

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Frecuentemente las capas superficiales de un terreno son compresibles mientras que las subyacentes a partir de una cierta profundidad, son resistentes. En tales casos, es lógico y a veces indispensable, cimentar la obra en ese substrato.

Antiguamente la mayor parte de los edificios se construían sobre zapatas corridas o aisladas. Si el terreno en superficie era blando y compresible; el costo de la mano de obra era bajo y la madera abundante, se hincaban en el terreno tantos pilotes de madera como admitía y se ejecutaba a continuación la obra sobre ellos. Los asientos diferenciales o absolutos que pudieran producirse no tenían en general, mayor trascendencia por que las construcciones presentaban gran facilidad de adaptación. Sin embargo, a partir del siglo XVIII los edificios se van haciendo cada vez más pesados y rígidos; con lo que esta metodología de “cimentaciones profundas sobre pilotes” toma verdadera importancia.

En nuestro medio, las cimentaciones profundas (pilas, cajones, etc) se suelen reservar para situaciones muy especiales (puentes, grandes edificios, muelles etc.); no es común por lo tanto el uso de pilotes para otras aplicaciones menores. La razón de esto suele ser en primer lugar el factor económico, pues es normal pensar en grandes equipos e infraestructura y por consiguiente inversiones importantes; en segundo lugar los métodos de cálculo tanto geotécnico como estructural han sido y siguen siendo blanco de incertidumbres y la bibliografía existente está basada generalmente en libros de Geotecnia.

Vale la pena advertir que el proceso constructivo no siempre está ligado al uso de grandes equipos e infraestructura; existen procesos constructivos simples y económicos que se han implementado con éxito recientemente en nuestro medio, demostrando que sólo es cuestión de pensar un poco en los medios disponibles

adaptándose a la infraestructura existente. Es entonces necesario dejar los paradigmas tradicionales acerca de las dificultades y los costos de las soluciones con pilotes que suelen ser muchas veces la alternativa más eficiente.

El término “cimentación profunda” se usa para distinguir entre cimentaciones con base en zapatas corridas, aisladas y de losas, y cimentaciones profundas como los sótanos, cajones o pilotes. Terzaghi, definió una cimentación poco profunda como una que tiene ancho igual o mayor que su profundidad. Esta es una definición razonable para cimentaciones basadas en zapatas aisladas o corridas pero es poco satisfactoria para cimentaciones muy anchas o muy angostas, es así que es conveniente evitar usar esta definición.

Una cimentación profunda es aquella sustentada a una cierta profundidad bajo la estructura cuando el terreno próximo a la superficie es blando e inestable, y se la utiliza para transmitir las cargas de la estructura a través del terreno blando a la base más firme inferior (T. William Lambe, 1967).

Los pilotes son piezas relativamente delgadas utilizadas para transmitir cargas de la cimentación a través del estrato del suelo de poca capacidad de carga hacia estratos de suelo o roca más profundos y con una mayor capacidad de carga. También se utilizan en condiciones normales de suelo para resistir fuertes presiones de levantamiento, o en condiciones de suelo pobres para resistir cargas horizontales. Los pilotes son un método conveniente de construcción de cimentaciones para trabajos sobre agua, como rompeolas o pilar para puente, entonces este tipo de cimentaciones se utiliza cuando ocurre alguna de las situaciones siguientes:

- El estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura.
- Se quieren reducir o limitar los asentos del edificio.
- Existe peligro inminente de licuación de suelos, es decir, presencia de arenas sueltas y nivel freático alto.
- Presencia de suelos colapsables.

- La permeabilidad u otras condiciones del terreno impiden la ejecución de cimentaciones superficiales.
- Las cargas son muy fuertes y concentradas.
- Hay presencia de suelos expansivos, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando éstos se extienden más allá de la zona activa de expansión y contracción.
- Las cimentaciones de algunas estructuras están sometidas a fuerzas de levantamiento.
- Hay presencia de fuerzas horizontales, las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura.
- Se quiere evitar los daños que puede sufrir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado.
- Se desea proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos contra impactos de barcos u objetos flotantes.

Uno de los tipos de cimentación profunda más utilizados en varios países es el de los *pilotes verticales hormigonados in situ*, que se introducen en suelos arcillosos *rígidos*, tras atravesar suelos de consistencia media o blanda.

1.2 JUSTIFICACIÓN

El tema en estudio “***Transferencias de Cargas en Pilotes Perforados en Arcilla Rígida***”, es sin duda un contenido de gran importancia, no solo por tratarse de un medio que se utilizó muchísimos años atrás, cuando habitantes de esos tiempos hincaron postes de madera, en los blandos fondos de los lagos poco profundos, para construir sus moradas y de esta manera protegerse de los múltiples peligros; sino que también este método de cimentaciones por pilotaje fue perfeccionándose con el paso

del tiempo, una muestra de ello es la avanzada tecnología con que se cuenta en la actualidad, para la ejecución de este tipo de trabajos.

Considerando la importancia que tiene la utilización de los pilotes así como las transferencias de cargas de los mismos, se vio la necesidad de profundizar en el estudio de dicho tema, para así poder proporcionar las herramientas necesarias para todo aquel que se interese en la construcción sobre pilotaje, y tener la facilidad de establecer estas transferencias de cargas de los mismos de acuerdo al método utilizado para su cálculo, de manera que se obtenga una mejor resistencia y por ende seguridad en la obra construida, porque es de vital importancia contar con una fundación que nos garantice la estabilidad en la estructura, por ser la parte que no es visible, en el caso de presentarse algún problema, ya sea por asentamientos o por no mostrar una resistencia aceptable, es casi imposible controlar un problema de este tipo.

A los problemas inherentes al proyecto de estos pilotes, se unen los debidos a las condiciones de ejecución de los mismos, ya que adoptando la práctica habitual de separar el comportamiento del fuste del de la punta, puede ocurrir que por una mala limpieza de fondos o bien una calidad defectuosa del apoyo la resistencia por la punta se vea disminuida o incluso no se vaya a movilizar. La resistencia por el fuste, sin embargo, se ve menos afectada por estos problemas de ejecución. De esta manera puede observarse la distinta fiabilidad de los mecanismos considerados.

Fijándose en la movilización de estos mecanismos, si se observase la distribución inicial de la carga a lo largo del pilote, se vería como el fuste absorbería mayoritariamente la misma en comparación a la punta. Todo esto lleva a que a la hora de establecer una carga admisible para el pilote, bien en base a un criterio resistente o bien a un asiento máximo, haya que tener la relación expuesta, ya que al tener los dos mecanismos una diferente fiabilidad, si se hubiese agotado la resistencia del fuste para la carga de servicio, toda la seguridad quedaría confiada a la punta, lo que puede ser arriesgado por las razones expuestas anteriormente (limpieza inadecuada, presencia de arena, etc).

Este problema suele solucionarse en la práctica adoptando un coeficiente de seguridad global, que deje en cualquier caso, una reserva de seguridad suficiente. Sin embargo se observa la necesidad de obtener un modelo matemático que pueda determinar de manera simplificada y de fácil uso práctico, los siguientes aspectos para cada carga vertical aplicada:

- Distribución de esfuerzos tangenciales en el contacto fuste-terreno.
- La deformabilidad del sistema suelo-pilote, es decir, el asiento vertical del pilote.
- Las reacciones de la base del pilote.
- Seguridad frente al agotamiento, tanto de la resistencia del fuste como de la punta.

Es importante también incluir la evaluación del comportamiento de un grupo de pilotes estudiando la capacidad de carga que estos poseen en una determinada estructura, la distribución de estas cargas, la eficiencia que este grupo de pilotes presenta y por consiguiente el asentamiento que puede producirse en los mismos.

Actualmente, la determinación de la curva cargas-asientos, tanto del fuste como de la punta, para pilotes excavados en arcillas rígidas; estos problemas parten de la adopción de un modelo inadecuado o bien de una cierta indeterminación de las variables que aparecen en los mismos, aunque también pueden presentarse problemas de diversidad de criterios a la hora de determinar los parámetros resistentes o deformacionales del suelo, o de una falta de interrelación apropiada de los mecanismos.

Todo esto hace que los métodos numéricos sean actualmente los más indicados para el estudio del sistema suelo-pilote y, prácticamente los únicos. Pero su complejidad, y la necesidad de disponer de potentes ordenadores hace que se cuestione su uso práctico, aplicándose solo en casos particulares. De esto se desprende una mayor investigación en el otro tipo de métodos, pese a los inconvenientes indicados.

De acuerdo a un profundo análisis de diferentes métodos utilizados en cimentaciones con pilotes, y tomando en cuenta todas las características de los mismos, como son la eficiencia que presentan, su capacidad de carga, el método de su hincado, el tipo de pilote a usarse, la sección, etc.; por todo lo expuesto el presente estudio, está basado en el MÉTODO ESTÁTICO de Terzaghi, el cual considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, indicando que la capacidad ultima de carga de los pilotes, es igual a la sumatoria de las resistencias ultimas por apoyo en la punta, y por fricción en la superficie lateral del pilote.

Para este caso intervienen varios factores como la forma de los pilotes, su distribución, su longitud, etc. Se pretende comprobar que el método estático es el más conveniente para este tipo de suelo, en pilotes fabricados in situ, es así que también desarrollamos el MÉTODO DINÁMICO, el cual es aplicable a pilotes hincados por los golpes de un martinete.

En nuestro medio se puede observar varios lugares en los que se presenta este tipo de suelo, como es la arcilla rígida, por lo que el presente análisis y comparaciones de métodos (Estático y dinámico), será un instrumento de gran ayuda en el momento de ejecutar trabajos similares.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general es analizar las transferencias de cargas en pilotes perforados en arcilla rígida, de manera que se pueda determinar un método apropiado de cálculo, el cual permita obtener un coeficiente de seguridad, de forma simplificada y de fácil uso práctico.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer las principales funciones que cumplen los pilotes como elementos de cimentaciones profundas.

- Hacer notar la importancia que tiene la utilización de pilotes en suelos arcillosos.
- Motivar a toda persona dedicada a construcciones de gran magnitud para la utilización y conocimiento de este método como alternativa de fundación.
- Dar a conocer los diferentes tipos de pilotes, sus características y de esta manera saber cuál se deberá utilizar en una determinada obra de acuerdo al suelo que se presente.
- Implantar la optimización de la distribución de pilotes en función de la transferencia de cargas.
- Los diferentes métodos que se tiene para establecer las cargas de pilotes.
- Las propiedades de las arcillas rígidas.
- Establecer cuáles son las condiciones para una mejor transferencia de carga en pilotes.
- Recopilación de la información existente sobre el tema, a efectos de disponer de un conocimiento básico del problema.

Todos estos objetivos para el presente trabajo de tesis, se han realizado, en base a un estudio basado fundamentalmente en un análisis teórico, de acuerdo al mismo se obtiene resultados, los cuales se los plasmará del modo más acertado en un método adoptado, el cual pueda reflejar las características del mismo para nuestra aplicación práctica (ejemplo teórico).

1.4 ALCANCE DEL ESTUDIO

El presente estudio y análisis pretende ser un instrumento que contenga información útil a estudiantes y profesionales que necesiten conocer más acerca de temas referentes al comportamiento de pilotes hincados en arcilla rígida y su posterior transferencias de cargas.

Se realiza un análisis profundo de las características y propiedades de los diferentes tipos de cimentaciones existentes, la importancia que presentan en el medio de la ingeniería, por lo que se debe tratar este asunto con mucha dedicación y sobre todo responsabilidad en el momento del diseño tanto de la superestructura como de la infraestructura, ya que estas se complementan y finalmente el diseño de la superestructura e infraestructura funcionan como un conjunto. De acuerdo a lo mencionado, una estructura para que nos ofrezca seguridad deberá presentar algunas condiciones:

- Poseer una resistencia aceptable como elemento estructural.
- Poseer resistencia para combatir la agresividad del terreno.
- No presentar transiciones ante los cambios del medio natural, como variación del nivel freático, heladas, volúmenes modificados, etc.

La mecánica de suelos y de la roca le ha dado al ingeniero de cimentaciones una poderosa herramienta mediante la cual puede analizar los esfuerzos y deformaciones en la subestructura y de esta manera formular un proyecto racional que ajuste la estructura a la capacidad del suelo y de la roca situados debajo.

De manera que se profundiza en lo que se refiere a las características y propiedades de las arcillas como elemento de fundación, por ser un factor determinante al momento de encarar la cimentación, su consistencia, el equilibrio plástico, y sobre todo los asentamientos que se puedan producir en las fundaciones.

La “cimentación” es la parte soportante de la estructura, aplicándose este termino de forma condicional al miembro que transmite la carga de la superestructura a la tierra, pero en su más completo sentido, la cimentación incluye también el suelo y la roca que están debajo; también se puede decir que es una conexión estructural cuyo propósito depende de las características de ambos, *la estructura y el suelo o roca*.

Contando con los datos acerca de las características y propiedades de las cimentaciones, de igual manera de las arcillas como elemento de fundación, nos

introducimos al tema de los pilotes como alternativa de fundación, en el cual analizamos los diferentes tipos, formas existentes y su respectiva construcción.

Calculamos la resistencia estructural del pilote como columna, los criterios para el cálculo de la capacidad de carga; asimismo estudiamos el comportamiento de los pilotes en grupo dada la importancia ya que los pilotes experimentan características diferentes de transferencias de cargas trabajando en grupo que solos.

Para un mejor conocimiento del tema, efectuamos una interpretación y definición del comportamiento de los pilotes excavados en arcilla; la fuente compilada de estas definiciones ha sido la bibliografía publicada citada, así como diversos informes de trabajos geotécnicos.

Hay que indicar que no todos los pilotes recogidos cumplen la condición de estar excavados en arcillas; existen algunos que tienen una cierta longitud de estratos arenosos a lo largo de su fuste, pero todos cumplen la condición de apoyar su punta en un estrato arcilloso. Esta circunstancia se produce habitualmente, al existir suelos blandos superficiales de diverso origen.

El análisis se ha realizado “a corto plazo”, debido fundamentalmente a dos razones:

- 1) Casi todos los estudios y medios de diseño están basados en este tipo de análisis, generalmente el más desfavorable y el de más interés práctico.
- 2) No hay un número suficiente de pruebas de carga “a largo plazo” que nos permita realizar un ajuste de los modelos que podamos poner a punto, o sacar conclusiones prácticas; esto es debido a que las pruebas de carga, se producen sin una disipación total de las presiones intersticiales generadas en la misma. Por lo que el análisis más correcto sería “a corto plazo”, es decir sin disipación de estas presiones.

Para determinar la distribución de carga entre la punta y el fuste del pilote, en cualquier tipo de suelo, se calcula habitualmente por separado la movilización de ambas resistencias en función del asiento que sufre el pilote, para cada carga aplicada; por lo que expondremos métodos de cálculo existentes para obtener la resistencia del

fuste y de la punta, todo ello aplicado principalmente a las arcillas rígidas, sin olvidar que los asentamientos que se producen son importantes en el momento de tomar decisiones.

Aplicamos los conocimientos adquiridos y se lo realiza mediante un ejemplo numérico, el mismo que estará fundamentado en el MÉTODO ESTÁTICO, ya que este método es el más favorable de acuerdo a las características de la cimentación de nuestro ejemplo de aplicación que es una zapata construida sobre pilotes, complementándolo con un segundo ejemplo referido al MÉTODO DINÁMICO, la finalidad es efectuar una comparación entre ambos métodos.

Mediante este método estático se obtiene la resistencia última por fricción y el número de pilotes, de acuerdo al peso total en la base de la columna analizada, también calculamos la carga neta que recae sobre cada pilote de la estructura, el comportamiento de los pilotes como grupo, cálculo de la zapata cabecero, el corte producido por penetración, el acero necesario para absorber las solicitaciones de la estructura y sus respectivos espaciamientos de acuerdo a la longitud de desarrollo y verificaciones realizadas. En cuanto al método dinámico, de igual forma encontramos la capacidad de carga del pilote, hincado por los golpes de un martinete.

Como último paso en este estudio y análisis acerca de las “**transferencias de cargas en pilotes perforados en arcilla rígida**”, concluimos con algunas recomendaciones que nos permitan tener la facilidad de poder identificar de forma más sencilla y rápida el método a seguir para encarar una fundación sobre pilotes de acuerdo al tipo, forma y características de los mismos, sin restarle importancia al tipo de suelo que es fundamental para ejecutar una cimentación, de manera que tengamos una transferencia de cargas suelo-pilote la más conveniente para beneficio del proyecto.

CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LAS CIMENTACIONES

2.1 GENERALIDADES

La construcción de cimentaciones es una de las técnicas más antiguas de la humanidad, los habitantes desde estos tiempos muy remotos solían ya construir sus casas sobre largas estacas de madera que hincaban con bastante firmeza en el fondo de fangos y lagos. También los antiguos egipcios construían sus monumentos sobre capas de piedra que descansaban en la roca.

La mecánica de suelos y de la roca le ha dado al ingeniero de cimentaciones una poderosa herramienta mediante la cual puede analizar los esfuerzos y deformaciones en la subestructura y de esta manera formular un proyecto racional que ajuste la estructura a la capacidad del suelo y de la roca situados debajo.

La “cimentación” es la parte soportante de la estructura, aplicándose este termino de forma condicional al miembro que transmite la carga de la superestructura a la tierra, pero en su más completo sentido, la cimentación incluye también el suelo y la roca que están debajo; también se puede decir que es una conexión estructural cuyo propósito depende de las características de ambos, *la estructura y el suelo o roca*.

2.2 IMPORTANCIA DE LAS CIMENTACIONES

Una estructura se divide en dos partes principales, que son la infraestructura y la superestructura (ver fig. 2.1). Para obtener resultados del cálculo estructural y mediante los cuales se pueda adoptar de manera correcta la fundación, todo esto depende en gran manera de la información sobre el diseño de la superestructura.

Es muy importante en todo trabajo de ingeniería, mucha dedicación y sobre todo responsabilidad en el momento del diseño tanto de la superestructura como de la infraestructura, ya que estas se complementan y finalmente el diseño de la superestructura e infraestructura funcionan como un conjunto.

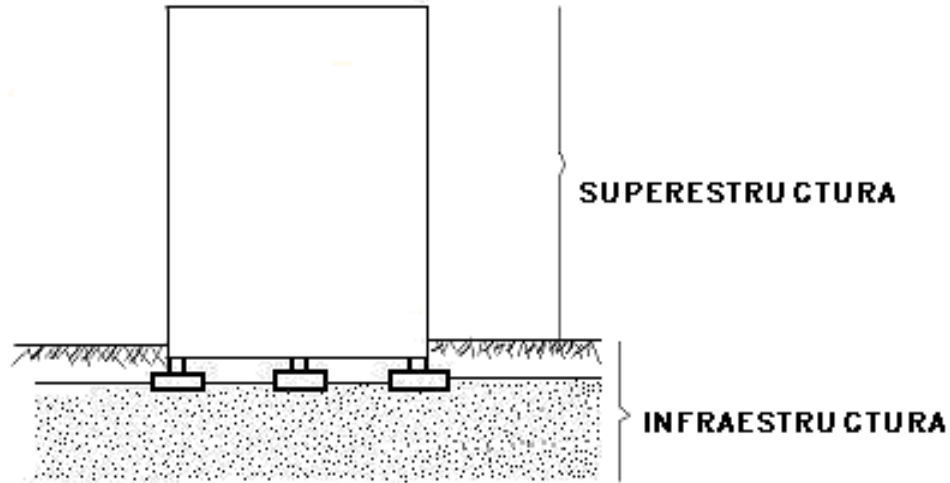


Figura 2.1 Cimentación de una estructura

Fuente: Mecánica de suelos

Con lo ya mencionado, una estructura para que nos ofrezca seguridad deberá presentar algunas condiciones:

- Poseer una resistencia aceptable como elemento estructural
- Poseer resistencia para combatir la agresividad del terreno
- No presentar transiciones ante los cambios del medio natural, como variación del nivel freático, heladas, volúmenes modificados, etc.

Es de vital importancia contar con una fundación que nos garantice la estabilidad de la estructura, por ser la parte de la estructura que no es visible, en el caso de presentarse algún problema, ya sea por asentamientos o por no mostrar una resistencia aceptable, es casi imposible controlar un problema de este tipo.

2.3 TIPOS Y CARACTERÍSTICAS DE LAS CIMENTACIONES

En cuanto a los tipos de cimentaciones o fundaciones tenemos los siguientes:

2.3.1 FUNDACIONES SUPERFICIALES

Son las más utilizadas en nuestro medio, las profundidades de excavación son fáciles de realizar, la transmisión de cargas se produce a través de superficies de apoyo horizontal, estas serán más grandes que su canto o dimensión vertical.

Las excavaciones para este tipo de fundación se las realiza en suelos relativamente resistentes, también llamados suelos comunes y así mismo en suelos rocosos; tratándose de un suelo común, se procede a la excavación de zanjas, que de acuerdo a la profundidad y cohesión del terreno, sus paredes pueden permanecer a pico, y, si se tratara de suelos desmoronables, se les tendrá que dar un talud, o recurrir a la ayuda de tablonés para el recubrimiento de las paredes, esto con el fin de mantenerlas estables.

Una de las ventajas de este tipo de excavación, es que su realización puede ser manual, no es necesario contar con maquinaria especializada, si no se tratara de grandes obras, lo único que necesitamos son unos picos, barretas y unas palas; si por el contrario se nos presenta varios volúmenes de excavación en la obra, entonces nos vemos obligados y comprometidos por razones de tiempo y económicos a la utilización de máquinas excavadoras.

En suelos rocosos es conveniente utilizar explosivos, es muy peligroso, pero se ahorra mucho tiempo, si esta misma excavación se la realizara con una barreta. Los explosivos se colocan en el fondo de orificios que se los realiza de acuerdo al requerimiento; este trabajo necesariamente lo deberán realizar personas idóneas.

2.3.1.1 TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI

Terzaghi (1943), fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales rugosas. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad, D_f (figura 2.2), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo otros investigadores posteriormente sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como *cimentaciones superficiales*.

Para una cimentación corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), Terzaghi sugirió, la superficie de falla en el suelo bajo carga ultima puede suponerse similar a la mostrada en la figura 2.2. El efecto del suelo arriba del desplante de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo. La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes (véase figura 2.2).

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al Angulo de fricción del suelo Φ' . Observe que, con el reemplazo del suelo arriba del desplante de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , se despreció la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ.

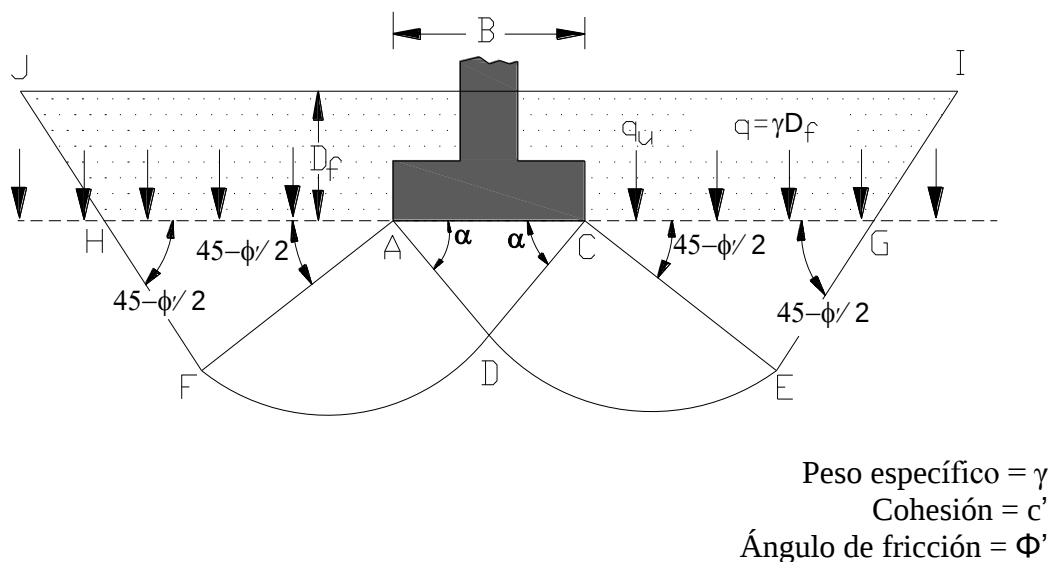


Figura 2.2 Falla por capacidad de carga en suelo bajo una Cimentación corrida, rígida y rugosa

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Tabla 2.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ'	Nc	Nq	N γ	ϕ'	Nc	Nq	N γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma siguiente:

$$q_u = C'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \quad (2.1)$$

Donde:

q_u = capacidad de carga última

C' = Cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$$q = \gamma D_f \quad ; \quad D_f = \text{Profundidad}$$

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo Φ' de fricción del suelo (Tabla 2.1).

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares, se tiene:

$$q_u = 1.3C'N_c + qN_q + 0.4\gamma B N_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (2.2)$$

$$q_u = 1.3C'N_c + qN_q + 0.3\gamma B N_\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (2.3)$$

B = es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación

2.3.1.2 TIPOS DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

Las fundaciones superficiales se dividen en:

- 1) zapatas
- 2) Losas de fundación
- 3) Cimentaciones flotantes

2.3.1.2.1 ZAPATAS

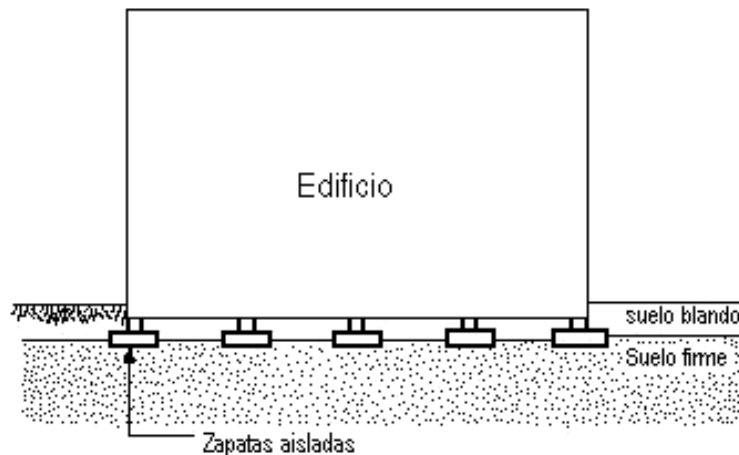


Figura 2.3 Edificio con cimentación superficial por zapatas

Fuente: Mecánica de suelos

Una zapata no es nada más que una columna con su base ensanchada y que trabaja como elemento de cimentación para la estructura, estas pueden ser de hormigón simple o armado, las cargas son transmitidas mediante un área de apoyo horizontal que es dimensionado de acuerdo a la calidad del terreno y a las cargas que vienen determinadas por la magnitud de la obra (ver figura 2.3).

Existen varios tipos de zapatas, que varían de acuerdo a su forma en planta, su morfología, a su comportamiento como elemento de sustentación, etc.

- ❖ *Por su forma en planta*, tenemos cuadradas, rectangulares, circulares, poligonales, etc. (figura 2.4).

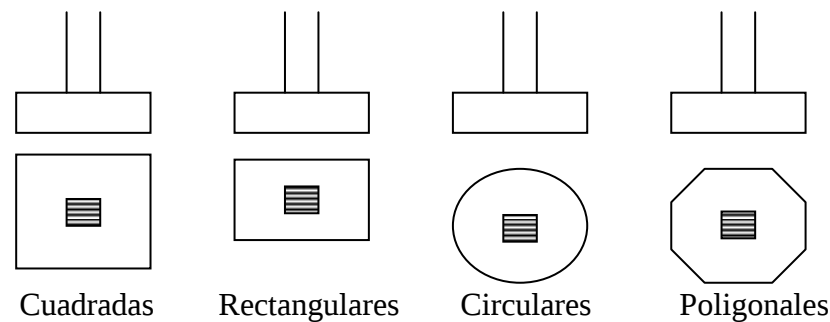


Figura 2.4 Por su forma en planta

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

- ❖ *Por su morfología*, existen: rectas, escalonadas, rígidas y aligeradas o nervadas (figura 2.5).

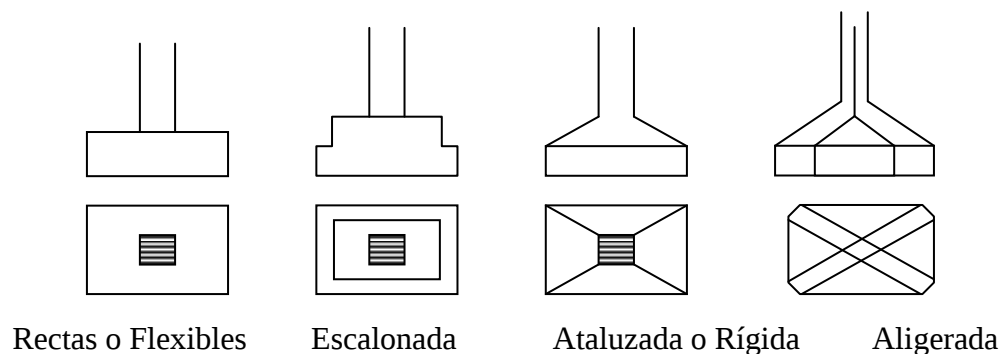
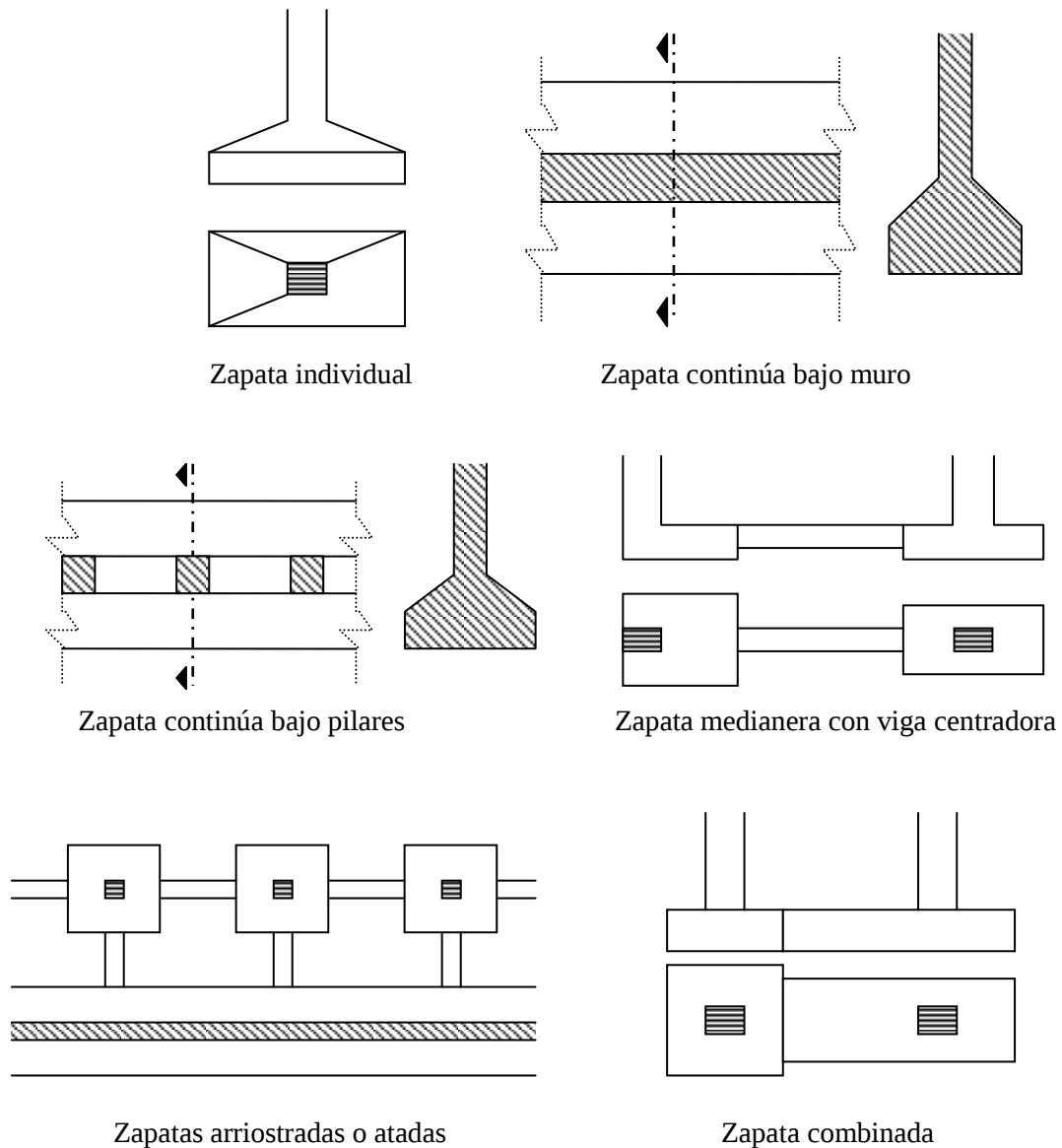


Figura 2.5 Por su morfología

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

- ❖ *Por su comportamiento como elemento estructural*, de acuerdo a esto existen: individuales, continuas bajo muros, continuas bajo pilares, medianera con viga centradora, arriostradas o atadas, continua bajo pilares, combinadas (figura 2.6).



(Cimentaciones corridas)

Figura 2.6 Como elemento estructural

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

2.3.1.2.2 LOSAS DE FUNDACIÓN

También llamadas placas de cimentación; las losas de fundación, no es más que cimentaciones corridas en tres dimensiones.

Haciendo una comparación con las losas de edificaciones, suelen tener una dimensión predominante a esfuerzos de flexión, aumentando su rigidez en la otra dirección por la presencia de muros, luces más pequeñas u otros factores limitantes adoptando el nombre de losas rígidas de fundación; para este caso de losas, no existe asentamiento alguno.

Si se trata de losas flexibles, sus dimensiones son aproximadamente iguales, entonces no se presentan condiciones de rigidización, necesariamente se debe considerar el comportamiento conjunto en planta y son las losas flexibles de fundación, las reacciones del suelo en cada uno de los puntos de la placa, es casi igual a la carga que actúa sobre ella y los momentos flectores son comparativamente pequeños.

a) Losas rígidas de fundación

Para el caso en que las cargas sean desiguales, o estén dispuestas en forma desigual, en esta situación suponemos una distribución lineal de presiones, considerando a la losa como una gran zapata; aplicamos la hipótesis de que la distribución de presiones es distribuida de forma uniforme, cuando la carga también lo está. La resultante de las cargas no debe caer fuera del núcleo central de la losa, esto para que no exista trabajo en ménsula de la misma, además la variación de presiones, no debe ser muy crecida en los extremos.

b) Losas de rigidez intermedia

Es muy difícil la existencia de losas completamente rígidas, esto por varias razones, una de ellas su elevadísimo costo; entonces por estas circunstancias tenemos losas con rigidez intermedia que son mucho más económicas y su objetivo primordial es de que la losa resista deformaciones y asentamientos diferenciales tolerables.

c) Losas flexibles

Son las menos utilizadas, porque la presencia de suelos blandos, dan lugar a la existencia de asientos diferenciales considerables; por lo que, para desarrollar el cálculo; se puede generar un repartimiento de las cargas hasta la base de la losa, efectuando un cálculo de los asientos diferenciales por métodos elásticos.

d) Losas semiflexibles

La utilización de estas losas es más habitual, la losa presenta un mayor reparto de presiones en el entorno de cada pilar. Se tienen dos formas:

- Losas semiflexibles con grandes luces entre los pilares; la losa descansa en la zona de influencia de cada pilar, sin que por esta razón exista superposición de cargas.
- Losas semiflexibles con pequeñas luces entre los pilares; en estas losas, las zonas de influencia de los pilares se solapan, es así que a una determinada profundidad se tienen presiones verticales casi uniformes. Para optimizar la rigidez frente a asientos diferenciales, el canto resultante obtenido suele aumentarse.

2.3.1.2.3 CIMENTACIONES FLOTANTES

Una cimentación flotante, es una cimentación combinada que soporta más de tres columnas que no están en la misma línea. Este tipo de cimentación proporciona la máxima área de cimentación para un espacio determinado y la mínima presión en la misma y, por lo tanto, la máxima seguridad contra la falla del suelo.

Si los estratos compresibles están situados a pequeña profundidad, la cimentación flotante o sobre placa reduce al mínimo el asentamiento; sin embargo si dichos estratos son profundos tendrá poco efecto y en algunos casos, debido a su peso, puede acrecentar ligeramente el asentamiento.

Este tipo de cimentación presenta otro tipo de ventajas; lo mismo que la cimentación corrida puede salvar pequeñas áreas aisladas de suelo débil; hace

económico el proyecto y la construcción por la continuidad estructural y porque la excavación posee una profundidad uniforme.

Un estudio comparativo de los costos indica que cuando los cimientos aislados o zapatas cubren más de la mitad o las dos terceras partes del área del edificio, la cimentación sobre placa es más económica.

Si el sistema estructural es muy rígido, figuras 2.7a y 2.7b, la presión será semejante a la que corresponde a una carga perfectamente rígida, aproximadamente uniforme, pero cayendo en los bordes si el suelo es profundo y no cohesivo y mayor en los bordes y menor en el centro, si el suelo es elástico y compresible, como la arcilla.

Cuando las columnas tienen cargas iguales la presión en este caso será aproximadamente uniforme, figura 2.7c. Si la cimentación flotante es tan flexible que se deforma hacia arriba apreciablemente entre la columnas, la presión unitaria será máxima en las columnas y mínima entre ellas, como se muestra en la figura 2.7d.

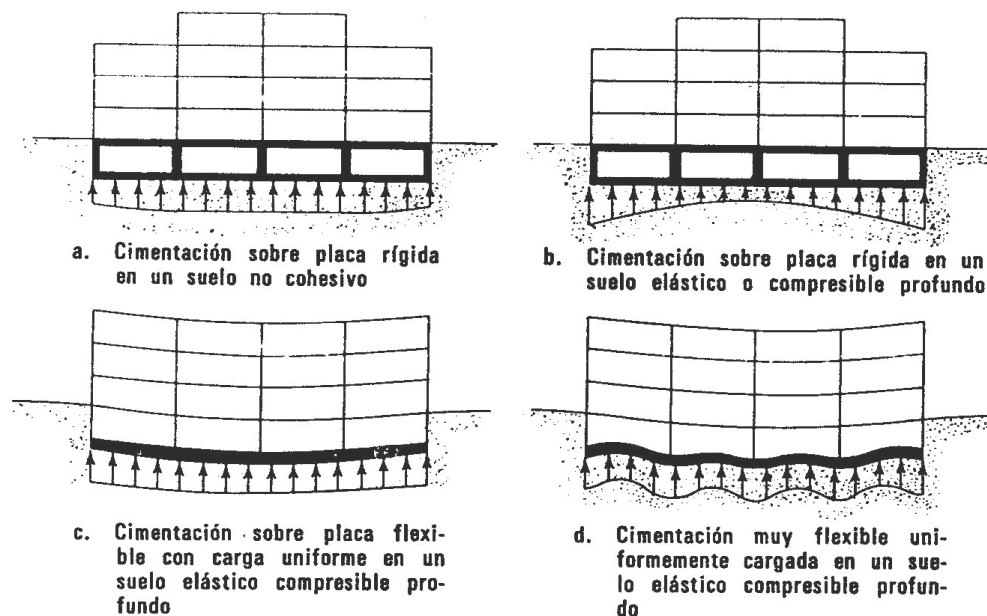


Figura 2.7 Distribución de las presiones en cimentaciones flotantes

Fuente: Cimentaciones diseño y construcción

2.3.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS

El término “cimentación profunda” se usa para distinguir entre cimentaciones con base en zapatas corridas, aisladas y de losas, y cimentaciones profundas como los sótanos, cajones o pilotes. Terzaghi y Peck (1971), definieron una cimentación poco profunda como una que tiene ancho igual o mayor que su profundidad. Esta es una definición razonable para cimentaciones basadas en zapatas aisladas o corridas pero es poco satisfactoria para cimentaciones muy anchas o muy angostas, es así que es conveniente evitar usar esta definición.

Una cimentación profunda es aquella sustentada a una cierta profundidad bajo la estructura cuando el terreno próximo a la superficie es blando e inestable, y se la utiliza para transmitir las cargas de la estructura a través del terreno blando a la base más firme inferior (T. William Lambe, 1967).

2.3.2.1 CIMENTACIONES POR PILOTES

Es el tipo de cimentación profunda más común. En general los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando una estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua (ver figura 2.8).

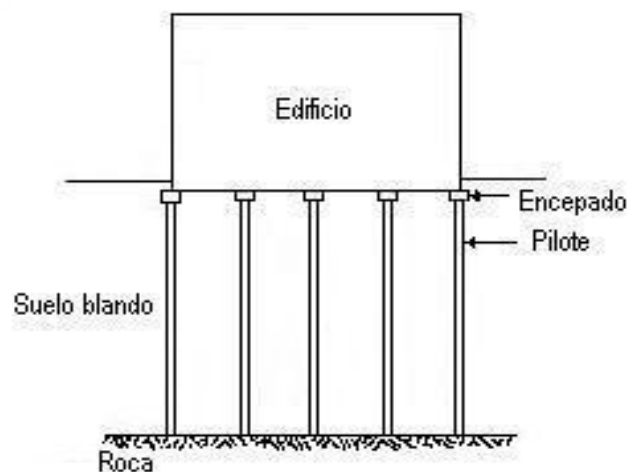


Figura 2.8 Edificio cimentado sobre pilotes

Fuente: Mecánica de suelos

2.3.2.2 CIMENTACION POR PILARES

Es un tipo de cimentación profunda relativamente grande, como todo tipo de fundación, esta también cumple una función que es la de transferir la carga a través de suelos blandos a un suelo resistente o roca; o en el mayor de los casos transferir la carga a través de suelos que tienden a ser socavados por las corrientes de los ríos o de las mareas. La diferencia fundamental entre pilote y pilar es el tamaño; (los pilotes de diámetro mayor a 60 cm., suelen llamarse pilares) y el modo de construcción.

Los pilares se dividen en dos grupos, pozos y cajones, de acuerdo con el método empleado en la construcción. Un pozo no es nada más que una simple excavación profunda, provista de una entibación o revestimiento, que se construye cuando es necesario, a medida que transcurre el trabajo; los pozos de poca profundidad en suelo firme se pueden cavar manualmente, las barrenas grandes y de gran potencia pueden hacer perforaciones abiertas tan grandes como de 3 m. (10 pies) de diámetro y a más de 27 m. (90 pies) de profundidad. Se pueden emplear perforadoras especiales que pueden ensanchar el fondo de la excavación formando una campana de casi doble diámetro que el del pozo, luego de hecha la perforación se rellena el pozo con concreto para formar el pilar, (ver figura 2.9).

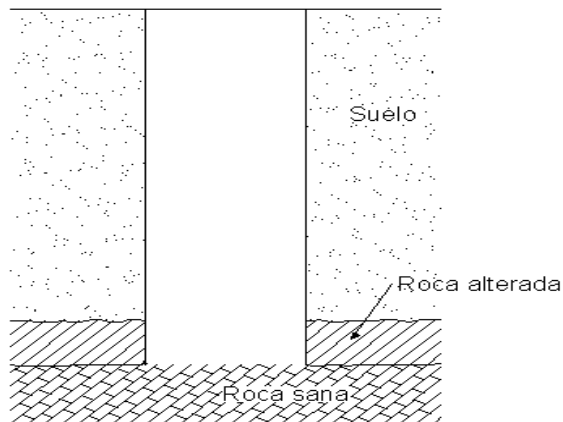


Figura 2.9 Pilar barrenado sobre roca (pilar en pozo)

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Un cajón es una cámara que excluye el agua y el suelo de la excavación, generalmente se prefabrica en tierra y después se hunde en el sitio hasta una profundidad requerida, excavando en el interior del mismo. Este método se refiere solamente a aquellos en que se emplea una cámara que desciende a medida que se excava.

Uno de los tipos de cajones más usual es el cajón abierto (figura 2.10), es una cámara abierta que tiene un borde inferior cortante; a medida que se excava el suelo del interior se fuerza el cajón hacia abajo colocándole pesos hasta que llegue a apoyarse en el estrato resistente seleccionado.

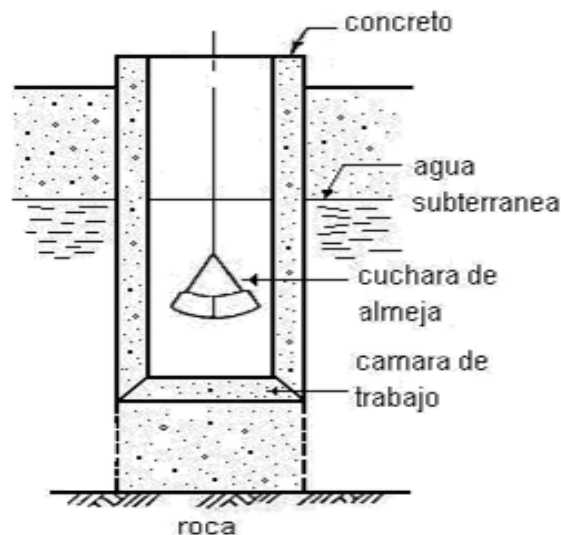


Figura 2.10 Construcción de un cajón abierto

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Los cajones abiertos se usan generalmente para construir pilas de puentes situadas en aguas abiertas; para estos casos el cajón se construye en tierra, se lleva flotando hasta el lugar con la ayuda de pontones y en ese instante se baja hasta apoyarlo en el fondo. La profundidad a que se puede llegar con un cajón abierto está determinada por la fricción en sus paredes, que puede superar los efectos de los pesos que se colocan para hincarlo.

2.3.2.3 ANCLAJES

Es una forma poco común de cimentación profunda proyectada para resistir una fuerza lateral o hacia arriba, también usada para resistir supresión hidrostática o para proporcionar soporte a los mamparos anclados, para las entibaciones de excavaciones o los tirantes de muros de sostenimiento.

Se utilizan varios tipos de anclajes: pilotes de anclaje y bloques o muros para resistir empujes, en los suelos y barras de anclaje en las rocas.

Estos bloques de anclaje y los muros para resistir empujes son semejantes a las zapatas o muros de sostenimiento.

La capacidad de carga o el empuje de la tierra contra el anclaje, o bien por la resistencia de la masa. El pilote de anclaje y la barra de anclaje en roca son semejantes a los pilotes de fricción, donde sus capacidades están determinadas por la fricción lateral o sea el esfuerzo cortante que se genera a lo largo del cuerpo de anclaje, o bien por la resistencia de la masa, la que sea la menor de las dos.

Los materiales utilizados y el tipo de estructura dependen de la carga, las condiciones del agua subterránea, la profundidad de los estratos que resisten la carga, las estipulaciones de los códigos de construcciones y del material y equipo disponibles; son parámetros que deben tomarse en cuenta al proyectar este tipo de cimentación.

Durante su trabajo el ingeniero civil tropieza con muy diversos e importantes problemas planteados por el terreno, es este el elemento más importante que sirve de cimentación para soportar estructuras y terraplenes.

Todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, muros, presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que cada una de estas estructuras tenga un comportamiento satisfactorio, debe contar con una cimentación adecuada.

2.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CIMENTACIÓN

2.4.1 MUESTREO DE SUELOS

El proyecto de una fundación, de un dique de tierra, o de un muro de contención, no puede efectuarse de manera satisfactoria, al menos que el proyectista tenga como mínimo un conocimiento razonable y exacto de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que debe considerar. Las investigaciones del terreno y las del laboratorio, necesarias para obtener esta información esencial constituye lo que se denomina: “muestreo de suelos” o estudio del subsuelo.

Hasta hace poco la exploración del subsuelo era siempre inadecuada e incompleta, porque aún no se habían desarrollado métodos racionales para el ensayo de los suelos.

Ahora, por el contrario, con frecuencia el número de ensayos y los refinamientos empleados en su técnica de realización se hallan bastante fuera de proporción cuando se los compara con el valor práctico de sus resultados; con el objeto de evitar esas condiciones extremas, hay que adaptar el programa de exploración a las condiciones del suelo y al tamaño del proyecto.

Si una estructura importante se va a fundar encima de una capa bastante homogénea de arcilla, se puede justificar la realización de una cantidad considerable de ensayos de suelos, ya que los resultados permiten prever con relativa exactitud tanto el asentamiento como la velocidad con que se produce, con este conocimiento es posible eliminar con un costo razonable el peligro de asentamientos diferenciales. Si por el contrario la misma estructura se va situar encima de un depósito compuesto de bolsones y lentes de arena, arcilla y limo, la misma cantidad de ensayos agregara poca información que podría obtenerse determinando las propiedades del suelo de varias docenas de muestras representativas extraídas de las perforaciones exploratorias. Datos adicionales de mucho mayor significado que los que se deducirían de extensos ensayos de suelos se podrían obtener en menos tiempo y con menor costo económico, por medio de simples ensayos de penetración en el terreno, a lo largo de líneas verticales poco espaciadas entre sí, ya que dichos ensayos pondrían en evidencia las zonas débiles que podría haber entre perforaciones.

El descubrimiento de dichas zonas es más importante que el conocimiento exacto de las propiedades de algunas muestras tomadas al azar. Lo que se acaba de mencionar demuestra que, si el perfil del suelo es complejo, es muy probable que un programa elaborado de ensayos de suelos se halle fuera de lugar. Por ello los métodos para la exploración del suelo deben elegirse, de acuerdo con el tipo de perfil del subsuelo, en el lugar mismo de la construcción. El perfil del subsuelo indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden de sucesión de los estratos. El termino estrato se aplica a una capa de suelo relativamente bien definida, que se halla en contacto con otras capas de características muy diferentes. Si los límites entre estratos son más o menos paralelos, se dice que el perfil del suelo es simple o regular, si por el contrario, los límites son irregulares, se dice que el perfil del suelo es errático.

En la preparación del programa de exploración del suelo debe considerarse también la magnitud de la construcción. Si la construcción que se propone ejecutar implica solo un gasto ínfimo, el proyectista no debe incluir en la investigación más que un pequeño número de perforaciones de reconocimiento y unos pocos ensayos de identificación, clasificación y resistencias sobre muestras representativas de los suelos. La falta de información exacta con respecto a las condiciones del subsuelo se compensa usando en el proyecto un coeficiente de seguridad mayor. Si, por el contrario en condiciones similares del subsuelo, hay que ejecutar una construcción de iguales características que la anterior, pero de gran volumen, aun el costo de una investigación completa y elaborada es generalmente pequeño comparado con los gastos que se originarían por una falla debida a hipótesis erróneas de proyecto. Por ello por lo común, en proyectos de importancia, las investigaciones minuciosas del subsuelo se justifican.

Para poder adaptar el programa de exploración a los requerimientos de una obra dada y obtener los datos necesarios con un mínimo de tiempo y dinero, el ingeniero debe hallarse familiarizado con los elementos y procedimientos existentes para explorar el subsuelo, con los métodos para analizar y clasificar los resultados de

ensayos de laboratorios y de ensayos en el terreno, y con las incertidumbres que encierran los resultados que se obtienen con los diferentes métodos de exploración del suelo.

Respecto al modo de comportarse de muchos de los materiales típicos y de las cargas que estas pueden soportar con seguridad, seguidamente se describen algunas propiedades de los materiales o terrenos de cimentación que afectan al planteo y al desarrollo del proyecto de las mismas:

2.4.1.1 ROCA FIRME

Es capaz de soportar cualquier presión que pueda aplicarse por la roca artificial hecha por el hombre (hormigón). Es también importante conocer el tipo de roca, la presencia de grietas, la inclinación de la superficie. Pueden existir casos en que deberá analizarse la calidad de la misma roca firme por la estabilidad química y física; ya que debajo de rocas muy resistentes puede haber otras como rocas volcánicas.

En este caso extremo pone de manifiesto de un modo destacado otro principio fundamental que el ingeniero debe recordar; a saber: *“los cerros son cerros porque su material fue más resistente a la erosión que el de los valles y hondonadas adyacentes”*. Sin embargo hay la posibilidad de que si en las orillas de los cerros se encuentran materiales delicados, pueden existir materiales más blandos bajo la capa de roca dura del mismo cerro.

Los esquistos se desintegran fácilmente, también pueden hacerlo las pizarras y las areniscas. La piedra caliza puede fracasar como cimiento de una presa, esto debido a la disolución que se produce a lo largo de las grietas por donde se filtra el agua.

Hay que enfrentarse con el problema de la excavación en roca firme, con fines de cimentación, de una manera realista. La roca se debe moverla con explosivos y se romperá según sus planos naturales de rendimiento, paralelos a la estratificación o a lo largo de las grietas; muchas veces se elaboran planes sin considerar detenidamente

estos argumentos prácticos. Siguiendo los esquemas de la figura 2.11 y refiriéndose a ellos se dan los ejemplos que siguen:

- a) Aquí se trata de construir un muro de contención dejándolo apoyado en una ladera rocosa. Cuando las bancadas son relativamente cortas, como las que aquí se indican, entonces es probable que la excavación concluida siga muy de cerca a lo largo de la línea de trazos AB.
- b) Se muestra una bancada CD en la roca, ejecutada para economizar la excavación y la construcción. Es factible que la roca se parta y la excavación adopte la forma como la que se indica por la línea segmentada CE, es así que en realidad no existirá la bancada esperada.

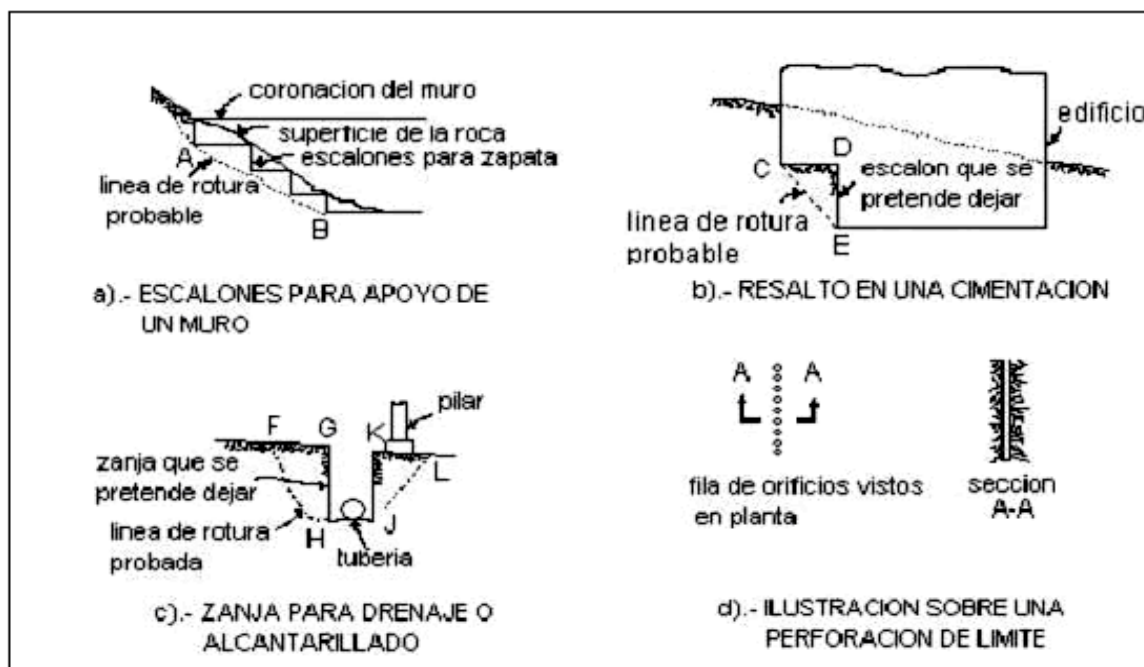


Figura 2.11 Excavación en roca firme

Fuente: Introducción a la mecánica de suelos

En esta figura representamos un conducto de desagüe que suponemos próximo a una fila de pilares de una planta industrial. Al descomponer la roca con explosivos para crear la fosa GHJK, el resultado posiblemente tendrá el aspecto que se señala por

la línea FHJL, y habrá que preparar bancadas en la roca alejadas de esta línea para apoyar los pilares y salvar el deslizamiento de sus bases.

- c) Se perforan una serie de orificios, muy cerca unos de otros, de tal manera que la roca pueda desprenderse por medio de palancas, o que estos orificios determinen un plano de debilidad para que una explosión pueda hacer saltar la roca con fracturamiento según dicho plano y no fuera de él. Su costo de este tipo de trabajo es muy elevado.

2.4.1.2 CANTOS GRUESOS

Principalmente los que son muy grandes e irregulares, generalmente no merecen seguridad cuando las cargas que han de soportar son grandes, debido a que los materiales que están por debajo y al contorno son frágiles y a su tendencia a volcar.

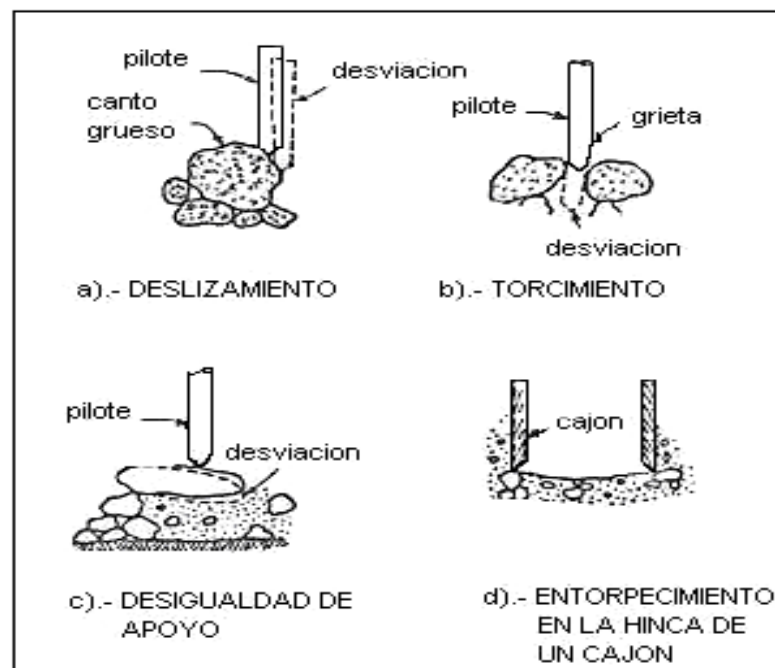


Figura 2.12 Ejemplos de las dificultades por los cantos gruesos

Fuente: Introducción a la mecánica de suelos

Los cantos gruesos cuando están profundamente enterrados dentro de suelos plásticos o terrenos flojos de granulometría fina, en los que hay que hincar pilotes o cajones, son causa probable de serias dificultades, algunas de las cuales están

representadas en la figura 2.12. Para este tipo de casos, en ocasiones es conveniente extraer totalmente estos grandes cantos; en otros, cimentar la estructura que está por encima de ellos; o de lo contrario puede que sea más factible buscar un lugar más apropiado.

2.4.1.3 GRAVA

Se la considera un excelente material de cimentación, siempre y cuando no esté sustentada por un estrato frágil y sobre todo que no esté emplazada donde exista peligro de arrastre y socavación de los cimientos. Se excluye obviamente la grava pizarrosa. Las gravas poseen una capilaridad pequeña.

2.4.1.4 ARENA

Generalmente es un buen material de cimentación; sin embargo, cuando es muy fina y suelta reduce su resistencia.

Cuando se trata de una arena fina, saturada y sometida a un gradiente hidráulico positivo, puede hacerse “movediza” y fluir bajo la presión; pero si a esta arena se la deja bien confinada, por ejemplo dentro de un perímetro limitado por tablestacas metálicas, de esta manera nos brinda seguridad, siempre que sea permanente el confinamiento. Es importante hacer notar que la saturación no reduce de manera significativa el ángulo de rozamiento interno de los terrenos granulosos de arenas medias a gruesas.

2.4.1.5 LIMO (INORGÁNICO)

Precisamente se trata de un suelo flojo, con capilaridad elevada, que no ofrecen confianza. Su presencia establece una advertencia para el ingeniero de la cimentación. El limo tiene una resistencia de rozamiento baja y fluirá fácilmente dentro de las excavaciones; aun cuando se trate de una excavación reforzada, el agua subterránea que se filtra al interior puede arrastrar la cantidad de limo suficiente para originar la socavación y hundimiento de las zonas contiguas. El limo que ha sufrido una alteración grande, tendrá un coeficiente de carga muy bajo durante largo tiempo; el

limo que contenga arcilla y el limo orgánico pueden tener una impermeabilidad considerable, plasticidad y poder cohesivo.

2.4.1.6 ARCILLA

Habitualmente y efectivamente retiene gran cantidad de agua. Normalmente es muy dura cuando está seca y, en el transcurso del secado, se contrae y fisura de un modo excesivo, para cuando recupera su humedad se dilata nuevamente.

En estado húmedo es plástica y compresible; el agua superficial puede ablandarla, pero, la arcilla no se erosiona con facilidad.

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS COMO ELEMENTO DE FUNDACIÓN

3.1 IMPORTANCIA PRÁCTICA DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

En fundaciones y mecánica de suelos, más que en cualquier otra rama de la ingeniería civil, es necesaria la experiencia para actuar con éxito. El proyecto de las estructuras comunes fundadas sobre suelos, o de aquellas destinadas a retener suelos, debe necesariamente basarse sobre simples reglas empíricas, así que estas pueden ser utilizadas con propiedad solamente por el ingeniero que posee conocimientos y sobre todo mucha experiencia.

Como la experiencia personal no llega a ser lo suficientemente extensa, el ingeniero varias veces se ve obligado a fundarse sobre informes acerca de experiencias ajenas, si estos informes contienen descripciones adecuadas de las condiciones del suelo, constituyen una fuente estimable de conocimientos; de otro modo pueden conducir a conclusiones erróneas. En efecto, en el dominio de la ingeniería de las estructuras una descripción de la rotura de una viga sería de poco valor, a menos que se incluyese otros datos esenciales, como por ejemplo si la viga se hizo de acero o de fundición. En todos los análisis antiguos sobre experiencias con fundaciones, la naturaleza de los suelos es descrita simplemente con términos generales tales como “arcilla blanda” o “arena fina”, etc., a pesar de que la diferencia en las propiedades mecánicas de dos arcillas blandas de diferentes localidades puede ser más importante y de mayores consecuencias que la existente entre acero y fundición. Por esta razón, uno de los principales propósitos perseguidos en los esfuerzos recientes para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo de suelos ha consistido en buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de suelo de una misma categoría.

Las propiedades en que se basa dicha diferenciación se conocen con el nombre de “propiedades índice” y los ensayos necesarios para determinarlas, ensayos de clasificación.

La naturaleza de cualquier suelo puede ser alterada si se lo somete a un tratamiento adecuado. Por eso, el comportamiento de los suelos en el terreno depende no solo de las propiedades significativas de los granos de su masa, sino también de aquellas propiedades que tienen el origen en el acomodamiento de las partículas dentro de ellas, de ahí que es conveniente dividir las propiedades índice en dos clases: *propiedades de los granos del suelo y propiedades de los agregados del suelo*. Las principales propiedades de los granos del suelo son la *forma y el tamaño*, y en los suelos arcillosos, *las características mineralógicas de las partículas más pequeñas*. Las propiedades más significativas de los agregados del suelo son: para *suelos sin cohesión*, la densidad relativa, y para *suelos cohesivos*, la consistencia.

3.2 PROPIEDADES DE LOS SUELOS ARCILLOSOS FORMADOS DE FRACCIONES MUY FINAS

Cuando se rompe y desmenuza un trozo de cualquier mineral dividiéndolo en partes o fracciones con granos de diferentes tamaños, y se saturan las fracciones, se encuentra que la fracción más fina presenta propiedades que están ausentes en la fracción más gruesa; más aun, se observa que estas propiedades que están ausentes dependen en gran medida de la naturaleza del mineral.

La influencia que ejerce el tamaño de las partículas y la naturaleza del mineral se puede explicar comparando algunas propiedades de las diferentes fracciones de cuarzo con ciertas propiedades de sendas fracciones de cuarzo y de biotita con granos de tamaños iguales, si cada una de las fracciones en que se ha dividido el cuarzo, constituidas estas por granos de buena cubicidad, es decir sin partículas alargadas, se mezcla con agua, se agita y luego se pone a sedimentar, se observa que las porosidades de los respectivos sedimentos están en relación directa con la finura de la fracción de la cual partieron. En la fracción más fina del conjunto, las partículas más pequeñas permanecen en suspensión por muchas semanas; no obstante si se agrega a

esta suspensión una gota de una solución que contenga un electrolito, la sedimentación comienza casi instantáneamente, mas aun la porosidad del nuevo sedimento es mucho mayor que la del sedimento más suelto precipitado dentro del agua destilada. Estas observaciones indican que cada partícula está sometida no solamente a la fuerza de la gravedad que tiende a provocar su descenso, sino que, además también existen otras fuerzas y que interfieren en el movimiento de las partículas adyacentes.

Prácticamente todos los minerales de estructura marcada, presentes en las fracciones más finas de los suelos, pertenecen a un grupo que se conoce como **minerales arcillosos**. La mayoría de los minerales de este grupo se puede clasificar en tres subgrupos conocidos por: *las caolinitas*, *las ilitas* y *las montmorillonitas* (ver fotografías 3.1, 3.2 y 3.3). Cada uno de ellos se caracteriza por una distribución de átomos que produce una carga eléctrica negativa en las superficies chatas de los cristales.



Fotografía 3.1: Caolinita (arcilla blanca muy pura que se utiliza para la fabricación de porcelanas y de aprestos para almidonar)



Fotografía 3.2: Illita (Es una arcilla expansiva, micácea, del grupo de los filosilicatos)



Fotografía 3.3: Montmorillonita (corresponde al grupo de las arcillas, mineral de los silicatos)

Una partícula simple de arcilla puede estar formada por muchas hojas apiladas unas sobre las otras. Cada hoja tiene un espesor definido, pero no está limitada en sus dimensiones perpendiculares a su espesor. Por ello, las partículas de arcilla tienden a adquirir forma de láminas o adoptar disposiciones que asemejan terrazas chatas; las

superficies chatas llevan cargas eléctricas residuales negativas, pero los bordes rotos de las láminas o de las terrazas pueden ser asientos de cargas positivas o negativas, según cuál sea el ambiente en que se encuentran.

En los problemas que interesan al ingeniero civil, las partículas de arcilla están siempre en contacto con agua, las interacciones entre las partículas de arcilla, el agua y los minerales disueltos en ella son las principales propiedades de los suelos compuestos por estas partículas. Como las superficies planas de los minerales arcillosos llevan carga eléctrica negativa, los cationes, incluyendo el H^+ proporcionado por la propia agua, son atraídos hacia la superficie de las partículas; se dice que dicho catión está *absorbido*. Varios minerales arcillosos difieren ampliamente en su propiedad de absorber cationes; la capacidad aproximada de intercambio de cationes (expresada en términos del número total de cargas positivas absorbidas por cada 100 gramos) de diferentes minerales arcillosos, con partículas de tamaño semejante, se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Número de cargas positivas en minerales arcillosos

Mineral	Número total de cargas positivas absorbidas por 100 g. ($\times 10^{20}$)
Montmorilonita	360 – 500
Ilita	120 – 240
Caolinita	20 - 90

Fuente: Diseño de cimentaciones

Los iones absorbidos no están unidos permanentemente al mineral arcilloso y si, por ejemplo, una arcilla que contiene iones absorbidos de Na^+ se remplaza por iones de K^+ , este procedimiento se conoce con el nombre de *intercambio de cationes* o también como *intercambio de bases*.

El agua adyacente a las caras negativamente cargadas de las partículas minerales puede en si misma sufrir una alteración y sus moléculas, organizarse en una disposición que viene determinada por la posición y la naturaleza del entramado

cristalino del mineral arcilloso. Se dice, entonces, que el agua esta absorbida y tiene una estructura.

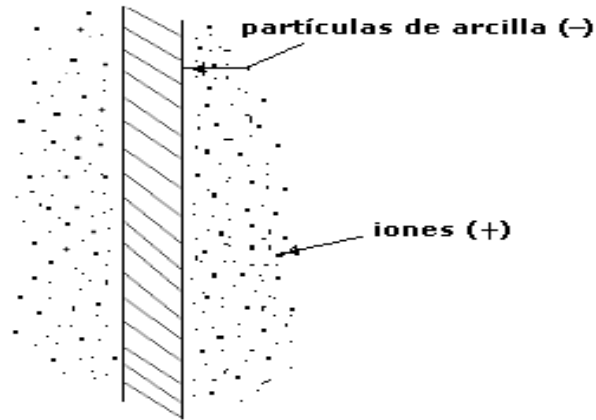


Figura 3.1 Representación diagramática de la distribución de cationes adyacentes a una partícula de arcilla con carga superficial negativa

Fuente: Diseño de cimentaciones

Los cationes absorbidos por una partícula mineral se encuentran en movimiento permanente debido a la agitación térmica, se distribuyen estadísticamente cerca de la superficie en un grupo que tiene su mayor densidad de iones en el inmediato contacto con la superficie y una densidad decreciente con la distancia, como se indica en la figura 3.1.

Constituyen una zona cargada positivamente o una capa que, conjuntamente con la superficie cargada negativamente de la partícula, se conoce como la capa eléctrica doble.

Las capas eléctricas dobles que rodean las partículas adyacentes aproximadamente paralelas se repelen entre sí con una intensidad que depende en gran parte de la naturaleza y concentración de los iones existentes en el agua.

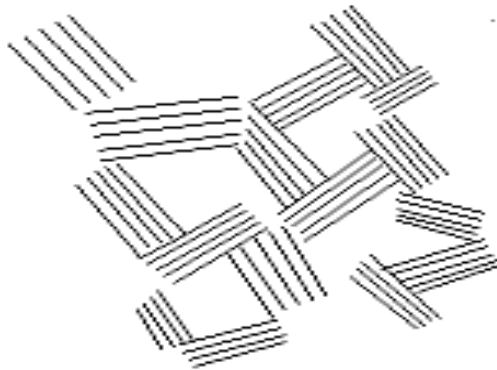


Figura 3.2 Flóculos de arcilla en disposición paralela

Fuente: Diseño de cimentaciones

Si se pudiese someter a un único flóculo de partículas de arcillas con orientación paralela, a una deformación tangencial de corte, (ver figura 3.2), la resistencia al deslizamiento a lo largo de las superficies situadas entre partículas sería extremadamente pequeña, siempre y cuando las superficies de las partículas fueran planas, realmente las partículas no son planas sino que poseen una configuración de terraza que supone algunas interferencias que desarrollan resistencia al corte. Si tenemos un sedimento formado de varios flóculos, cada uno paralelo pero con orientación diferente, fuese sometido al corte, se desarrollaría una resistencia considerablemente mayor debido a la interferencia de flóculos.

Si un sedimento natural se amasa a fondo, los flóculos en su mayoría se deshacen y muchas de sus partículas de arcilla se orientan formando conjuntos casi paralelos, en consecuencia la resistencia al corte puede decrecer sustancialmente. Se dice, entonces, que *la arcilla es sensible a una alteración*.

Ciertas arcillas marinas de los países escandinavos y de la parte oriental del Canadá se caracteriza por tener una sensibilidad extraordinariamente alta y son por ello identificadas como *arcillas fluidas*.

Si se agrega cloruro de sodio a una muestra amasada de arcilla fluida y si se la deja luego reposar, la sensibilidad no crece de manera significativa (Rosenqvist, 1946).

Como consecuencia de las múltiples repercusiones prácticas de los confusos procesos fisicoquímicos y de la gran demanda de arcillas con propiedades físicas específicas para propósitos industriales, se realizaron varias investigaciones durante las últimas décadas con respecto a la mineralogía y a la interacción de las partículas de arcillas y el medio que las rodea. Se realizaron también muchas investigaciones para estudiar las relaciones entre los procesos fisicoquímicos y las propiedades ingenieriles de los suelos arcillosos, pero para la mayoría de los problemas prácticos de la ingeniería, los beneficios que se obtienen de dichas investigaciones son aún muy limitados a causa del gran número de factores responsables de las propiedades significativas que posee la arcilla.

3.2.1 TEXTURA, ESTRUCTURA Y CONSISTENCIA

Si definimos el término textura, diremos que es *el grado de fineza y uniformidad del suelo* y se describe por medio de términos tales como harinoso, suave, arenoso, áspero, etc., de acuerdo a la sensación que produce al tacto. El término estructura, se refiere a la *forma que las partículas se colocan dentro de la masa del suelo*.

Etimológicamente, consistencia equivale a capacidad de mantener las partes del conjunto integradas, es decir, estabilidad y coherencia. En mecánica de suelos, sólo se utiliza para los suelos finos que, dependiendo del contenido de agua y su mineralogía, fluyen sin romperse. La consistencia del suelo es la firmeza con que se unen los materiales que lo componen o la resistencia de los suelos a la deformación y la ruptura. La consistencia del suelo se mide por muestras de suelo mojado, húmedo y seco. En los suelos mojados, se expresa como *adhesividad y plasticidad*. La consistencia del suelo puede estimarse en el campo mediante ensayos sencillos, o medirse con mayor exactitud en el laboratorio.

Los suelos finos pueden ser estables aun cuando cada partícula no toque a varias de sus vecinas. Si no existen partículas gruesas, el suelo puede tener una estructura dispersa, en la cual todas las partículas se orientan de forma paralela entre sí, o una estructura en forma de un castillo de naipes, en la cual varias de las partículas tiene contacto borde contra cara; si el suelo consiste en un arreglo de manojos de

partículas, independientemente de la disposición de las partículas dentro de los manojos, entonces se dice que posee una estructura en nidos de abejas.

Con escasa diferencia, los suelos naturales de granos muy finos contienen partículas más gruesas, los granos gruesos alteran las estructuras descritas, de manera que estas raramente se encuentran en la naturaleza. En algunos casos los granos gruesos constituyen un esqueleto con sus intersticios parcialmente llenos de un agregado relativamente suelto de los constituyentes más finos del suelo; esta disposición de las partículas se denomina *estructura en esqueleto* y es, probablemente, la causa que explica la notable inestabilidad de muchos de los suelos apenas cohesivos con partículas cuyos tamaños están comprendidos entre 0,05 y 0,005 mm., en las arcillas blandas la inestabilidad de la estructura en esqueleto aparece disimulada por la cohesión.

Excepcionales son los suelos, que incluyen ciertas margas, consisten en una aglomeración de granos compuestos, relativamente grandes, que forman a su vez un agregado de estructura granular o en nidos de abeja; los granos mismos están formados de un denso conglomerado de partículas de limo o arcilla. Se dice que los suelos formados por dichos conglomerados tienen una *estructura en conglomerados*.

Tal tipo de estructura se encontró tanto en los depósitos de arcillas residuales como en las sedimentarias; los procesos geológicos responsables de su formación aun no son conocidos y pueden ser muy distintos para los diferentes tipos de suelo. A pesar de que los suelos con este tipo de estructura son muy compresibles, su abultamiento como resultado de la descarga es imperceptible, y el amasado a contenido inalterado de humedad reduce su permeabilidad a una fracción pequeña de la que posee el mismo suelo “in situ” (Terzaghi, 1958).

La inspección visual de la estructura de los suelos de granos finos o muy finos no es practicable, de modo que se debe juzgar sobre la base de la porosidad y de otras propiedades del suelo. Las arcillas resistentes pueden incluir orificios tubulares dejados por raíces de plantas que se extienden hasta varios metros por debajo de la superficie, o bien pueden estar divididas por fisuras capilares en fragmentos

prismáticos o irregulares que se separan tan pronto como la presión de confinamiento desaparece.

3.2.2 POROSIDAD, CONTENIDO DE HUMEDAD Y PESO UNITARIO

La *porosidad* “ n ”, es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo, entendiéndose como volumen de vacíos aquella parte del volumen total no ocupada por los granos. Nos referimos, con porcentaje de vacíos, cuando la porosidad se expresa en porcentaje.

La relación de vacíos “ e ” es la relación entre el volumen de los vacíos y el volumen de los sólidos. Entonces, si:

V = volumen total

V_v = volumen total de vacíos

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (3.1)$$

$$e = \frac{V_v}{V - V_v} \quad (3.2)$$

La relación de vacíos y la porosidad están relacionados por las fórmulas:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (3.3)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (3.4)$$

La porosidad de una masa estable no cohesiva de esferas iguales depende de la forma en que éstas están dispuestas; en la disposición más densa posible, “ n ” es igual a 26% y en el estado más suelto a 47%.

El *contenido de humedad* “ ω ”, de un suelo se define como la relación entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco, y comúnmente se expresa en porcentaje.

Las arcillas casi siempre están completamente saturadas, salvo la capa superficial que está sujeta a las variaciones de temperatura y humedad que se producen en las diferentes épocas del año; si una arcilla contiene gas, este se presenta en forma de burbujas esparcidas por todo el material, burbujas que pueden estar compuestas de aire que entró en el depósito durante su sedimentación o de gas producido más tarde por procesos químicos tales como la descomposición de materia orgánica. El gas puede encontrarse bajo una presión suficientemente grande como para hacer experimentar a la arcilla un hinchamiento energético, a contenido de humedad constante, cuando se disminuye la presión de confinamiento. La determinación del contenido de gas de una arcilla es una tarea muy difícil, si no imposible, que demanda un equipo especial, no siendo, desde ningún punto de vista, un ensayo de rutina.

El peso unitario de un agregado de suelo se define como el peso del agregado (suelo más agua) por unidad de volumen. Depende del peso de los elementos sólidos, de la porosidad y del grado de saturación. Se calcula como sigue:

Sea:

γ_s = término medio de los pesos específicos absolutos de los elementos sólidos

γ_w = peso específico del agua = 1 gr/cm³

n = porosidad (expresada como una relación)

S_r = grado de saturación

El peso unitario del suelo seco ($S_r = 0\%$) es:

$$\gamma_d = (1 - n)\gamma_s \quad (3.5)$$

y el peso unitario del suelo saturado ($S_r = 100\%$):

$$\gamma = (1 - n)\gamma_s + n\gamma_w = \gamma_s - n(\gamma_s - \gamma_w) \quad (3.6)$$

La tabla 3.2 proporciona el peso específico absoluto de los principales elementos que constituyen la parte sólida de los suelos.

Tabla 3.2* Pesos específicos absolutos de los elementos sólidos más importantes de los suelos

Elemento	gr/cm ³	Elemento	gr/cm ³
Yeso	2,32	Dolomita	2,87
Montmorillonita*	2,4	Aragonita	2,94
Ortoclasa	2,56	Biotita	3,0-3,1
Caolinita	2,6	Augita	3,2-3,4
ilita**	2,6	Hornblenda	3,2-3,5
Clorita	2,6-3,0	Limonita	3,8
Cuarzo	2,66	Hematina hidratada	4,3±
Talco	2,7	Magnetita	5,17
Calcita	2,72	Hematina	5,2
Moscovita	2,8-2,9		

Fuente: Diseño de cimentaciones

* Datos tomados de E. S. Larsen y H. Berman.

** Valores teóricos calculados sobre la base de los pesos atómicos de los elementos del reticulado cristalino (según R. E. Grim).

En la tabla que mostraremos a continuación (tabla 3.3), se indican las porosidades y los pesos unitarios de suelos típicos saturados, incluyéndose además para los suelos su peso unitario seco. Los pesos unitarios han sido calculados en base a un peso específico absoluto $\gamma_s = 2,65$ gramos por centímetro cúbico para los suelos arenosos y de 2,70 gramos por centímetro cúbico para las arcillas. Los valores tabulados deben considerarse solo como aproximados y, en casos prácticos, antes de efectuar los cálculos finales, se debe determinar experimentalmente el peso unitario del suelo en estudio.

Tabla 3.3 Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos en estado natural.

Descripción del suelo	Porosidad "n" (%)	Relación de vacíos "e"	Contenido de humedad "w" (%)	Peso unitario g/cm ³	
				γ_d	γ
Arena uniforme suelta	46	0,85	32	1,43	1,89
Arena uniforme densa	34	0,51	19	1,75	2,09
Arena graduada suelta	40	0,67	25	1,59	1,99
Arena graduada densa	30	0,43	16	1,86	2,16
Morena glaciar c/part. múltiples	20	0,25	9	2,12	2,32
Arcilla glaciar blanda	55	1,2	45	2,12	1,77
Arcilla glaciar resistente	37	0,6	22	2,12	2,07
Arcilla blanda ligeram. orgánica	66	1,9	70	2,12	1,58
Arcilla blanda muy orgánica	75	3	110	2,12	1,43
Bentonita blanda	84	5,2	194	2,12	1,27

Fuente: Diseño de cimentaciones

w = contenido de humedad del suelo saturado, en porcentaje del peso del suelo seco.

γ_d = peso unitario del suelo seco.

γ = peso unitario del suelo saturado.

3.2.3 ÁNGULO DE FRICCIÓN DE SUELOS COHESIVOS

De acuerdo a figura 3.3, el ángulo de fricción del esfuerzo efectivo Φ' para varias arcillas normalmente consolidadas obtenido mediante las pruebas triaxiales (Bejerrum y Simons, 1960). Se nota generalmente que el Angulo de fricción Φ' decrece al aumentar el índice de plasticidad; el valor de Φ' disminuye por lo general de 37° a 38° con un índice de plasticidad de aproximadamente de 10, cerca de 25° con un índice de plasticidad de alrededor de 100. También Kenney (1959), proporcionó resultados

similares; el ángulo de fricción (Φ') consolidado no drenado de arcillas saturadas normalmente consolidadas varía entre 5° a 20° (ver ANEXO I, B).

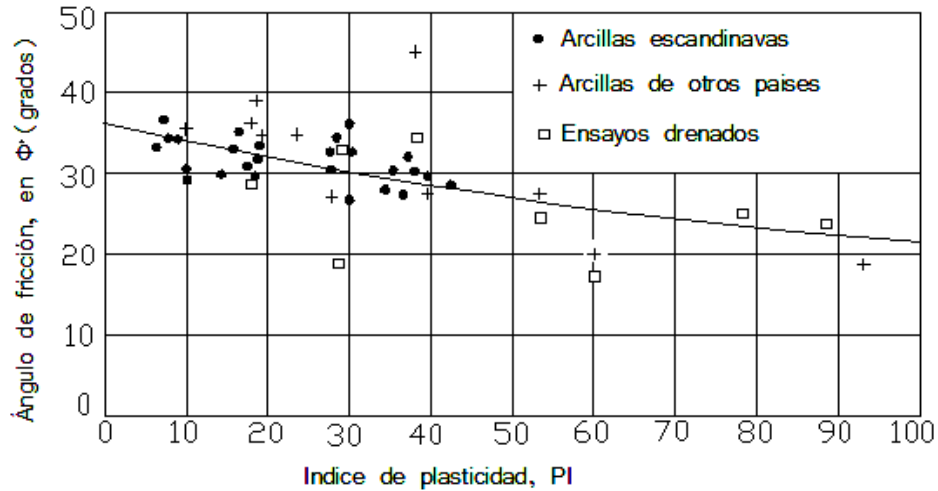


Figura 3.3 Variación del ángulo de fricción Φ' con el índice de plasticidad para varias arcillas (según Bjerrum y Simons, 1960)

Fuente: Transferencias de cargas en pilotes perforados en arcilla rígida

3.3 CONSISTENCIA Y SENSIBILIDAD DE LAS ARCILLAS Y OTROS SUELOS INALTERADOS

Tabla 3.4 Consistencia de las arcillas saturadas en función de la resistencia a la compresión simple*

Consistencia	Resistencia a la compresión simple qu kg/cm ²
Muy blanda	menos de 0,25
Blanda	0,25-0,5
Medianamente compacta	0,5-1,0
Compacta	1,0-2,0
Muy compacta dura	2,0-4,0
Dura	Mayor de 4,0

Fuente: Diseño de cimentaciones

* La resistencia a la compresión simple resulta significativa en los suelos arcillosos saturados uniformes, como lo son, entre otros la mayoría de las arcillas marinas de origen glaciario.

La consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe comúnmente con los términos blando, compacto resistente y duro. La medida cuantitativa más directa de la consistencia es la resistencia a la compresión simple (no confinada) de muestras prismáticas o cilíndricas del suelo, y la tabla 3.4 nos proporciona los valores de dicha resistencia para varios grados de consistencia.

Otro factor importante a tener en cuenta es saber diferenciar las propiedades de limos y arcillas, para lo cual tomaremos en cuenta lo siguiente:

- a) Resistencia en estado seco de un bloque o terrón de suelo: se toma un espécimen seco del suelo y se golpea con un martillo. En la arcilla la resistencia seca es alta y en el limo la resistencia seca es baja.
- b) Dilatancia llamada prueba de sacudimiento, porque se coloca una porción muy húmeda en la palma de la mano que al golpearla con la otra mano por debajo, hace que el agua del suelo aflore y luego pueda desaparecer, ocurriendo rápido en limos o lentamente en arcillas.
- c) Tenacidad mide la plasticidad del suelo y se evalúa formando rollitos de 1/8" o (3mm). Si con suelos húmedos los rollitos así no se agrietan ni desintegran, tenemos arcillas; si lo hacen, limos.
- d) Sedimentación o dispersión se disgrega el suelo triturándolo para separar los granos; se hace una suspensión en agua y en recipiente de vidrio se mezcla y homogeneiza la mezcla, luego se deja reposar: Así, la arena se deposita en segundos, el limo en minutos y pocas horas, y la arcilla en varias horas e incluso días, quedando turbia el agua.
- e) Brillo se frota el suelo húmedo en su superficie con una navaja. La superficie brillante indica arcilla y la superficie color mate, limo

Las arcillas comparten con muchas otras sustancias coloidales la propiedad de perder resistencia por ablandamiento cuando son amasadas a un contenido inalterado

de humedad. El ablandamiento de una arcilla amasada se debe probablemente a dos distintas causas:

- 1) La destrucción del ordenamiento en que están dispuestas las moléculas de las capas absorbidas.
- 2) La destrucción de la estructura formada por las partículas durante el proceso de sedimentación.

Aquella parte de la pérdida que se debe al desordenamiento de las capas absorbidas, puede ser gradualmente recuperada si la arcilla permanece en reposo, a contenido de humedad constante, después del amasado.

El termino sensibilidad se refiere al efecto que el amasado produce sobre la consistencia de las arcillas saturadas, independientemente de la naturaleza física de las causas del fenómeno. El grado de sensibilidad es diferente para las distintas arcillas y puede también diferir en una misma arcilla según cuál sea su contenido de humedad.

El grado de sensibilidad St de una arcilla saturada se expresa por la relación entre la resistencia a la compresión simple de una muestra inalterada y la resistencia de la misma muestra después de amasada a contenido de humedad constante, es decir:

$$St = \frac{\text{Resistencia a la compresión simple de la arcilla inalterada}}{\text{Resistencia a la compresión simple de la arcilla amasada}} \quad (3.7)$$

Los valores de St están comprendidos entre 2 y 4 para la mayoría de las arcillas saturadas. Para arcillas sensitivas varían entre 4 y 8, no obstante, existen arcillas extrasensibles con valores de St comprendidos entre 8 y 16, existiendo lugares con arcillas que poseen una sensibilidad aún mayor, las que se conocen como arcillas fluidas.

3.3.1 SUELOS AMASADOS Y SU CONSISTENCIA

Luego de que un suelo cohesivo ha sido amasado, su consistencia puede ser alterada a voluntad, aumentando o disminuyendo su contenido de humedad, por ejemplo si reducimos lentamente el contenido de humedad de un barro arcilloso líquido, la arcilla pasa gradualmente del estado líquido al estado plástico y por último al estado sólido.

Existe un método que ha resultado muy apropiado a los propósitos del ingeniero, que se conoce como método de Atterberg. También, los contenidos de humedad que corresponden a los límites entre los distintos estados de consistencia se conocen como *Límites de Atterberg* (Atterberg, 1911).

El límite líquido, L_w , es el contenido de humedad, en por ciento del peso del suelo seco para el cual dos secciones de una pasta de suelo, con las dimensiones indicadas en la figura 3.4, alcanzan apenas a tocarse sin unirse cuando la taza que las contiene es sometida al impacto de un número fijo de golpes verticales secos.

El límite plástico, P_w , o también llamado *límite inferior del estado plástico*, es un factor que determina el contenido de humedad para el cual el suelo comienza a fracturarse cuando es amasado en pequeños rollitos, haciendo rodar la masa de suelo entre la mano y una superficie lisa.

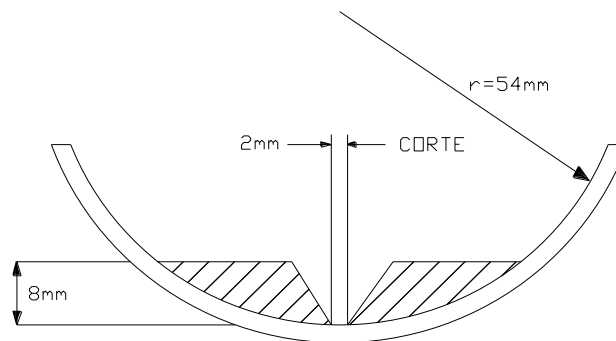


Figura 3.4 Corte de la taza para determinar el límite líquido con la pasta de suelo (según A. Casagrande)

Fuente: Diseño de cimentaciones

El límite de contracción, Sw , o de otra forma citado como *límite inferior de cambio de volumen*, se lo define como el contenido de humedad por debajo del cual una pérdida de humedad por evaporación no adquiere una reducción de volumen. Cuando el contenido de humedad pasa por debajo del límite de contracción, el color del suelo cambia, volviéndose más claro.

Los contenidos de humedad comprendidos entre los límites líquido y plástico se llaman contenidos de humedad de la zona plástica del suelo y la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, índice de plasticidad Iw . A medida de que el contenido de humedad de un suelo cohesivo se aproxima más al límite inferior Pw de la zona plástica, mayor es su resistencia y compacidad. La relación:

$$Il = \frac{w - Pw}{Lw - Pw} = \frac{w - Pw}{Iw} \quad (3.8)$$

Se llama *índice de liquidez de suelo*, cuando el contenido de humedad es mayor que 1, el amasado transforma al suelo en una espesa pasta viscosa; en cambio si el contenido es menor que el límite plástico, índice de liquidez negativo, el suelo no puede ser amasado.

Un suelo se encuentra en estado líquido (arcilla o limo muy húmedos) cuando se comporta como un fluido viscoso, deformándose por su propio peso y con resistencia a la cizalladura casi nula. Al perder agua, ese suelo pierde su fluidez, pero continúa deformándose plásticamente; dado que pierde su forma, sin agrietarse. Si se continúa con el proceso de secado (de la arcilla o limo), el suelo alcanza el estado semi – sólido, si al intentar el remoldeo, se desmorona. Si se saca más agua, a un punto en el cual su volumen ya no se reduce por la pérdida de agua, y el color toma un tono más claro, el estado del suelo se define como sólido.

La resistencia a la compresión simple de las arcillas inalteradas uniformes con un índice de liquidez cercano a la unidad varia comúnmente entre 0,3 y 1,0 kg/cm²; en aquellas con un índice de liquidez cercano a 0, dicho valor está comprendido, en

general, entre, 1 y 5 kg/cm². Además de los límites de Atterberg, el conocimiento de la resistencia de la arcilla seca es útil para la identificación y comparación de los suelos cohesivos; la resistencia de muestras de arcillas secadas al aire varía entre unos 2 y más de 200 kg/cm².

La resistencia de una arcilla seca mediana, se produce cuando al comprimir un trozo entre los dedos este puede reducirse a polvo solo con un gran esfuerzo, los fragmentos de muy alta resistencia no pueden ser fracturados, mientras que los de resistencia muy baja se desintegran muy fácilmente.

3.4 ESTADOS DE EQUILIBRIO PLÁSTICO

3.4.1 NOCIONES BÁSICAS

Se dice que una masa de suelo esta en *estado de equilibrio plástico* si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura. El investigador, Rankine (1857) realizó un estudio de los estados de tensión correspondientes a aquellos estados de equilibrio plástico que se producen consecuentemente en todos los puntos de una masa semiinfinita de suelo sujeta solo a su propio peso.

Los estados de equilibrio plástico análogos a los considerados por Rankine se denominan, *estados de equilibrio plástico de Rankine*; la consideración de estos estados de equilibrio, aplicables a una masa semiinfinita, tiene como propósito principal servir de introducción a estados más complejos de plasticidad equilibrada, que son los más importantes en la práctica.

3.4.2 EXCAVACIONES EN ARCILLA BLANDA

Cuando se ejecutan excavaciones a cielo abierto en arcilla blanda se debe tener en cuenta que existe la posibilidad de que se ocasione la rotura del fondo por levantamiento, la razón se debe a que el peso de los bloques de arcilla que forman los laterales de la excavación tiende a deslizar la base hacia arriba.

En la figura 3.5, se representa una excavación en arcilla blanda, en la cual se puede apreciar su sección transversal de ancho “A” y altura “H”. Como se puede observar, los dos bordes ab y cd, que se sitúan a la altura de la base, resisten la acción de una

sobrecarga que se ha formado del peso de los bloques de arcilla adyacentes, por lo que estos bordes ab y cd, actúan como si serian zapatas de fundación.

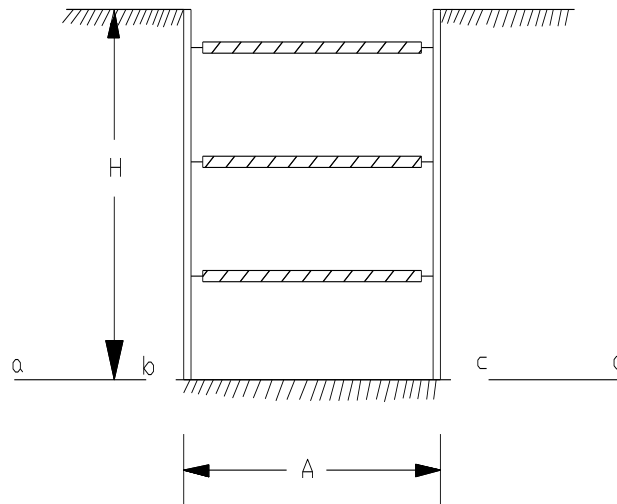


Figura 3.5 Sección transversal de una excavación a cielo abierto en un espeso depósito de arcilla

Fuente: Mecánica de suelos en la ingeniería práctica

Considerando que en los bordes ab y cd, las cargas del suelo sobrepasaran su capacidad, entonces la excavación colapsa por levantamiento (Jambu y otros, 1956).

Si por debajo del fondo de la excavación, las tablestacas se ensanchan, entonces su rigidez reduce la tendencia de la arcilla adyacente al fondo a desplazarse con dirección a la excavación, y también reduce la tendencia al levantamiento. Si la arcilla blanda se extiende hasta una profundidad significativa debajo del fondo, se reveló que la reacción favorable de un tablestacado, aun comparativamente rígido, es más bien pequeño.

En estratos duros, la penetración de la parte inferior de las tablestacas, hace que su efectividad se incremente de manera considerable, pero si el estrato duro se encuentra a corta distancia por debajo del fondo de la excavación, la tendencia al levantamiento se reduce considerablemente aun sin contar con las tablestacas y su seguridad aumenta de manera esencial.

3.5 ASENTAMIENTOS DE FUNDACIONES

3.5.1 FUNDACIONES SITUADAS SOBRE DE ESTRATOS CONFINADOS DE ARCILLA

Para tener una idea más clara, indicaremos el procedimiento a seguir para calcular el asentamiento que sufrirá un edificio colocado encima de una capa confinada de arcilla blanda.

El peso del edificio es transferido al suelo por medio de una solera o platea de fundación de hormigón armado, que se supone reparte uniformemente la carga sobre toda la superficie ocupada por la misma.

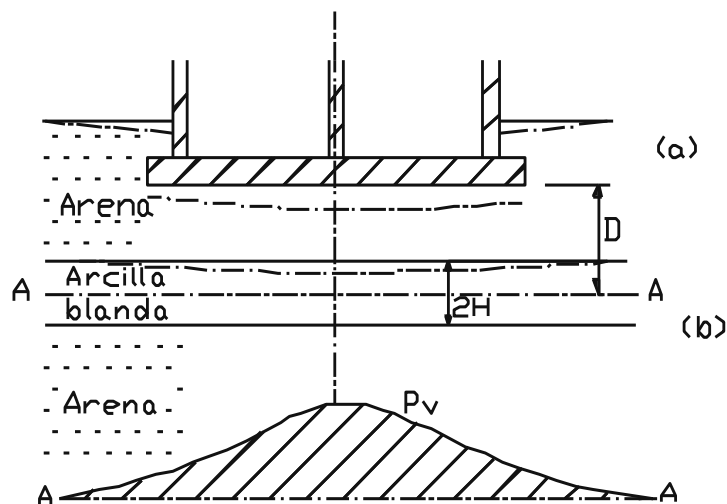


Figura 3.6 (a) Asentamiento de un edificio fundado sobre una platea que apoya en un subsuelo que contiene un estrato compresible a la profundidad D ; (b) Distribución de la presión vertical sobre un plano horizontal que pasa por el centro de la capa compresible

Fuente: Presiones y asentamientos de las cimentaciones superficiales

El subsuelo está constituido por un estrato de arena que contiene a una profundidad “ D ” una capa de arcilla blanda, (según la figura 3.6 a). Como la arena es casi incompresible comparada con la arcilla blanda, el asentamiento del edificio es causado casi enteramente por la compresión del estrato de arcilla.

Como el objetivo principal de este cálculo es determinar la deformación que va a sufrir la solera o platea de fundación, es necesario tener especial cuidado de calcular el asentamiento de varios puntos de la base del edificio. Si el espesor del estrato de arcilla es pequeño comparado con la profundidad D , para el cálculo se debe suponer que la intensidad media de la presión vertical P_v , originada en la arcilla en correspondencia con un punto dado de la base de fundación, es igual a la intensidad de la presión vertical debajo de dicho punto en el centro del estrato.

El espesor de la capa compresible es $2H$, entonces diremos que la disminución del espesor del estrato, está en función del espesor de la capa compresible. Si el subsuelo contiene varias capas compresibles, el asentamiento de un punto dado de la fundación es igual a la suma de las compresiones de cada una de las capas a lo largo de la recta vertical que pasa por el punto.

La compresión del estrato de arcilla origina una disminución del contenido de humedad del suelo que, a raíz de su baja permeabilidad, se produce muy lentamente. El asentamiento de una superficie cargada uniformemente adquiere desde un principio una forma semejante a una bandeja, esto debido a que la presión sobre las capas compresibles es máxima en correspondencia con el centro y decrece hacia los bordes de la superficie (ver figura 3.6 b).

3.5.2 RESISTENCIA AL CORTE DE ARCILLAS SATURADAS

Cuando se tiene obras en las que existen suelos arcillosos se debe examinar la estabilidad de los taludes, realizar estimaciones del empuje que ha de resistir los revestimientos de excavaciones a cielo abierto, es necesario también que siempre determinemos la resistencia de las arcillas. Cuando el contenido de humedad de la arcilla no cambia en forma significativa durante el tiempo en que los taludes permanecerán descubiertos, o bien durante la existencia de las entibaciones de excavaciones a cielo abierto, o si el coeficiente de seguridad de la zapata de fundación es mínimo antes que dicho contenido de humedad pueda disminuir como consecuencia de la carga que el suelo pueda soportar.

En la ejecución de perforaciones exploratorias es posible estimar erróneamente la resistencia al corte de la arcilla por medio de los ensayos de penetración. La tabla 3.5, nos muestra la relación aproximada entre número de golpes para 30 cm de penetración del sacamuestras y la resistencia a compresión simple “qu” de las arcillas saturadas, sin embargo para un número de golpes dados “N”, la dispersión con respecto al término medio de los valores correspondientes de “qu” puede ser muy grande, entonces, como control siempre deben efectuarse ensayos de compresión simple con las muestras obtenidas con la cuchara partida.

Las investigaciones suplementarias que se necesitan en obras importantes dependen de las características del perfil del suelo, si el perfil del suelo es simple y regular, es posible por lo común llegar a determinar la resistencia al corte medio del estrato de arcilla, utilizando los resultados de ensayos de laboratorio, para que estos resultados tengan aceptación, la distancia entre perforaciones no debe exceder de 30 metros.

Tabla 3.5 Relación entre consistencia de arcillas saturadas, número de golpes N de la cuchara partida y resistencia a la compresión simple**

qu en kg/cm ²						
Consistencia						
	Muy blanda	blanda	Medianamente Compacta	compacta	Muy Compacta	Dura
N	<2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30
qu	<0,25	0,25-0,50	0,50-1,00	1,00-2,00	2,00-4,00	>4,00

Fuente: Geotecnia y cimientos I.

** El ensayo de compresión simple es solo aplicable a las arcillas normalmente consolidadas o poco preconsolidadas, por ello lo que en la tabla 3.5 se denomina resistencia a la compresión simple.

De cualquier manera, la relación entre numero de golpes N y resistencia no puede tomarse sino como una primera aproximación grosera que da órdenes de idea, esto debido a que ha sido deducida como una correlación estadística, con muy amplia dispersión.

3.5.3 DESLIZAMIENTOS EN ARCILLAS RESISTENTES

Si analizamos las arcillas resistentes, veremos que casi todas ellas se encuentran debilitadas por una red de fisuras capilares, si estas fisuras dividen la arcilla en fragmentos pequeños, de menos de 2 a 3 cm de lado, un talud practicado en la misma puede volverse inseguro en el tiempo de su construcción o poco tiempo después; si por el contrario, la distancia entre fisuras es mayor, la rotura no suele producirse sino después de muchos años de haberse construido el corte.

En las arcillas divididas en trozos chicos, la rotura del talud se produce tan pronto como las tensiones tangenciales exceden la resistencia al corte promedio de la masa fracturada.

Para tener idea de lo que esto significa citaremos una experiencia a cerca del tema: Se relata que en un desmonte construido para colocar las vías de ferrocarril de talud 3:1, en *Rosengarten*, se produjeron varios deslizamientos de este tipo (arcillas resistentes); en su parte más baja el desmonte tenía 30 metros de profundidad y las tensiones tangenciales promedio que actuaban a lo largo de las superficies potenciales de deslizamiento eran en esta parte del orden de los 10 kg/cm². La arcilla era muy resistente, pero los trozos grandes se rompían con facilidad en diminutos fragmentos angulares con superficies brillantes, estos deslizamientos dieron su inicio seguidamente después de terminado el desmonte y se prolongaron por un periodo de 15 años.

La estabilidad de los taludes mucho depende de la distancia de las fisuras, cuando estas son mayores de 10 cm, los taludes pueden permanecer estables por muchos años y aún durante décadas después de efectuado el desmonte.

Los conceptos actuales relativos a este proceso de debilitamiento los observamos en la figura 3.7. Antes de excavar la arcilla es muy **rígida** y las fisuras se encuentran totalmente selladas, la reducción de tensiones causadas por la excavación origina una expansión y algunas de las fisuras se agrietan; entonces el agua entra y ablanda las caras de estas fisuras, y por expansión desigual se producen nuevas fisuras hasta que

los trozos se desintegran y la masa se convierte en una matriz blanda que contiene piezas duras.

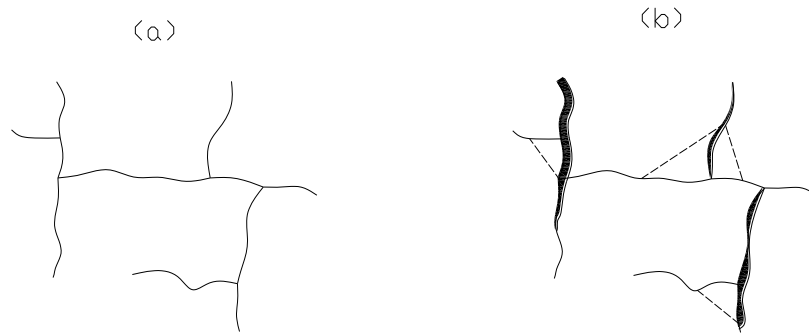


Figura 3.7 Sección a través de la masa de una arcilla resistente fisurada.
(a) Fisuras viejas, cerradas antes de que una excavación disminuya la tensión a que está sometida la arcilla; (b) con la disminución de tensión, las fisuras se abren y el agua, al circular por las mismas, ablanda la arcilla de sus paredes

Fuente: Geotecnia y cimientos I.

A consecuencia de este proceso, la resistencia al corte de la arcilla debilitada es demasiado pequeña para contrarrestar la fuerza de la gravedad, por lo que se origina un deslizamiento. La mayoría de estos deslizamientos se produce a lo largo de un círculo de pie, que involucra una masa de suelo de relativo espesor, ya que la resistencia al corte de la arcilla aumenta ligeramente a medida que esta se aleja de la superficie expuesta. El agua solo parece causar un deterioro de la estructura de la arcilla.

El análisis de varios estudios a cerca de deslizamientos retrasados, que se producen en arcillas resistentes con fisuras distanciadas, nos demuestra que la resistencia al corte promedio de la arcilla decrece desde el elevado valor que presenta, cuando se practica el desmonte, hasta alcanzar valores comprendidos entre 0,20 y 0,35 kg/cm² en el instante del deslizamiento. Como el proceso de reblandecimiento suele requerir varias décadas, sería antieconómico elegir el ángulo del talud en función de la resistencia al corte final de la arcilla.; sin embargo es conveniente retardar lo más

posible el deterioro de la arcilla drenando una faja de tierra colindante con el borde superior del desmonte, y de un ancho igual a la profundidad del mismo.

Estos deslizamientos atrasados pueden causar pérdidas excesivas de bienes, o en el peor de los casos constituir un peligro de muerte, para tal efecto se recomienda que los taludes deben ser provistos con puntos de referencia para generar observaciones periódicas, ya que estos deslizamientos van siempre precedidos de deformaciones que se incrementan de manera rápida al aproximarse el momento de la rotura. Para evitar estos movimientos en las zonas de riesgo se han utilizado con éxito drenes rígidos, consistentes en muros de mampostería en seco, instalados en zanjas dispuestas transversalmente al desmonte siguiendo el talud, y distancias entre sí de 4 a 6 metros, estas zanjas se excavan hasta una profundidad algo mayor de aquella en que se ha reblandecido una arcilla; la parte inferior de estos muros transversales son sostenidos, por otro muro de pie de hormigón.

Este tipo de construcción es muy provechoso a la acción de drenes que ejercen los muros, porque es mucho más probable que la función principal de los mismos sea la de transferir por fricción parte del peso de la masa inestable de arcilla al muro de pie.



Fotografía 3.4 Deslizamientos

3.5.4 CONSECUENCIAS QUE LA DEPRESIÓN DE LA NAPA PRODUCE EN ESTRATOS DE ARCILLA

Si se tiene un subsuelo que contiene capas de arcilla blanda, de limo o de turba, la depresión de la napa puede causar grandes asentamientos; para poder comprender más claramente este fenómeno, citaremos como ejemplo a la ciudad de México, donde se tiene la presencia de arcillas bastante compresibles, que además contienen capas horizontales de arena acuífera, la extracción de agua por bombeo desde estas capas de arena ha traído proyectado un hundimiento general e irregular de toda la superficie que entre 1900 y 1956, en algunos lugares ha descendido más de 6 metros (Marsal y Mazarí, 1962).

En algunas localidades, se presentan subsuelos conformados por arcilla compacta que han experimentado hundimientos simbólicos; por ejemplo el descenso de los niveles de agua que se dan en algunas ciudades, en una magnitud del orden de los 75 m en aproximadamente 50 años. Si se hunde la napa en una altura substancial y además los estratos de arcilla son blandos y espesos, el asentamiento efectivo puede llegar a ser muy crecido y desarrollarse sobre una gran zona.

Se debe tener muy en cuenta en el momento de construir alguna obra, que el hundimiento adyacente a la zona sea el menor posible de manera que se pueda contrarrestar de alguna forma para así evitar problemas futuros.

CAPÍTULO IV

PILOTES COMO ALTERNATIVA DE FUNDACIÓN

4.1 CIMENTACIONES DE PILOTAJE

Este método de cimentaciones de pilotaje es semejante al de cualquier otra parte de una estructura, suponemos dimensiones y luego se las comprueba, si con las dimensiones propuestas se tiene la seguridad requerida; y se realizan tantas pruebas sean necesarias, hasta encontrar en el proyecto valores satisfactorios, se comparan varios proyectos y al final se selecciona uno, esta selección estará regida por el costo y el tiempo necesario para su construcción.

Realizar un proyecto de cimentaciones de pilotaje puede resultar inútil en algunos lugares y bajo ciertas condiciones hasta puede ser perjudicial. Por ejemplo: una capa de suelo muy resistente situada sobre otra capa profunda de suelo blando, pudiera actuar como una losa natural para distribuir la carga de una cimentación no profunda, en este caso, la hinca de pilotes en la capa firme puede romperla o reamasarla; resultando una concentración de cargas en un estrato blando que provocaría un gran asentamiento.

Se entiende por pilotaje el conjunto de elementos resistentes integrados por el terreno, los pilotes, los encepados y las vigas de arriostramiento, diseñados para transmitir al terreno las solicitaciones de una estructura.

Generalmente los pilotes se encean mediante macizos de hormigón armado, cuya misión fundamental es transmitir las solicitaciones del pilar a los elementos que constituyen la cimentación.

Para tener en claro cuando debemos utilizar pilotes en una fundación veremos:

- a) Cuando la carga transmitida por el edificio no puede ser distribuida suficientemente a través de una cimentación superficial y en la solución posible se exceda la capacidad portante del suelo. En este caso debemos

incluir la situación en que la capacidad portante no se sobrepase y, sin embargo, los asientos sean mayores que lo aceptable.

- b)** Cuando los estratos inmediatos al cimiento pueden determinar asientos imprevisibles y a cierta profundidad, que con los medios actuales se puede alcanzar económicamente, existe un suelo resistente. Este es el caso de edificios que se deban apoyar sobre fangos o rellenos de baja calidad.
- c)** Cuando el terreno es susceptible de sufrir, superficialmente, grandes variaciones estacionales: hinchamientos y retracciones.
- d)** En edificios sobre el agua.
- e)** Cuando los cimientos puedan estar solicitados a tracción. Esto ocurre en varias situaciones:
 - en edificios altos sometidos a esfuerzos de viento.
 - en construcciones que para su equilibrio necesitan de elementos sometidos a tracción: estructuras de cables y en general cualquier estructura anclada al suelo.
 - cuando sea presumible un levantamiento del fondo de una excavación por haber extraído un gran volumen de suelo o por haber aumentado considerablemente el contenido de humedad.
- f)** Cuando sea necesario resistir cargas inclinadas. Tal es el caso de los pilotes inclinados que se disponen en los cimientos de un muro de contención y en los de un muelle para resistir cargas inclinadas.
- g)** Para recalzar cimientos existentes.

4.1.1 SELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE

El tipo de pilote y sobre todo el material debe ser seleccionado diligentemente para que de ese modo pueda adaptarse a los parámetros siguientes:

1. La carga a soportar.
2. El tiempo disponible para la ejecución del trabajo.
3. Las características del suelo en donde se hincara el pilote, así como las de los estratos a los cuales se transfiere la carga.
4. Las condiciones del agua subterránea.
5. La dimensión de la obra que se realiza.
6. Recursos de equipo y transporte a la obra.
7. La disponibilidad del material para pilotes.
8. Requerimientos del código de construcciones.

Si en una cimentación sus cargas son bajas y esparcidas, un pilote de bajo costo por metro y por pilote, puede que sea el más económico; por el contrario si se tiene cargas altas y concentradas en pequeñas áreas, un pilote capaz de soportar elevadas cargas será probablemente el de costo más bajo por tonelada de carga.

El transporte del equipo para la hinca es siempre alto, por esta razón los pilotes ligeros y de fácil manipulación que se pueden hincar con el equipo que se utiliza para tensionar la superestructura, puede que sean los más económicos.

Si se tienen obras que soliciten la hinca de varios cientos de pilotes de 12 m (40 pies), o más metros de longitud, los equipos de hinca grandes son más económicos, por que se pueden hincar mas pilotes por turno de trabajo y se pueden utilizar para hincar una mayor variedad de tipos de pilotes.

Como el concreto normalmente se encuentra disponible en todas partes del mundo por tratarse de un elemento indispensable en la construcción, es de gran facilidad su utilización y varias veces puede resultar hasta económico, siempre y cuando no se trate de una región donde abunda la madera, para un caso así los pilotes de madera serán mucho más económicos que los de concreto, considerando la cantidad a usar.

El acero puede ser económico en sectores industriales, pero puede ser más costoso en áreas donde las fábricas de acero se encuentran a gran distancia.

La manipulación y el transporte de los pilotes son aspectos elementales que pueden influir en la selección del tipo de pilote, también es importante la facilidad de colocar los tubos de entibación de algunos tipos de pilotes unos dentro de otros hace la carga más compacta, especialmente para el transporte por agua. Los pilotes de madera son de fácil manejo por su disminuido peso. Los pilotes largos, de acero y de concreto prefabricados deben manipularse por medio de eslingas para impedir que se flexen y así mismo evitar su rompimiento.

Los códigos de construcción generalmente especifican, las cargas máximas permisibles por pilote, pero más frecuentemente convienen pruebas de carga para determinar las máximas cargas admisibles.

4.1.2 SELECCIÓN DE LA LONGITUD DEL PILOTE

Para determinar la longitud aproximada del pilote se debe realizar un estudio del perfil del suelo, su resistencia y compresibilidad de cada uno de los estratos del suelo.

Los pilotes de resistencia por la punta (son los que reciben la mayor parte del soporte del terreno bajo su punta), deben llegar hasta un estrato que sean capaces de resistir la cimentación en su totalidad, sin deformación perniciosa o falla y los pilotes de fricción (son los que reciben la mayor parte del soporte por fricción o adherencia del suelo a lo largo de su fuste), deben ser adecuadamente largos para distribuir los esfuerzos en la masa del suelo, para minimizar el asentamiento y obtener la adecuada seguridad de los pilotes. Entonces la longitud del pilote está regida por el tipo de pilote y por la calidad del suelo que se tenga.

4.1.3 SEPARACIÓN Y TOLERANCIAS

La separación final de los pilotes está fundamentada en el análisis de la acción del conjunto de pilotes; los pilotes se colocan a distancias tales que la capacidad del grupo de pilotes actuando como una unidad sea igual a la suma de las capacidades individuales de los pilotes.

Cuando se tiene la presencia de arcillas resistentes y arenas compactas, puede ser necesaria una mayor separación, esto para reducir al mínimo la presión lateral generada por desplazamiento.

Es imposible colocar los pilotes en el punto o con el ángulo exacto que se hayan indicado en el proyecto, por que tienden a desviarse cuando encuentran puntos duros o muy blandos en el terreno. Según especificaciones, los proyectos deben tolerar un desplazamiento de 5 cm. en la cabeza de los pilotes pequeños hincados en suelo y 15 cm., en pilotes hincados a través del agua. Un desplome o angularidad en el eje del pilote de 1 o 2 por ciento, con respecto a la longitud del pilote, no afecta, generalmente, su capacidad de carga y por consiguiente, debe permitirse en el proyecto y en las especificaciones. Consecuentemente se permiten tolerancias mayores, si los ensayos de carga demuestran que los pilotes tienen capacidad de resistir las cargas con seguridad.

4.2 TIPOS, FORMAS Y SU CONSTRUCCIÓN DE PILOTES

A través del tiempo los constructores han usado con éxito variable, varias formas y tipos de pilotes.

4.2.1 FORMAS DE LOS PILOTES

Probablemente, cada forma ha tenido éxito bajo ciertas condiciones, es así que un tipo o forma de pilote que haya tenido éxito bajo ciertas condiciones, no las tenga en una situación distinta. En los grandes países, las compañías constructoras están bien equipadas para la hinca de pilotes.

Las formas que se utilizan básicamente son cuatro:

- a) Sección transversal uniforme en toda su longitud
- b) Base o punta ensanchada
- c) Forma cónica
- d) Tablestaca

Estas formas se muestran en la figura (4.1)

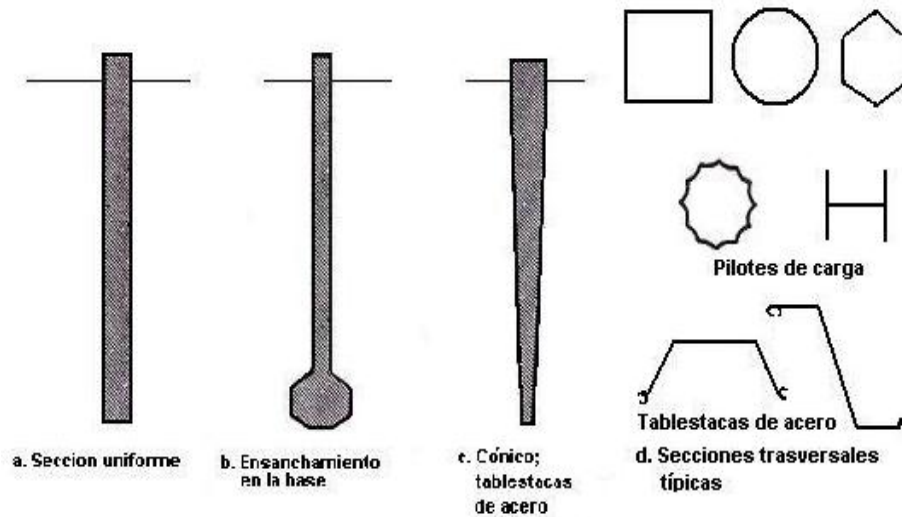


Figura 4.1 Formas básicas de pilotes

Fuente: Cimentaciones diseño y construcción

- a. El pilote de sección uniforme puede presentarse en las siguientes formas: sección circular cuadrada, octagonal estriada y H. Esta sección uniforme consigue una resistencia del pilote como columna uniforme de la punta a la cabeza y el rozamiento superficial, bien distribuido en todo el fuste. Su utilización se adapta muy bien para hacer juntas y cortes por que todas las secciones del pilote son iguales.
- b. Con objeto de incrementar la resistencia en la punta y la fricción en la parte inferior del pilote se construyeron diferentes formas de ensanchamiento en la punta. Los que han demostrado ser muy efectivos para desarrollar resistencia en la punta en suelos cohesivos compactos y aún en arenas sueltas, son los que están formados a partir de un bulbo de concreto, forzado dentro de él en la punta del pilote. Tenemos otra forma de ensanchamiento, y es la que usa una punta grande prefabricada que es unida a un pilote cilíndrico, no se lo considera muy efectiva.

- c. La forma cónica fue originada a partir del pilote de madera que mantiene su forma natural del tronco del árbol, con fines de facilitar su construcción, la madera fue reemplazada por hormigón y acero. Los pilotes cónicos tienen su utilidad para la compactación de arenas sueltas debido a su acción de cuña, pero en otras condiciones son menos efectivos que las de sección uniforme, poseen menor resistencia en la punta, como también la fricción lateral en la parte inferior del pilote cónico es inferior, esto por tratarse de un área más pequeña. De lo anterior concluimos que un pilote cónico resistente por la punta requiere mayor longitud que los de sección uniforme para soportar la misma carga.
- d. Las tablestacas son relativamente planas y presentan sección transversal ancha, de manera que cuando son hincadas unas a continuación de otras forman un muro. Las tablestacas se fabrican en varias formas diferentes, en madera, acero y concreto, cada una con un fin determinado como son: los muelles, las ataguías, los muros de sostenimiento de tierras; unas tienen forma de arco y otras sección transversal en Z, con el fin de obtener mayor rigidez y en su generalidad se fabrican con conexiones o enclavamientos que sirven para juntarlas entre si y de esa forma conseguir un muro que obstruya el paso del suelo.

4.2.2 TIPOS DE PILOTES

Se tiene los siguientes tipos de pilotes:

4.2.2.1 PILOTES DE MADERA

La madera es el material más fácil de obtener y manipular, de bajo costo y el más usado, algunas de las clases de madera utilizadas para pilotes, se las obtiene en varias partes del mundo. El pino, pinabeto y el abeto, pueden llegar a tener hasta 30m de longitud, el palmito 25m, el roble 15m.

Los pilotes de madera que no fueron sometidos a tratamientos y que fueron colocados por debajo del nivel del agua, permanecen sanos y duran por muchos años.

La madera que se utiliza por arriba del nivel freático se puede deteriorar por la acción de las termitas y otros insectos, por esta razón es imprescindible que se le someta a un tratamiento, este puede ser con cloruro de zinc, sulfato de cobre u otros productos químicos patentados.

La impregnación con creosota es uno de los procedimientos de más durabilidad y eficacia para la protección de los pilotes de madera.

Los pilotes de madera son muy frágiles ante un exceso de hinca, en la cabeza llegan a separarse sus fibras y el fuste puede rajarse o en el peor de los casos romperse. Con seguridad los pilotes de madera podrán soportar de 15 a 30 toneladas por pilote, hasta 45 toneladas métricas se pudo demostrar mediante ensayos que los pilotes de madera pueden soportar, pero para un caso así de sobrecarga, tendremos que tener completa seguridad sobre la calidad estructural de la madera, que sea uniforme, muy resistente para que así a la hora de la hinca no se rompa. El bajo costo del material y de la hinca, permite que el pilote de madera sea la forma de cimentación mas económica por tonelada de carga.

En algunos países es común colocar un cincho de acero alrededor de la cabeza del pilote para prevenir daños durante el hundimiento. La cabeza de un pilote cuadrado es achaflanada para colocar el cincho como lo muestra la figura (4.2). Podemos reducir el daño en la cabeza utilizando el martillo práctico más pesado.

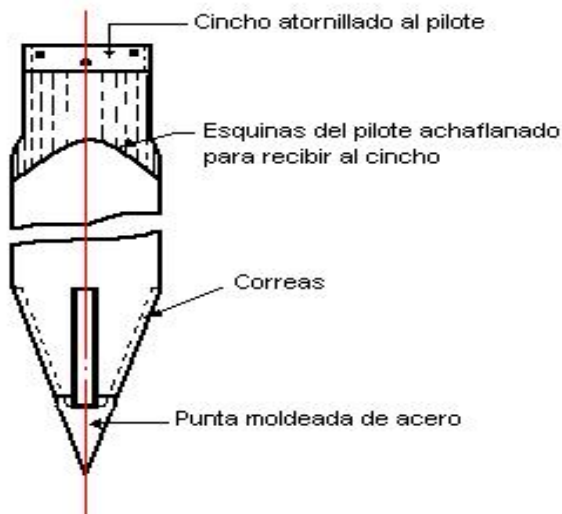


Figura 4.2 Cabeza y punta del pilote de madera

Fuente: Cimentaciones diseño y construcción

4.2.2.2 PILOTES DE CONCRETO FABRICADOS “IN SITU”

Son los más utilizados para soportar cargas entre 30 y 60 toneladas. Este tipo de pilotes se dividen en dos grupos: Los que *poseen camisa o tubo de entibación*, se hinca un tubo de metal de paredes delgadas en un terreno, en el primer grupo y como un segundo grupo tenemos los *pilotes sin tubo de entibación*, cuando colocamos al hormigón en agujero hecho previamente en el suelo, con lo que queda el hormigón en contacto directo con el suelo. Existen varias clases de estos tipos de pilotes, veremos algunos:

- **Pilote Raymond Normal**, (figura 4.3a), es uno de los más utilizados, y el primero del tipo de pilote con tubo de entibación, posee un tubo de metal con una pared delgada de 20 cm. de diámetro en la punta y, aumenta 3,3 cm. por metro de longitud; se hinca por medio de un mandril al que se ajusta el tubo correctamente, luego extraemos el mandril y el agujero cónico recubierto por el tubo se rellena de concreto. Se emplea para cargas entre 30 a 40 toneladas y longitudes hasta 12 m.

➤ **Pilote Raymond escalonado** (figura 4.3b), como se muestra a continuación:

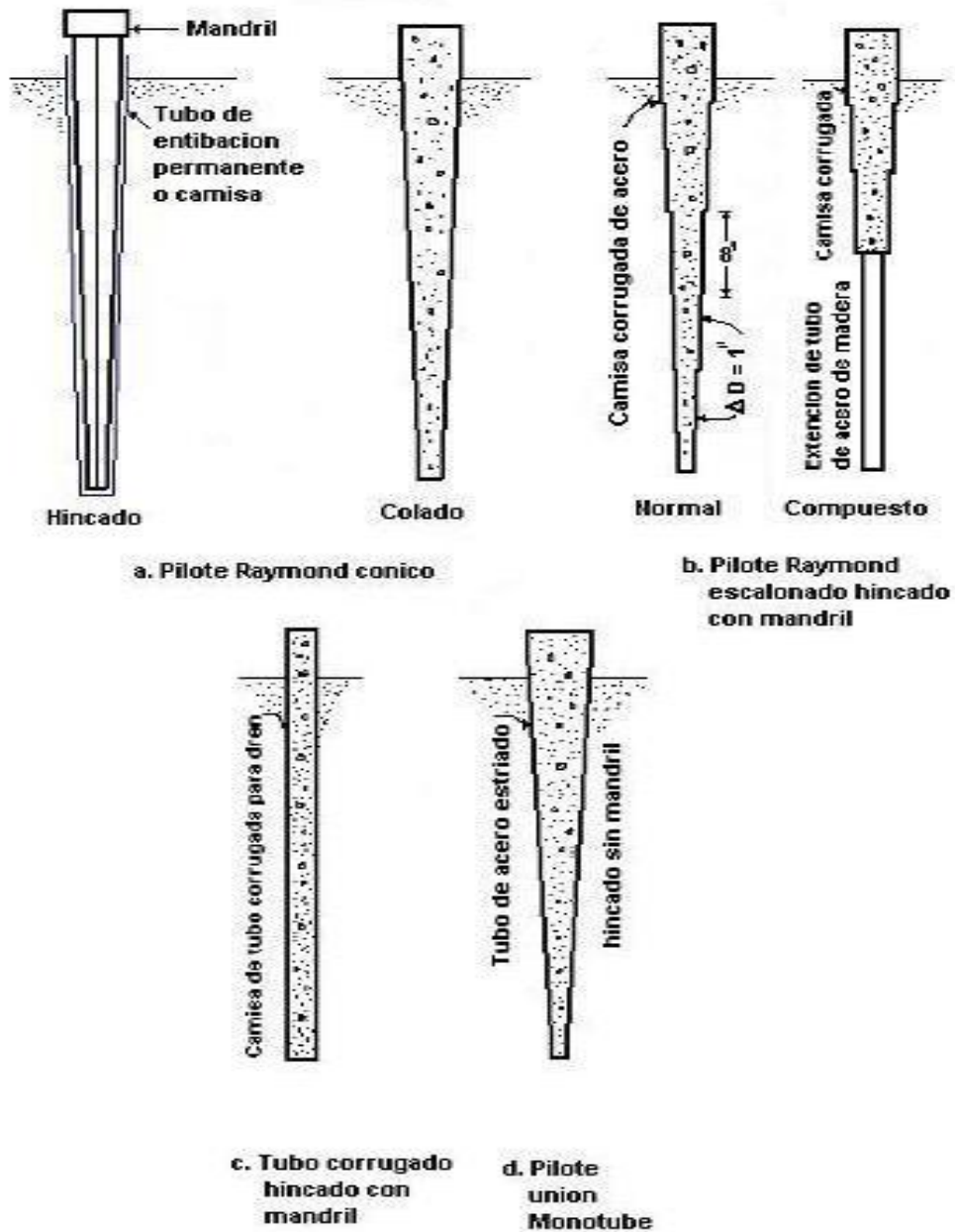


Figura 4.3.- Pilotes de hormigón fabricados “in situ”

Fuente: Cimentaciones diseño y construcción

Está formado por una serie de tramos de tubos cilíndricos hechos de láminas corrugadas de metal; cada tramo cuenta con una longitud de 2,40 m, y un diámetro

de 2,54 cm. mayor que el tramo inferior y se enroscan para establecer un tubo continuo. En la punta se utiliza un diámetro mínimo de 22 cm., pudiéndose usar hasta de 34 cm., empezando el pilote con tramos cilíndricos mayores. El hincado se lo realiza al igual que el anterior, mediante la ayuda de un mandril que no queda ajustado al tubo y que empuja contra la punta del pilote y el anillo que se forma en la unión de cada tramo. Las longitudes utilizadas van hasta 29 m y cargas de 40 a 75 toneladas, todo esto tomando en cuenta el diámetro de la punta.

- **El pilote Cobi y el pilote Hércules** (figura 4.3c), son pilotes en los cuales se emplea un *tubo cilíndrico de metal corrugado* similar a un tubo para drenaje, de 20 a 53 cm. de diámetro interior, se hincan por medio de un núcleo cilíndrico de acero que se expande para poder inmovilizar el interior del tubo y sus corrugaciones.
- **El pilote Unión Monotube** (figura 4.3d), se caracteriza por un solo tubo de acero de fina pared estriada que se hincan en el terreno, sin la ayuda de un mandril, la pared fina estriada tiene la finalidad de proporcionar una resistencia tal, que pueda soportar los esfuerzos de la hincadora sin sufrir pandeo. Se emplea para cargas de 30 a 60 toneladas y longitudes hasta 37 m, generalmente son utilizados para trabajos pequeños.

Estos tubos de entibación de paredes delgadas tienen varias características comunes, no se refuerzan cuando soportan cargas verticales por que están en compresión, pero si el pilote estaría sometido a esfuerzos de tracción o flexión se reforzará con barras, colocadas antes de verter el hormigón. Son fáciles de cortar o aumentar su longitud durante la hincadora soldándoles otro tubo, después de ser colocados se puede verificar su rectitud, inspeccionándolos en su totalidad, el objetivo principal del tubo de entibación es no permitir que el agua y el suelo se mezclen con el concreto fresco, para asegurar una calidad uniforme del fuste.

Dentro de los pilotes de concreto sin tubo de entibación permanente, se fabrican con uno temporal, como se muestra en la figura 4.4; primero se hincan en el terreno un

tubo de acero de entibación, luego de la hincada se saca el núcleo y se rellena el tubo con concreto, el núcleo se coloca dentro del hormigón, y mientras este fuerza al hormigón contra el suelo, se va sacando el tubo.

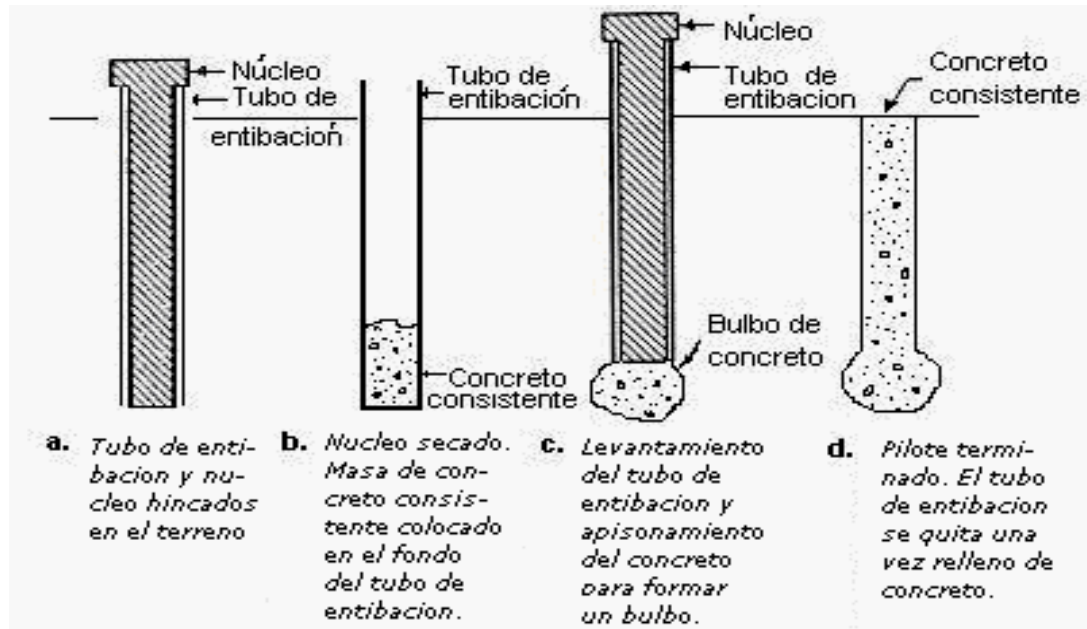


Figura 4.4 Construcción de un pilote de bulbo sin tubo de entibación permanente

Fuente: Cimentaciones diseño y construcción

4.2.2.3 PILOTES DE TUBO DE ACERO

Los tubos de acero rellenos de concreto constituyen excelentes pilotes, generalmente se hincan con el extremo inferior cerrado por una placa plana, por ser mas económica y tiende a formar una punta cónica de suelo a medida que se hincan el pilote. Los tubos con el extremo inferior abierto se utilizan cuando es fundamental un desplazamiento mínimo.

Tanto los pilotes cerrados como los abiertos se rellenan de hormigón luego de ser hincados (y de extraído el suelo en los abiertos); esto hace que se incremente la resistencia del fuste, porque tanto la resistencia del acero como la del concreto favorecen a la resistencia de la columna.

Se hincaron tubos de acero desde 27,03 cm. de diámetro externo, paredes de 4,8 mm. de espesor hasta 91,4 cm. de diámetro y paredes de 12,7 mm de espesor con capacidades desde 50 a 200 toneladas. En cuanto a longitudes está limitado por el equipo de hincia, se colocaran pilotes hasta de 60 m. de largo. Los pilotes de tubo son ligeros, fáciles de manejar e hincar y se pueden cortar y empalmar sin ningún problema, no se desvían fácilmente cuando encuentran un obstáculo, su inspección interna es sencilla después de hincados y antes de colocar el hormigón. Otro aspecto importante en este tipo de pilotes se trata del contenido de carbono, si este es muy elevado el pilote se agrietara, y si por el contrario es muy bajo se deformará, de manera que debemos tener especial cuidado al momento de su utilización.



Fotografía 4.1 Hincado de pilotes de tubo de acero

4.2.2.4 PILOTES PREFABRICADOS DE CONCRETO

Presentan el fuste de sección uniforme circular, cuadrada u octagonal, con refuerzo suficiente para que puedan resistir los esfuerzos que se originan durante la manipulación. Se tienen de 20 a 30 cm. de ancho, que son los tamaños más pequeños

y habitualmente son sólidos; los tamaños más grandes son sólidos o huecos para reducir el peso.

La utilización del pretensado en los pilotes de hormigón permite obtener la resistencia necesaria con paredes de espesores relativamente delgados. Estos pilotes prefabricados se usan principalmente en construcciones marinas y puentes, donde la durabilidad bajo condiciones severas de intemperie es importante y donde los pilotes se extienden fuera de la superficie del terreno como una columna sin soporte lateral.

Los pilotes sólidos pequeños, cuentan con longitudes que varían entre 15 y 18 m y para los pilotes largos, huecos, sus longitudes máximas llegan hasta 60 m. La carga ordinaria para los pilotes pequeños está entre 30 y 50 toneladas, y 200 para pilotes grandes.



Fotografía 4.2 Hincado de un pilote prefabricado

El uso de pilotes prefabricados está limitado por dos factores: primero por su peso, si lo comparamos con otros pilotes de tamaño similar, vemos una gran diferencia. Segundo, la dificultad que se nos presenta para cortarlos si resultan demasiado largos, contrariamente, si nos resultan pequeños es mucho más difícil aumentar su longitud.

4.3 CONSIDERACIONES A TENER EN CUENTA EN LA ELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE

4.3.1 PILOTES HINCADOS

Que son los prefabricados, se entiende por estos pilotes cuando el propio elemento estructural es hincado en el terreno.

Pueden ser de distintos materiales: hormigón, metálicos, madera.

En base a la longitud determinada de los pilotes, estos podrán introducirse de una sola pieza o bien con empalmes sucesivos.

Ventajas

- El material del pilote puede ser inspeccionado antes de introducirlo en el suelo.
- Es estable en suelo exprimible.
- No se daña con el levantamiento del terreno ocasionado por el hundimiento de pilotes adyacentes.
- El procedimiento de construcción no se ve afectado por el agua subterránea.
- Pueden ser llevados fácilmente por encima del nivel del terreno, especialmente en estructuras marítimas.
- Pueden ser hundidos en longitudes muy largas.

Desventajas

- Se pueden romper durante hundimientos dificultosos, o peor aún pueden sufrir daños mayores no visibles en condiciones difíciles de hundimiento.
- No son económicos si la cantidad de material en el pilote depende de los esfuerzos de manejo y hundimiento más que de los esfuerzos de la carga permanente.
- El ruido y la vibración durante el hundimiento pueden causar molestias o daños.

- El desplazamiento de suelo durante el hundimiento de pilotes en grupo puede dañar estructuras adyacentes o causar levantamiento de pilotes adyacentes al levantar el suelo.
- No pueden ser hundidos en diámetros muy grandes.
- No se pueden hundir en condiciones de poco espacio.

4.3.2 PILOTES HINCADOS Y VACIADOS IN SITU

En este caso, se hince en el terreno un tubo de acero con un tapón en su fondo.

Una vez alcanzada la profundidad requerida, se procede a la colocación de la armadura y del hormigón y a la extracción del tubo, bien por tiro directo o con empleo de vibradores.

La entibación se extrae simultáneamente al hormigonado, de modo que siempre quede una altura mínima de hormigón dentro de ella para evitar la entrada de agua y por tanto el sifonamiento del pilote (también el tubo de aceros suelen dejarlo).

Ventajas

- La longitud se puede ajustar fácilmente hasta alcanzar niveles variables en el estrato de carga.
- El tubo se hunde con un extremo cerrado, evitando el paso del agua subterránea.
- Es posible formar una base agrandada en la mayoría de los tipos.
- El material del pilote no está determinado por los esfuerzos de manejo o hundimiento.
- El ruido y la vibración se pueden reducir en algunos tipos.

Desventajas

- Puede ocurrir un desgaste o estrechamiento en el suelo a menos que se tenga mucho cuidado al colar con concreto el cuerpo del pilote.
- El fuste de concreto se puede debilitar si hay un gran flujo de agua artesiana hacia el exterior de éste.
- El concreto no puede ser inspeccionado después de terminado.

- Existen limitaciones en la longitud de hundimiento en la mayoría de los tipos.
- El desplazamiento del concreto puede dañar el concreto de pilotes adyacentes o causar levantamiento de los mismos al levantar el suelo.
- El ruido, la vibración y el desplazamiento del suelo puede causar molestias o daños a estructuras adyacentes.
- No pueden ser utilizados en estructuras de ríos o mares sin adaptaciones especiales.
- No se pueden hundir en diámetros muy grandes.
- No se pueden hacer ampliaciones muy grandes en los extremos.
- No pueden ser hundidos en condiciones de poco espacio.

4.3.3 PILOTES PERFORADOS Y VACIADOS IN SITU

Ventajas

- La longitud puede ser variada fácilmente para adaptarse a las diversas condiciones del suelo.
- El suelo removido durante la perforación puede ser inspeccionado, de ser necesario, se puede muestrear o realizar pruebas in situ.
- Se pueden instalar en diámetros muy grandes.
- Son posibles alargamientos de hasta dos o tres diámetros en arcillas.
- El material del pilote no depende de las condiciones de manejo o hundimiento.
- Se pueden instalar en grandes longitudes.
- Se pueden colocar sin ruido, ni vibración apreciables.
- Se pueden instalar en condiciones de poca altura libre.
- No existe el riesgo de levantamiento del suelo.

Desventajas

- Son susceptibles a desgaste o “estrechamiento” en tierra “exprimible”.
- El concreto no se instala en condiciones ideales y no puede ser inspeccionado luego.
- El agua bajo presión artesiana puede empujar el cuerpo del pilote lavando el cemento.

- No se pueden formar extremos alargados en materiales no cohesivos.
- No se pueden extender fácilmente sobre el nivel del suelo, especialmente en estructuras de ríos y mares.
- Los métodos de perforación pueden aflojar suelos arenosos o gravosos.

4.4 RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL PILOTE (COMO COLUMNA)

Mediante la realización de un análisis teórico-técnico y sobre todo con la ayuda de resultados experimentales, se pudo demostrar que el suelo en que se hince un pilote lo confina lateralmente en toda su longitud, entonces concluimos que el pilote trabaja como una columna corta y son aplicables las formulas deducidas para este tipo de elementos estructurales.

Por lo consiguiente se proponen las siguientes fórmulas:

- **Para pilotes de madera:**

$$R_p = A \cdot f_p \quad (4.1)$$

Donde:

R_p = Carga permisible o de trabajo, en kilogramos.

A = Área de la sección transversal del pilote, en cm^2 .

f_p = Esfuerzo permisible o de trabajo de la madera, en kg/cm^2 .

Si se conocen las propiedades mecánicas de la madera de los pilotes, se podrán realizar ensayos de laboratorio, de esa manera se estimará el valor de f_p en base a esos resultados obtenidos en dichos ensayos.

En caso que no se conozcan las propiedades mecánicas de la madera, se recomienda emplear para el factor f_p un valor medio de 60 kg/cm^2 .

- **Para pilotes de concreto:**

a) En resistencia última:

En caso de elementos con refuerzo lateral en forma de estribos, tenemos:

$$R_{pu} = 0,80\phi[0,85 f'_c \cdot A_c + f_y \cdot A_s] \quad (4.2)$$

En caso de elementos con refuerzo en espiral:

$$R_{pu} = 0,85\phi[0,85 f'c \cdot A_c + f_y \cdot A_s] \quad (4.3)$$

Donde:

R_{pu} = Resistencia ultima de diseño a la carga axial.

$f'c$ = Resistencia especificada a compresión del concreto.

A_c = Área neta de concreto de la sección transversal.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

A_s = Área total del refuerzo longitudinal.

$\phi = 0,70$ para elementos con estribos.

$\phi = 0,75$ para elementos con refuerzo lateral en espiral.

b) En teoría elástica:

El A.C.I. nos recomienda utilizar un 40% de los resultados obtenidos de R_{pu} del inciso a; entonces:

$$R_p = 0,40 \times R_{pu} \quad (4.4)$$

Esta forma es aplicable para pilotes de concreto simple como así también para pilote de concreto reforzado.

4.4.1 FUSTE DEL PILOTE

Es una columna estructural que se encuentra fija en la punta y habitualmente empotrada en la cabeza. La resistencia al pandeo de un pilote depende de numerosos factores: alineamiento, longitud, momento de inercia, y módulo de elasticidad, y sobre todo de la resistencia elástica del suelo que lo rodea. Se ha demostrado tanto en teoría como en la práctica que el soporte lateral del suelo es tan práctico, que únicamente en pilotes considerablemente esbeltos hincados en arcillas muy blandas o en el agua, puede producirse pandeo; entonces los pilotes hincados en arena o en arcilla blanda se proyectan, ordinariamente como si estuvieran arriostrados o se comportarían como columnas cortas; todo esto fue comprobado mediante ensayos de carga en pilotes de 30m de longitud en arcilla blanda. Los pilotes de acero fallaron

por arriba de la superficie del terreno, esto cuando se llega al límite elástico del acero, y el grupo de pilotes de concreto fallaron por fractura por hundimiento, cuando se alcanzó la resistencia a compresión del hormigón.

Lo verdaderamente elemental y que merece razonar es que como limitación de la capacidad del fuste de un pilote, es sin lugar a dudas su construcción incorrecta, principalmente en las uniones de dos componentes de un pilote y a que se origine un ángulo en la alineación del mismo, también puede generarse una disminución de su sección transversal del pilote y una inutilizada resistencia del pilote como columna corta; esta reducción de resistencia del pilote como columna se logra evadir con una minuciosa revisión de los procedimientos constructivos.

4.4.2 PUNTA DEL PILOTE

El comportamiento de las arcillas es más complejo que el de los materiales granulares debido a que se generan presiones intersticiales durante la hincada, se puede producir remoldeo del suelo (pilotes hincados), con el consiguiente cambio de propiedades y se pueden producir procesos de consolidación simultáneamente.

En arcillas blandas ($q_u < 2.5 \text{ kp/cm}^2$), la carga última puede desprejarse la contribución por punta del pilote ya que es pequeña en comparación con la contribución que se obtendrá del fuste.

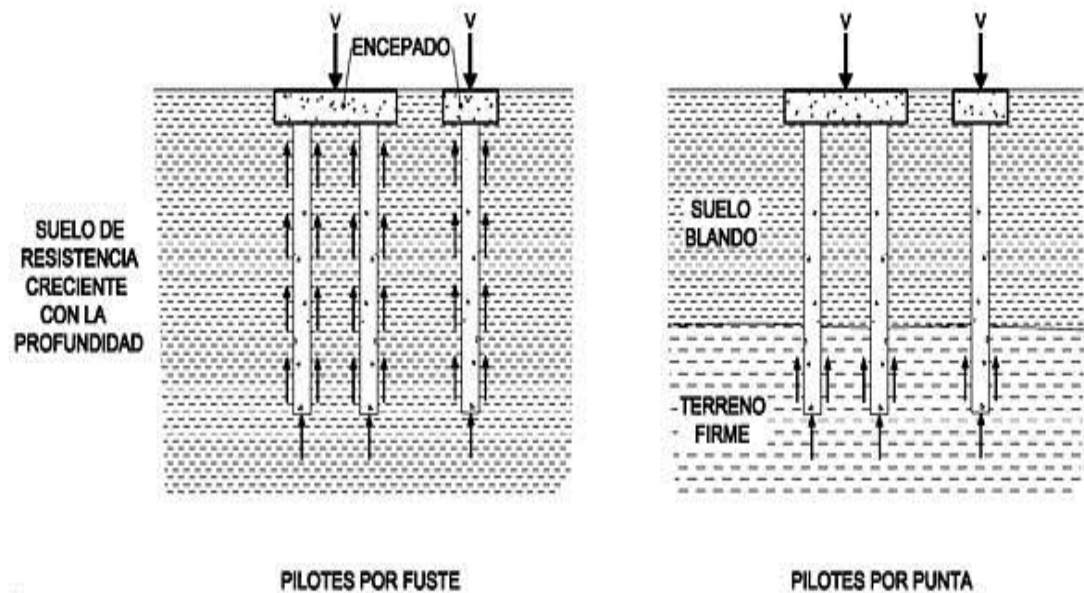


Figura 4.5 Resistencia de pilotes por fuste y punta

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

4.4.3 EFECTO DEL PILOTE EN EL SUELO

El asentamiento, la forma de distribución del esfuerzo, y la capacidad máxima de una cimentación por pilotaje, obedece al efecto del pilote en el suelo.

De acuerdo a la figura 4.6a, tenemos un pilote representado por un cilindro de longitud L y diámetro D .

La excavación altera al suelo cambiando la forma de distribución del esfuerzo; donde el suelo puede ser comprimido hacia adentro, figura 4.6b, desorganizándose la estructura de las arcillas, y de esta manera produciéndose una disminución de la compacidad de las arenas.

En la hincia de un pilote se experimenta una considerable alteración del suelo hacia fuera. La punta del pilote actúa como un pequeño cimientito con un cono de suelo que se forma debajo de ella que perfora hacia abajo obligando al suelo salir hacia los lados en repetidas fallas de capacidad de carga, según figura 4.6c; en el contorno del pilote se forma una franja de alteración que cuenta con un ancho de D a $2D$. Dentro

de esta zona se origina una reducción de la resistencia de cohesión de las arcillas saturadas.

El desplazamiento que se produce en la hincada de los pilotes provoca dos efectos. El primero, se origina un levantamiento del terreno en los suelos de arcilla saturada, este levantamiento ocasionalmente empuja lateralmente 30 o 60 cm los pilotes hincados anticipadamente o eleva el área del terreno una cantidad correspondiente al volumen de suelo desplazado.

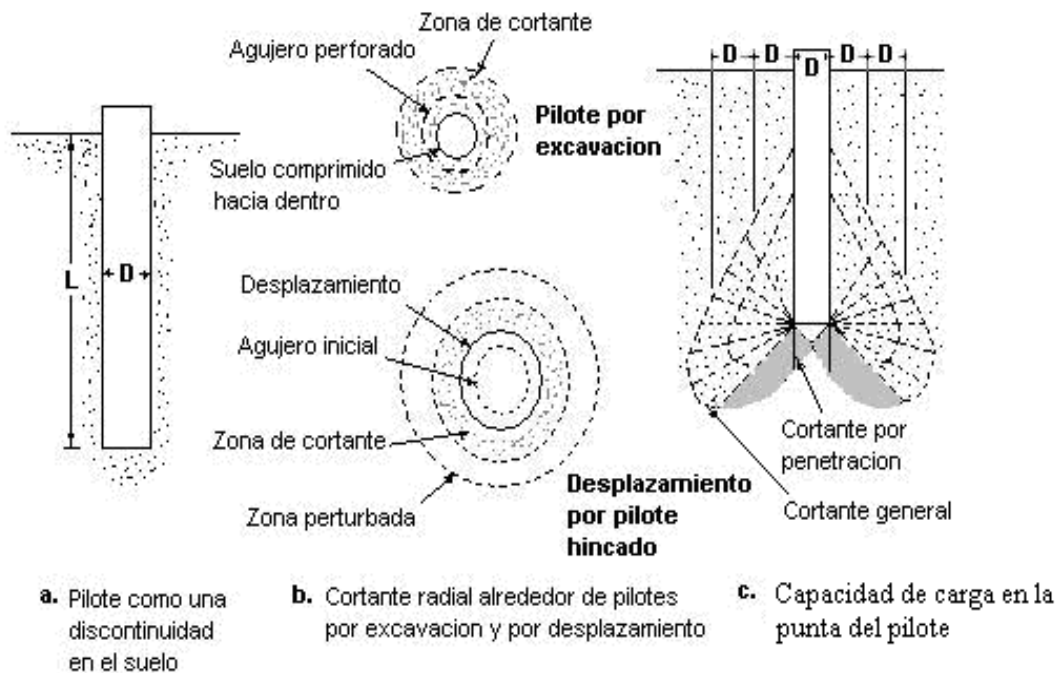


Figura 4.6 Efecto producido en el suelo por un pilote durante la hincada

Fuente: Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones

El segundo, se establece una potente presión lateral en la superficie; la presión lateral total en arcilla saturada, puede ser como dos veces la presión vertical total de la sobrecarga de tierra; en estas arcillas existe indicaciones de presiones aún mayores, como por ejemplo el aplastamiento de pilotes de tubo abierto de paredes delgadas o de camisa de acero. La presión para este tipo de arcillas, es en su mayor parte, esfuerzo neutro, lo que provoca una caída de la presión lateral hacia su valor inicial, que es un tanto menor que la presión de sobrecarga de tierra.

En el proceso de hincado de pilotes con martillo, se ocasiona choque y convulsión que se transmite, a través del terreno, a las estructuras adyacentes, esto puede convertirse en un gran problema con los colindantes.

4.4.4 ENSAYO DE CARGA

Generalmente, el procedimiento más decisivo para determinar la capacidad de carga de un pilote, *es el ensayo de carga*. Estos ensayos de carga se realizan para establecer la carga máxima de falla de un pilote o grupo de pilotes, o para establecer si un pilote o grupo de pilotes está preparado para soportar una carga sin un continuo y descomunal asentamiento.

Habitualmente la capacidad de carga en todos los pilotes, exceptuando los hincados hasta la roca, no alcanza su valor máximo hasta después de un tiempo de reposo; las secuelas de estos ensayos de carga, no nos dan seguridad acerca del funcionamiento de los pilotes, salvo que dichos ensayos se los realice luego de un periodo de ajustes. Si se trata de pilotes hincados en suelo permeable, este tiempo es de dos o tres días aproximadamente, el mismo que se prolonga por más de 30 días, para pilotes sitiados total o parcialmente por limo o arcilla.

Los ensayos de carga se los ejecuta montando una plataforma en la cabeza del pilote o grupo de pilotes (figura 4.7a), en la que se coloca la carga, que puede ser de hierro, bloques de concreto, agua o arena.

Para efectuar un ensayo de forma más segura y fácilmente controlable, se emplean, para aplicar la carga, gatos hidráulicos de gran capacidad calibrados esmeradamente (figura 4.7b). Una de las ventajas del uso de gatos hidráulicos, es que la carga sobre el pilote se puede modificar rápidamente a un costo muy bajo.

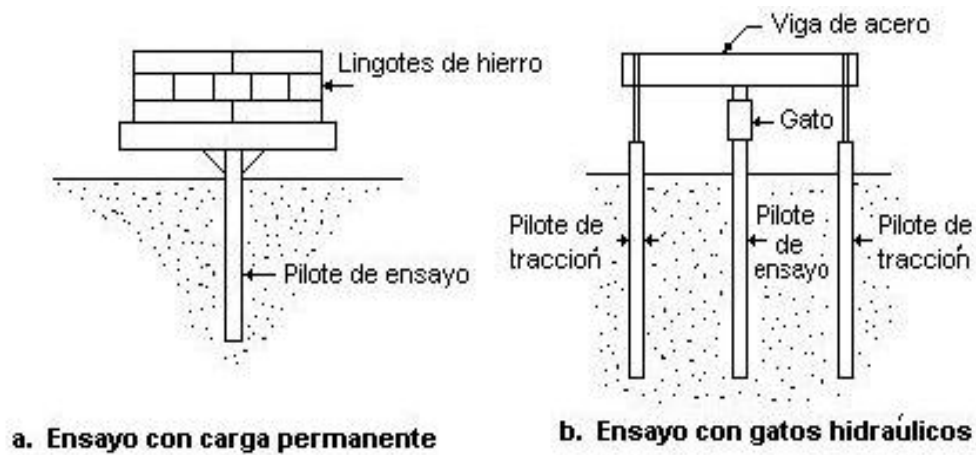


Figura 4.7 Ensayo de carga en un pilote

Fuente: Cimentaciones diseño y construcción

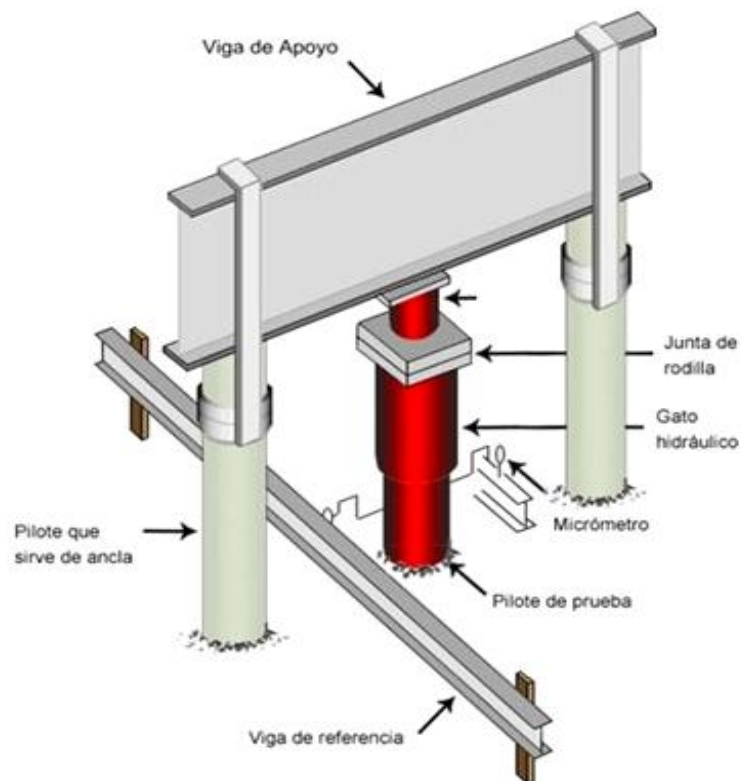


Figura 4.8 Ensayo de carga con gato hidráulico (asiento medido con micrómetro)

Fuente: Comportamiento de pilotes en suelos colapsables

Los asentamientos se calculan con la ayuda de un nivel de precisión, o preferentemente, con un micrómetro montado en un poste independiente como se indica en la figura 4.8.

Para la aplicación de las cargas, se lo realiza en incrementos que se hallen en un quinto o en un cuarto de carga del pilote que se tenga determinada para el proyecto, esto hasta que se origine la falla, luego se experimenta una reducción de la carga a cero, por decrementos; cada adición de carga que se designa se mantiene invariable y se tiene que calcular el asentamiento a intervalos uniformes, hasta conseguir una velocidad menor que 0.013 mm por hora. Por último se traza la curva de asentamientos finales-carga.

CAPÍTULO V

CRITERIOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES

5.1 COMPORTAMIENTO DE UN GRUPO DE PILOTES

Habitualmente los pilotes se ubican en grupo debajo de las cimentaciones, correspondientemente con una separación pequeña entre ellos; es de gran importancia considerar la acción del grupo de pilotes. Es muy interesante cuando se usan pilotes de “fricción” y cuando los suelos subyacentes a los estratos resistentes, en que descansan las puntas de los pilotes resistentes “por la punta”, son compresibles, entonces veremos una combinación de resistencias tanto por fricción y por punta.

El comportamiento de un grupo de pilotes puede no estar relacionado directamente al de los pilotes aislados, sujetos a la misma carga por pilote en el mismo depósito.

De particular importancia son las contribuciones relativas de la fricción lateral y de la punta, para la capacidad total de un solo pilote que llega a un estrato firme, en comparación con las contribuciones correspondientes en un grupo de pilotes que llegue al mismo estrato. Cuando se carga un solo pilote, como en una prueba de carga, una gran parte de su apoyo puede deberlo al suelo que se encuentra a lo largo de su fuste, por fricción lateral, aunque el suelo sea relativamente débil y compresible. Si el mismo pilote tiene muchos vecinos, a los que el suelo que lo rodea proporciona apoyo, el esfuerzo acumulado en todo el bloque de suelo en que esta encajado el grupo puede tender gradualmente a comprimir el suelo y, por lo tanto, permitir que los pilotes se hundan, cuando menos ligeramente, con lo que una porción mayor de la carga transmite directamente de los pilotes al estrato firme. En los grupos grandes, la mayor parte de la carga puede, tarde o temprano, quedar apoyada en la punta, cualquiera que sea la magnitud de la fricción lateral, que haya podido desarrollarse a elevaciones mayores alrededor de un solo pilote en una prueba de carga.



Fotografía 5.1 Construcción de un grupo de pilotes perforados

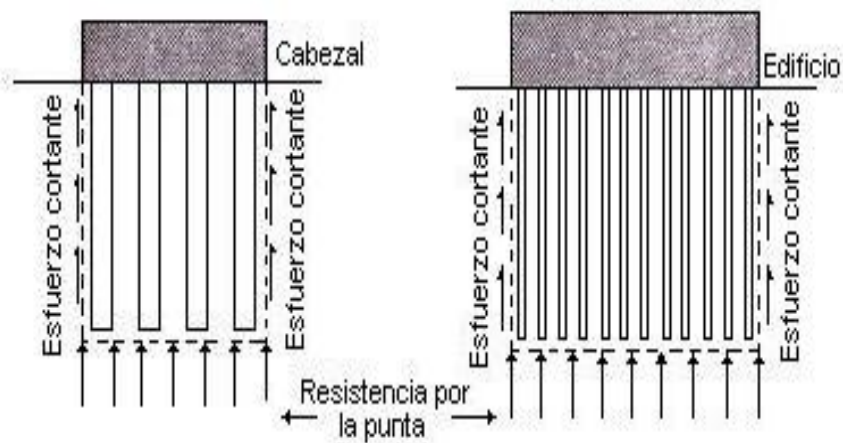
5.1.1 CAPACIDAD DE CARGA DE UN GRUPO DE PILOTES

Se calcula suponiendo que el grupo de pilotes forma una gran cimentación, cuya base está al nivel de las puntas de los pilotes y cuyo ancho y largo, son el ancho y largo del grupo de pilotes (figura 5.1a). De donde expresamos que la capacidad del grupo de pilotes es la suma de la capacidad de carga de la base de la *cimentación*, mas la resistencia a esfuerzo cortante a lo largo de las caras verticales del grupo que conforma la *cimentación*.

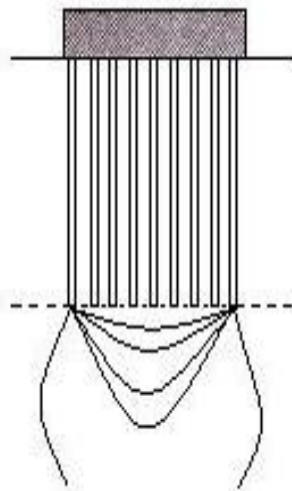
Tabla 5.1 Capacidad portante de diferentes tipos de pilotes

TIPO DE PILOTE	CAPACIDAD PORTANTE P(Tm)	LONGITUD USUAL H (m)
Madera	15 a 30	12 a 15
Acero seccion H	50 a 90	18 a 30
Acero seccion tubular	60 a 100	30 a 40
Prefabricados de concreto armado	40 a 80	15 a 25
Vaciados in situ	30 a 90	20 a 30
Mixtos y combinados	100 a 500	30 a 45
De bulbo	300 a 800	40 a 50

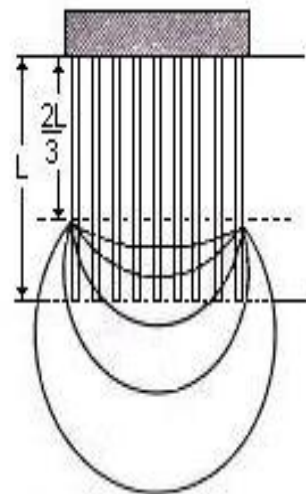
Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones



- a. Capacidad de carga de grupo de pilotes, basada en la resistencia del área total que delimita el grupo de pilotes en la punta de los mismos y en el esfuerzo cortante en las caras del grupo



- b. Esfuerzos debajo de un grupo de pilotes que resisten por la punta



- c. Esfuerzos debajo de un grupo de pilotes de fricción. El asentamiento se calcula solamente en los estratos situados por debajo de las puntas de los pilotes

Figura 5.1 Método aproximado para analizar la capacidad y el asiento de un grupo de pilotes, suponiendo que el grupo actúa como una sola cimentación

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Cuando la longitud del pilote es por lo menos diez veces el ancho del grupo, se utilizan factores para cimentación profunda; y cuando el suelo es homogéneo, en todos los otros casos se usan los factores para cimentaciones poco profundas. El esfuerzo cortante alrededor del perímetro del grupo de pilotes, es igual a la resistencia del suelo, determinada sin tomar en cuenta ningún incremento de presión lateral debido al desplazamiento producido por el pilote, multiplicada por el área de la superficie lateral del grupo. Los ensayos en modelos nos demuestran que la verdadera capacidad del grupo es siempre levemente menor que la calculada, esta diferencia esta considerablemente incluida dentro del factor de seguridad de 2.

5.1.2 EFICIENCIA DEL GRUPO DE PILOTES

Se representa como e , y es la relación entre la capacidad del grupo Q_g y la suma de las capacidades del número de pilotes, n , que conforman el grupo:

$$e_g = \frac{Q_g}{nQ_o} \quad (5.1)$$

Ninguna de las fórmulas empíricas que se han deducido para determinar la eficiencia del grupo de pilotes, ha demostrado ser realmente válida. Entonces la eficiencia se debiera evaluar por la capacidad del grupo, mediante la ecuación (5.1). La capacidad del grupo aumenta con la separación entre pilotes, entre tanto la capacidad individual del pilote, en arcilla, no aumenta. Si trazamos la curva de la eficiencia teórica contra el espaciamiento (figura 5.2), se verá que la capacidad del grupo es igual a la suma de las capacidades individuales para el espaciamiento óptimo y una eficiencia de 1, el espaciamiento óptimo, S_o , para pilotes largos en arcilla y la eficiencia, e , del grupo para el espaciamiento óptimo están representados de la manera que sigue:

$$S_o = 1.1 + 0.4n^{0.4} \quad (5.2)$$

$$e = 0.5 + \frac{0.4}{(n - 0.9)^{0.1}} \quad (5.3)$$

La distancia centro a centro de los pilotes, S_o , típica, es de 2 a 3 diámetros.

Los ensayos de modelos en arcillas nos muestran que la eficiencia efectiva con el espaciamiento óptimo es algo menor que 1 (varía entre 0.84 a 0.90) y que se incrementa lentamente a espaciamientos más grandes. Si consideramos que la eficiencia real es 1 con el espaciamiento óptimo, esto no nos ocasiona graves consecuencias porque al proyectar generalmente se usa un factor de seguridad de 2.

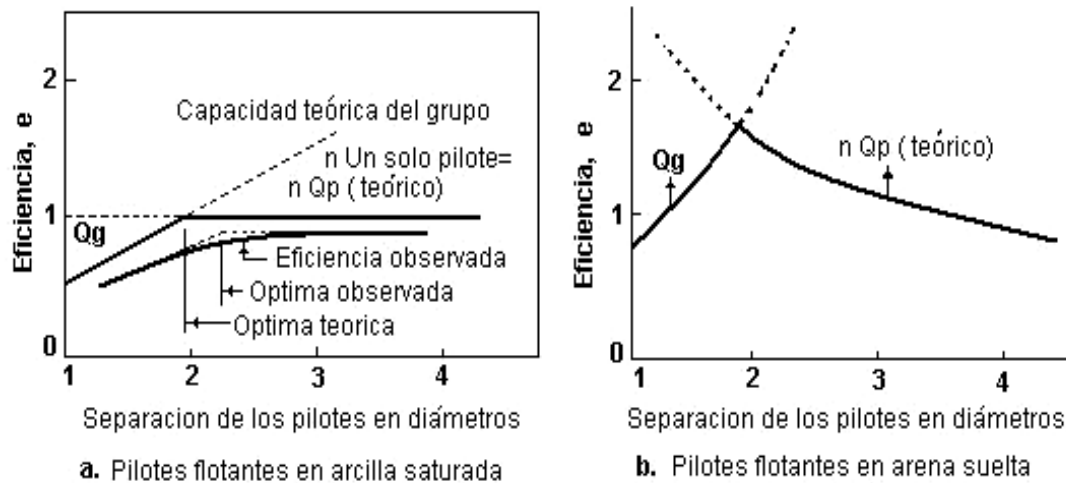


Figura 5.2 Eficiencia de los grupos de pilotes largos, de fricción

Fuente: Transferencias de cargas en pilotes perforados en arcilla rígida

La capacidad del pilote individual, para pilotes en suelos no cohesivos se acrecienta al reducirse el espaciamiento, debido al incremento de resistencia del suelo por la compactación. Según figura 5.2b, el espaciamiento óptimo es muy pequeño y posee una eficiencia mayor que 1, pero no podemos hincar pilotes tan cerca unos de otros. Normalmente utilizamos espaciamientos de 2.5 a 4 diámetros centro a centro.

5.1.3 ASENTAMIENTO DEL GRUPO DE PILOTES

Para un pilote individual dentro de un grupo, se encuentra usualmente que el asentamiento del pilote debido a la influencia de los pilotes vecinos excede al asentamiento producido por la carga en el pilote. De este modo, aunque el asentamiento de un pilote individual pueda parecer pequeño en un ensayo de carga, el

asentamiento de una estructura apoyada en un grupo de pilotes similares puede ser bastante grande.

Dicho asentamiento es producido por la consolidación de los estratos de suelo, establecidos debajo de las puntas de los pilotes; este asentamiento sobrepasará al de un pilote aislado que sostenga la misma carga que cada uno de los del grupo, a excepción que los pilotes estén apoyados en roca o en un estrato grueso de suelo incompresible (figura 5.3 a y b).

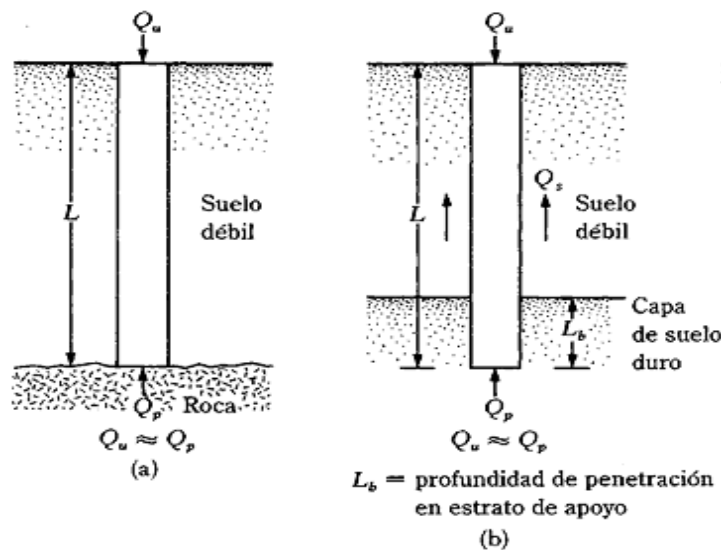


Figura 5.3 Pilotes resistentes por punta

Fuente: Comportamiento de pilotes en suelos colapsables

Para calcular el asentamiento, al igual que para calcular la capacidad de carga, suponemos que el grupo de pilotes representa una cimentación gigantesca; cuando se nos presenta pilotes de resistencia por la punta (figura 5.3), en este caso la base del cimiento imaginario se supone que está al nivel de las puntas de los pilotes, como se indica en la figura 5.1b, y los esfuerzos se calculan sobre esa base. Cuando los pilotes se sustentan por fricción, los esfuerzos por debajo del cimiento se determinan presumiendo que la carga del grupo entero se introduce en el suelo a una profundidad que varía entre la mitad y las dos terceras partes de la longitud de los pilotes (figura 5.1c). El asentamiento de los estratos de suelo situados debajo de las puntas de los

pilotes se estima a partir de estos esfuerzos. Son aproximados estos cálculos en el mejor de los casos y frecuentemente dan asentamientos mayores que los observados; sin embargo pueden indicar cuándo es probable que se presenten dificultades debido a este inconveniente.



Fotografía 5.2 Asentamiento producido en un grupo de pilotes

Es muy difícil determinar los asientos mediante métodos sencillos de cálculo. Lo más apropiado es realizar pruebas de carga (como se explico en el capitulo anterior), lo que puede resultar muy costoso.

La comprobación de asientos es innecesaria en pilotes columna sobre roca, en arenas densas y en arcillas duras.

Por último, puede ser conveniente y a la vez fácil de hacer, calcular los asientos de un grupo de pilotes como si se tratara de una cimentación equivalente. Para ello puede tomarse una zapata equivalente apoyada a profundidad de $(2/3)L$ y con superficie la del grupo de pilotes.

5.2 CARGAS ÚLTIMAS EN PILOTES PERFORADOS EN ARCILLA RÍGIDA

Veremos algunos aspectos que consideramos de gran importancia:

5.2.1 FRICCIÓN SUPERFICIAL A LO LARGO DEL PILOTE

La capacidad de carga de pilotes hundidos en materiales tal el caso de *arcilla rígida*, se obtiene por la suma de la fricción superficial, entre la superficie del pilote y el suelo, y la resistencia última. La fricción superficial no necesariamente es igual a la cohesión del terreno, ya que el hundido de un pilote a un suelo arcilloso puede alterar las características físicas de éste hasta una extensión importante. La fricción superficial también depende del material y de la forma del pilote.

Los pilotes hincados con gato hidráulico en el terreno causan el desplazamiento del suelo; como resultado tiene lugar la consolidación y el agua de poro se exprime hacia el exterior bajo las presiones laterales impuestas cuando los pilotes son forzados contra el terreno.

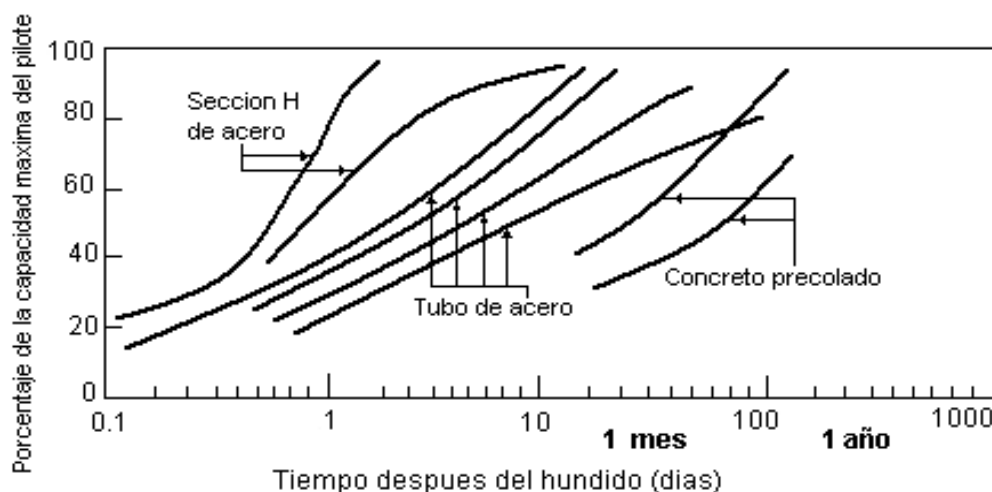


Figura 5.4 Aumento de la capacidad de soporte de los pilotes hundidos en arcillas de suaves a rígidas

Fuente: Transferencias de cargas en pilotes perforados en arcilla rígida

Esta agua de poro tarda algún tiempo en disiparse, la consolidación del suelo es relativamente lenta, y el levantamiento de la superficie del terreno es inevitable en las

primeras etapas después del hundimiento. Al proceder la consolidación, el exceso del agua de los poros se disipa hacia el suelo circundante o hacia el material del pilote, y la superficie de suelo levantada vuelve a su lugar.

La figura 5.4 muestra el incremento en la capacidad de carga con el tiempo en pilotes hincados en arcillas; veremos que en la mayoría de los casos se logró el 75% de la capacidad de carga última dentro de 30 días después del hundimiento.

Cuando los pilotes son hundidos en arcillas sobreconsolidadas, el suelo se rompe y se levanta alrededor del pilote; se observa que una capa de arcilla de las zonas más suaves, contiguas a la superficie del terreno, se adhiere al cuerpo del pilote siguiendo el movimiento descendente y el rebote del suelo con cada golpe del martillo, se forma también un orificio alargado en la parte superior del eje debido a la vibración lateral del pilote bajo los golpes del martillo.

Algunos expertos reunieron información, los cuales establecen una relación entre el factor de adhesión y la fuerza cortante de arcilla no drenada para tres condiciones diferentes como se ilustra la figura 5.5. Los factores de adhesión más altos se presentan en el caso 1, en el cual los pilotes son hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta arcilla. Se tiende a formar una abertura entre el pilote y la arcilla que es rellena con material granular arrastrado hacia abajo sin perder fricción superficial, mientras más alta la penetración en la arcilla, menor será el efecto del material granular, con la consecuente reducción en el factor de adhesión. Lo contrario ocurre en el caso 2 (arcilla suave sobre arcilla rígida), donde la suave arrastrada hacia abajo posee un efecto reblandeciente en la fricción superficial.

Cuando más pequeña sea la profundidad de la penetración en la arcilla rígida mayor será la reducción proporcional en la fricción superficial. Para el tercer caso (pilotes hundidos en arcilla firme a rígida sin ningún estrato diferente sobre el), se presenta una abertura alrededor de la parte superior del pilote, y no se activa ninguna fricción superficial, mientras menor sea la penetración y mayor la rigidez de la arcilla, mayor será el efecto de la abertura.

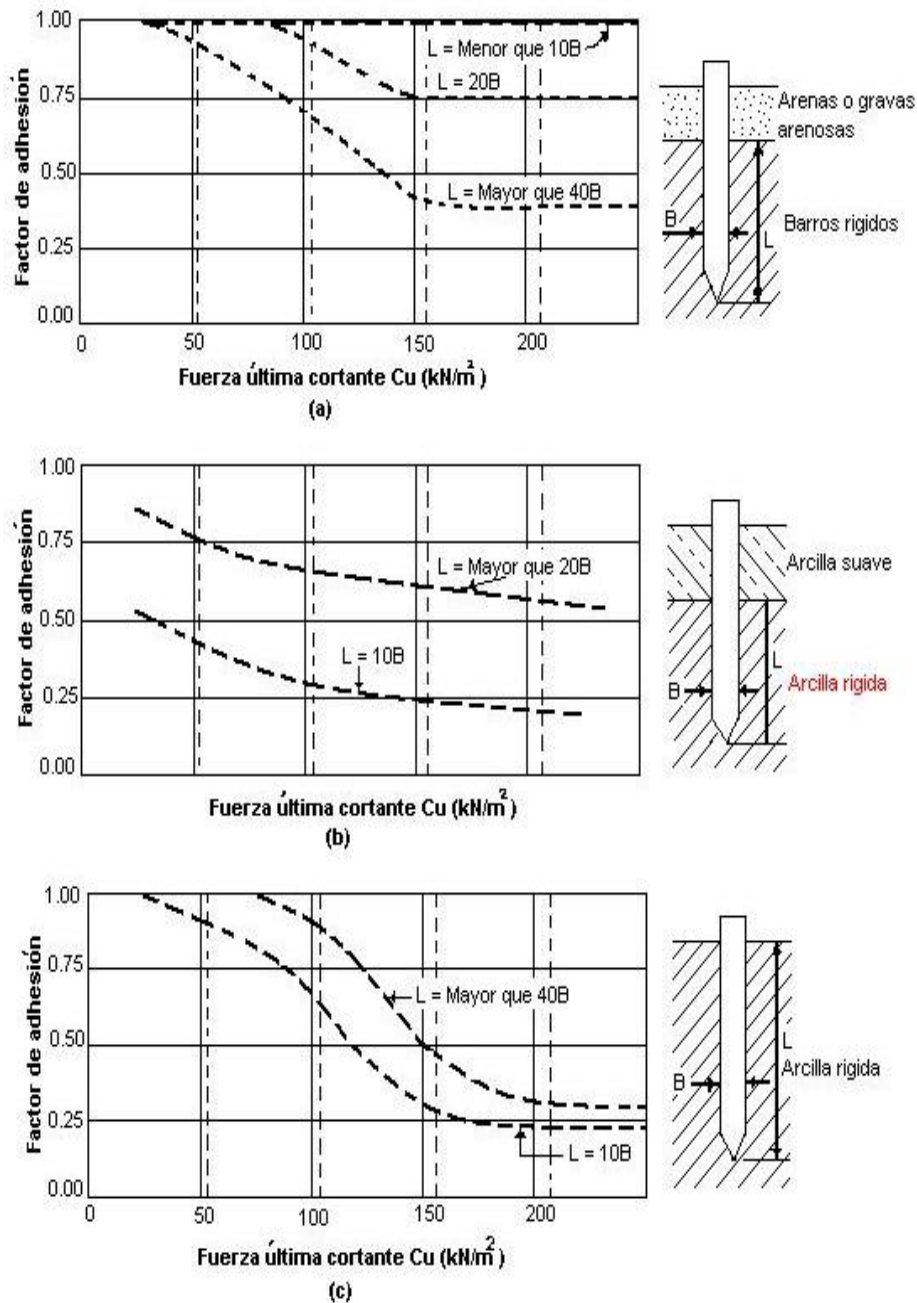


Figura 5.5 Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla

- a) Caso 1: Pilotes hundidos a través de las arenas sobre gravas arenosas
- b) Caso 2: Pilotes hundidos a través de una capa superior de arcilla débil
- c) Caso 3: Pilotes sin una capa superior diferente

Fuente: Transferencias de cargas en pilotes perforados en arcilla rígida

Las pruebas de pilotes sobre arcilla London ejecutadas por Meyerhof, mostraron que nueve meses después del hundimiento, las cargas últimas sobre pilotes de

concreto precolado eran únicamente del 80 al 90% de las cargas últimas un mes después del hundimiento. Se pudo notar una reducción similar en la capacidad de carga en los pilotes hundidos sobre arcillas rígidas fisuradas en Dinamarca, después de 130 días.

Las curvas de diseño de la figura 5.5 se aplican principalmente a pilotes que soportan una carga ligera a moderada llevada a una penetración relativamente superficial dentro del estrato de carga. En estas condiciones, los suelos superficiales que se encuentran encima del estrato de carga tienen gran influencia en la fricción superficial desarrollada abajo. Cuando se sostienen cargas pesadas, tal es el caso de pilotes de plataformas marinas petroleras, los pilotes se hunden muy profundamente dentro del estrato de carga.

5.2.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE SOPORTE

La capacidad última de soporte de los pilotes hundidos en arcilla rígida, es igual a la suma de la resistencia última de carga con la fricción superficial de la parte del pilote en contacto con el suelo. Esta resistencia última se la obtiene de la siguiente forma:

$$Q_b = N_c \cdot c_b \cdot A_b \quad (5.4)$$

Donde:

C_b = la fuerza de cortante no alterada en la base

A_b = área de la punta

N_c = factor de carga de suelo

El factor de capacidad de carga N_c (capítulo II), se puede considerar igual a 9, siempre y cuando el pilote sea hundido al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga. La fuerza de cortante c_b en la base del pilote se toma como la fuerza cortante no alterada considerando que se da tiempo para una recuperación del remoldeo a condiciones de fuerza cortante no alterada. Para el caso de arcillas fisuradas rígidas, c_b se debe tomar como representativo de la fuerza fisurada, esto es, el rango más bajo de valores, si existe un espaciamiento apreciable en los resultados de la fuerza cortante. No se debe tomar en cuenta la reducción ocasionada por *deformación*-

reblandecimiento, ya que este efecto está restringido a la cara de contacto entre el pilote y el suelo.

La fricción superficial del pilote se obtiene como sigue:

$$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot A_s \quad (5.5)$$

Donde:

α = factor de adhesión (véase la figura 5.5)

C_u = promedio de la fuerza cortante no alterada de la arcilla adyacente al cuerpo del pilote.

A_s = área de la superficie del cuerpo del pilote.

Si se presentan arcillas uniformes, o arcillas que incrementan progresivamente su fuerza cortante con la profundidad, el valor promedio de la fuerza cortante sobre la longitud total del pilote se toma por cd. Cuando existe arcilla en capas de consistencia apreciablemente diferente, tal el caso de la arcilla suelta sobre la rígida, entonces la fricción superficial se calcula por separado para cada capa utilizando el factor de adhesión apropiado para la fuerza cortante. Para pilotes sobre arcillas que se contraen, se debe considerar una tolerancia para la arcilla que se contrae hacia fuera del pilote dentro de la zona sujeta a dilatación y contracción por temporada.

La carga de trabajo para todos los pilotes es igual a la suma de la resistencia de la base y a la fricción del fuste del pilote dividida entre un factor de seguridad adecuado tomando en cuenta el rango de los factores de adhesión (figura 5.5).

Un factor de 2 ½ es prudente en esta suma:

$$\text{Carga permisible, } Q_a = \frac{Q_b + Q'_s}{2.5} \quad (5.6)$$

Donde Q'_s es el factor de superficie calculado con los factores expuestos en la figura 5.5 utilizando la fuerza cortante promedio; además Q_a no debe ser superior a:

$$\frac{Q_b}{3} + \frac{Q''_s}{1.5} \quad (5.7)$$

Donde Q''_s es la fricción superficial calculada con los factores de adhesión de la figura 5.5 utilizando el rango más bajo de la fuerza cortante. Es lógico tomar un factor de seguridad igual a 1.5 de la fricción superficial, ya que su valor pico, en un pilote sobre arcilla se adquiere de un asentamiento de tan solo 3 a 8 mm, considerando que la resistencia de la base requiere de un mayor asentamiento para obtener una movilización íntegra.

5.3 MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

Contamos con dos métodos o formas fundamentales para evaluar la carga última, y en efecto, la carga de trabajo, que puede tolerar un pilote:

- ❖ Método estático.
- ❖ Método dinámico.

5.3.1 MÉTODO ESTÁTICO

Este método considera la resistencia por apoyo de la punta, y también la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, y se lo expresa de la manera que sigue:

$$R_t = R_p + R_f \quad (5.8)$$

En donde:

R_t = Resistencia total ultima del pilote

R_p = Resistencia última por apoyo en la punta

R_f = Resistencia última por fricción en la superficie lateral del pilote

Para calcular la capacidad última de carga de los pilotes, o sea R_p y R_f , Terzaghi ha planteado las siguientes expresiones:

Para el cálculo de R_p se tiene:

Para pilotes cuadrados:

$$R_p = B^2 (1.3C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.4\gamma \cdot B \cdot N_\gamma) \quad (5.9)$$

Para pilotes circulares:

$$R_p = \pi \cdot r^2 (1.3C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.60 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_\gamma) \quad (5.10)$$

En donde:

B = Lado de la sección transversal cuadrada del pilote, en metros.

r = Radio de la sección transversal circular del pilote, en metros.

C = Cohesión del terreno, en Tm/m^2 .

D_f = Profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie del terreno, en metros.

N_c , N_q , y N_γ = Son factores que dependen del ángulo de fricción (capítulo II).

γ = Peso volumétrico del suelo, en Tm/m^3 .

Tabla 5.2 Fricción lateral de los suelos

TIPO DE SUELO	FRICCION LATERAL Tm/m^2
Arcilla suave y limo	1.0 - 2.0
Limo arenoso	2.0 - 5.0
Arcilla rígida	4.0 - 10.0
Arena suelta	2.0 - 3.0
Arena densa	3.0 - 10.0
Grava compacta	5.0 - 10.0

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Tabla 5.3 Pesos volumétricos de los suelos

DESCRIPCIÓN DEL SUELO	PESOS VOLUMÉTRICOS		
	SECO	SATURADO	SUMERGIDO
	γ_s . en Tm/m ³	γ_{sat} . en Tm/m ³	γ_{sum} . en Tm/m ³
Grava húmeda	1.70	2.00	1.00
Arena uniforme suelta	1.43	1.89	0.89
Arena uniforme densa	1.75	2.09	1.09
Arena graduada suelta	1.59	1.99	0.99
Arena graduada densa	1.89	2.16	1.16
Material de acarreo, muy bien graduado	2.12	2.32	1.32
Arcilla suave	1,4	1.77	0.77
Arcilla rígida	1,75	2.07	1.07
Arcilla orgánica suave	1,2	1.58	0.58
Arcilla orgánica muy suave	1	1.43	0.43
Bentonita suave	0,9	1.27	0.27

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Determinados valores del peso volumétrico y de la fricción lateral para condiciones medias se pueden conseguir de las tablas 5.2 y 5.3.

Un pilote puede sobrellevar una fuerza horizontal igual al área de su sección transversal, en centímetros cuadrados, y dicho valor asimilarlo en kilogramos como carga horizontal por pilote; así por ejemplo un pilote de 30 cm por 30 cm, representa un área de 900 cm², por lo que se deduce que este pilote puede sobrellevar una fuerza horizontal de 900 Kg.

Es muy posible que se nos presente suelos combinados, en estos casos para determinar sus propiedades, se lo puede realizar promediando las que le correspondan a los elementos integrantes.

Así tenemos para el cálculo de R_f :

$$R_f = A_1 \cdot F_1 + A_2 \cdot F_2 + A_3 \cdot F_3 + \dots A_n \cdot F_n \quad (5.11)$$

Donde:

$A_1, A_2, A_3 \dots A_n$ = Área lateral del pilote en los estratos 1,2,3, etc.

$F_1, F_2, F_3 \dots F_n$ = Valor último de la fricción en la superficie lateral del pilote en los estratos 1, 2, 3, etc.

Las fórmulas anteriores, como se ha podido notar nos proporcionan la capacidad última que puede soportar el pilote, por lo que a su soporte en el terreno se refiere.



Fotografía 5.3 Pilote construido “in situ” (Una vez perforado el hoyo, se coloca el armazón del pilote)



Fotografía 5.4 Vaciado de concreto, con una resistencia medida en cono de Abrams de 10 a 15cm (pilote construido “in situ”)

Este método está referido a los pilotes que se hincan con una anticipada perforación, pudiendo ser pilotes prefabricados o contruidos in situ.

5.3.2 CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA DE LOS PILOTES POR EL PROCEDIMIENTO DINÁMICO

El método dinámico para calcular la capacidad de carga en pilotes, se fundamenta en el trabajo que se requiere para hincar el pilote por los golpes de un martinete; por lo que solamente se aplica a pilotes que se hincan por este método.

Los factores que intervienen en la estimación de la capacidad de carga de pilotes por el método dinámico son muy diversos y muy complejos, lo cual hizo que se propongan un gran número de fórmulas semiempíricas.

Estas fórmulas semiempíricas solo proporcionan estimaciones de la capacidad del pilote, que incluso pueden tener errores muy considerables, entonces se tiene que optar por una formula de estructura sencilla y de fácil aplicación, como es la fórmula de Rabe, que a continuación se presenta:

$$R = \frac{M \cdot F \cdot D}{S + C} \cdot \frac{W}{W + \frac{P}{2}} \cdot B \quad (5.12)$$

Donde:

R= Capacidad de carga permisible para el pilote en libras con un factor de seguridad aproximado de 2

M= Factor de eficiencia del martinete

F= WH para un martinete de caída libre o de vapor de acción simple, en libras-pie

F= Energía nominal indicada por el fabricante del equipo de hincado, cuando el martinete sea de vapor de doble acción o de acción diferencial, expresada en libras-pie

W= Peso de las partes del martinete que intervienen en el golpe, en libras

H= Altura de caída de peso W en pies

D= Factor de corrección para pilotes inclinados

S= Penetración media del pilote durante los últimos golpes, en pulgadas por golpe

C= Perdida temporal de compresión, en pulgadas

P= Peso del pilote incluyendo el cabezal de hincado, en libras

$B = B_s \cdot B_t \cdot B_c$ es un factor de corrección que incluye el tipo de suelo, la longitud del pilote y su sección transversal, respectivamente.

El factor M de eficiencia del martinete se obtiene de la tabla 5.4.

El factor D, de inclinación de los pilotes, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$D = \frac{1 - UG}{\sqrt{1 + G^2}} \quad (5.13)$$

Donde U es un coeficiente de fricción especificado en la tabla 5.4, y G es la inclinación del pilote, expresada en forma de talud, como se muestra en las figuras 5.6a y b, o sea como 1/4 o 1/3, etc.

Tabla 5.4 Valores de coeficientes para distintos tipos de martinetes

Tipo de martinete	<i>M</i>	<i>U</i>	<i>C</i>	Mínimo		Máximo	
				<i>N</i>	<i>J</i>	<i>N</i>	<i>J</i>
Martinetes de caída movida por cable.	4	0.2	0.25	0.3	1.4	0.8	2.2
Martinetes de caída libre.	4.7	0.2	0.25	0.3	1.4	0.8	2.2
Martinetes de vapor de acción simple o de aire. (Tipo Vulcán)	5.0	0.1	0.15	0.18	1.2	0.45	1.8
Martinete de vapor, aire o de vapor diferencial. (Tipo Vulcán)	5.2	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8
Martinetes de vapor, de aire, de doble acción o diesel. (Tipo Mckiernan Terry)	6.0	0.05	0.15	0.16	1.2	0.4	1.8

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

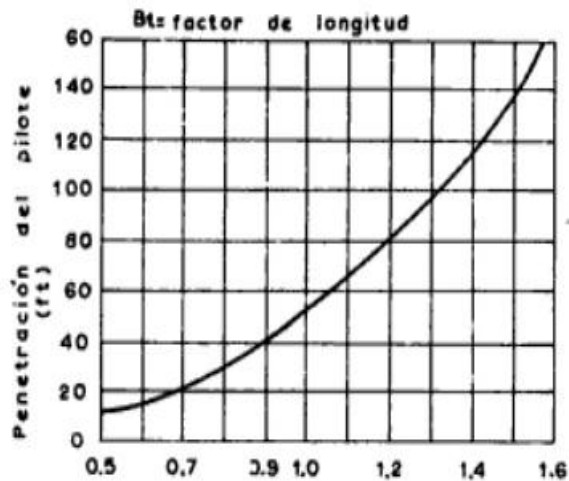
Tabla 5.5 Valores de Bs para diferentes tipos de suelos

	Bs
Arcilla plastica o limo muy humedo, suelo muy pobre	0,25
Arcilla o limo suave, suelo mas bien pobre	0,5
Arcilla o limo medio, suelo de regular calidad	0,7
Arcilla o limo duro, arena, grava suelta, buen suelo	0,85
Limo arenoso denso, arena o grava moderadamente compacta, suelo muy bueno	1,0
Arena o grava muy compacta, pizarra, excelente material de cimentacion	1,25

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Nota:

1. Interpólese los valores dados de B_s si es necesario.
2. B_s depende solamente de la clase de suelo penetrado. No se aumente B_s si la punta llega a ponerse en contacto con roca.
3. Si la arcilla o el limo húmedo tienen buena adherencia, con el pilote puede aumentarse B_s sin que ese aumento exceda del 25% del valor dado.
4. Si hay piedras en el suelo, redúzcase B_s en una cantidad que dependerá de que la posibilidad de que el pilote sea detenido por el contacto con las piedras, esta reducción no deberá exceder del 25% del valor dado en la tabla.
5. Si el pilote penetra a través de diferentes clases de suelo (como ocurre de forma normal), estímesese un valor medio pesado de B_s para toda la longitud de penetración, dando un peso considerablemente mayor para el suelo cerca de la punta que para el de arriba.



GRAFICA A

Figura 5.6a

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

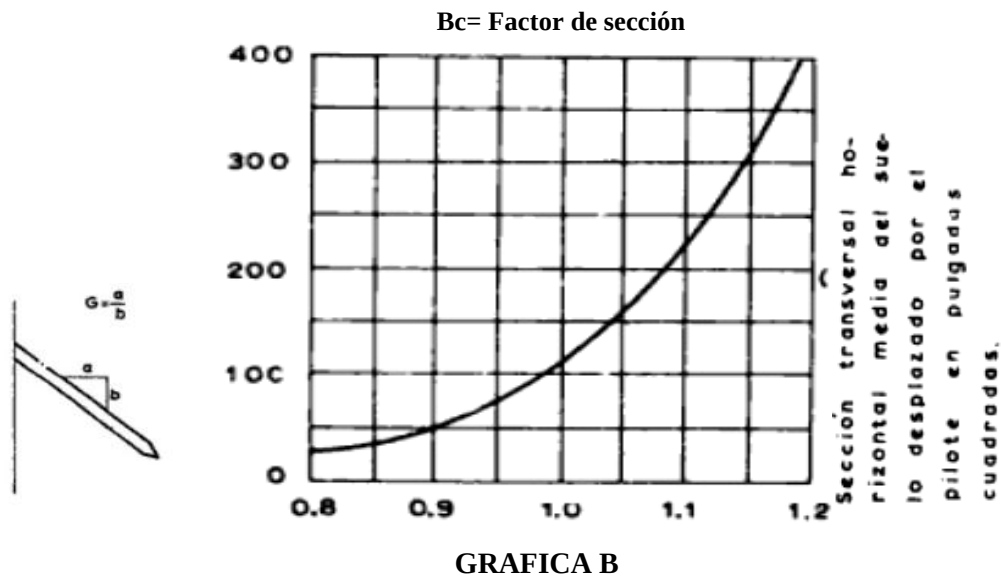


Figura 5.6b

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

El factor de suelo B_s se obtiene de la tabla 5.5, tomando en cuenta la nota adjunta.

El factor de longitud B_t , se encuentra en la gráfica A, ilustrada en la figura 5.6a.

El factor B_c de sección transversal del pilote se obtiene de la grafica B de la figura 5.6b.

El martillo de los martinetes del tipo Vulcan (tabla 5.6), como el martinete de acción sencilla mostrado en la figura 5.7a, golpea un amortiguador colocado en la base del martinete.

Tabla 5.6 Energía nominal según características de martinets

Energía Nominal (en kg-m)	Marca	Modelo	Tipo ^a	Golpes por minuto ^b	Carrera con energía nominal (cm)	Peso de las partes que golpean (kg)
1,004	Vulcan	2	S	70	74	1,361
1,210	MKT ^c	9B3	DB	145	43	726
1,811	MKT	10B3	DB	105	48	1,361
2,074	Vulcan	1	S	60	91	2,268
2,088	Vulcan	50C	DF	120	39	2,268
2,212	MKT	DE-20	DE	48	244	907
2,516	Link-Belt	440	DE	86-90	94	1,814
2,648	MKT	11B3	DB	95	48	2,268
2,696	Raymond	65C	DF	100-110	41	2,948
2,696	Vulcan	06	S	60	91	2,948
3,100	MKT	DE-30	DE	48	244	1,270
3,111	Delmag	D-12	DE	42-60		1,247
3,370	Vulcan	0	S	50	99	3,402
3,373	Kobe	K13	DE	45-60	259	1,302
3,380	Vulcan	80C	DF	111	41	3,629
3,595	Vulcan	08	S	50	99	3,629
3,636	Link-Belt	520	DE	80-84	110	2,300
4,424	MKT	DE-40	DE	48	244	1,814
4,493	MKT	S10	S	55	99	4,536
4,493	Vulcan	010	S	50	99	4,536
4,493	Raymond	00	S	50	99	4,536
4,977	Vulcan	140C	DF	103	39	6,350
5,439	Delmag	D-22	DE	42-60		2,200
5,613	Raymond	000	S	50	99	5,670
5,710	Kobe	K-22	DE	45-60	259	2,200
5,807	Vulcan	014	S	60	91	6,350
6,740	Vulcan	016	S	60	91	7,371

^aS = de vapor de acción sencilla; DB = de vapor de doble acción; DF = de vapor diferencial; DE = diesel.
^bDespués de haber desarrollado una resistencia de consideración al hincado.
^cFue por muchos años conocido como McKiernan-Terry.

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

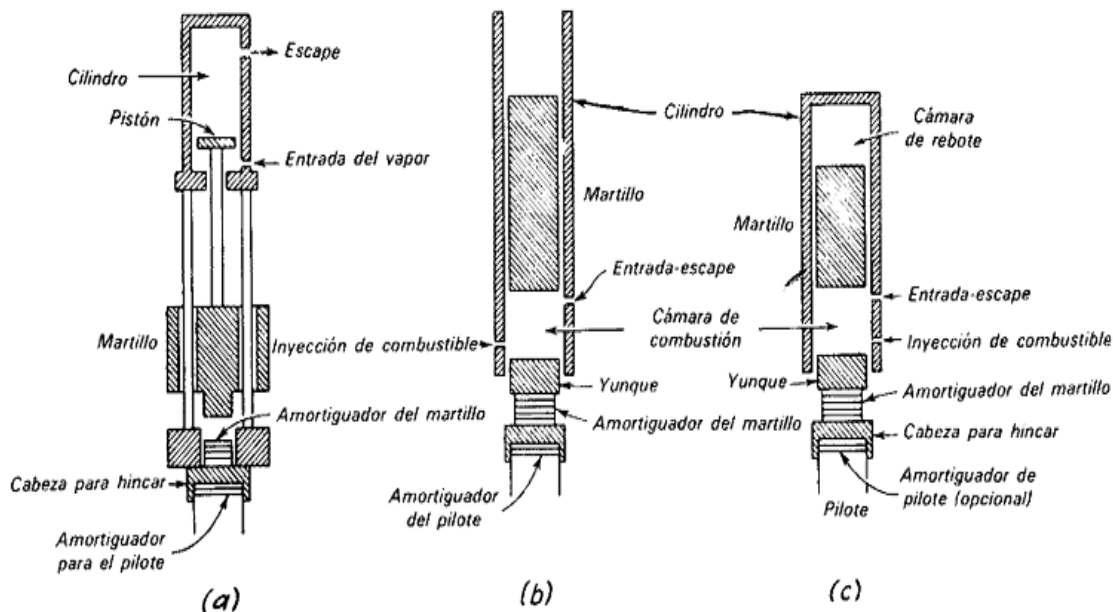


Figura 5.7 Tipos de martinete

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

El objeto original del amortiguador era prolongar la vida del martillo reduciendo los esfuerzos de impacto. En otros martinetes, notablemente en el tipo MKT, el martillo pega directamente en la base o yunque. La cabeza del mismo pilote está protegida por un cabezote para hincar, suspendido de la base del martinete y sus dimensiones están de acuerdo con las del pilote. Entre el cabezote y el pilote puede colocarse también un amortiguador. Estos varios elementos no solamente protegen la cabeza del pilote de los esfuerzos excesivos, sino que también tienen una influencia importante en las ondas de esfuerzo desarrolladas en el pilote durante el hincado. La selección de amortiguadores adecuados afecta las características de hincado de un pilote, y la profundidad a la que puede hincarse.

La clasificación de un martinete se basa en la energía total por golpe; en un martillo de gravedad, la energía es el producto del peso WH del martillo por la altura de caída H . La energía se pierde debido al rozamiento en las guías del martillo. La eficiencia del martinete se define como la energía producida en el impacto, dividida entre la energía total.

Los martinetes de vapor, para su mayor eficiencia, deben funcionar a la presión para la que fueron proyectados. La eficiencia disminuye mucho cuando las presiones son bajas, por otra parte, cuando la presión es muy alta, hace que el martinete rebote en el pilote, lo que daña al equipo.

Aún con la presión apropiada, la eficiencia de los martinetes de vapor con buen mantenimiento, como aparatos para generar y transmitir energía, es del orden de 70 por ciento.

Los pesos de los martillos, las alturas de caída, y otras informaciones pertinentes de los martinetes de vapor de acción sencilla, comúnmente usados, se dan en la tabla 5.6, junto con los otros datos que conciernen a los martinetes de doble acción y de acción diferencial, que apliquen una energía comparable. Los martinetes que aplican las energías mayores usualmente se emplean con los pilotes más pesados y más largos; para trabajos especiales, como el hincado de pilotes de gran longitud y grandes diámetros para las plataformas de perforación en alta mar, se fabrican martinetes que aplican energías desde 7000 a más de 25000 Kg-m, que rara vez se usan en las cimentaciones ordinarias.

Los martinetes diesel son de dos tipos, de extremo abierto (figura 5.7b) y de extremo cerrado (figura 5.7c). En la base de la cubierta de ambos tipos, entre el extremo inferior del martillo y el bloque del yunque está una cámara, dentro de la cual se produce la explosión del combustible y la compresión de los gases que levantan el martillo. En los martinetes de extremo abierto, el martillo cae por gravedad y aplica energía al yunque por impacto directo. Sin embargo, al descender, se inyecta combustible en el espacio conocido como cámara de combustión, entre el martillo y el yunque, aproximadamente en el instante del impacto, el combustible se enciende y nuevamente levanta el martillo.

Durante un tiempo significativo, la presión de los gases en combustión también actúa sobre el yunque y aumenta la magnitud y duración de la fuerza impulsora. A este respecto, las características para el hincado de los martinetes diesel difieren apreciablemente, de las que tienen los martinetes de gravedad o de vapor.

En los martinetes de extremo cerrado, la cubierta se extiende sobre el cilindro para formar una cámara de rebote, en la que se comprime el aire al subir el martillo. El aire comprimido funciona como un muelle que limita la subida del martillo, acortando por lo tanto su carrera, regresa su energía almacenada al martillo en la carrera hacia abajo; debido a que la carrera es más corta, aumenta el número de golpes por minuto con respecto a los martinetes de extremo abierto.



Fotografía 5.5 Pilotes de madera hincados por martinete

NOTA:

Un gigantesco martinete de 7 metros de largo lanza golpes al extremo de un pilote de madera justo en la mitad del centro de la desgracia de los pueblos del sur del Atlántico, el canal del Dique.

La maniobra, repetida incesantemente por la maquinaria, es parte de la estrategia para detener los 1.400 metros cúbicos de agua por segundo que entran por el boquete, el cual ha inundado las tierras de los municipios de la zona.

CAPÍTULO VI

APLICACIÓN PRÁCTICA

6.1 INTRODUCCIÓN

Para el proyecto preliminar de una fundación sobre pilotes se requiere, como primer elemento, un perfil del suelo que represente los resultados de perforaciones exploratorias.

Para ello se debe tener en cuenta los espaciamientos y profundidades recomendables, con todo esto, resulta posible establecer reglas generales para seleccionar dicha profundidad, pues, para una estructura de dimensiones y peso dados, la profundidad de las capas que pueden tener una influencia significativa en los asentamientos depende en gran parte del perfil del suelo.

Entonces, la profundidad a que debe explorarse el subsuelo depende principalmente de la presencia o ausencia de estratos compresibles, tales como los de arcilla o de limo plástico.

Comúnmente, el perfil del suelo provee toda la información necesaria para decidir la fundación, si puede establecerse sobre pilotes de fricción, sobre pilotes resistentes de punta, que atraviesan un estrato blando y se apoyan en uno firme, o sobre pilotes flotantes.

6.2 PERSPECTIVA GENERAL

Para el desarrollo de nuestro ejemplo, aplicaremos lo que se vio en los capítulos anteriores, como son los métodos Estático y Dinámico, y otras consideraciones para el cálculo de la carga última que puede soportar el pilote y por consiguiente el comportamiento del conjunto de pilotes que soportara la carga total de la estructura; de acuerdo a estos elementos, detallaremos de manera teórica para luego plasmar en un ejemplo numérico, paso por paso el procedimiento a seguir:

Como ya se dijo anteriormente para una fundación sobre pilotes, demanda de un estudio de las condiciones del suelo muy minuciosa, todo esto dependiendo de la magnitud del proyecto.

El próximo paso del proyecto preliminar consiste en elegir la longitud y el tipo de pilote a utilizar. Si los pilotes indicados son los resistentes de punta, suele ser posible estimar la longitud necesaria con bastante propiedad, examinando el perfil del suelo.

Sin embargo, en arcilla rígida, sabemos que los pilotes idóneos, son los “hincados in situ” por las propiedades que presenta la arcilla.

La selección del tipo de pilote viene regida, al menos en parte, por consideraciones prácticas.

Después de haber elegido en forma tentativa el tipo y la longitud de los pilotes, se calcula, o determina con ensayos de carga, la capacidad máxima de carga de un pilote único. Este valor se divide por un coeficiente de seguridad apropiado y se obtiene la “carga admisible” por pilote. El número total de pilotes necesarios para soportar la estructura se determina dividiendo su peso total por la “carga admisible” del pilote.

Una vez definido el número de pilotes, el próximo paso consiste en elegir su espaciamiento. En general, se considera que por razones prácticas como también económicas la distancia entre ejes “D”, de pilotes con una cabeza de diámetro igual a “ Φ ”, no debe ser menor de 2.5Φ , ni mayor de 4.0Φ .

Si la distancia es menor de 2.5Φ , el levantamiento del suelo suele ser excesivo, y la hincada de todo pilote puede llegar a desplazar, o a levantar, los pilotes adyacentes.

Por otra parte, una distancia entre pilotes mayores de 4Φ es antieconómica, pues aumenta el costo de los cabezales sin beneficiar materialmente a la fundación. El valor más adecuado de Φ se debe elegir entre esos límites y en función con las condiciones del subsuelo, como se explica a continuación.

Una vez decidida la distancia entre pilotes, estos se disponen en filas paralelas, formando cuadrados, rectángulos, etc., como se muestra en la figura 6.1.

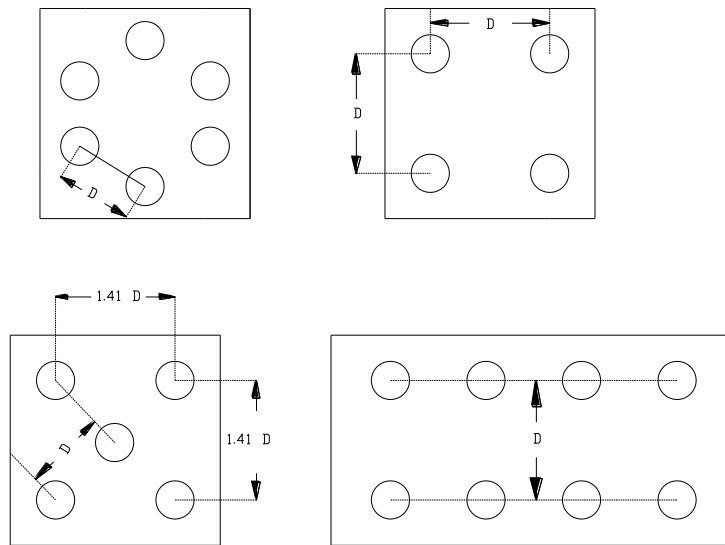


Figura 6.1 Formas de distribución de pilotes

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones

Para mayor seguridad, debe hacerse un cálculo de la capacidad de carga de los grupos de pilotes, a fin de asegurarse de que la carga admisible no es mayor de un medio, o preferiblemente de un tercio, del máximo de la falla.

La consecuencia de ignorar esta condición puede llegar a ser catastrófica. En efecto, en varias ocasiones, estructuras, junto con sus pilotes y el suelo situado entre los mismos, se han hundido repentinamente en el terreno, a pesar de que la carga por pilote no llegaba a exceder la “carga admisible”.

Si la carga por pilotes es menor que la que provoca la falla de un grupo de pilotes, la fundación no romperá por hundimiento repentino en el terreno, pero esto no excluye la posibilidad de un asentamiento excesivo. El asentamiento de la fundación puede variar entre menos de un centímetro y varios decímetros, según cuales sean las condiciones del subsuelo, el número de pilotes y el área cubierta por la estructura. Asentamientos máximos menores de 5 centímetros no producen comúnmente efectos perjudiciales, pero si estos alcanzan a valores del orden de 15 o más centímetros, las consecuencias pueden llegar a ser graves, (Por ello si una fundación descansa sobre

pilotes de fricción hincados en arcilla blanda, por encima de estratos blandos, la necesidad de un cálculo es absoluta).

6.3 PROCEDIMIENTO TEÓRICO – MÉTODO ESTÁTICO

Para nuestro ejemplo de aplicación ya manifestamos que se trata de una “zapata construida sobre pilotes” para lo cual detallaremos paso por paso el procedimiento según bibliografía de “Terzaghi” para el MÉTODO ESTÁTICO y tomando en cuenta todos los argumentos que se vió a lo largo de los capítulos anteriores.

➤ *Cálculo de la resistencia última por fricción “ R_f ”*

Mediante la relación:

$$R_f = A_1 \times F_1 + A_2 \times F_2 + A_n \times F_n \quad (\text{Tm.})$$

Se encuentra el valor de la resistencia última por fricción, por tratarse de un suelo arcilloso rígido, esta es la resistencia que predomina, (***La simbología se puntualizará cuando se realice el ejemplo numérico***).

➤ *Cálculo de la resistencia última por la punta “ R_p ”*

$$R_p = B^2 (1.3c \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + 0.4\gamma \times B \times N_\gamma)$$

Esta ecuación es válida para pilotes de sección cuadrada.

➤ *Cálculo de la resistencia total “ R_t ”*

A partir de la sumatoria de la resistencia última por fricción y la resistencia por la punta, encontramos el valor de:

$$R_t = R_f + R_p$$

Esta resistencia será afectada por un factor de seguridad de 2, factor utilizado para cimentaciones con pilotes.

Entonces se tiene:

$$R_a = \frac{R_t}{2}, \quad (\text{Tm})$$

➤ *Cálculo del número de pilotes “N”*

Entonces con este dato de R_a y el peso en la base de la columna (*dato asumido para nuestro primer ejemplo, y para el segundo es un valor real producto de un cálculo estructural para el puente*), encontraremos el número de pilotes necesarios para soportar este peso:

$$N = \frac{P_t}{R_a}$$

➤ *Cálculo de la carga neta sobre un pilote “ R_n ”*

Una vez conocido el número de pilotes, se procede a calcular la carga por pilote, que es la carga que transmite la base de la columna dividida entre el número de pilotes (esto por tratarse de una distribución simétrica de los pilotes).

$$R_n = \frac{P}{N}, \quad (\text{Tm})$$

➤ *Comportamiento del conjunto de pilotes:*

Para asegurarnos que nuestra cimentación no fracase, analizaremos el comportamiento del conjunto de pilotes como siguiente paso (ver figura 6.2):

Como tenemos una distribución cuadrada, la capacidad de carga del conjunto de pilotes será la siguiente:

$$Q_c = Q_d + 4B \times D_f \times S, \quad (\text{Tm})$$

El valor de $4B$ corresponde al perímetro, y Q_d es la capacidad de carga en la base del pilote.

Donde:

$$Q_d = B^2 (1.3c \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.4\gamma_2 \times B \times N_\gamma) \quad (\text{Tm.})$$

(B^2 es el área de la sección transversal del grupo de pilotes tomando su perímetro)

Los valores de N_c , N_q y N_γ , son factores de carga y serán extraídos de tabla cuyos valores dependerá del ángulo de rozamiento “ ϕ ” (ver ANEXO I, B).

Una vez encontrado el valor de “ Q_c ”, se procede a verificar si cumple o no cumple con la condición de que la carga total del proyecto sea menor que $Q_c/3$, si esta condición no verifica, entonces se deberá aumentar la longitud de los pilotes o sus diámetros o ambas, dicha verificación será como sigue:

$$F.S. = \frac{Q_c}{P_t} > 3$$

Si esta condición cumple nos asegura que el conjunto de pilotes trabajará bien, por lo que nuestra estructura no fracasará, con lo que se concluye con el presente análisis.

6.3.1 EJEMPLO – APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO A UNA FUNDACIÓN CON PILOTES

El objetivo de este ejemplo numérico, será principalmente confirmar que los pilotes que presentan un mejor comportamiento en suelo arcilloso rígido, son los pilotes fabricados en el mismo sitio (fabricados in situ), también se demostrará que estos experimentan transferencias de carga por fuste (carga por fricción) mucho más que por punta.

Ejm. Cálculo de la capacidad de carga de una cimentación con pilotes hincados en arcilla rígida.

Los datos extraídos de tablas, están todos referidos al suelo “*Arcilla rígida*”.

El procedimiento práctico es el siguiente:

DATOS:

a) Datos asumidos:

Peso en la base de la columna (P) = 690Tm

Peso propio de la cimentación (Pp) = 0.1P = 69 Tm

Peso total en la base de la columna (P + Pp) = P_T = 759 Tm

b) Datos extraídos de tablas:

Fricción del suelo: $F = 10.00\text{Tm/m}^2$ (cap. V)

Cohesión del suelo: $C = 2,5 \text{ Tm/m}^2$ (ANEXO I, A)

Angulo de fricción interna del suelo: $\phi = 24^\circ$ (ANEXO I, B)

Peso volumétrico del suelo en su estado natural: $\gamma = 1,75 \text{ Tm/m}^3$ (cap. V)

c) Datos asumidos para realizar pruebas iterativas hasta cumplir con todas las condiciones necesarias.

Longitud del pilote: $L = 13 \text{ m}$.

Sección del pilote: $30 \times 30 \text{ cm}$.

Se utilizará cuatro varillas de 7/8" (Nº7, ver tablas ANEXO I, C y D)

➤ Cálculo de la resistencia última por fricción " R_f ":

Utilizando el procedimiento Estático (expuesto en el capítulo V), calcularemos la carga última que puede soportar por fricción el pilote que viene dada de la siguiente forma:

$$R_f = A_1 \times F_1 + A_2 \times F_2 + \dots A_n \times F_n$$

Donde:

R_f = Resistencia última trabajando el pilote por fricción

$A_1, A_2, \dots, A_n$ = Área lateral del pilote en el estrato de suelo

$F_1, F_2, \dots, F_n$ = Valor último de la fricción en la superficie lateral del pilote en el estrato

Entonces reemplazando datos se tiene:

$$R_f = 4.00 \times 0.30 \times 13.00 \times 10.00$$

$$R_f = 156.00 \text{ Tm.}$$

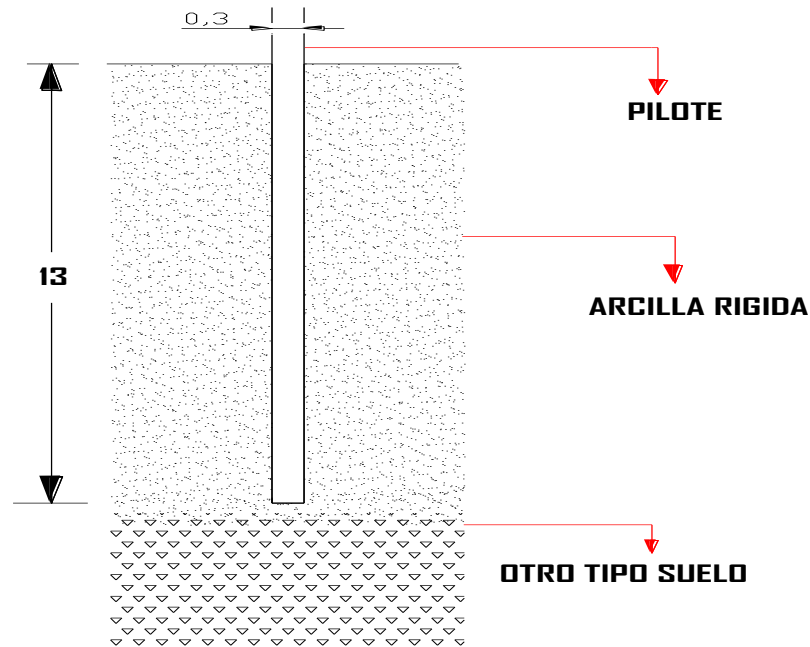


Figura 6.2 Perfil y dimensiones del pilote hincado en arcilla rígida

Fuente: Propia

Cálculo de la resistencia última por la punta “ R_p ”:

$$R_p = B^2 (1.3C \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + 0.4\gamma \times B \times N_\gamma)$$

Donde:

B = Lado de la sección transversal cuadrada del pilote

C = Cohesión del terreno, en Tm/m²

D_f = Profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie del terreno, en m.

γ = Peso volumétrico del suelo, en Tm/m³

N_c, N_q, N_γ = Factores de carga que dependen del ángulo de fricción

interna, (ANEXO I, B)

Reemplazando valores se tiene:

$$R_p = (0.30)^2 [(1.3 \times 2.5 \times 23.36) + (1.75 \times 13 \times 11.40) + (0.4 \times 1.75 \times 0.3 \times 7.08)]$$

$$R_p = 30.31 \text{ Tm.}$$

➤ *Cálculo de la resistencia total “Rt”*

$$R_t = R_f + R_p$$

$$R_t = 186.31 \text{ Tm.}$$

De acuerdo a bibliografía, Terzagui recomienda usar un coeficiente de seguridad igual a 2, quedando la resistencia total ajustada “Ra”:

$$R_a = \frac{R_t}{2}$$

$$R_a = \frac{186.31}{2}$$

$$R_a = 93.15 \text{ Tm.}$$

➤ *Cálculo del número de pilotes “N”*

Para encontrar el número de pilotes se tiene:

$$N = \frac{P_T}{R_a}$$

Donde:

P_T = Peso total

R_a = Carga total última del pilote “ajustada”

N = Número de pilotes

Entonces se tiene:

$$N = \frac{759.00}{93.15}$$

$$N = 8.15 \text{ pilotes}$$

Por lo que se tendrá un total de: **N = 9 Pilotes.**

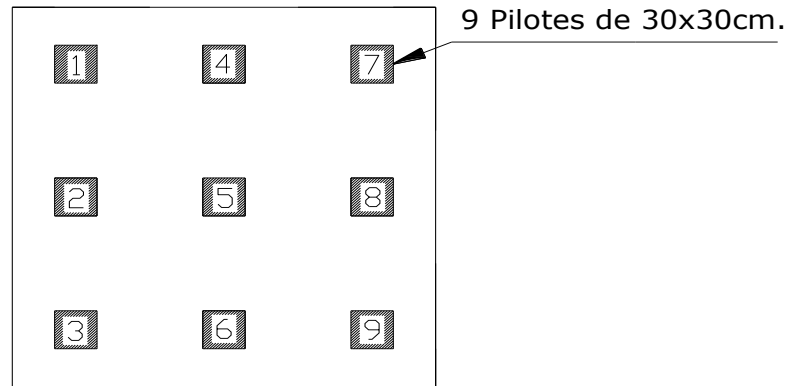


Figura 6.3 Distribución simétrica del conjunto de pilotes

Fuente: Propia

De acuerdo al número de pilotes, se obtendrá una nueva carga por pilote que es igual a:

$$R_a = \frac{P_T}{N}$$

$$R_a = \frac{759.00}{9}$$

$$\mathbf{Ra = 84.33 \text{ Tm.}}$$

➤ ***Cálculo de la carga neta sobre un pilote “Rn”***

La carga neta por pilote será:

$$R_n = \frac{P}{N}$$

Donde:

R_n = Carga neta o carga admisible sobre un pilote

P = Peso en la base de la columna

Entonces queda:

$$R_n = \frac{690.00}{9}$$

$$R_n = 76.67 \text{ Tm.}$$

➤ **Comportamiento del conjunto de pilotes:**

Por ser de sección cuadrada los pilotes se analizará de la forma que sigue:

$$Q_c = Q_d + 4B \times D_f \times S$$

$$Q_d = B^2 (1.3C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.4\gamma_2 \times B \times N_\gamma)$$

Donde:

Q_c = Capacidad de carga del conjunto de pilotes

Q_d = Capacidad de carga de la base del pilote

$4B$ = Perímetro del conjunto de pilotes

B^2 = Área de la sección transversal del grupo de pilotes tomando en cuenta su periferia

D_f = Profundidad a la cual se han hincado los pilotes

γ = Peso volumétrico del suelo en su estado natural

S = Promedio de la resistencia unitaria al corte del suelo situado entre la superficie y la profundidad D_f .

Para encontrar el valor de S , tenemos:

$$S = C + P_i \times \tan \varphi$$

Donde:

C = cohesión del suelo

P_i = Presión del suelo en su estado natural a lo largo de toda la longitud del pilote

φ = Ángulo de fricción interna del suelo

De tablas para $\varphi=24^\circ$: $N_c = 23.36$; $N_q = 11.40$; $N_\gamma = 7.08$

N_c , N_q y N_γ = Factores de carga que depende del ángulo de rozamiento

$$P_i = \gamma \times D_f$$

$$P_i = 1.75 \times 13$$

$$P_i = 22.75 \text{ Tm/m}^2$$

$$P_i = 2.275 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$S = 0.25 + 2.275 \times \tan 24^\circ$$

$$S = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 12.63 \text{ Tm/m}^2$$

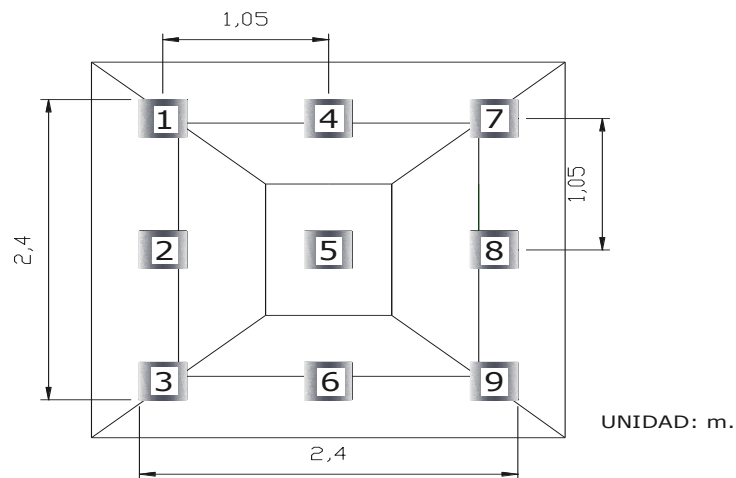


Figura 6.4 Dimensiones y espaciamientos del encepado

Fuente: Propia

De la figura 6.4 se tiene que $B = 2.40$ m.

Entonces se tiene:

$$Q_d = B^2 (1.3C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.4\gamma_2 \times B \times N_\gamma)$$

$$Q_d = (2.4)^2 (1.3 \times 2.5 \times 23.36 + 1.75 \times 13 \times 11.40 + 0.40 \times 1.75 \times 2.40 \times 7.08)$$

$$\mathbf{Q_d = 1999.67 \text{ Tm.}}$$

Entonces con este valor encontramos el valor de Q_c :

$$Q_c = Q_d + 4B \times D_f \times S$$

$$Q_c = 1999.67 + (4.00 \times 2.40 \times 13.00 \times 12.63)$$

$$\mathbf{Q_c = 3575.89 \text{ Tm.}}$$

Ahora con todos estos datos procedemos a realizar la comprobación del factor de seguridad, que consiste en que si la carga total de proyecto es menor de $Q_c/3$, de acuerdo a esto se tiene:

$$F.S. = \frac{Q_c}{P_t} > 3, \text{ entonces cumple}$$

$$F.S. = \frac{3575.89}{638}$$

$$\mathbf{F.S. = 5.60 > 3 \text{ Cumple !!!}}$$

Lo cual asegura que nuestro conjunto de pilotes trabajará bastante bien.

Entonces la zapata cabezal vista en planta queda como se muestra en la figura 6.5.

Nota: Si esta condición no se cumple, se volverá a calcular, modificando la sección o longitud del pilote (o ambas).

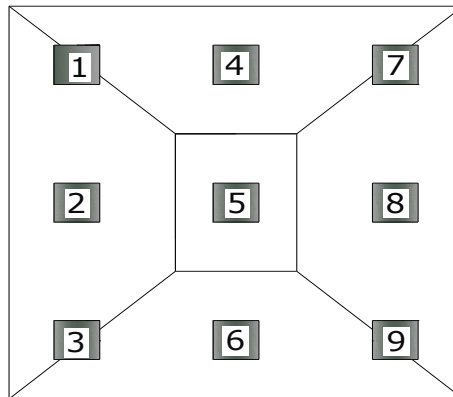


Figura 6.5 Zapata cabezal construida sobre nueve pilotes – vista en planta

Fuente: Propia

6.4 PROCEDIMIENTO TEÓRICO - MÉTODO DINÁMICO

Como ya se explicó anteriormente, la elección del tipo de pilote, y el método de hincado, están mayormente en función del tipo de suelo. Se indicó que los pilotes hincados en arcilla rígida, los más adecuados son los fabricados in situ, esto debido a las características físicas de las arcillas, para demostrar este aspecto tan importante, desarrollaremos un ejemplo basado en el método dinámico (cap. V).

Este método solo es aplicable a pilotes que se hincan mediante los golpes de un martinete, los factores que intervienen, en la estimación de la capacidad de carga del pilote por este método, son diversos y muy complejos; lo que originó a que se formulen ecuaciones semiempíricas para la estimación de la capacidad de carga del pilote, muchas de ellas generan errores considerables. De manera que se debe elegir una formula de estructura sencilla y de fácil aplicación, como es la ecuación de Rabe, que se indica a continuación:

$$R = \frac{M \cdot F \cdot D}{S + C} \cdot \frac{W}{W + \frac{P}{2}} \cdot B$$

Mediante esta ecuación encontramos la capacidad de carga permisible para el pilote en libras con un factor de seguridad aproximado de 2.

$$B = B_s \cdot B_t \cdot B_c$$

B es un factor de corrección que incluye el tipo de suelo, la longitud del pilote y su sección transversal, respectivamente, B_s se lo obtiene de la tabla 5.5, (cap. V), y los valores de B_t y B_c , de las gráficas 5.6a y b (cap. V).

$$D = \frac{1 - UG}{\sqrt{1 + G^2}}$$

Mediante esta ecuación calculamos el factor de corrección para pilotes inclinados.

Estas son las ecuaciones que nos permiten encontrar el valor de la capacidad de carga de un pilote por el Método Dinámico.

6.4.1 EJEMPLO - MÉTODO DINÁMICO (CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE)

Ejm. Se tiene un pilote de 11,8" x 11,8" x 42,65', de concreto reforzado, se hince en un suelo arcilloso rígido, el peso del cabezal de hincado es de 150 lb., el martinete empleado es de vapor de doble acción y con un peso de 2000 lb. La altura de caída del martinete es de 3 pies, y la penetración media del pilote en los últimos golpes es de 0,1 pulg por golpe. Determinar la capacidad de carga del pilote.

Nota: La sección y longitud del pilote es igual que en el anterior ejm. (Método Estático), como así también el tipo de suelo (ver fig. 6.2), se adoptó los mismos valores con la finalidad de establecer una comparación.

Entonces tenemos:

$$R = \frac{M \cdot F \cdot D}{S + C} \cdot \frac{W}{W + \frac{P}{2}} \cdot B$$

Donde:

R= Capacidad de carga permisible para el pilote en libras con un factor de seguridad aproximado de 2

M= Factor de eficiencia del martinete

F= WH para un martinete de caída libre o de vapor de acción simple, en libras-pie

F= Energía nominal indicada por el fabricante del equipo de hincado, cuando el martinete sea de vapor de doble acción o de acción diferencial, expresada en libras-pie

W= Peso de las partes del martinete que intervienen en el golpe, en libras

H= Altura de caída de peso W en pies

D= Factor de corrección para pilotes inclinados

S= Penetración media del pilote durante los últimos golpes, en pulgadas por golpe

C= Perdida temporal de compresión, en pulgadas

P= Peso del pilote incluyendo el cabezal de hinca, en libras

$B = B_s \cdot B_t \cdot B_c$, es un factor de corrección que incluye el tipo de suelo, la longitud del pilote y su sección transversal, respectivamente

Entonces reemplazando valores, se tiene:

M=6.0 (obtenido de tabla 5.4, cap.V)

$$F=W.H= 2000 \times 3$$

$$F= \mathbf{6000 \text{ lb-pie}}$$

El factor D, de inclinación de los pilotes, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$D = \frac{1 - UG}{\sqrt{1 + G^2}}$$

Donde:

U= coeficiente de fricción especificado en la tabla 5.4 (cap. V)

G = inclinación del pilote, expresada en forma de talud, como se muestra en las figuras 5.6a y b, o sea como 1/4 o 1/3, etc. (cap. V)

Se trata de un pilote vertical, entonces: **G=0**

Entonces se tiene: **D=1**

S= 0.1 pulgadas por golpe

C= 0.15 pulg. (de tabla 5.4. cap. V)

$$P = (0.98 \times 0.98 \times 42.65) 150 \text{lb/pie}^3 + 150 \text{lb}$$

$$\mathbf{P = 6294.16 \text{ lb}}$$

Bs= 0.85 (asumimos un mismo tipo de suelo, que es arcilla dura),
(de tabla 5.5, cap. V)

Bt= 0.92 (de figura 5.6a, cap. V)

Bc= 1.03 (sección pilote= 139.24 pulg².), (de figura 5.6b, cap. V)

Por último sustituyendo valores:

$$R = \frac{6 \cdot 6000 \cdot 1}{0.1 + 0.15} \cdot \frac{2000}{2000 + \frac{6294.16}{2}} \cdot (0.85 \times 0.92 \times 1.03)$$

$$\mathbf{R = 45234.63 \text{ lb.}}$$

$$\mathbf{R = 20.56 \text{ Tm.}}$$

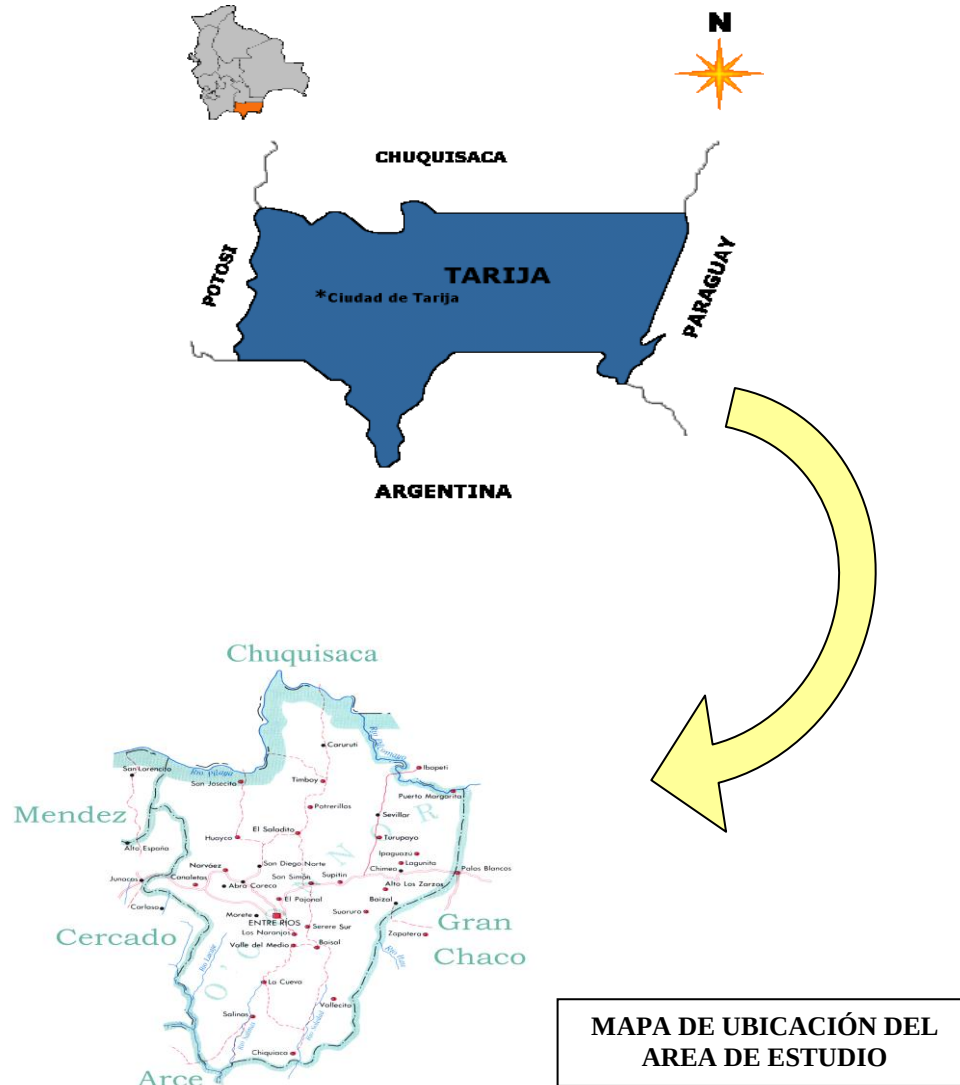
6.5 ESTUDIO DE SUELOS PARA PUENTE VEHICULAR SALINAS DEPARTAMENTO DE TARIJA

6.5.1 INTRODUCCIÓN

El área de estudio se encuentra ubicado en la comunidad de SALINAS, Provincia O'CONNOR del Departamento de TARIJA, más propiamente sobre el Río Santa Clara (Como lo muestra el mapa de ubicación).

El objetivo de este estudio de suelos, es conocer las características litológicas del subsuelo en el sitio del emplazamiento de pilotes, además de determinar y/o decidir algunas variables referidas a la implementación del *pilotaje previsto de diseño*, en

función del tipo de material predominante encontrado en el subsuelo y la capacidad portante del mismo.



Fuente: Estudio Geoelectrico – Proyecto puente vehicular sobre el rio Santa Clara

Para determinar desde la superficie las propiedades de los materiales del subsuelo, se convino en utilizar el método más adecuado, resultando ser el sondeo eléctrico vertical SEV. Este método consiste en introducir corriente continua al terreno mediante dos electrodos A y B que se clavan en el suelo, formando un campo eléctrico artificial del cual se mide la diferencia de potencial entre otros dos electrodos M y N, para luego calcular la resistividad aparente.

Se entiende que para una mayor separación de los electrodos, será también mayor la profundidad de investigación del suelo.

El alcance del trabajo planificado comprendió la ejecución de 2 SEV, se utilizó la configuración “Schlumberger” (Figura 6.6), con distancias máximas entre los electrodos AB/2 de 200 m.

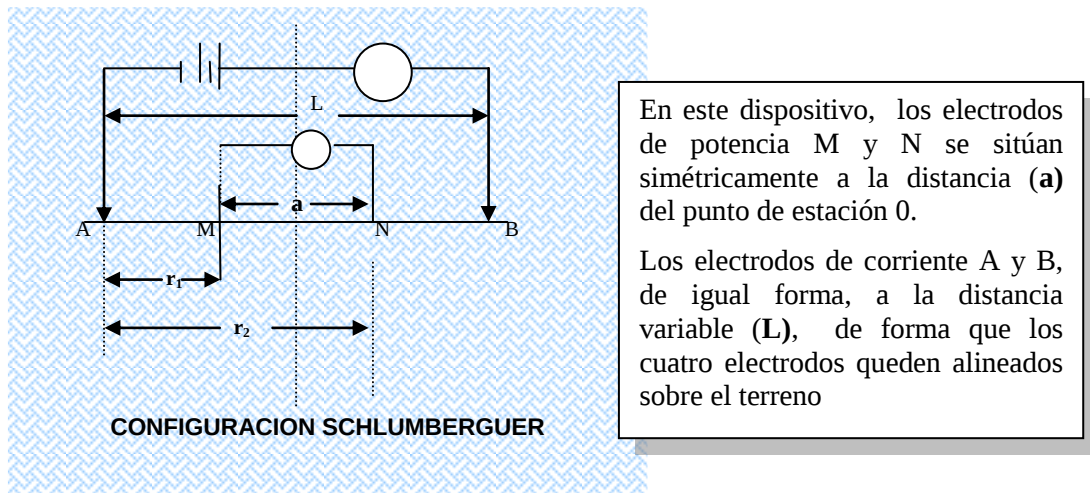


Figura 6.6 Disposición de los electrodos – Configuración Schlumberguer

Fuente: Estudio Geoelectrico – Proyecto puente vehicular sobre el rio Santa Clara

La evaluación de las curvas de sondeo se realizó en una computadora con el programa IPI2WIN (LITE) desarrollado en la Universidad de Moscú-Rusia, que por el método de iteración calcula que modelo de capas corresponde mejor a los valores de medición.

La adaptación de la curva en la computadora es realizada después de que el interpretador indique el número de capas y un modelo inicial estimado. Como resultado, se imprime un modelo de capas la curva de sondeo correspondiente y la secuencia de las resistividades aparentes de la curva de medición (ANEXO I, F y G).

Los diagramas que allí se presentan, muestran los valores medidos de las resistividades aparentes (como cuadrados pequeños), en función de la media distancia AB/2 entre los electrodos A y B (en metros).

6.5.2 CORTES GEOELÉCTRICOS – ESTUDIO DE SUELOS RÍO SANTA CLARA – SALINAS

❖ Corte geoelectrico 1

Sondeo ubicado en el flanco Este del Río Santa Clara (Salinas), el modelo interpretado corresponde a 4 capas definidas.

La primer capa con espesor de 1.30 m y resistividad de 253 ohm m corresponde a sedimentos limo-arenosos secos con intercalación de cantos rodados. La segunda capa limitado entre 1.30 y 5 m de profundidad la resistividad es de 46 ohm m identifica a sedimentos areno-limosos con intercalación menor de cantos rodados.

Entre 5 y 52 m de profundidad se limita la tercera capa con 2 ohm m de resistividad detectado a sedimentos limo-arcillosos compactos y secos, favorable para el emplazamiento de pilotes.

La última capa detectada por debajo de 52 m y de espesor no limitado la resistividad es de 14 ohm m identifica a sedimentos arcillo-arenosos (Figura 6.7).

❖ Corte geoelectrico 2

Sondeo ubicado en el flanco Oeste del Río Santa Clara, el modelo interpretado corresponde a 4 capas definidas.

La primer capa con espesor de 1.50 m y resistividad de 110 ohm m corresponde a sedimentos limo-arenosos secos con intercalación de cantos rodados y gravas sueltas. La segunda capa limitado entre 1.50 y 9 m de profundidad la resistividad es de 28 ohm m identifica a sedimentos areno-arcillosos con intercalación menor de cantos rodados.

Entre 9 y 52 m de profundidad se limita la tercera capa con 2 ohm m de resistividad detectado a sedimentos limo-arcillosos compactos y secos, favorable para el emplazamiento de pilotes.

La última capa detectada por debajo de 52 m y de espesor no limitado la resistividad es de 15 ohm m identifica a sedimentos arcillo-arenosos (Figura 6.8).

Metros bajo superficie:

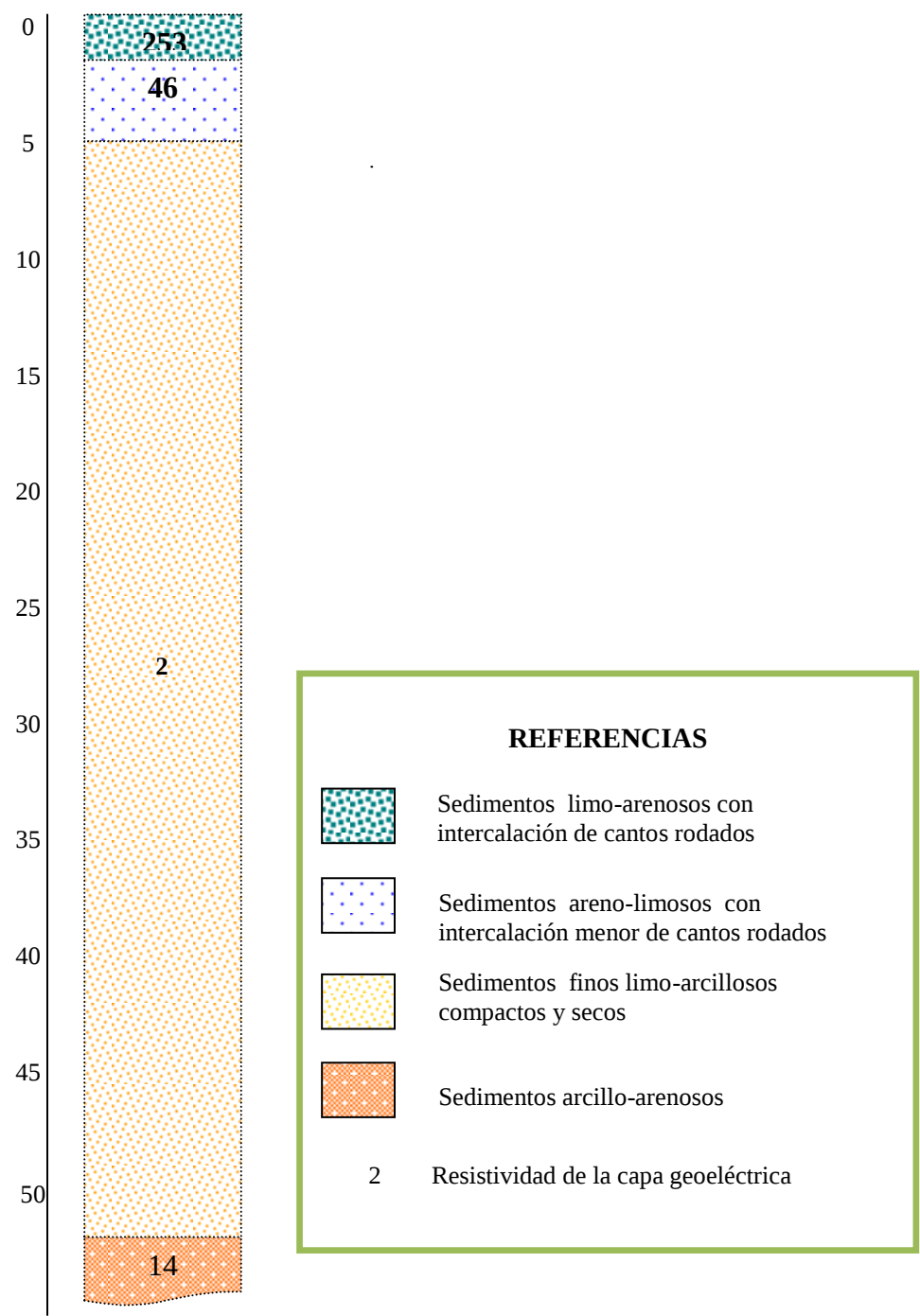


Figura 6.7 Corte geoelectrico 1 – perfil de suelo

Fuente: Estudio Geoelectrico – Proyecto puente vehicular sobre el río Santa Clara

Metros bajo superficie:

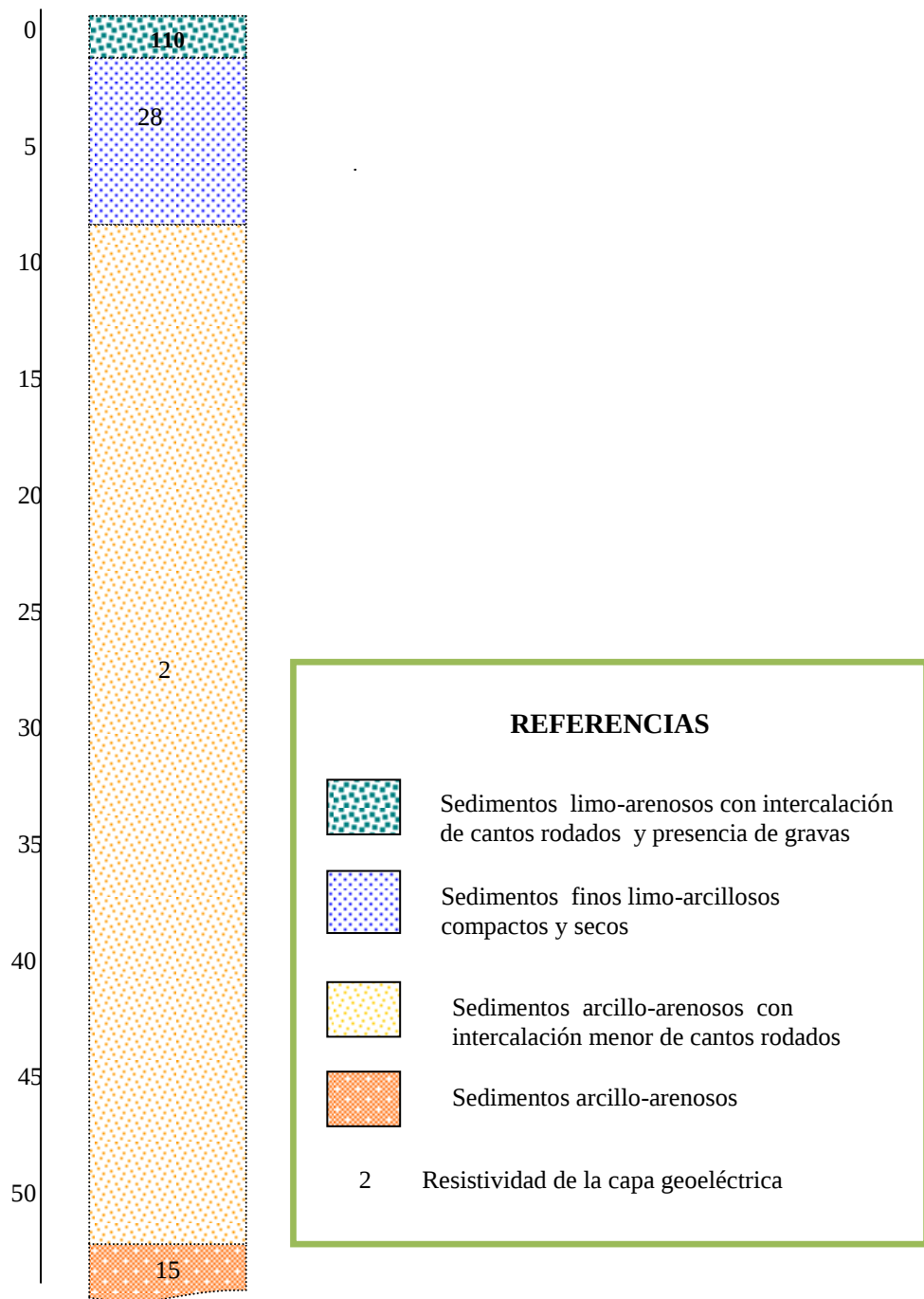


Figura 6.8 Corte geoelectrico 2 – perfil de suelo

Fuente: Estudio Geoelectrico – Proyecto puente vehicular sobre el río Santa Clara

❖ Pseudo Cross Section

El modelo interpretado muestra una representación de isolíneas de color, las mismas muestran la variación resistiva de los diferentes sedimentos del subsuelo incluyendo las intercalaciones que se tiene como limo-arcillosos, limo-arenosos, etc.

El rango de resistividades varía entre 1,6 a 65 ohm m de resistividad donde las resistividades mayores a 65 ohm m corresponden a sedimentos secos con intercalación de cantos rodados (cuarcitas y areniscas).

Resistividades por debajo de 10 ohm m corresponden a sedimentos finos limo-arcillosos compactos.

❖ Resistivity Cross Section

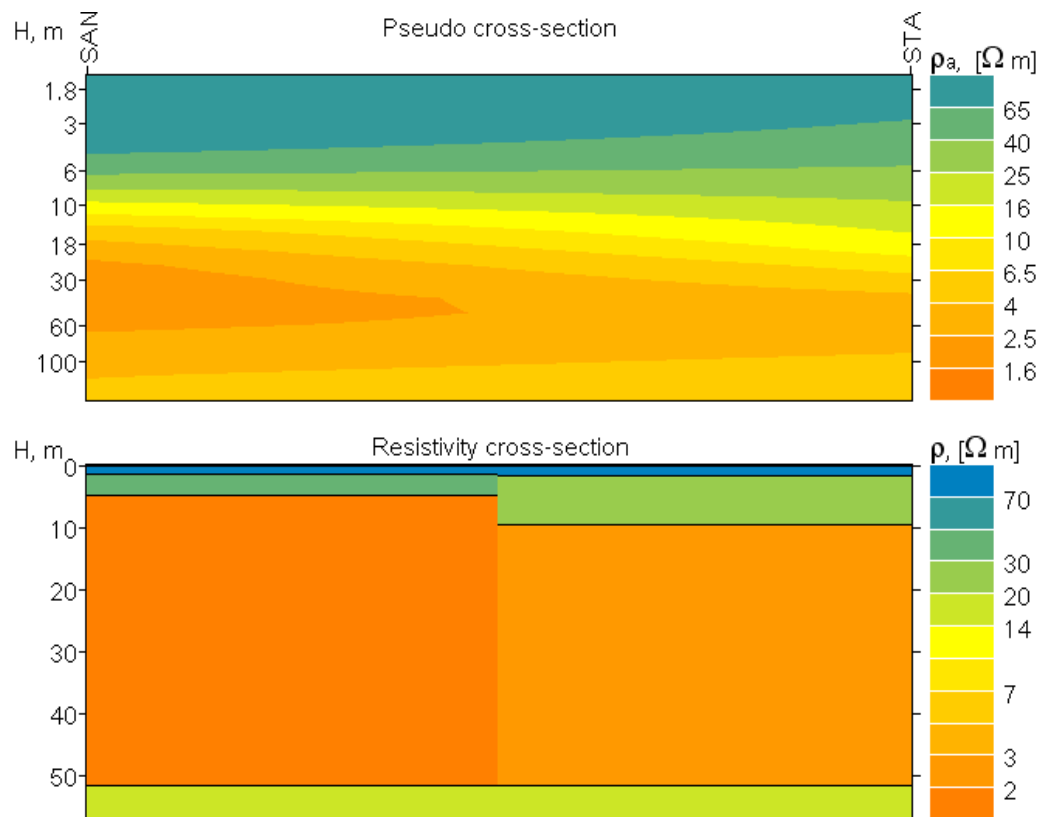


Figura 6.9 Perfil geoelectrico sobre el río Santa Clara, comunidad de Salinas

Fuente: Estudio Geoelectrico – Proyecto puente vehicular sobre el río Santa Clara

Es una representación real de la distribución de sedimentos, mostrando un promedio de resistividades y espesores del subsuelo.

El rango de resistividades varía entre 2 y 70 ohm m donde las resistividades altas se encuentran en las capas superiores con presencia de sedimentos limo-arenosos con intercalación de cantos rodados, el mismo tiene mayor potencia en el flanco oeste. Resistividades menores a 10 ohm m (gamma de color anaranjado) corresponden a sedimentos finos limo-arcillosos con condiciones favorables para el soporte de estructuras (Figura 6.9).

6.5.3 APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO A PERFIL DE SUELO EN RÍO SANTA CLARA – SALINAS

Como se indicó paginas arriba, este estudio se lo concibió orientado a la investigación de las características litológicas del subsuelo para planificar el diseño de los asientos de pilotes para la construcción de un puente en la comunidad de Salinas, resultado del cual se tiene los perfiles de suelo de dos cortes geoelectricos, como se indican en las figuras 6.7 y 6.8 (los cuales son muy similares).

El trabajo complementario a este análisis de las *‘transferencias de cargas en pilotes perforados en arcilla rígida’*, se trata de la aplicación del método Estático al perfil mostrado en la figura 6.7 (solo veremos un solo perfil ya que son muy semejantes), como se puede observar se trata de un perfil de suelo mixto, de manera que podremos comparar el comportamiento y las transferencias de cargas en distintos estratos de suelo.

Ejm. Cálculo de la capacidad de soporte de un pilote hincado en suelo mixto (según estudio, figura 6.7).

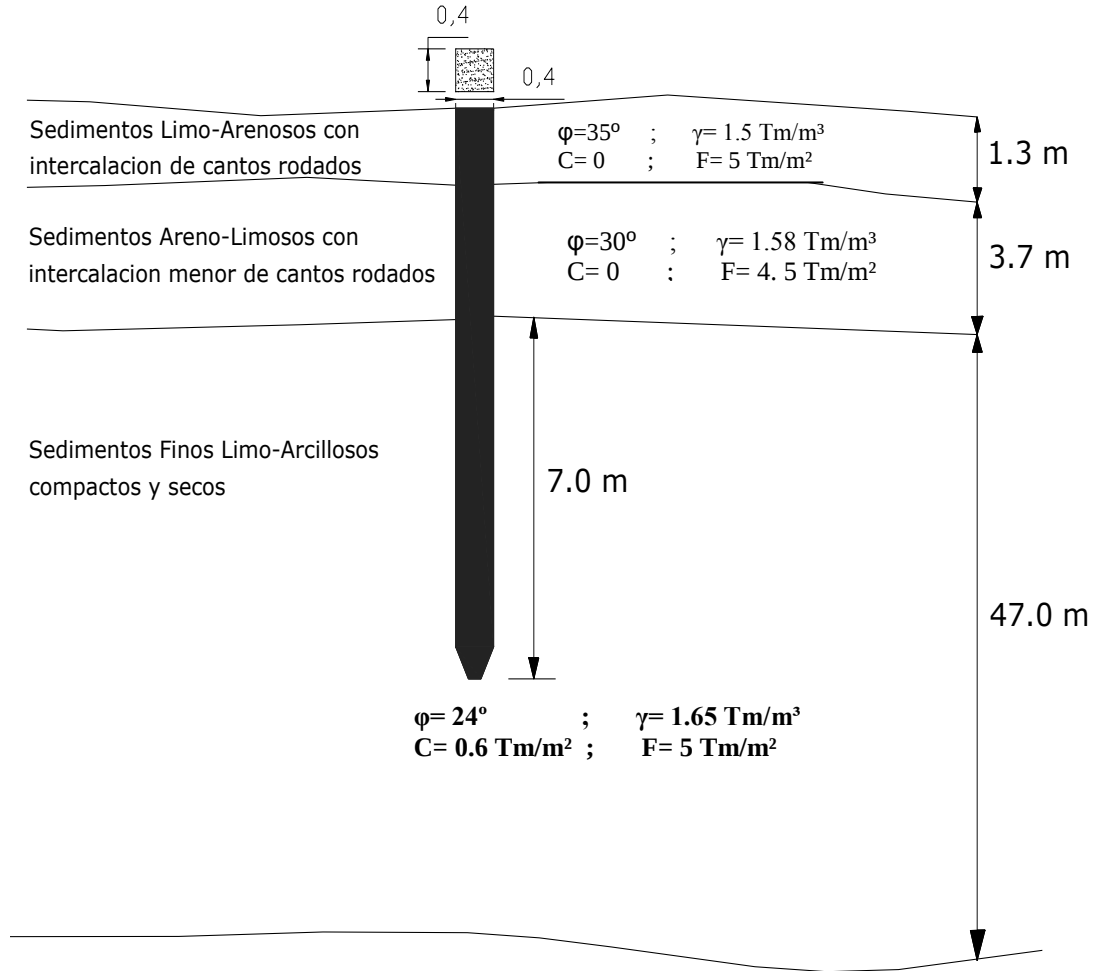


Figura 6.10 Dimensiones del pilote y valores del estrato de suelo mixto

Fuente: Propia

Datos extraídos del proyecto “Puente vehicular sobre el río Santa Clara – Comunidad de Salinas” – Estudio Geoeléctrico:

Peso en la base del pilar del puente (P) = 173.84 Tm.

Peso propio de la cimentación (Pp) = 0.1P = 17.38 Tm.

Peso total= Pt = 173.84 + 17.38= 191.22 Tm.

Datos asumidos para realizar pruebas iterativas hasta cumplir con todas las condiciones necesarias.

Longitud del pilote: $L = 12 \text{ m.}$

Sección del pilote: $40 \times 40 \text{ cm.}$

Se utilizara cuatro varillas de 1" (Nº8, ver tablas ANEXO I, C y D)

Los datos extraídos de tablas, están todos referidos a cada estrato de suelo existente en el perfil, los cuales se indican en la figura 6.10.

➤ ***Cálculo de la resistencia última por la punta “ R_p ”:***

$$R_p = B^2 (1.3C \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + 0.4\gamma \times B \times N_\gamma)$$

$$N_c = 23.36 \quad N_q = 11.40 \quad N_\gamma = 7.08 \quad , \text{ (ANEXO I, B)}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$R_p = (0.40)^2 [(1.3 \times 0.6 \times 23.36) + (1.5 \times 1.3) + (1.58 \times 3.7) + (1.65 \times 7.0) + (0.4 \times 1.65 \times 0.4 \times 7.08)]$$

$$\mathbf{R_p = 6.31 \text{ Tm.}}$$

➤ ***Cálculo de la resistencia última por fricción “ R_f ”:***

$$R_f = A_1 \times F_1 + A_2 \times F_2 + \dots \dots A_n \times F_n$$

Entonces reemplazando valores se tiene:

$$R_f = 4.00 \times 0.40 [(5 \times 1.3) + (4.5 \times 3.7) + (5 \times 7.0)]$$

$$\mathbf{R_f = 93.04 \text{ Tm.}}$$

➤ ***Cálculo de la resistencia total “ R_t ”***

$$R_t = R_f + R_p$$

$$\mathbf{R_t = 99.35 \text{ Tm.}}$$

De acuerdo a bibliografía, Terzagui recomienda usar un coeficiente de seguridad igual a 2, quedando la resistencia total ajustada “Ra”:

$$R_a = \frac{R_t}{2}$$

$$R_a = \frac{99.35}{2}$$

$$\mathbf{Ra = 49.67 \text{ Tm.}}$$

➤ ***Cálculo del número de pilotes “N”***

Calculando el número de pilotes se tiene:

$$N = \frac{P_T}{R_a}$$

Se tiene:

$$N = \frac{191.22}{49.67}$$

$$N = 3.85 \text{ pilotes}$$

Por lo que se tendrá un total de: **N = 4 Pilotes.**

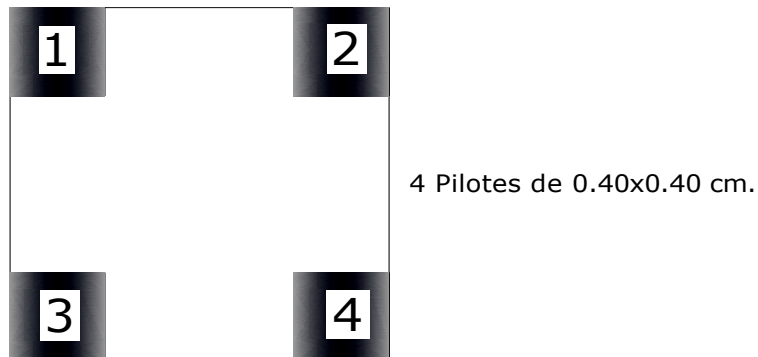


Figura 6.11 Distribución cuadrada del conjunto de pilotes

Fuente: Propia

Ra, es la nueva carga por pilote:

$$R_a = \frac{P_T}{N}$$

$$R_a = \frac{191.22}{4}$$

$$\mathbf{Ra = 47.80 \text{ Tm.}}$$

➤ *Cálculo de la carga neta sobre un pilote “Rn”*

La carga neta por pilote será:

$$R_n = \frac{P}{N}$$

Entonces queda:

$$R_n = \frac{173.84}{4}$$

$$\mathbf{Rn = 43.46 \text{ Tm.}}$$

➤ *Comportamiento del conjunto de pilotes:*

Por ser de sección cuadrada los pilotes se analizará de la forma que sigue:

$$Q_C = Q_d + 4B \times D_f \times S$$

$$Q_d = B^2(1.3C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.4\gamma_2 \times B \times N_\gamma)$$

Para encontrar el valor de S, tenemos:

$$S = C + P_i \times \tan \varphi$$

$$P_i = \gamma \times D_f$$

$$P_i = (1.5 \times 1.3) + (1.58 \times 3.7) + (1.65 \times 7.0)$$

$$P_i = 1.93 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$S = [(1.93 \times \tan 35^\circ) + (1.93 \times \tan 30^\circ) + (0.06 + 1.93 \times \tan 24^\circ)] / 3$$

$$S = 1.127 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 11.27 \text{ Tm/m}^2$$

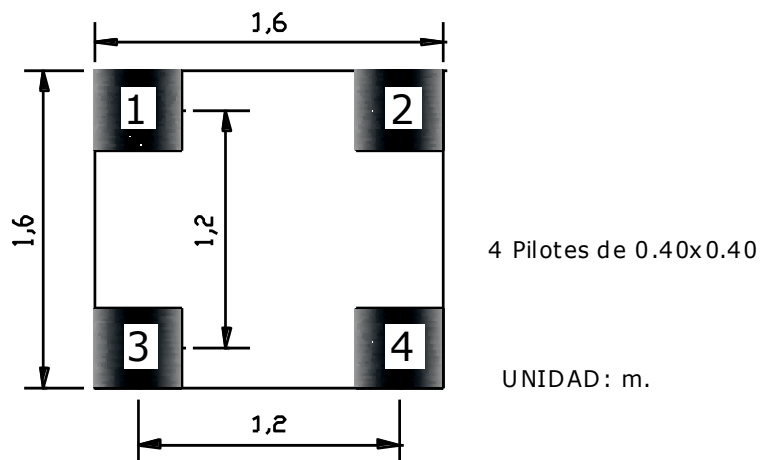


Figura 6.12 Dimensiones y espaciamentos del encepado

Fuente: Propia

De la figura 6.12 se tiene que: $B = 1.60 \text{ m}$.

Entonces se tiene:

$$Q_d = B^2 (1.3C \times N_c + \gamma_1 \times D_f \times N_q + 0.4\gamma_2 \times B \times N_\gamma)$$

$$Q_d = (1.6)^2 [(1.3 \times 0.6 \times 23.36) + (1.65 \times 12 \times 11.40) + (0.4 \times 1.65 \times 1.6 \times 7.08)]$$

$$Q_d = 643.63 \text{ Tm.}$$

Entonces con este valor encontramos el valor de Q_c :

$$Q_c = Q_d + 4B \times D_f \times S$$

$$Q_c = 643.63 + (4.00 \times 1.6 \times 12.00 \times 11.27)$$

$$Q_c = 1509.17 \text{ Tm.}$$

Ahora comprobamos el factor de seguridad, que consiste en lo siguiente:

$$F.S. = \frac{Q_c}{P_t} > 3, \text{ entonces cumple}$$

$$F.S. = \frac{1509.17}{191.22}$$

$$F.S. = 7.89 > 3 \text{ Cumple } \checkmark \checkmark \checkmark$$

De manera que nuestro conjunto de pilotes trabajará de manera segura y efectiva.

6.6 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

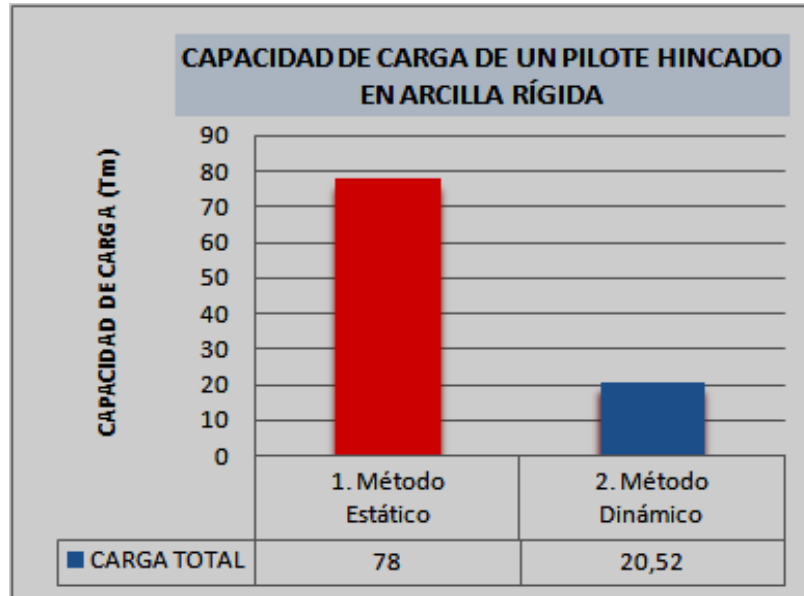
6.6.1 COMPARACIÓN DE VALORES MÉTODO ESTÁTICO – MÉTODO DINÁMICO EN UN MISMO ESTRATO DE SUELO

Tabla 6.1 Valores de las capacidades de carga:

Nº PILOTE	MÉTODO DE CÁLCULO	MÉTODO DE HINCA DEL PILOTE	SUELO DE HINCADO	SECCIÓN (m)	LONGITUD (m)	CAPACIDAD DE CARGA (Tm)
1	ESTÁTICO	PERFORADO Y FABRICADO "IN SITU"	ARCILLA RÍGIDA	0.30 X 0.30	13	78.00
2	DINÁMICO	HINCADO POR LOS GOLPES DE UN MARTINETE	ARCILLA RÍGIDA	0.30 X 0.30	13	20.52

Fuente: Propia

Diagrama de barra de resultados, Método Estático – Método. Dinámico:



Fuente: Propia

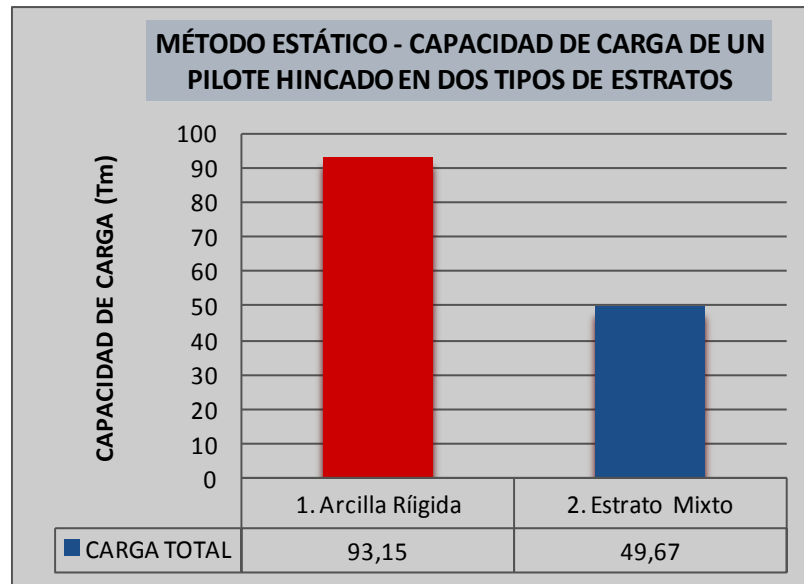
6.6.2 COMPARACIÓN DE VALORES MÉTODO ESTÁTICO EN PILOTES HINCADOS EN DOS TIPOS DE ESTRATO DE SUELO (MIXTO Y ARCILLA RÍGIDA)

Tabla 6.2 Valores de las capacidades de carga:

CARACTERÍSTICAS	MÉTODO ESTÁTICO	
	ESTRATO DE SUELO	
	ARCILLA RÍGIDA	MIXTO
Nº DE PILOTE	1	2
LONGITUD DE PILOTE (m)	13	12
SECCIÓN DEL PILOTE (m)	0.30 x0.30	0.40 x 0.40
RESISTENCIA POR LA PUNTA (Tm)	30.31	6.31
RESISTENCIA POR EL FUSTE (Tm)	156.00	93.04
RESISTENCIA TOTAL (Tm)	186.31	99.35

Fuente: Propia

Diagrama de barra de resultados, Método Estático:



Fuente: Propia

Con lo que se demuestra que el tipo de hincado más beneficioso para pilotes en arcilla rígida es el “perforado y fabricado in situ”, de esta forma, la arcilla no cambia sus características en cuanto a resistencia se refiere, considerándose un buen material de cimentación comparado a otros tipos de suelo, se obtiene una mayor capacidad de carga del pilote, como se lo muestra en la tabla de valores del punto 6.6.2.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo ha sido desarrollado esencialmente tomando en cuenta un estudio minucioso, desde la importancia de las cimentaciones profundas con pilotes, los tipos y formas de los mismos, asimismo un análisis de la arcilla como suelo de fundación, para posteriormente valorar la transferencia de cargas de los pilotes hincados en este tipo de suelo, todo esto analizando el método más apropiado para su procedimiento, correspondientemente estableciendo comparaciones en cuanto al método de hincado y al tipo de estrato en el cual se fijan los pilotes.

7.1 CONCLUSIONES

- Un estudio del suelo, apropiado para la magnitud de un proyecto dado, es un factor muy importante e imprescindible, de donde proceden muchos otros aspectos primordiales para una fundación sobre pilotes.
- De acuerdo al análisis realizado se pudo observar y confirmar que el suelo que se tiene de emplazamiento de la obra, es la clave para tomar la decisión del tipo y forma de pilote que se tiene que utilizar para una mejor efectividad de los mismos.
- Con relación a la resistencia unitaria del fuste en un estrato dado, se ha visto como depende principalmente de las características de dicho estrato.
- En el caso de presencia en el terreno de diversas capas arcillosas, con diversas características, no se ha observado ninguna interacción apreciable entre ellas que afecte a la resistencia unitaria en cada capa, pudiendo así determinarlas por separado.
- Si durante el proceso de carga se produce una disipación parcial, o total de las presiones intersticiales que se hayan podido generar, no se observa ninguna variación estimable de la resistencia.

- En nuestro medio los factores de seguridad en el diseño serán siempre elevados, debido a la incipiente tecnología y escasez de los equipos necesarios para ensayar el suelo. Debe entenderse entonces que el sustento de dichos factores radica en que los datos geotécnicos, generalmente recogidos de tablas o hallados por correlaciones, tienen alta variabilidad, y los métodos de cálculo encontrados, ninguno ofrece seguridad, ya que son empíricos.
- El método o procedimiento que nos asegura que nuestra cimentación será buena, que los pilotes no fallaran bajo ninguna circunstancia, son los ensayos de carga; lo que ocurre es que estos ensayos son muy costosos y esta es la razón fundamental por la que no se los utiliza con mucha frecuencia.
- Pensando en el comportamiento de las fundaciones por durabilidad, se deben utilizar concretos con resistencias mayores a 210 Kg/cm², sobre todo tomar en cuenta que en los cabezales como en las puntas, la resistencia debe ser mucho mayor que en el resto del cuerpo del pilote (más aun en pilotes prefabricados).
- Es necesario analizar el efecto en grupo de los pilotes, pues generalmente la capacidad última de éstos suele disminuir.
- Se debe diferenciar los métodos de cálculo para pilotes hincados y perforados pues debido a que el proceso constructivo es diferente, el proceso de diseño también lo es.
- Cualquiera que haya sido el método para su determinación, hay que tener en cuenta que si existen varias capas de terreno, con diversas características o naturaleza, se produce una interacción apreciable entre ellas que afecta a la misma; siendo necesario, de esta manera, un análisis separado por cada capa, observando sus posibles interacciones.
- Las situaciones que más afectan a las capas que conforman el estrato de suelo, son las de empotramiento del pilote y la existencia de masas blandas situadas debajo de la base, o bien la presencia de estratos arenosos en el terreno.

- Por último se realizó dos ejemplos de cálculo de la carga total en pilotes hincados en estratos de arcilla rígida como en un estrato de suelo mixto, aplicando el método ESTÁTICO (en los dos casos de suelo), y el método DINÁMICO (solo aplicado en arcilla rígida). El primer ejemplo de cálculo se lo realiza para determinar la capacidad de carga de un pilote, dicho ejemplo se trata de una columna soportada por pilotes fabricados in situ, cuya sección y longitud se obtuvo mediante iteraciones, luego de un cálculo se tiene la cantidad de pilotes necesarios para soportar la carga de la columna; posteriormente se encuentra un valor de la carga neta sobre de un pilote (actuando como elemento único).

De acuerdo al cálculo del número de pilotes necesarios para soportar el peso de la columna en cuestión, se procede al estudio del comportamiento del conjunto de pilotes, el mismo que debe cumplir con una condición favorable a la seguridad de la cimentación, de no ser así, se volverá a realizar un nuevo cálculo, modificando la sección o longitud del pilote, hasta que esta condición de que la carga total del proyecto sea menor que $Q_c/3$.

- Con la finalidad de aclarar el porqué de la utilización de este tipo de pilote (hincado in situ), como así mismo las transferencias de cargas del mismo en arcilla rígida, se desarrolló también un método dinámico (segundo ejm. numérico), en el cual el hincado de los pilotes se lo realiza por los golpes de un martinete, la sección y longitud, como así mismo el suelo es el mismo para los dos métodos, obteniéndose capacidades de carga para un pilote muy diferentes, por lo que se concluye que este método de hincado como lo refiere el “método dinámico” en este tipo de suelo como es de arcilla rígida no es el adecuado.
- Los pilotes hincados por los golpes de un martinete en un suelo arcilloso rígido, no son apropiados, debido principalmente a las características de las arcillas, ya que al realizar los golpes con un peso determinado, la arcilla se remoldea modificando de esta manera sus características de suelo cohesivo, y por consiguiente perdiendo considerablemente su resistencia.

- Se demostró que la arcilla rígida tiene una capacidad portante muy apreciable como elemento de apoyo de un pilote, es así que también se desarrolló un ejemplo aplicando el método Estático a un estrato de suelo diferente (estrato de suelo mixto), de acuerdo al mismo se tuvo resultados que confirman nuestra teoría.
- La utilización de pilotes fabricados in situ (ver figura 7.1 y 7.2), para desarrollar el MÉTODO ESTÁTICO, ya que es el más adecuado para este tipo de suelos (arcilla rígida).



Fotografía 7.1 Perforación de un pilote



Fotografía 7.2 Colocado de la armadura para la construcción de un Pilote hincado “ in situ”

7.2 RECOMENDACIONES

Luego del análisis realizado, cabe destacar los siguientes aspectos que aún quedan por investigar y algunas recomendaciones:

- Aplicar la misma metodología a arcillas normalmente consolidadas, con la finalidad de ver si hay algún comportamiento diferencial.
- Realizar el mismo estudio en suelos arenosos (suelos muy comunes), adaptando el modelo de análisis y comparar el comportamiento con un suelo arcilloso, tomando en cuenta el fuste y la punta por separado.
- Continuar los estudios de comportamiento geotécnico básico de las arcillas rígidas-fisuradas, que aun pueden calificarse como de poco conocidas.
- Generar un modelo numérico que tenga en cuenta adecuadamente el proceso de disipación de las presiones intersticiales en función del tiempo, dentro de un

suelo. Ello es fundamental a la hora de interpretar exactamente los resultados de las pruebas de carga, así como a posteriores recomendaciones para su ejecución.

- Se debe investigar a profundidad el comportamiento dinámico, las diferentes condiciones en los cabezales, las conexiones con otros elementos, el comportamiento carga-deformación. No debemos olvidarnos también que la incertidumbre existente en el comportamiento de muchos suelos exige una mayor dedicación y profundización.
- Siempre pensar en utilizar concretos durables, pues las cimentaciones son las que están más expuestas al ataque de la humedad, agentes químicos, etc.
- Se debe tener muy en cuenta en el momento de construir una obra de cimentaciones, que el hundimiento adyacente a la zona sea el menor posible de manera que se pueda contrarrestar de alguna forma práctica para así evitar problemas futuros.
- Previo al diseño se debe exigir un estudio serio de suelos, no olvidemos que mientras mayor sea la confiabilidad de los parámetros utilizados, menor será el factor de seguridad.