlación de los ensayos de penetración SPT, CPT y DPSH para distintos tipos de suelos de la República Argentina" – Memorias del XVII CAMSIG – SINERGIA 2004 – Córdoba, Argentina – 2004
13. Terzariol, R. "Apuntes del curso de Geotecnia III" – Universidad Nacional de Córdoba, 2006.
14. Bosio, J. J., Viera Verzi, R.E. "The penetration index for the control of piles in hard soils" – Proceedings of the XII PCSMGE – SARA 2003 – Boston, Mass. EEUU – 2003
15. Bosio, J.J. "Caracterización de las areniscas friables de asunción mediante mediciones de penetración" – Proceedings of the IX PCSMGE – Santiago, Chile – 1991
16. Zang, L. y Einstein, H. "End bearing capacity of drilled shafts in rock" Journ of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE – EEUU, 1998
17. Hoek, E., "Strenght of rock and rock masses" International Society of Rock Mechanics-News, col. 2 p. 4-16 – EEUU – 1994.

ANEXO
DE EJERCITACIONES

EJERCITACIÓN DE CALCULO DE PILOTES EN SUELOS

A.- Pilotes excavados

Determinar las cargas admisibles de los pilotes excavados de 60 cm de diámetro, indicados en las figuras 1,2 y 3, sabiendo que las características del suelo en cada caso son las indicadas en las tablas I, II y III.

A.1.- Pilote excavado a través de suelo cohesivo saturado y apoyado en arena

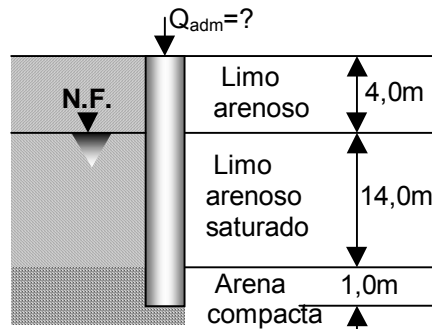


TABLA I

Estrato	γ (t/m^3)	ϕ ($^\circ$)	C (t/m^2)	N_{SPT} (golpes)
Limo arenoso	1,5	20	2,0	--
Limo saturado	1,8	10	0,8	--
Arena densa	2,1	--	--	35

A.2. Pilote excavado a través de suelo arenoso y apoyado en arena

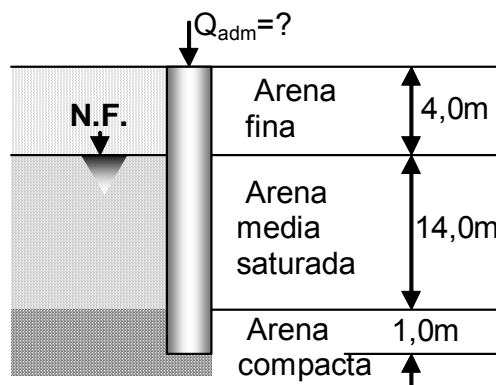


TABLA II

Estrato	N_{SPT} (golpes promedio en el estrato)	N_{SPT} (golpes promedio en la punta)
Limo arenoso	4	--
Limo saturado	8	--
Arena densa	--	40

RESOLUCION:

A.1. Pilote en suelo cohesivo saturado apoyado en arena

Capacidad friccional:

Recordar que:

$$q_{f(n)} = \alpha \cdot C + \left[\left(\sum_{i=1}^{i=n-1} \gamma_i \cdot z_i + 0,5 \cdot \gamma_n \cdot z_n \right) K_{an} \cdot \text{tg} \delta_n \right] \quad \text{y} \quad q_{fadm} = \frac{q_{fn}}{\nu}$$

Siendo:

- q_{fn} = capacidad friccional unitaria última del estrato "n"
- α = coeficiente de adherencia
- C = cohesión
- γ_i = peso unitario sumergido del estrato "i" = $\gamma - \gamma_w$
- z_i = espesor del estrato "i"
- K_{an} = coef. de empuje activo del estrato "n" = $\text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_n}{2} \right)$
- δ_n = ángulo de fricción suelo-pilote = $0,66 \cdot \varphi_n$
- ν = coeficiente de seguridad = 1,3

Estrato I

$$q_{f1} = 1.2,0 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 4.0,49.0,23 = 2,33t / m^2 \quad \text{y} \quad q_{f1adm} \cong 1,8t / m^2$$

Estrato II

$$q_{f2} = 1.1,0 + [(1,5.4 + 0,5 \cdot (1,8 - 1,0) \cdot 14) \cdot 0,70.0,12] = 1,97t / m^2 \quad \text{y} \quad q_{f2adm} \cong 1,5t / m^2$$

Capacidad de punta

Se emplearán la formulas de capacidad de carga estática clásica (Brinch-Hassen) y otra empírica basada en los resultados del ensayo SPT.

Basada en el SPT

$$q_{pu} = \frac{N_{SPT} \cdot \Psi}{\eta} \quad \text{y} \quad q_{adm} = \frac{q_{pu}}{\nu}$$

Donde:

- N_{SPT} = es el promedio del número de golpes del SPT a la cota de fundación
- Ψ = coeficiente que depende del tipo de suelo (tabla 1.a)
- η = coeficiente que depende del tipo de pilotes (hincado $\eta = 1$ o excavado $\eta = 3$)
- ν = coeficiente de seguridad = 4

Tipo de suelo	Ψ
Arcilla	12
Limo arenoso	20
Arena limosa	25
Arena compacta	40

Estrato de arena compacta

$$q_{pu} = \frac{35.40}{3} \cong 470t/m^2 \quad y \quad q_{adm} = \frac{470}{4} \cong 120t/m^2$$

Formulación clásica

$$q_{un} = 1,3.N_c.C_{un} + (\sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i.z_i).N_q \quad y \quad q_{adm} = \frac{q_u}{\nu}$$

Siendo:

- q_{un} = cap. de carga última del estrato "n"
- N_c y N_q = factores de cap. de carga que dependen de φ_n
- γ_i = Peso unitario sumergido del estrato "i"
- z_i = espesor del estrato "i"
- C_{un} = cohesión del estrato "n"

Por tratarse de arena $C_u = 0$, y como no conocemos φ se estima a partir del ensayo SPT, $N_{SPT} = 35 \rightarrow \varphi \cong 40^\circ \rightarrow N_q \cong 65$

$$q_u = (1,5.4,0 + 14,0.(1,8 - 1,0)).65 = 733t/m^2 \quad y \quad q_{adm} = \frac{733}{4} \cong 183t/m^2$$

Se adopta el primero por tener en cuenta las deformaciones.

Peso propio

$$Pp = 2,4.\pi.\frac{0,6^2}{4}.19 \cong 13t$$

Capacidad admisible total

$$Q_{adm} = \pi.0,6.(1,8.4 + 1,5.14) + \pi.\frac{0,6^2}{4}.120 - 13 \cong 75t$$

A.2. Pilote en suelo arenoso saturado apoyado en arena compacta

Capacidad friccional:

Recordar que:

$$q_{fui} = \left(\frac{\bar{N}_{SPTi}}{3} \right) + 1 \quad y \quad q_{fadm} = \frac{q_{fui}}{\nu}$$

Donde:

- \bar{N}_{SPTi} = número del golpes promedio en el estrato "i"
- q_{fui} = capacidad friccional última del estrato "i"
- q_{fadm} = capacidad friccional admisible del estrato "i"

Estrato I

$$q_{fui} = \left(\frac{4}{3} \right) + 1 = 2,33t/m^2 \quad y \quad q_{fadm} = \frac{2,33}{1,3} \cong 1,8t/m^2$$

Estrato II

$$q_{fui} = \left(\frac{8}{3}\right) + 1 = 3,66t / m^2 \quad y \quad q_{fadm} = \frac{3,66}{1,3} \cong 2,8t / m^2$$

Capacidad de punta:

Estrato de arena compacta

$$q_{pu} = \frac{40.40}{3} \cong 533t / m^2 \quad y \quad q_{adm} = \frac{533}{4} \cong 133t / m^2$$

Peso propio

$$Pp = 2,4 \cdot \pi \cdot \frac{0,6^2}{4} \cdot 19 \cong 13t$$

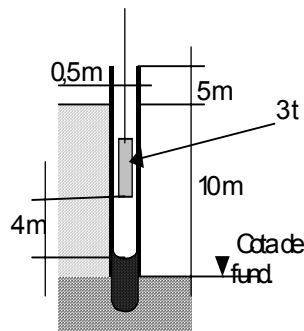
Capacidad admisible total

$$Q_{adm} = \pi \cdot 0,6 \cdot (1,8 \cdot 4 + 2,8 \cdot 14) + \pi \cdot \frac{0,6^2}{4} \cdot 133 - 13 \cong 112t$$

B.- Pilotes hincados

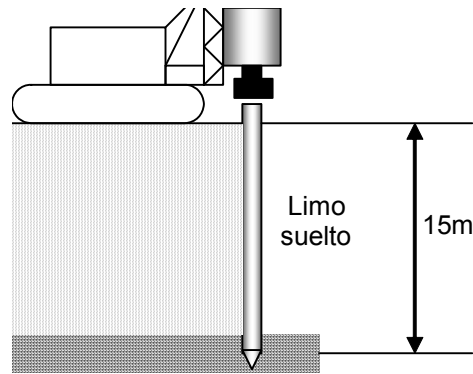
B.1. Pilote tipo "Franki"

Determinar la carga admisible, empleando la fórmula holandesa, para el pilote de la figura, sabiendo que la camisa metálica tiene una pared de 1,5 cm y que la cota indicada se produjo un rechazo de 22,5 cm para una andanada de 15 golpes.



B.2. Pilote prefabricado e hincado de HoAo

Determinar el rechazo a medir en obra para garantizar que el pilote circular ($d = 30 \text{ cm}$) de Ho.Ao. indicado en la figura garantice una resistencia admisible de 50 tn, con un coeficiente de seguridad igual a 3. Se empleará un martillo Delmag de 6000 kgm de energía con un peso del pistón de 1,5 t .



RESOLUCIÓN

B.1. Pilotes tipo "Franki"

Recordar que:

$$Q_d = \frac{P^2 \cdot h}{e \cdot (W + P)} \quad \text{y} \quad Q_{adm} = \frac{Q_d}{v} - P_p$$

Siendo

- Q_d = resistencia dinámica última
- Q_{adm} = capacidad de carga estática admisible
- P = peso del pilón
- h = altura de caída del pilón
- W = peso propio del elemento hincado
- e = rechazo = penetración para un golpe
- v = coeficiente de seguridad = 6

$$W = \pi \cdot \frac{(D^2 - d^2)}{4} \cdot L \cdot \gamma = \pi \cdot \frac{(0,5^2 - 0,47^2)}{4} \cdot 15 \cdot 7,8 \cong 2,7t$$

$$e = \frac{\text{rechazo}}{n^\circ \text{ golpes}} = \frac{0,225}{15} = 0,015m \quad \text{y} \quad P_p = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot L_e \cdot \gamma_h = \pi \cdot \frac{0,5^2}{4} \cdot 10 \cdot 2,4 \cong 5t$$

$$Q_d = \frac{3^2 \cdot 4}{0,015 \cdot (2,7 + 3)} = 421t \quad \text{y} \quad Q_{adm} = \frac{421}{6} - 5 \cong 65t$$

B.2. Pilotes prefabricado de H.A. (Martillo "Delmag")

Se empleará la fórmula Delmag:

$$Q_d = \frac{E \cdot W}{(e + c \cdot L_a)(W + P)} \quad \therefore e = \frac{E \cdot W}{Q_d(W + P)} - c \cdot L_a \quad \text{y} \quad Q_{adm} = \frac{Q_d}{v} \quad \therefore Q_d = Q_{adm} \cdot v$$

Siendo:

- Q_{adm} = capacidad de carga admisible (t)
- Q_d = resistencia dinámica a la penetración (t)
- E = energía del martinete (kgm)
- W = peso del pistón de hincá (kg)

- P = peso propio del pilote (kg)
- e = rechazo (mm)
- L_a = longitud activa = $\xi \cdot L \rightarrow \xi = 0,95$ (pilotes de punta) y $\xi = 0,6 \leftrightarrow 0,8$ (pil. Fricc.)
- c = coeficiente que depende del tipo de pilote $\rightarrow c = 0,3$ (H.A.) y 6,6 (madera)
- ν = coeficiente de seguridad = 3

Peso propio

$$Pp = 2,4 \cdot \pi \cdot \frac{0,3^2}{4} \cdot 15 \cong 2,5t$$

Capacidad dinámica:

$$Q_d = 3 \cdot 50 = 150t$$

Rechazo a medir:

$$e = \frac{6000 \cdot 1500}{150 \cdot (1500 + 2500)} - 0,3 \cdot 0,95 \cdot 15 \cong 11mm$$

Con este rechazo por golpe medido en obra se garantiza una capacidad admisible estática de 50 t.

EJERCITACIÓN DE CALCULO DE PILOTES EN ROCAS

Macizo Rocoso

Se dimensionará un pilar de fundación de hormigón armado para un puente que debe soportar una carga de 750 t, estimando su asentamiento. El pilar se fundará sobre arcilita, atravesando mediante encamisado metálico 10 m de aluvión ($\gamma_{\text{sum}} = 1,0 \text{ t/m}^3$) en el que se estima una erosión total de 3,0 m. La arcilita se encuentra diaclasada ($m_i=4$) con un RQD = 70%, un rumbo favorable a las cargas y separación de 0,6 m, la superficie de las discontinuidades es levemente rugosa con una separación $> 1 \text{ mm}$, dentro de las mismas existe agua intersticial. La resistencia a compresión simple puede estimarse en $q_u = 3000 \text{ t/m}^2$, el módulo elástico en $E_r = 6 \times 10^5 \text{ t/m}^2$ y el coeficiente de Poisson $\nu_r = 0,3$. Se empleará hormigón tipo H-13 ($\beta_r = 1050 \text{ t/m}^2$) con $E_h = 2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ y $\nu_h = 0,3$. El angulo de fricción roca-hormigón se adopta como $\delta = 35^\circ$.

RESOLUCIÓN

1. El valor de RMR del macizo es:

$$\text{RMR} = 4 + 13 + 20 + 12 + 7 - 2 = 54$$

De donde:

$$s = e^{((\text{RMR}-100)/4)} = 0,006 \quad \text{y} \quad m_b = e^{((\text{RMR}-100)/28)} = 0,0014$$

2. Estimando una penetración de $L = 3,00 \text{ m}$ en la roca se determina la capacidad de carga:

$$q_s = (H - \text{erosión}) \gamma_{\text{sum}} + L \gamma_r = (10-3) \cdot 1,0 + 3 \cdot 2,5 = 14,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{1B} = 14,5 + 3000 (0,006 + 0,0014 (14,5/3000))^{0,5} \cong 250 \text{ t/m}^2$$

$$q_r = 250 + 3000 (0,006 + 0,0014 (250/3000))^{0,5} \cong 484 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{padm}} = q_r / F_s = 484 / 3 \cong 161 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\text{máx}} = 0,8 \cdot (3000)^{0,5} = 44 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{fadm}} = \tau_{\text{máx}} / F_s = 44 / 1,2 \cong 36 \text{ t/m}^2 < \text{Resist. a tracc. del hormigón}$$

3. Se predimensiona el diámetro del pilote:

$$D = (750 \cdot 2,1 \cdot 4 / 1050 \cdot \pi)^{0,5} = 1,39 \text{ m} \rightarrow D = 1,5 \text{ m} \rightarrow \Omega_p = 1,76 \text{ m}^2$$

4. Se calcula la máxima tensión en la base

$$q_{\text{máx}} = 750 / 1,76 \cong 424 \text{ t/m}^2$$

5. Se determina la longitud de empotramiento para tomar toda la carga (L_1)

$$L_1 = 750 / \pi \cdot 1,5 \cdot 36 \cong 4,5 \text{ m}$$

6. Se fija una longitud $L_2 < L_1$ y se calcula α

$$L_2 = 3,0 \text{ m}$$

$$A = 2 \cdot 0,3 \cdot \operatorname{tg} 35^\circ = 0,42; \quad B = [1+0,3+(1+0,3) \cdot 0,6/2] = 1,69; \quad C = 2 \cdot 3/1,5 = 4$$

$$\alpha = e^{-[0,42 \cdot 4/1,69]} = 0,37$$

7. La carga que realmente actúa en la punta del pilar es

$$q_p = \alpha \cdot q_{\max} = 0,37 \cdot 424 = 157 \text{ t/m}^2 < q_{\text{p adm}} \rightarrow \text{O.K.}$$

8. Se verifica la tensión de adherencia actuante

$$\tau = [(1-0,37) \cdot 750]/\pi \cdot 1,5 \cdot 3] = 33 \text{ t/m}^2 \cong q_{\text{f adm}} \rightarrow \text{O.K.}$$

Suelos Cementados o Rocas Blandas

Las columnas de un depósito de agua, que tienen una carga máxima cada una de ellas de 100 t, se encuentran cimentadas mediante pilotes de 80 cm. de diámetro fundado a una profundidad de -15,00 metros que penetran 1,00 metro en un estrato de limo-arcilloso cementado muy duro (tosca). Los primeros 14,00 metros están formados por suelos limo-arenosos sueltos. A la profundidad de fundación no se encontró el nivel freático. En los limos sueltos superiores el N_{SPT} promedio es de 6 golpes, mientras que en el limo cementado se detectó el rechazo a la penetración ($N_{\text{SPT}} > 50$ golpes). Los valores medios en este último horizonte indican una penetración de 15 cm para los primeros 30 golpes y de 17 cm para los 50 golpes de SPT.

Se desea saber si esta fundación es segura para la estructura existente.

RESOLUCIÓN:

Se determina el índice de penetración:

$$N_B \cong \frac{100}{4,5 \cdot (21-15)} \cong 3,7$$

La resistencia a la compresión simple que es igual la resistencia admisible por la punta será:

$$q_{\text{adm}} \cong 20 \cdot 3,7 = 74 \text{ t/m}^2$$

Por su parte la resistencia friccional admisible en los primeros 14 metros se obtiene como:

$$q_{\text{s adm1}} \cong \left(\frac{6}{3} + 1\right) / 1,5 = 2 \text{ t/m}^2$$

Mientras que la capacidad friccional admisible del estrato inferior es:

$$q_{\text{s adm2}} = 12 \cdot (3,7)^{0,33} \cong 18 \text{ t/m}^2$$

El peso propio del pilote es:

$$P_p = 0,5 \cdot 19 \cdot 2,4 = 22,8 \text{ t}$$

Por lo tanto la capacidad admisible externa será:

$$Q_{\text{adm}} = 74 \cdot 0,5 + 14 \cdot 3,14 \cdot 0,8 \cdot 2 + 1 \cdot 0,8 \cdot 3,14 \cdot 18 - 22,8 \cong 130 \text{ t} > 100 \text{ t} \rightarrow \text{O.K.}$$

En este caso, pese a la diferencia de rigideces entre el suelo superior y el inferior, no se realiza la distribución de esfuerzos como en el ejemplo de rocas duras ya que la penetración es pequeña aproximadamente igual al diámetro