



POLITÉCNICA

CAMPUS DE EXCELENCIA INTERNACIONAL



E.T.S.E.M.

“Ingeniamos el futuro”

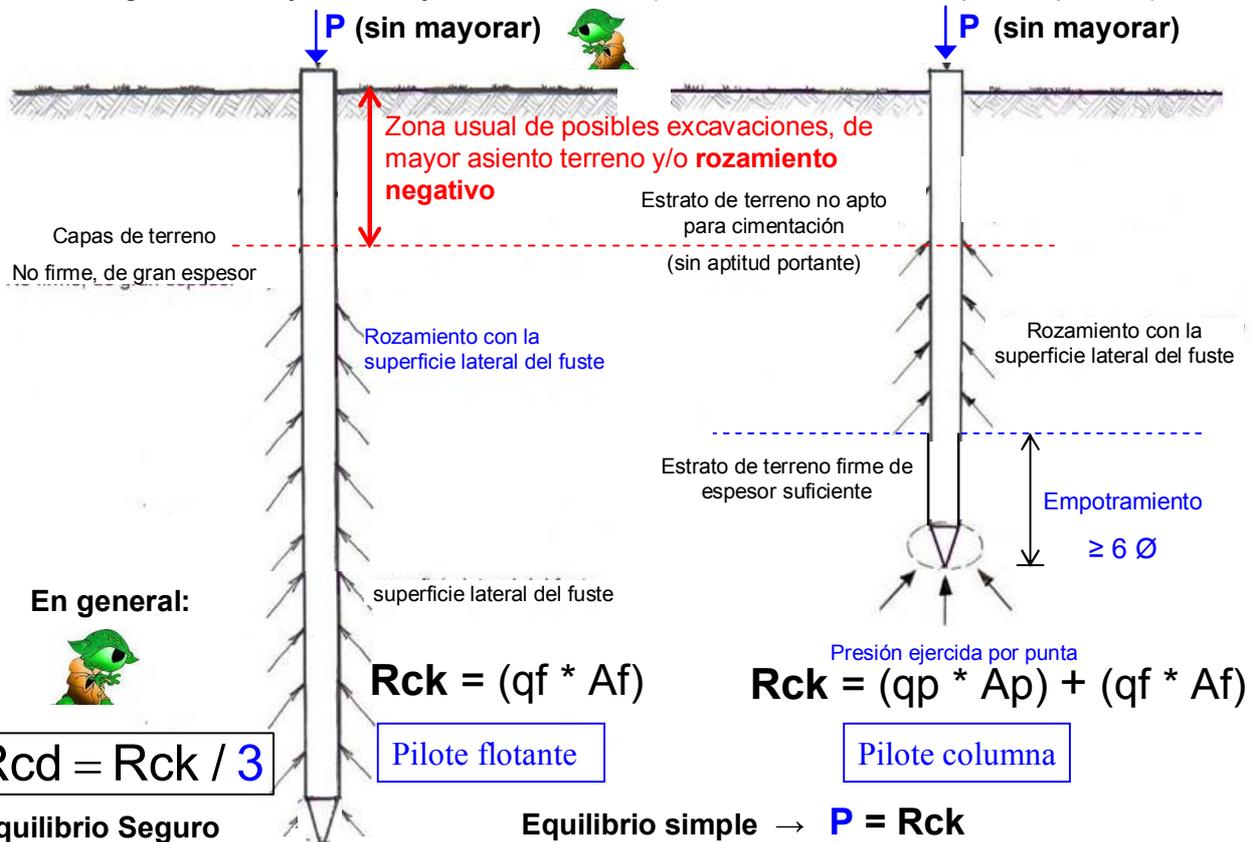
Escuela Técnica Superior de Edificación Madrid

Cimentaciones profundas: PILOTAJE IN SITU

CONDICIONES DE UTILIZACIÓN

Las cimentaciones por pilotaje se utilizan cuando:

- No existe firme en una profundidad alcanzable con zapatas o pozos ($h \geq 5m$).
- Se quieren reducir o limitar los asentos del edificio.
- La permeabilidad u otras condiciones del terreno impiden la ejecución de cimentaciones superficiales.
- Las cargas son muy fuertes y concentradas (caso de torres sobre pocos pilares).



FORMAS DE TRABAJO Y SOLICITACIONES DE LOS PILOTES

Transmite cargas al terreno. Tiene dos formas fundamentales de trabajo:

a) **Pilotes flotantes:** inmersos en terrenos de resistencia media a baja sin que se pueda llegar a un estrato profundo suficientemente resistente. La carga que transmite al terreno en su mayor parte es por rozamiento del fuste. ($R_p \leq 3 R_f$) NTE CPI 1977

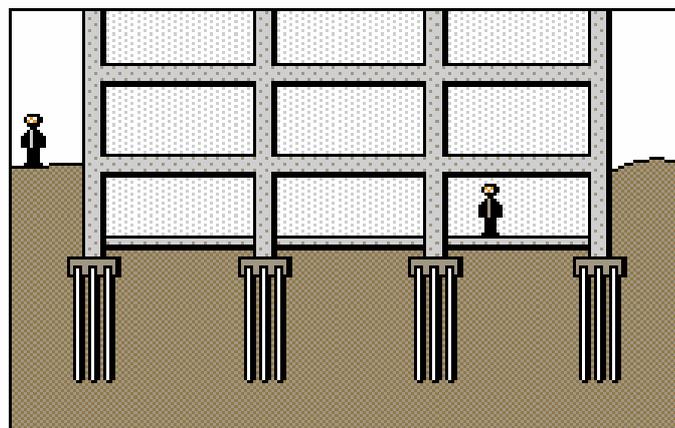
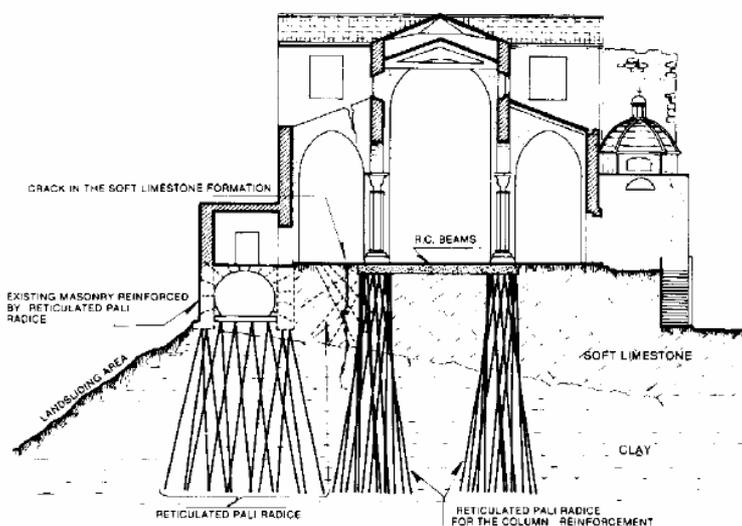
b) **Pilotes columna:** empotrados en una base mucho más resistente que el terreno superior y que trabajan predominantemente por punta. ($R_p > 3 R_f$) NTE CPI 1977

ACCIONES VERTICALES Y HORIZONTALES

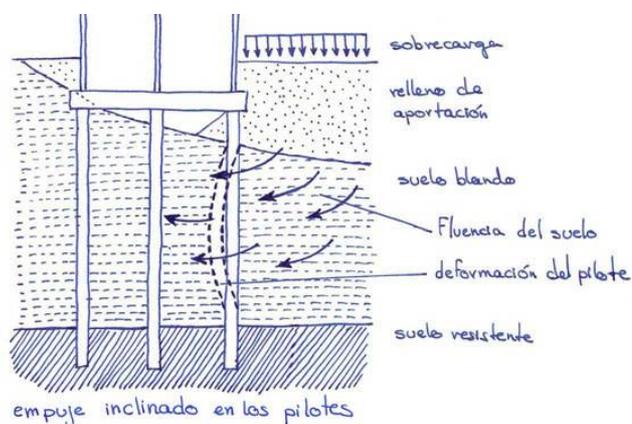
Al ir aumentando la carga sobre un pilote flotante cada vez llega a la punta un porcentaje mayor de aquella y en la rotura se produce la plastificación de un bulbo de terreno en torno a la base del pilote. Se han propuesto hipótesis muy diversas sobre la forma y dimensiones de ese bulbo plastificado.

En los pilotes columna es importante que la capa de apoyo tenga resistencia y espesor suficiente para que no se produzcan fenómenos de punzonamiento bajo las fuertes cargas que llegan a la punta.

En la cimentación de un edificio los pilotes estarán sometidos predominantemente a cargas verticales de una construcción, pero en algunos casos deben tenerse en cuenta otros tipos de solicitaciones como son:



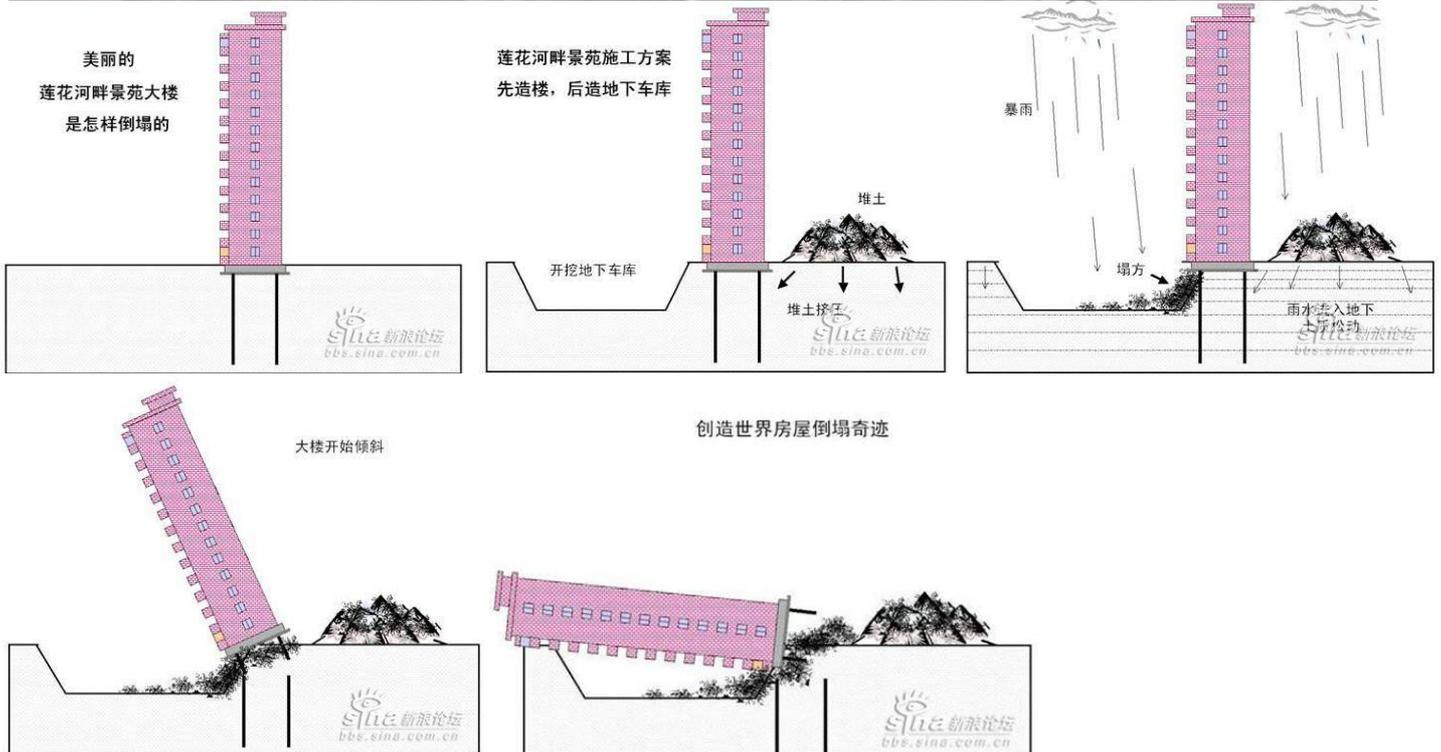
- Cargas horizontales debidas al viento, empujes de arcos o muros, etc.
- **ROZAMIENTO NEGATIVO** al producirse el asiento del terreno en torno a pilotes columna por haber extendido rellenos o sobrecargas, rebajar el nivel freático o tratarse de suelos blandos aún en proceso de consolidación.



- Flexiones por deformación lateral de capas blandas bajo cargas aplicadas en superficie.
- Esfuerzos de corte, cuando los pilotes atraviesan superficies de deslizamiento de taludes.

2009 Accidente en China

Las fotos a continuación hablan por si solas. Una de las torres del complejo de apartamentos "Lotus Riverside" en la ciudad china de Shanghai se desplomó (literalmente) el sábado 27 de Junio de 2009. Los estudios preliminares revelan que fallas en la contención del río que corre paralelo al complejo hizo que se produjera una saturación no prevista del terreno provocando la falla de la cimentación por pilotes (se aprecian claramente en las fotos). Este accidente ha puesto en serios apuros a los responsables de la normativa y el control de las construcciones en China.



FORMAS DE ROTURA DE UN TERRERNO BAJO UN PILOTE

Se parte la fórmula de Brinch Hansen (1970) para cimentaciones superficiales.

$$q_h = (c_K * N_c) * d_c * s_c * i_c * t_c + (q_{0K} * N_q) * d_q * s_q * i_q * t_q + \left(\frac{1}{2} \gamma_K * B^* * N_\gamma \right) * d_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * t_\gamma$$

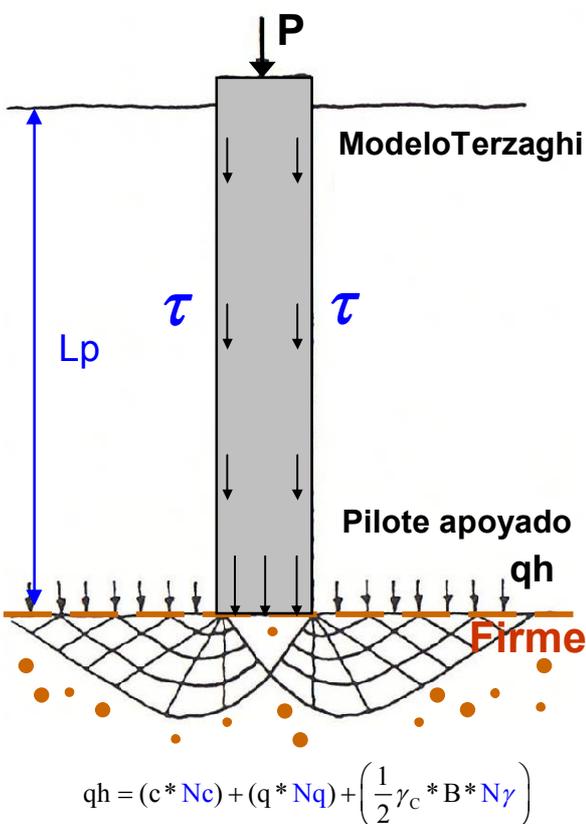
En arcillas, para cálculos sin drenaje a corto plazo: $c' = c_u$ y $\phi = 0$
 el tercer sumando resulta nulo al ser $N_\gamma = 0$

Para cálculos a largo plazo las arcillas se comportan como arenas de bajo ϕ'

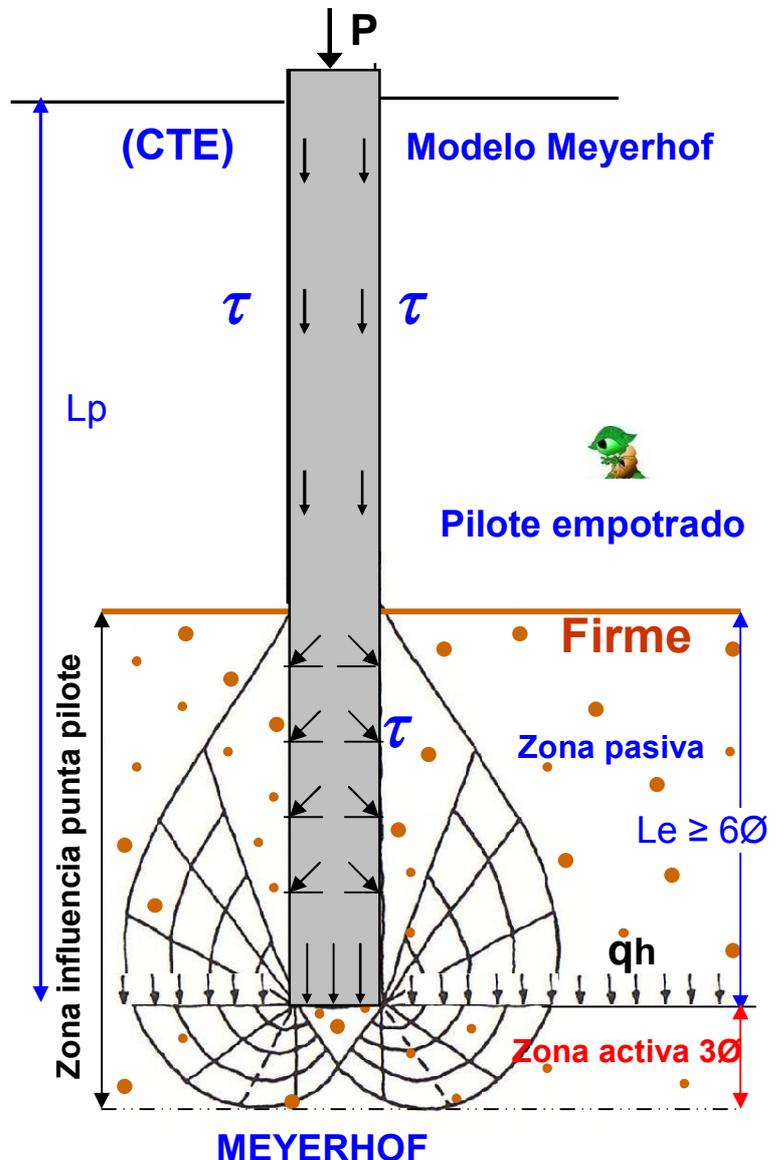
En arenas, si se toma $c' = 0$ se anula el primer sumando. 🌿

El tercer sumando resulta muy pequeño frente al segundo.

En consecuencia el tercer sumando se desprecia en todos los casos.



En pilotes se transmite al terreno además de la carga de hundimiento por punta la carga por fuste que no se tiene en cuenta en las cimentaciones superficiales

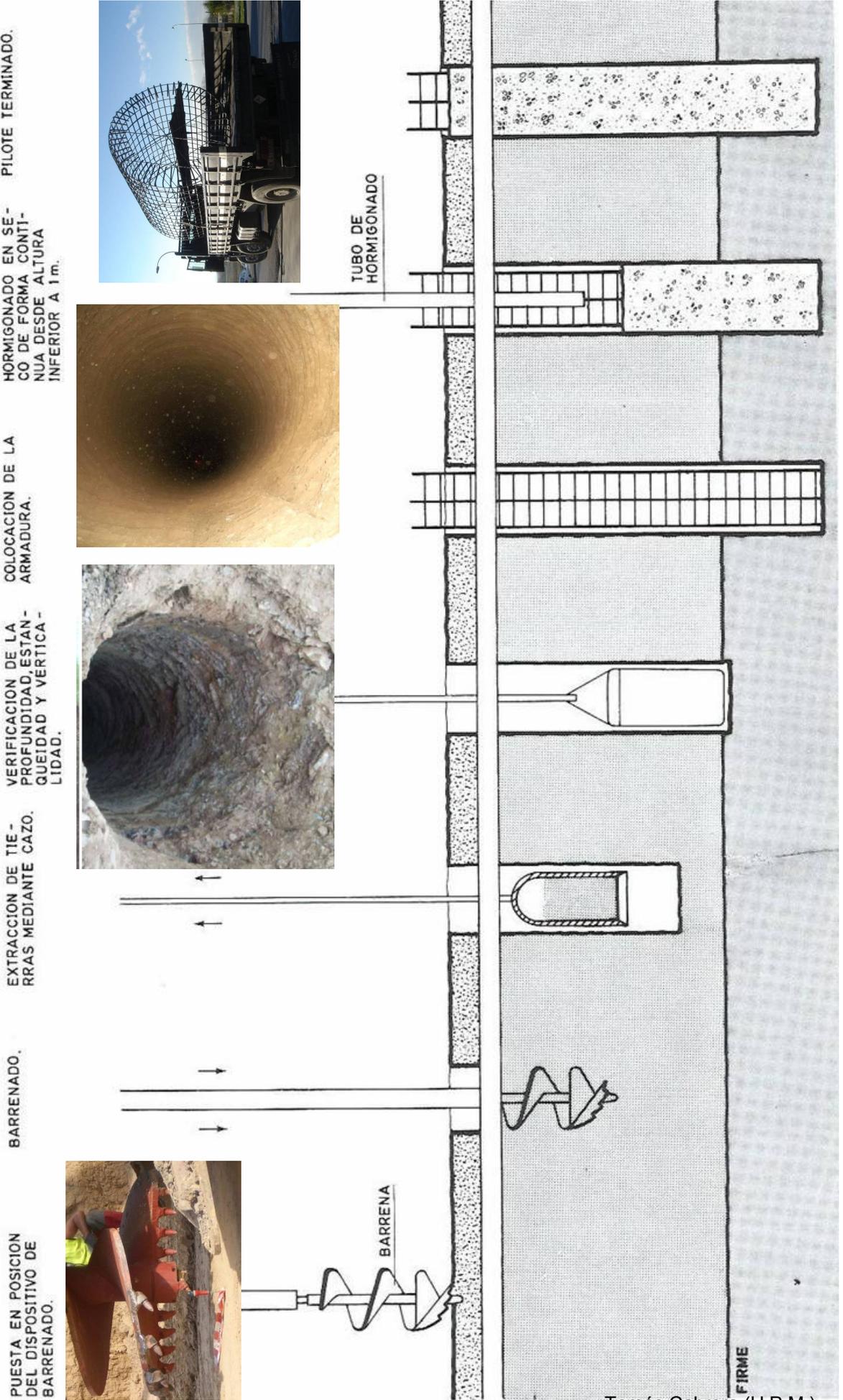


(L_e = longitud de empotramiento pilote en el firme)

$$q_h = (c * N_c) * d_c * s_c + (q * N_q) * d_q * s_q$$

La novedad es que, además, hay que añadir la resistencia por fuste del pilote en toda su longitud

FASES DE LA EJECUCION DE UN PILOTE BARRENADO SIN ENTUBACION (PERFORADOS EN SECO)



PUESTA EN POSICION DEL DISPOSITIVO DE BARRENADO.

BARRENADO.

EXTRACCION DE TIERRAS MEDIANTE CAZOS.

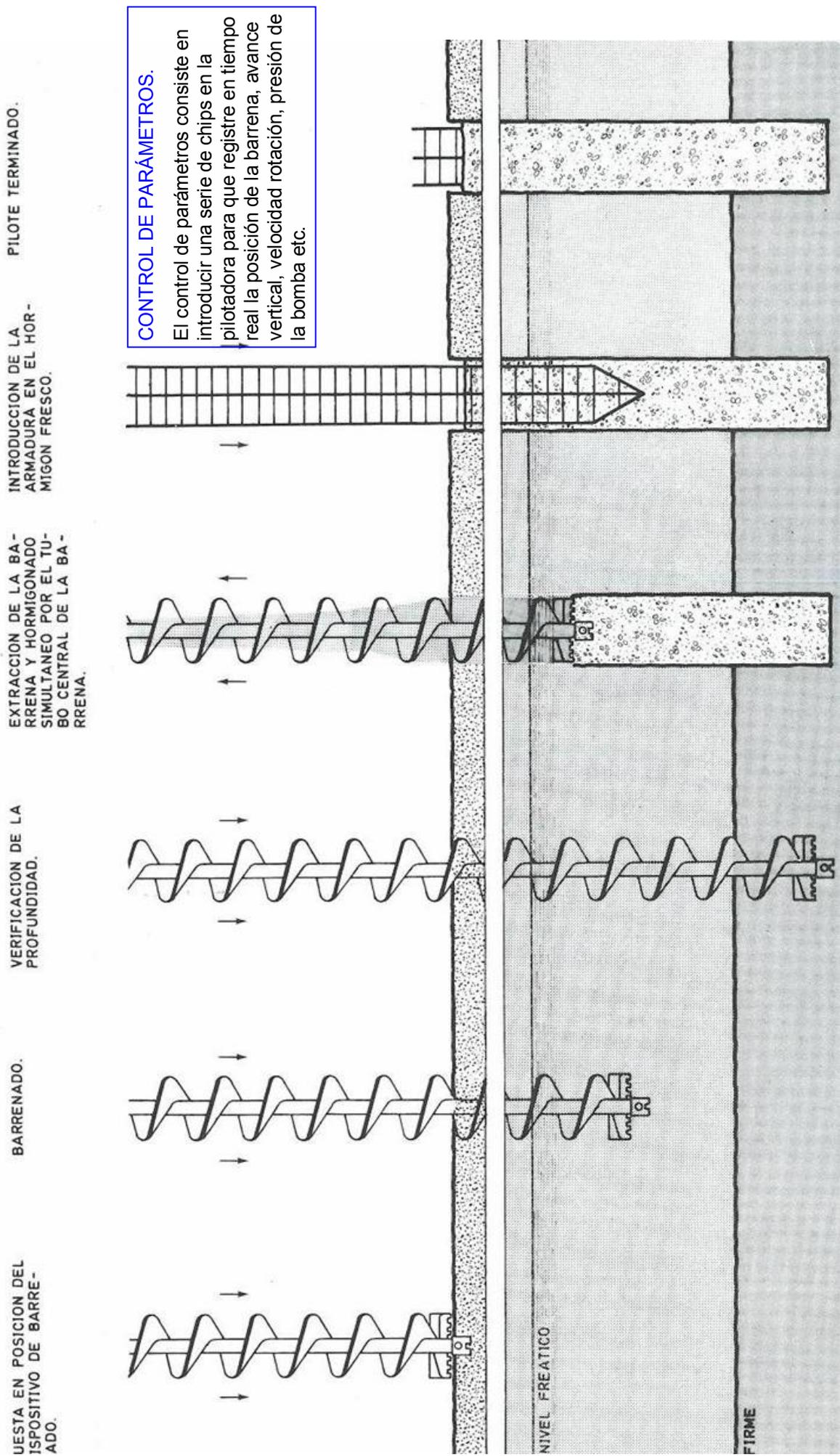
VERIFICACION DE LA PROFUNDIDAD, ESTANQUEIDAD Y VERTICALIDAD.

COLOCACION DE LA ARMADURA.

HORMIGONADO EN SECO DE FORMA CONTINUA DESDE ALTAURA INFERIOR A 1m.

PILOTE TERMINADO.

FASES DE EJECUCION DE UN PILOTE BARRENADO HORMIGONADO POR EL TUBO CENTRAL DE LA BARRENA



PILOTES IN SITU



Barrena normal, perforación en seco.
Colocación de armadura. Hormigonado.

Barrena continua hueca, perforación con nivel freático normal.
Hormigonado por interior de la barrena.
Colocación de armadura.

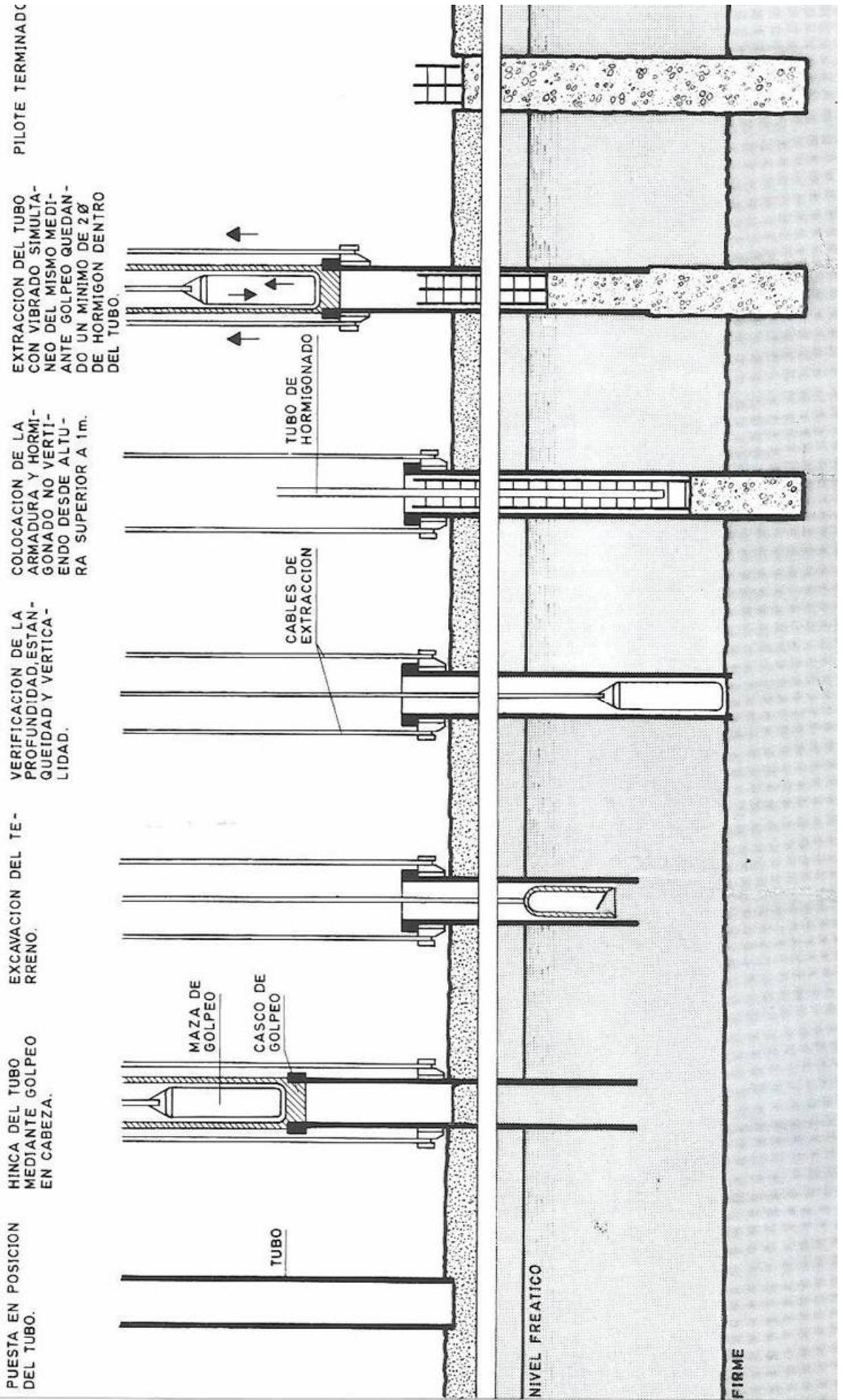


Pilote entubado. (terreno muy blando)
Clavado de camisa por golpeo.
Perforación.
Colocación de la armadura.
Hormigonado.

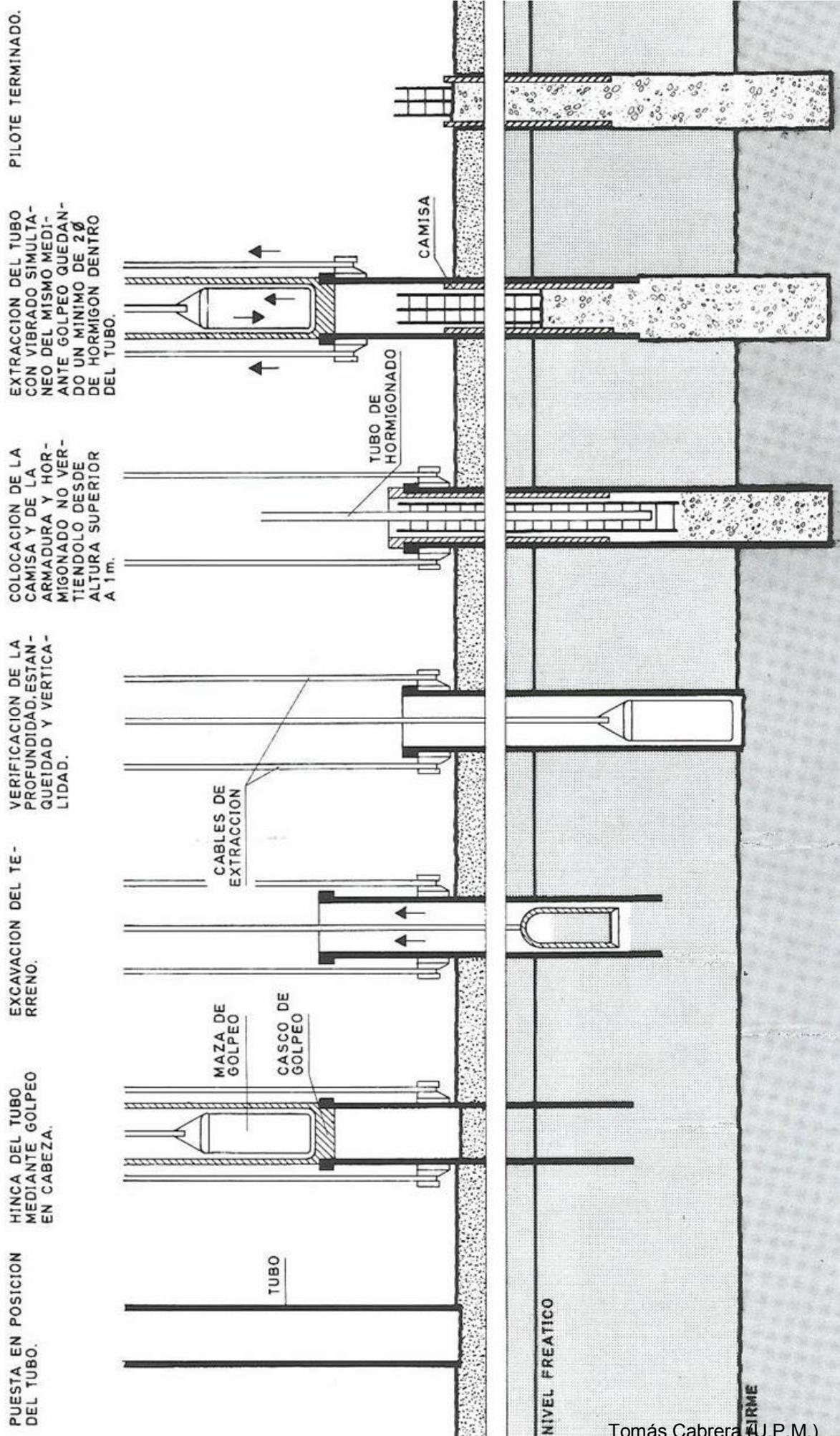


FASES DE EJECUCION DE UN PILOTE DE EXTRACCION CON ENTUBACION RECUPERABLE

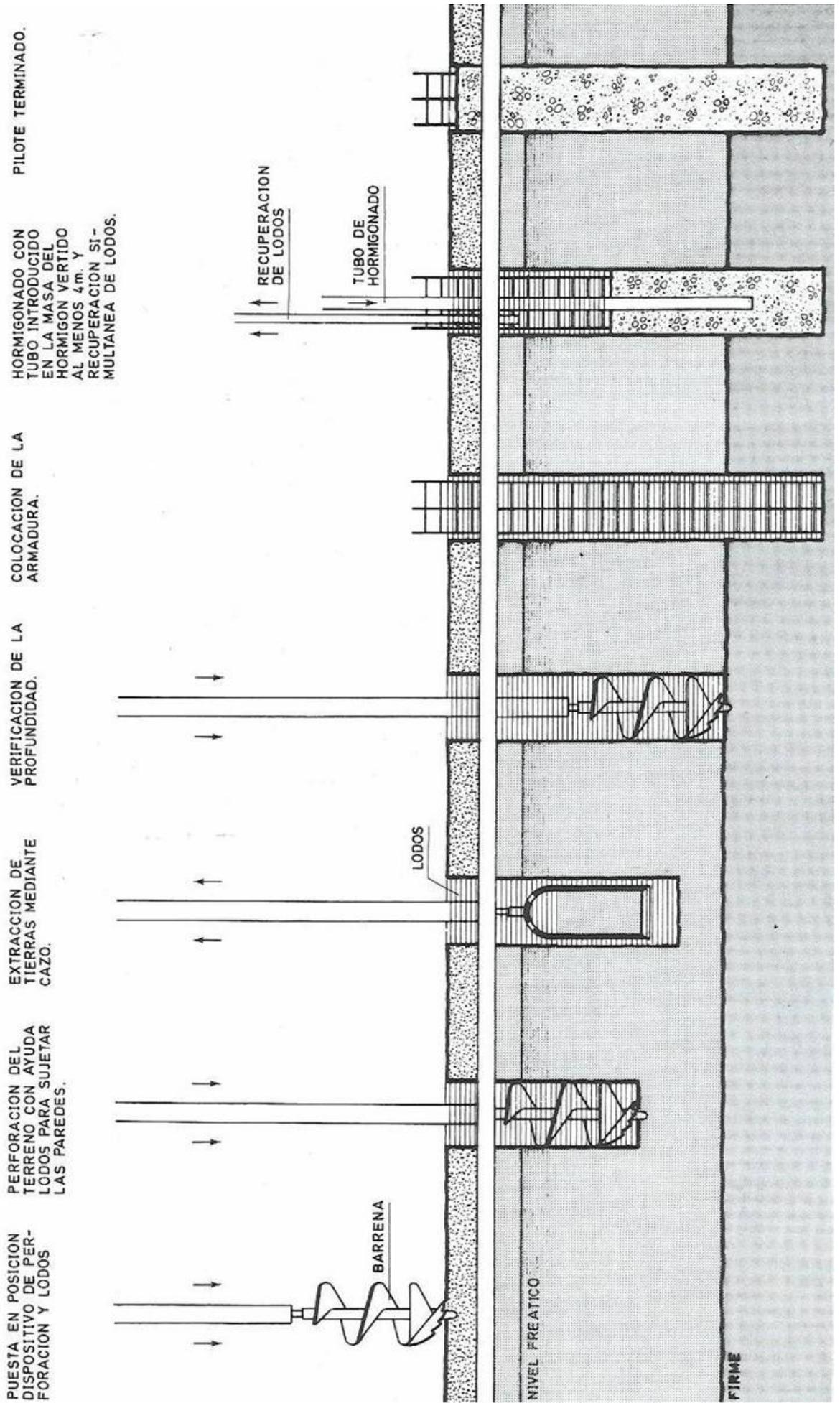
CPI-4



FASES DE EJECUCION DE UN PILOTE DE EXTRACCION CON CAMISA PERDIDA



FASES DE LA EJECUCION DE UN PILOTE PERFORADO CON LODOS TIXOTROPICOS

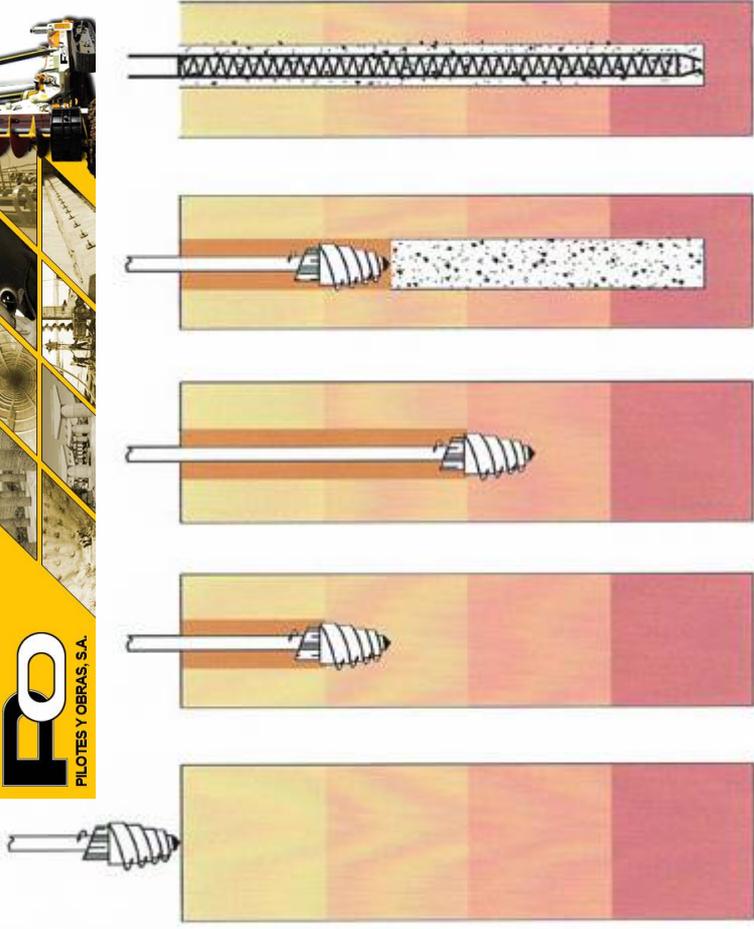


FASES DE LA EJECUCION PILOTE DE DESPLAZAMIENTO POR ROTACION



Disponibles en Ø:
350 450 500 600 mm

Profundidad:
Hasta 25 m



Es un Pilote moderno desarrollado en el centro de Europa en los últimos años, aprovechando los muy altos pares de rotación y de presión. En esencia es un **Pilote de Desplazamiento ejecutado a rotación y presión**.

La perforación se realiza con una cabeza de barrena especial que no saca las tierras en la perforación sino las desplaza horizontalmente. Una vez llegado a la profundidad prevista, se hormigona por el eje de la barrena.

Tanto el proceso de perforación como el posterior de hormigonado se registran continuamente los parámetros de ejecución del pilote. Por tanto se beneficia del incremento del Tope Estructural previsto en el C.T.E.

Es un Pilote apropiado en terrenos blandos en los que se valora una mejora del terreno circundante al pilote, evitándose al mismo tiempo la evacuación a vertedero del terreno perforado.

PILOTES IN SITU

5.1.2.2.5 Pilotes hormigonados “in situ”

- 1 A efectos de este DB se diferencian los siguientes tipos: pilotes de desplazamiento con azuche, pilotes de desplazamiento con tapón de gravas, pilotes de extracción con entubación recuperable, pilotes de extracción con camisa perdida, pilotes de extracción sin entubación con lodos tixotrópicos, pilotes barrenados sin entubación, pilotes barrenados, hormigonados por el tubo central de la barrena y pilotes de desplazamiento por rotación.

Pilotes de desplazamiento con azuche (CPI-2).

Pilotes de desplazamiento con tapón de gravas (CPI-3).

Pilotes de extracción con entubación recuperable (CPI-4).

Pilotes de extracción con camisa perdida (CPI-5).

Pilotes de extracción sin entubación con lodos tixotrópicos (CPI-6).

Pilotes perforados en seco, barrenados sin entubación. (CPI-7).

Pilotes barrenados hormigonados por el tubo central (CPI-8).

Pilotes de desplazamiento por rotación (no recogidos en NTE-CPI).

NTE CPI
(1977)

- 2 Para los pilotes hormigonados “in situ” se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:
- a) diámetro < 0,45 m: no se deben ejecutar pilotes aislados, salvo en elementos de poca responsabilidad en los que un posible fallo del elemento de cimentación no tenga una repercusión significativa;
 - b) 0,45 m < diámetro < 1,00 m; se podrán realizar pilotes aislados siempre que se realice un arriostamiento en dos direcciones ortogonales y se asegure la integridad del pilote en toda su longitud de acuerdo con los métodos de control recogidos en el apartado 5.4;
 - c) diámetro > 1,00 m; se podrán realizar pilotes aislados sin necesidad de arriostamiento siempre y cuando se asegure la integridad del pilote en toda su longitud de acuerdo con los métodos de control recogidos en el apartado 5.4 y el pilote se arme para las excentricidades permitidas y momentos resultantes.
- 3 Para la selección del tipo de pilote se tendrán en cuenta las indicaciones recogidas en el apartado 5.4.1.1.

5.1.3 Configuración geométrica de la cimentación

- 1 En el proyecto, la disposición geométrica de una cimentación por pilotes se realizará tanteando diferentes disposiciones de pilotes hasta alcanzar una situación óptima. Cuando se trate de analizar una situación ya existente, será imprescindible conocer los datos geométricos de la disposición de los pilotes.
- 2 Los datos geométricos de mayor interés para analizar el comportamiento de un pilote aislado son la longitud dentro del terreno y su diámetro, o la ley de variación de su diámetro si es que éste no fuera constante.
- 3 En los grupos de pilotes será necesario tener en cuenta además su distribución geométrica, en particular, su separación. (véase Figura 5.2).
- 4 De cada pilote se debe conocer su sección transversal y su ubicación dentro del encepado. Normalmente, los pilotes serán de igual longitud; en caso contrario, habrá de considerarse en los cálculos de detalle.

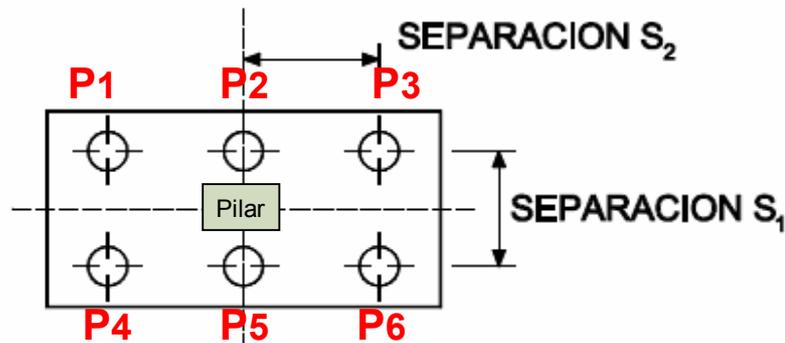
PILOTES IN SITU

5.2 Acciones a considerar

- 1 Además de las acciones de la estructura sobre la cimentación se tendrá en cuenta que los pilotes puedan estar sometidos a efectos "parásitos" inducidos por acciones derivadas por el movimiento del propio terreno de cimentación.
- 2 Debe considerarse la forma y dimensiones del encepado a fin de incluir su peso, así como el de las tierras o aquello que pueda gravitar sobre éste, en el cómputo de las acciones.
- 3 En su caso, se especificará el nivel del terreno alrededor del pilotaje. En aquellos casos en los que pueda existir socavación habrá que considerar al menos, con carácter accidental, la situación correspondiente a la máxima prevista



ES UN PROBLEMA ESPACIAL NO PLANO



No se tiene en cuenta peso pilote

$$F_1 = N_o / 6 \text{ (nº pilotes)}$$

$$F_2 = \frac{1}{2} M_T / d \text{ (distancia)}$$

(2 = nº pórticos resistentes al momento M_T)

Plano cabeza pilotes

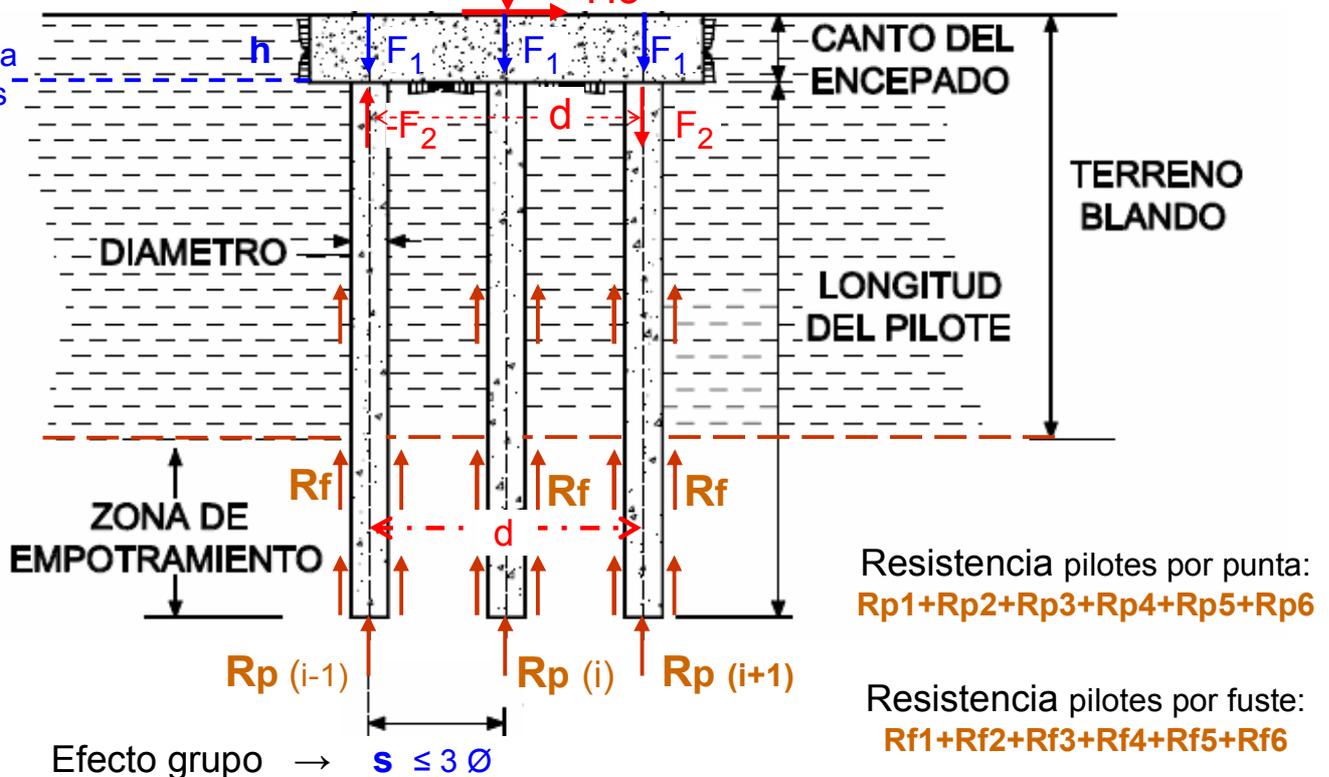
Datos del pilar



Figura 5.2. Esquema de un posible pilotaje

$$M_T \text{ (cabeza pilotes)} = M_o + H_o \cdot h$$

$$F_T \text{ (pilote)} = F_1 \text{ o } F_1 \pm F_2$$



Resistencia pilotes por punta:
 $R_{p1} + R_{p2} + R_{p3} + R_{p4} + R_{p5} + R_{p6}$

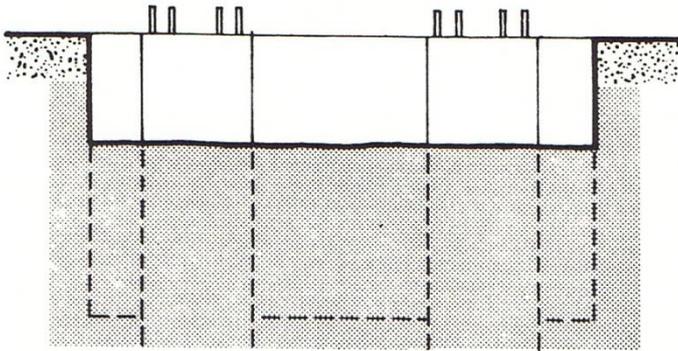
Resistencia pilotes por fuste:
 $R_{f1} + R_{f2} + R_{f3} + R_{f4} + R_{f5} + R_{f6}$

Efecto grupo $\rightarrow s \leq 3 \varnothing$

(CTE). Cuando para cada pilote individualmente $H_o \leq 10\% N_o$. Los pilotes absorben la fuerza H_o y no es necesario comprobar la rotura lateral del terreno

Con $H_o > 10\% N_o$, se arriestra el encepado, se hincan pilotes inclinados, etc. Se comprueba rotura lateral terreno

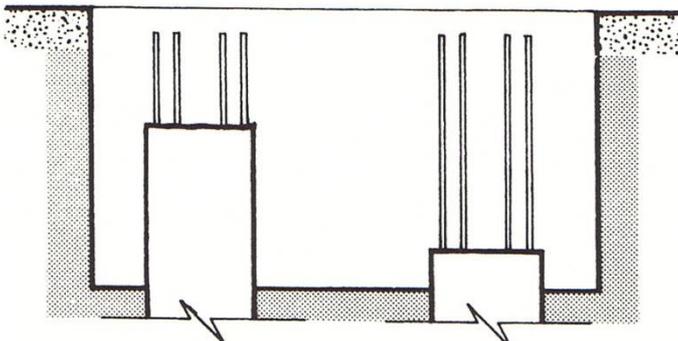
FASES EJECUCIÓN DE UN ENCEPADO



a) EXCAVACION.

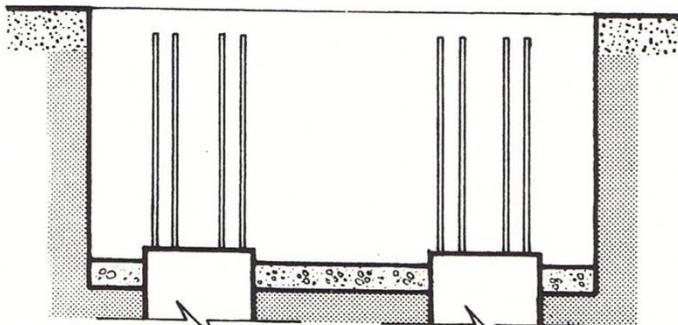


Excavación y descabezado



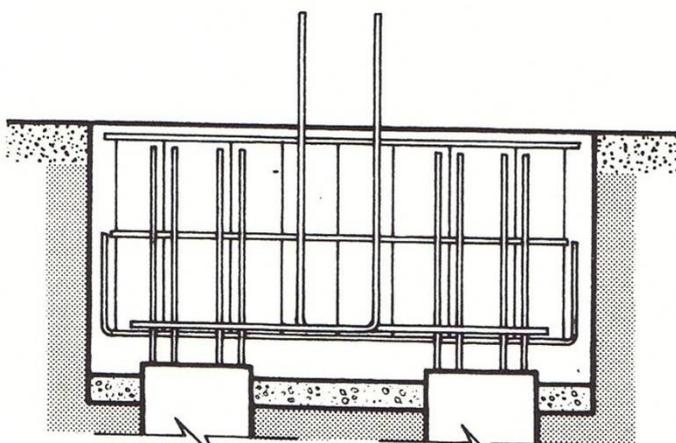
b) DESCABEZADO DE PILOTES.

Hormigón de limpieza.



c) HORMIGONADO DE LIMPIEZA.

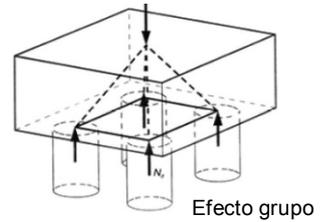
Colocación armadura del encepado



d) COLOCACION DE LA ARMADURA Y HORMIGONADO.

CÁLCULOS EN PILOTES

Una vez seleccionado el tipo de pilote más adecuado a la obra:



1/ Estudio pilote aislado (recubrimiento mínimo armaduras 7cm EHE)

1.1. Estimación de la carga sin mayorar "F" sobre el pilote aislado

1.2. Topo estructural. (elección diámetro pilote = predimensionado)

1.3. Carga de hundimiento = 1º Resistencia de fuste + 2º Resistencia de punta.

(longitud del pilote) Pilote corto ≈ 5 a 15 m - Pilote normal hasta ≈ 30m - Pilote largo > 30m.

$$R_{ck} = R_{fk} + R_{pk} \rightarrow R_{cd} = R_{ck} / \gamma_R \rightarrow \begin{cases} R_{cd} = N_{\text{pilar}} \\ R_{ck} = 3 N_{\text{pilar}} \end{cases}$$

Valor de cálculo (seguridad = 3)

1.4. Estimación del asiento del pilote aislado

2/ Grupo de pilotes (carga hundimiento grupo)

2.1. Si hay efecto grupo. Coeficiente de eficiencia. ($\eta \leq 1$)
(sólo para 4 pilotes o más)

2.2. Distribución de carga sobre pilotes: "Fi"
(se busca el pilote más cargado, en este caso, F_3)

2.3. Carga hundimiento pilote más cargado.
(longitud del pilote)

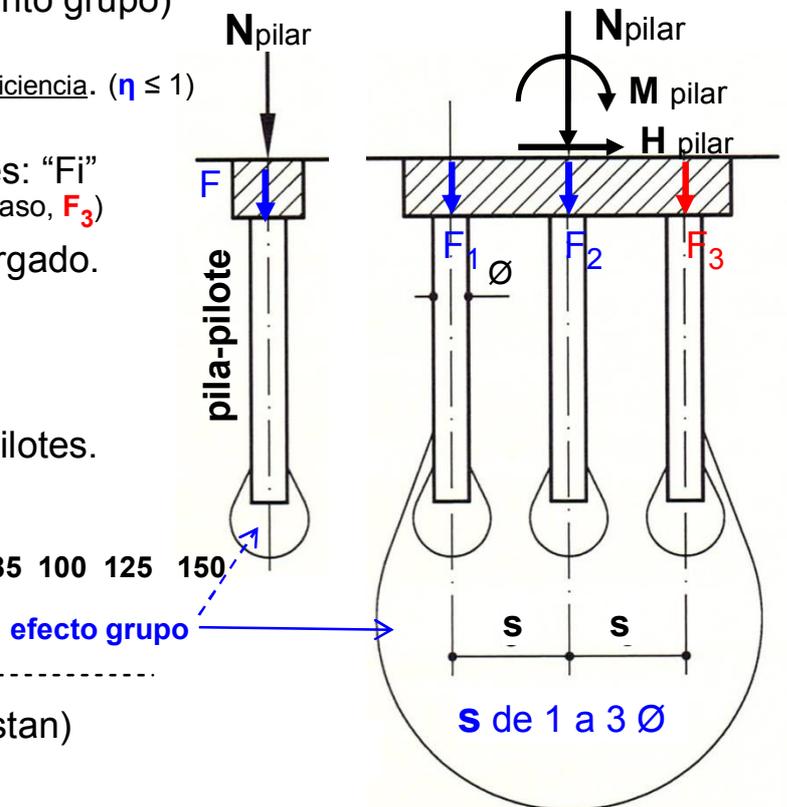
2.4. Cambio Ø pilote, si procede.
(reducir la longitud del pilote)

2.5. Estimación asiento del grupo de pilotes.

2.6 Cambio Ø pilote, si procede.

Ø usual pilote (cm): 30 35 45 55 65 75 85 100 125 150
180 200 220 250

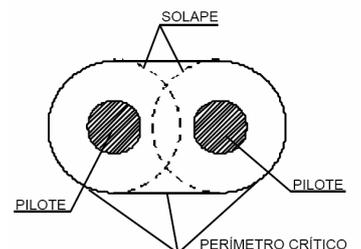
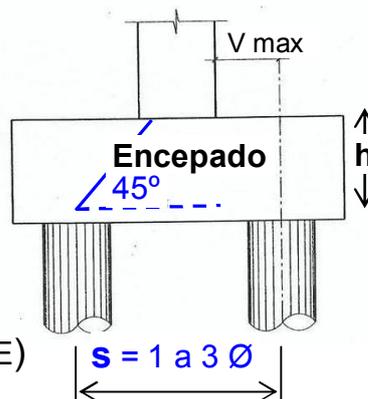
Ø pilote (cm) : < 30 = micropilote



No hay efecto grupo con $s \geq 3 \text{ Ø}$

3/ Acciones especiales (cuando existan)

- 3.1. Rozamiento negativo.
- 3.2. Empujes laterales terreno.
- 3.3. Esfuerzos transversales pilote.
- 3.4. Recalculer pilote, si procede



4/ Dimensionar encepado.

(recubrimiento mínimo 7cm .)

4.1. Dimensiones: **B x L x h** (EHE).

4.2 Dimensionado vigas de cimentación (EHE)

El pilar aislado: tope estructural

1.1 TOPE ESTRUCTURAL: elección del Ø pilote <> predimensionado.

El tope estructural o carga nominal de un pilote es el valor de cálculo de su capacidad resistente. La sollicitación axial de cada pilote no debe superar este tope.

La fórmula de CTE para pilotes perforados es:

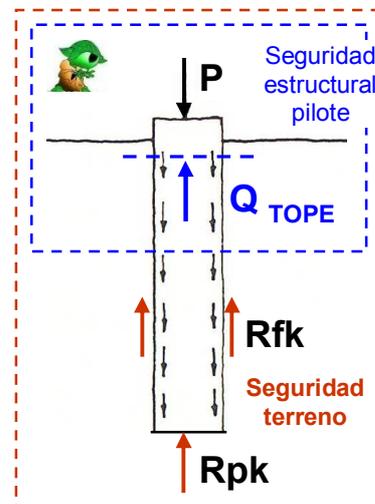
$$Q_{\text{TOPE}} = \sigma_T \cdot A$$

Siendo:

A = área de la sección transversal pilote

σ_T = tensión de trabajo en N/mm^2 en el pilote (ver tabla).

Q_{TOPE} = **Carga nominal del pilote.**



El coeficiente de seguridad que se utiliza es muy alto ≈ 6 con $f_{ck} 25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{cd} = \sigma_{adm} = 25 / 6 = 4,16 \approx 4 \text{ N/mm}^2$.

El tope estructural depende de la sección transversal del pilote, es tipo de material del mismo, el procedimiento de ejecución y del terreno

| Procedimiento | Tipo de pilote | Valores de σ (MPa) | |
|-----------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| Hincados | Hormigón pretensado o postesado | $0,30 \cdot (f_{ck} - f_{D})$ | |
| | Hormigón armado | $0,30 \cdot f_{ck}$ | |
| | Metálicos | $0,30 \cdot f_{yk}$ | |
| | Madera | 5 | |
| | | suelo firme | roca |
| Perforados | Entubados | $5 \cdot (f_{ck} / 25)$ | $6 \cdot (f_{ck} / 25)$ |
| | Lodos | $4 \cdot (f_{ck} / 25)$ | $5 \cdot (f_{ck} / 25)$ |
| | En seco | $4 \cdot (f_{ck} / 25)$ | $5 \cdot (f_{ck} / 25)$ |
| | Barrenados sin control de parámetros | $3,5 \cdot (f_{ck} / 25)$ | --- |
| | Barrenados con control de parámetros | $4 \cdot (f_{ck} / 25)$ | --- |

Con un control adecuado de la integridad (ensayos en obra), los pilotes perforados podrán calcularse con topes estructurales un 25% mayores.

Ejemplo: con $f_{ck} 25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 4 \cdot (25/25) = 4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 4 \times 1,25 = 5 \text{ N/mm}^2$

El armado de los pilotes se realizará con las reglas de la EHE, pero a efectos de cálculo a flexión de pilotes hormigonados in situ se recomienda considerar $f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2 = 18 \text{ MPa}$.

(Ver pagina 47 de los apuntes y el apartado 5.2.3.1 de CTE)

El pilar aislado hundimiento vertical

1.2 CARGA DE HUNDIMIENTO DEL PILOTE AISLADO

La carga de hundimiento de un pilote aislado de la suma de lo que es capaz de soportar como pilote columna + lo que es capaz de soportar como pilote flotante.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

C.T.E

$$R_{ck} = (q_p * A_p) + \sum(\tau_f * A_f)$$

Siendo:

R_{ck} = Resistencia frente a carga vertical que produce el hundimiento.

R_{pk} = Resistencia por punta.

R_{fk} = Resistencia por fuste. $R_{fk} = \int_0^L \tau_f * p_f * dz$

A_p = Área de la punta ($\pi * \varnothing^2 / 4$)

q_p = Resistencia unitaria en la punta

A_f = Area del fuste ($\pi * \varnothing * L_f$)

τ_f Resistencia unitaria en el fuste (medida en $L_f / 2$)

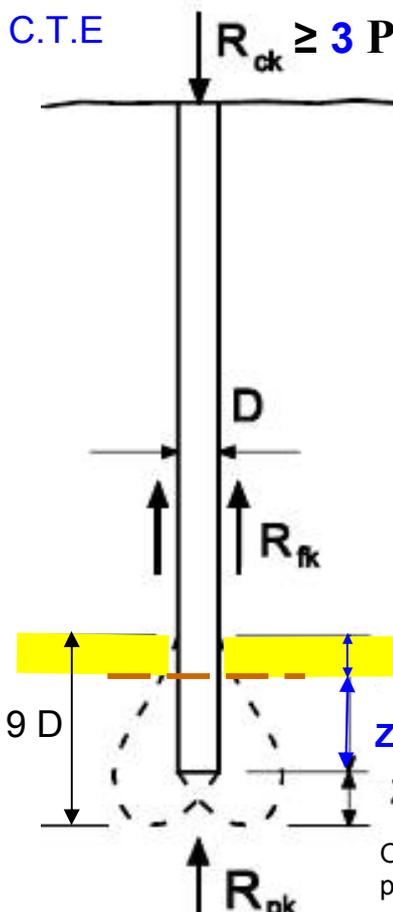
Pasando a valores de cálculo → incorporando el coeficiente de seguridad:

EQUILIBRIO VERTICAL : $R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$

$$R_{cd} = R_{ck} / \gamma_R$$

R_{cd} = Resistencia de cálculo al hundimiento
coeficiente seguridad: $\gamma_R = 3$

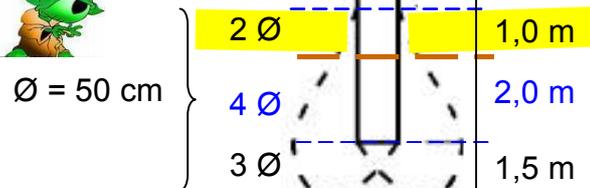
C.T.E $R_{ck} \geq 3 P_i$ (carga real pilote)



Ejemplo: Si el terreno es heterogéneo y el bulbo de presiones profundiza $4\varnothing$ en el estrato resistente, entonces según 5.3.4.1.2.4.



$\varnothing = 50 \text{ cm}$



$$q_{p,media} = \frac{(1 * 750 + 3,5 * 1200)}{4,5} = 1100 \text{ kN / m}^2$$

Con empotramiento nulo.

$$q_{p,media} = \frac{(3 * 750 + 1,5 * 1200)}{4,5} = 900 \text{ kN / m}^2$$

Ejemplo:

$q_{p1} = 750 \text{ kN/m}^2$

$q_{p2} = 1200 \text{ kN/m}^2$

ZONA PASIVA ~ 6D

ZONA ACTIVA ~ 3D

Zona empotrada del pilote en el estrato resistente

ZONA DE INFLUENCIA DE PUNTA

Obsérvese que en pilotes no se tiene en cuenta la pequeña diferencia entre el peso del terreno extraído (o desplazado en su caso) y el del hormigón del pilote.

CTE DB-SE C

5.3.4.1.2 Consideraciones sobre la resistencia por punta

- 1 El área de la punta a utilizar en el cálculo será igual al área de la sección transversal del pilote al nivel de la punta (pilotes de extracción) o a la proyección sobre el plano transversal del área del azuche en pilotes hincados. Para pilotes huecos (sección en forma de corona circular), o para perfiles metálicos hincados sin azuche, habrá que calcular el área de la punta equivalente según 5.1.2.2.2.
- 2 El área de la punta que ha de considerarse para el cálculo de los pilotes metálicos en H será, salvo que se justifique otro valor, o se disponga un azuche especial, el menor de los dos valores siguientes:
 - a) el área del rectángulo circunscrito;
 - b) vez y media el cuadrado del ala.
- 3 En los pilotes huecos hincados, se tomará como área de la punta el total de la superficie encerrada por el contorno externo.

4 En casos de terreno heterogéneo, se supondrá que la carga de hundimiento por la punta está controlada por un terreno con las características medias de la zona comprendida entre tres diámetros bajo la punta (zona activa inferior) y seis diámetros sobre la punta (zona pasiva superior), aproximadamente. (ejemplo anterior) 🦉

(Cuando se determina la resistencia mediante ensayos in situ, por ejemplo mediante NSPT. Se obtendrá la media de la zona pasiva, la media de la zona activa y luego la media de las dos zonas):

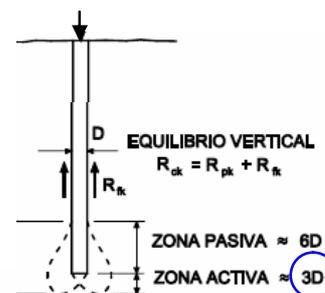
$$q_p, media = \frac{q_p z. pasiva + q_p z. activa}{2}$$

- 5 En las situaciones en las que bajo la punta existan zonas arcillosas de menor resistencia, que reduzcan la resistencia unitaria por punta "q p", dicho valor vendrá limitado por la expresión:

$$q_p \leq 6 \left(1 + \frac{H}{D} \right)^2 c_u \quad (5.11) \quad \text{(modelo Meyerhof)}$$

siendo

- H la distancia de la punta del pilote al estrato del suelo cohesivo blando inferior;
- D el diámetro real o equivalente (igual área) del pilote;
- c_u la resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo blando.



- 6 Si la separación entre pilotes es inferior a la distancia de la punta del pilote al nivel del suelo cohesivo blando inferior debe considerarse el efecto combinado del grupo de pilotes para estimar la carga de hundimiento y el posible asiento de la cimentación.

5.3.4.1.3 Consideraciones sobre la resistencia por fuste

- 1 Cuando la resistencia unitaria por fuste varíe con la profundidad, para el cálculo de la resistencia total por fuste se debe realizar una integración a lo largo del pilote. En los casos en que la resistencia total por fuste sea constante por tramos y también lo sea la longitud del contorno del pilote en cualquier sección horizontal, la resistencia por fuste se considerará como un sumatorio con un término por cada tramo, esto es:

$$R_{fk} = \sum \tau_f \cdot A_f \quad (5.12)$$

siendo

- A_f el área del contacto entre el fuste del pilote y el terreno en cada tramo;
- τ_f la resistencia unitaria por fuste en cada tramo.

- 2 En los pilotes con sección transversal especial, pilotes en H por ejemplo, se tomará como longitud del contorno la correspondiente a la figura geométrica simple (circunferencia, rectángulo o cuadrado) que conduzca a un perímetro menor.
- 3 En los pilotes columna sobre roca, no debe contemplarse la resistencia por fuste en los suelos cuya deformabilidad sea claramente mayor que la correspondiente a la zona de la punta.

A/ Determinación de la resistencia mediante soluciones analíticas

1.2.1/ SUELOS GRANULARES: (CTE anejo F.2.1)

Para pilotes perforados: (aproximadamente 80% resistencia por punta y 20% fuste)

Cuando se utilicen métodos basados en la teoría de la plasticidad, y para la obtención aproximada de la resistencia unitaria por punta por fuste, **se tendrá en cuenta si se trata de suelos granulares o suelos finos.**

$$Q_h = Q_p + Q_f = (q_p \cdot A_p) + \sum(\tau_f \cdot A_f)$$

Resistencia unitaria de hundimiento por punta: (cálculo a largo plazo)

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20 \text{MPa} = 20000 \text{ kN/m}^2 = 200 \text{ kp/cm}^2$$

(antes de introducir la seguridad) $\gamma_R = 3$

(Sin N.F. con $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ y $\phi = 30^\circ$ el valor tope se alcanza a profundidad: $2,5 \cdot 18z \cdot 18,4 = 20000 \rightarrow z = 24 \text{ m}$)

(Sin N.F. con $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ y $\phi = 35^\circ$ el valor tope se alcanza a profundidad: $2,5 \cdot 18z \cdot 33,3 = 20000 \rightarrow z = 13,5 \text{ m}$)

siendo:

$f_p = 2,5$ para pilotes hormigonados in situ (3 para hincados) f_p = factor de profundidad (dq) por factor de forma (sq)

σ'_{vp} = tensión **efectiva** vertical al nivel de la punta del pilote.

N_q = coeficiente de capacidad de carga para cimentaciones superficiales:

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg \phi} = \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg \phi} \quad (\text{Nota: ver Lección L-8 carga hundimiento zapata. (página 11)})$$

Para un ángulo de rozamiento “ ϕ ” dado la resistencia crece linealmente con la tensión σ'_{vp} , es decir, crece linealmente con la profundidad .

Caquot y Kérisel encuentran que una vez dentro del estrato resistente el producto: $N_q \cdot sq \cdot dq = N^*q$ (coeficiente de sobrecarga modificado) no sigue creciendo de forma indefinida y que alcanza un valor límite, efecto Kérisel.

N^*q según el terreno arenoso puede variar desde: $10^{2,7} tg \phi$ hasta: $10^{3,04} tg \phi$

Para arenas sueltas la resistencia a la penetración (Q_p) se estabiliza en 100 kp/cm^2 } Media: 200 kp/cm^2
 Para arenas densas la resistencia a la penetración (Q_p) se estabiliza en 300 kp/cm^2 }

El valor de f_p para terrenos arenosos

| Arena | N_q (zapata) | N^*q pilote = $10^{2,70} tg \phi$ | N^*q / N_q | } | Media: $f_p = 2,5$ |
|-------|----------------|-------------------------------------|------------------|---|--------------------|
| 30° | 18,40 | 36,21 | 1,97 ≈ 2 | | |
| 50° | 319,06 | 1651 | 5,17 | | |
| Aena | N_q (zapata) | N^*q pilote = $10^{3,04} tg \phi$ | N^*q / N_q | } | Media: $f_p = 3$ |
| 30° | 18,40 | 56,90 | 3,09 ≈ 3 | | |
| 50° | 319,06 | 4200 | 13,13 | | |

El valor : $f_p = 3$, lo reserva CTE para pilotes hincados

Resistencia unitaria de hundimiento por fuste

$$\tau_f = \sigma'v * Kf * f * tg\phi \leq 120kPa = 120kN / m^2 = 0,12MPa = 1,2 daN/cm^2 \quad (\text{antes de introducir seguridad}) \quad \gamma_R = 3$$

(Sin N.F. y terreno $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ el valor tope se alcanza a profundidad: $18 (z/2) * 0,75 * 0,577 = 120 \rightarrow z = 31 \text{ m}$)

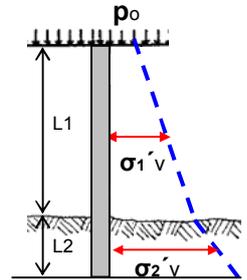
$\sigma'v$ = tensión **efectiva** vertical al nivel considerado.
(para terreno homogéneo es el punto medio del tramo de pilote considerado).

Kf = el coeficiente de empuje horizontal. $Kf = 0,75$ para pilotes perforados

f = factor de reducción de rozamiento por fuste.

($f = 1$ para pilotes hormigón in situ)

ϕ = ángulo de rozamiento interno del suelo granular.



(Nota): el valor: $Kf * tg \phi$ = coeficiente que relaciona tensiones σ_1 verticales con τ verticales.

El empuje horizontal es un valor entre el mínimo: empuje al reposo Ko y el máximo $Ko = 1$ (fluido)

Para $\phi = 30^\circ \rightarrow Ko = 1 - \text{sen } \phi = 0,5$ (terreno natural)
 $Ko = 1$ (hormigón fresco estado fluido) } Valor medio $Kf = 0,75$

(Puede apreciarse que en el modelo Mohr – Coulomb utilizado el valor de cohesión es nulo)

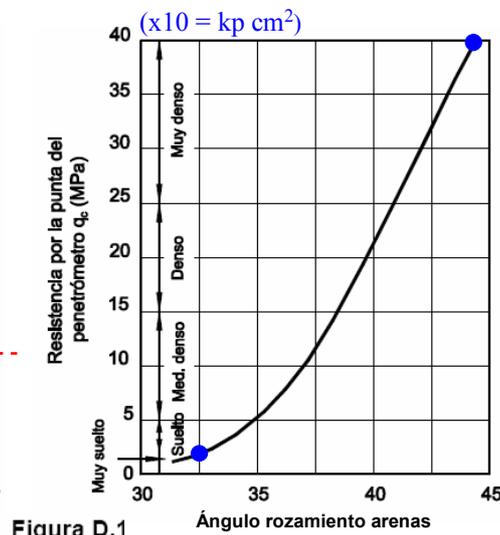
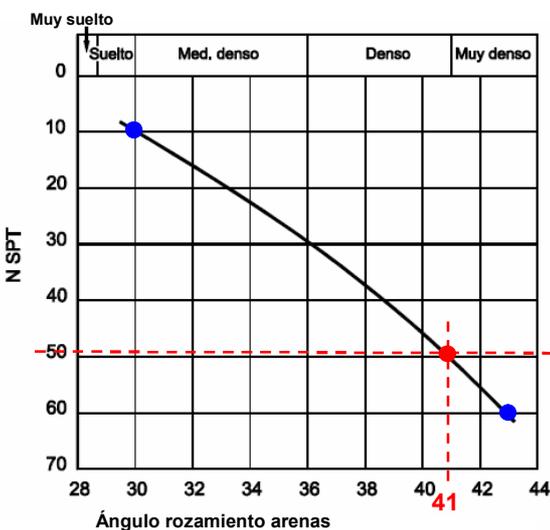
El ángulo de rozamiento interno del terreno arenoso con los ensayos N_{SPT} y CPT

Dada la dificultad de obtener muestras inalteradas de suelos granulares para hallar el valor del ángulo de rozamiento interno (ϕ) en laboratorio, se recomienda proceder a su determinación mediante correlaciones con ensayos "in situ" de penetración.(ver tabla 4.1 y figura D.1)

(En suelos granulares limpios y sin cohesión que no contengan más de un 30% en peso de partículas de más de 20 mm de diámetro se podrá estimar el ángulo de rozamiento interno a partir de métodos indirectos como el golpeo del ensayo SPT o la resistencia por punta del penetrómetro estático qc.)

SPT: standard penetration test CPT: cone penetration test

| Tabla 4.1 Correlación entre golpeo N_{SPT} , y CPT con el ángulo de rozamiento | | | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------|------------|--------------|------------|------------|
| CTE usa la propuesta de Peck (1974) : $\Phi = 27,1 + 0,3 N - 0,00054 N^2$ (no tiene en cuenta el factor de profundidad "D") | Muy suelto | Suelto | Medio- denso | Denso | Muy denso | | |
| Ángulo de rozamiento interno del terreno | 30° | 32° | 34° | 36° | 38° | 40° | 42° |
| Golpeo N_{SPT} (número) | 10 | 15 | 22 | 30 | 36 | 45 | 55 |
| Resistencia por punta del penetrómetro estático (MPa) $qc =$ | - | 2 | 4 | 7 | 15 | 21 | 30 |
| | | $(x10 = kp \text{ cm}^2)$ | | | | | |



ROM O5 recomienda la fórmula de Schmertmann:

$$tg\phi = \left[\frac{N}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'n}{Pa}} \right]^{0,34}$$

Φ = ángulo rozamiento
 N = Índice ensayo SPT
 $\sigma'n$ = Presión vertical efectiva al nivel del ensayo
 Pa = presión de referencia:
 $1 \text{ kp} / \text{cm}^2 = 100 \text{ kPa}$.

Figura D.1

Ejemplo nº 1 cálculo pilote en terreno granular

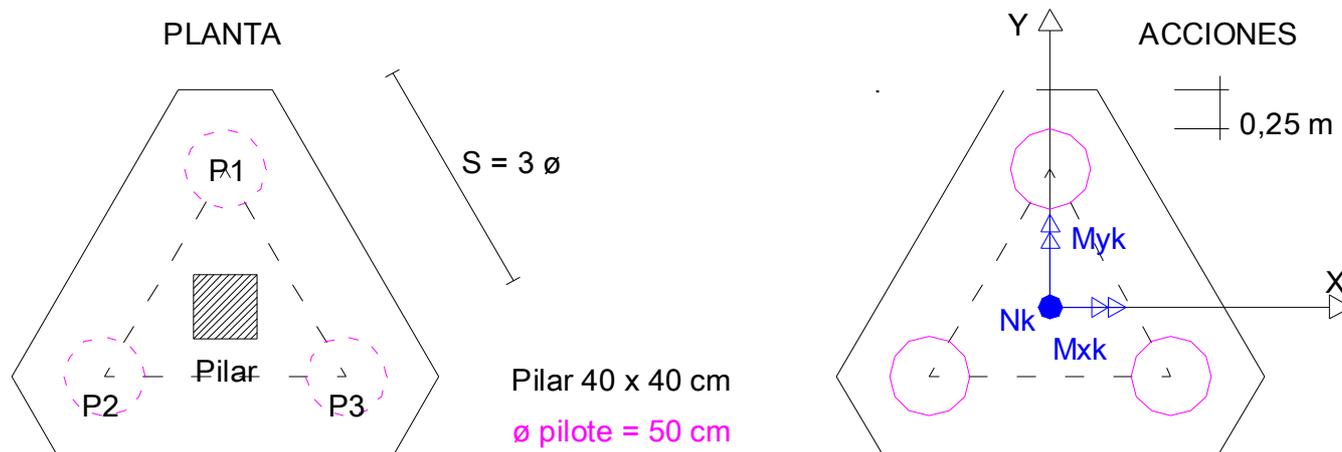
1º/ Problema de peritación:

Comprobar el pilotaje aislado de una pila de cimentación que se ha proyectado con el siguiente resultado

Tres pilotes de $\varnothing = 50$ cm por pilar (cuadrado de 40 x 40 cm).

Separación entre ejes = $3\varnothing$ (150 cm) para evitar el efecto grupo.

Longitud de pilotes = 11 m.



S = separación entre pilotes

$$Myk = 76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mxk = 63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Nk = 2800 \text{ kN}$$

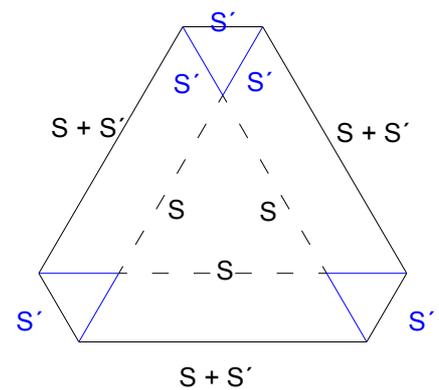
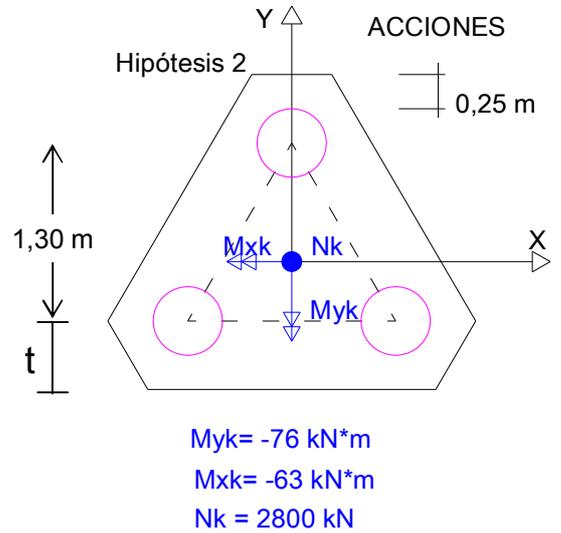
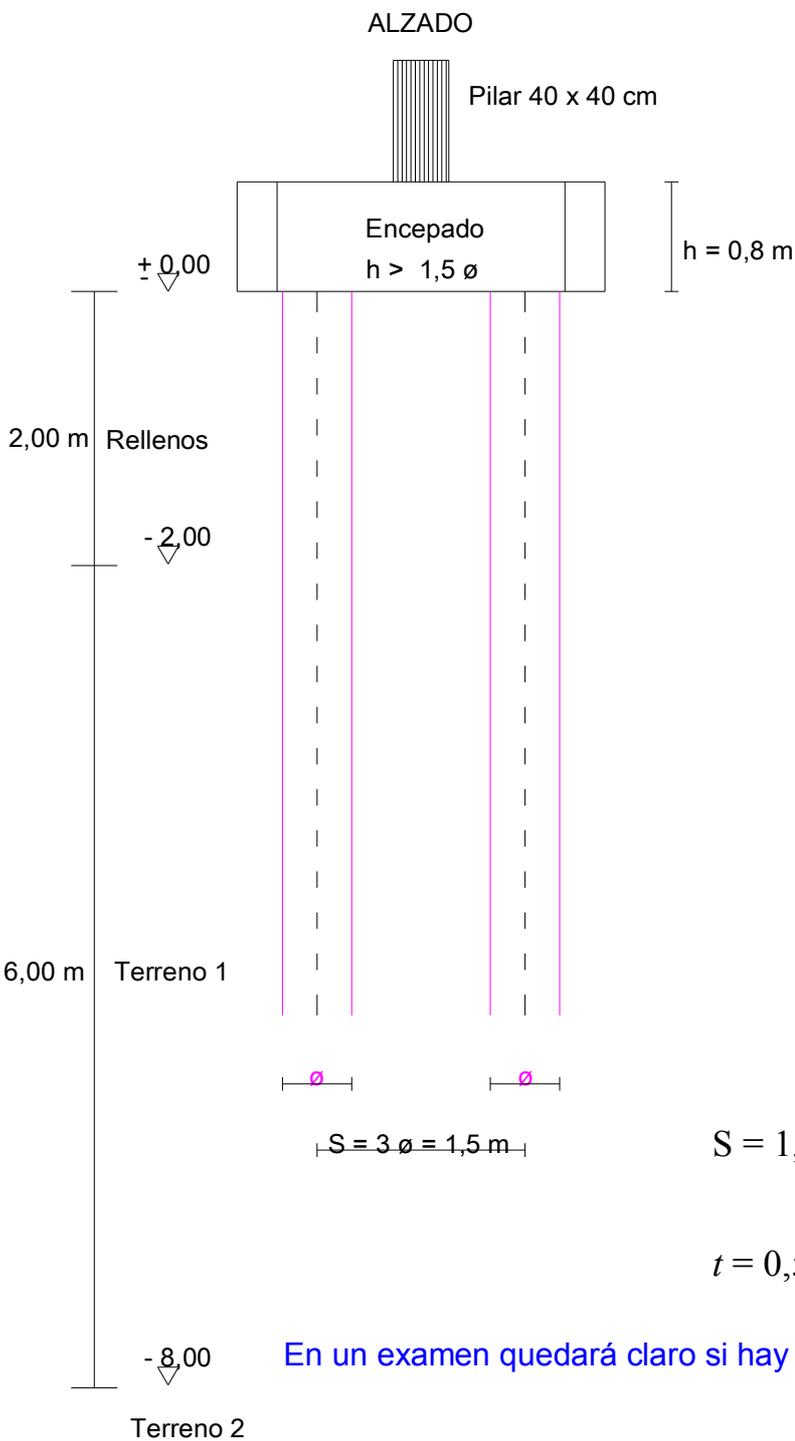
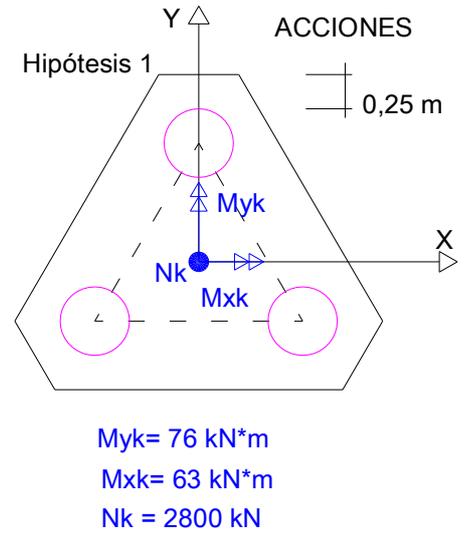
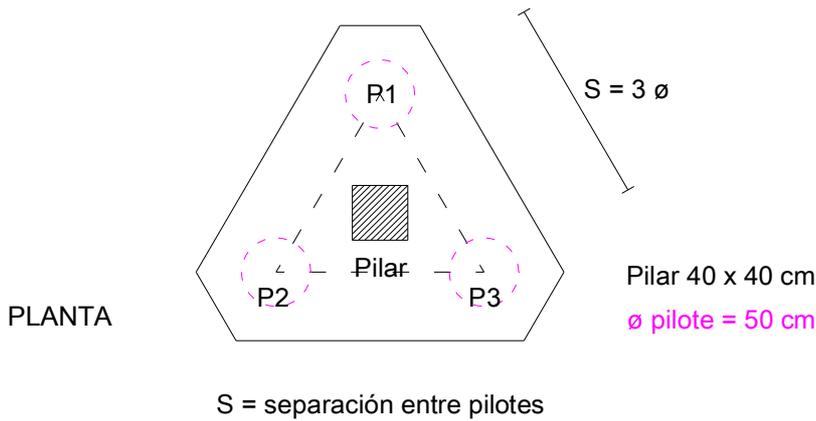
Materiales: hormigón HA – 35 acero B500S

El pilotaje se efectuará conforme al estudio geotécnico mediante barrenado con control de parámetros. El empotramiento mínimo en el estrato resistente será como mínimo de $6 \varnothing$ conforme CTE

| Características resistentes del terreno según profundidad: | | |
|---|---|--|
| De 0,00 a -2,00 m Capa vegetal y rellenos de construcción. $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ | Resistencia por punta | 0 kN/m ² |
| | Resistencia por fuste | 0 kN /m ² |
| De -2,00 a -8,00 m Terreno arcillo-arenoso de resistencia media $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ | Resistencia por punta $\sigma_{adm} =$ | 800 kN /m ² = 8 daN/cm ² |
| | Resistencia por fuste $\tau_{adm} =$ | 20 kN/ m ² = 0,20 daN/cm ² |
| A partir de -8,00 m Estrato arenas sueltas de gran espesor. $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ | Resultado del Standard penetration test $N_{spt} = 10 \rightarrow \phi = 30^\circ \quad c = 0$ | |

Ejemplo nº 1 cálculo pilote en terreno granular

1.- Geometría del encepado de tres pilotes



Geometría encepado

$$S_m = S * \sqrt{3} / 2 = 1,30 \text{ m}$$

$$S = 1,50 \text{ m}$$

$$t = 0,50 \text{ m}$$

$$S' = \frac{t}{\sqrt{3} / 2} = 0,5774 \text{ m}$$

En un examen quedará claro si hay que hacer dos hipótesis o sólo una.

Ejemplo nº 1 cálculo pilote en terreno granular

2º Esfuerzo de compresión en el pilote más cargado.

Área del encepado:

área triángulo central + área tres triángulos pequeños + área tres trapecios

$$Ae = \frac{S + Sm}{2} + 3 \left(\frac{S + S + S'}{2} \right) * t + 3 \left(\frac{S' * t}{2} \right)$$

$$Ae = \frac{1,50 + 1,30}{2} + 3 \left(\frac{1,50 + 1,50 + 0,58}{2} \right) * 0,5 + 3 \left(\frac{0,58 * 0,5}{2} \right) = 0,97 + 2,68 + 0,44 = 4,09 m^2$$

Canto del encepado: $h \geq 1,5\varnothing \geq 1,5 * 0,50 = 0,75$ m.

Redondeando a módulo de 10 cm. Se adopta 0,80 m

Axil del pilar..... = **2800,00 kN**

Peso propio encepado: $4,09 * 0,80 * 25 = 81,81$ kN (aprox. un 3% del axil)

Total carga vertical = **2881,81 kN**

Al ser el hormigón un fluido en el momento del vertido sobre la arena, El peso del encepado va a actuar directamente sobre el terreno. Si puede garantizarse que el terreno en contacto con el fondo del encepado no va a experimentar asiento a largo plazo podría no considerarse el peso propio del encepado. Dependerá ,por tanto, de cada caso. En este en concreto:

Se continua el ejercicio sin tener en cuenta el peso del encepado → N = 2800 kN

Combinación pésima de carga en los pilotes: (hipótesis 1 + hipótesis 2):

$$P1k = \frac{Nk}{3} \pm \frac{Mxk}{Sm} + 0 = \frac{2800}{3} + \frac{63}{1,30} = 933,33 + 48,46 = 981,79 kN$$

$$P3k = \frac{Nk}{3} \pm \frac{Mxk}{2 * Sm} \pm \frac{Myk}{S} = \frac{2800}{3} + \frac{63}{2 * 1,30} + \frac{76}{1,50} = 1008,23 \approx 1008 kN$$

$$P2k = \frac{Nk}{3} \pm \frac{Mxk}{2 * Sm} \pm \frac{Myk}{S} = P3k \quad \text{El pilote más cargado es: } \underline{\underline{P3 = P2 = 1008 kN}}$$

3º Tope estructural del pilote:

$Qt = \sigma * A = \sigma * \pi * R^2$ Conforme con CTE para un pilote barrenado con control de parámetros: $\sigma_t = (35/25 * 4) \rightarrow \sigma_t = 5,6$ N/mm² .

$$Qt = 5,6 * \pi * 250^2 / 1000 = 1099,56$$
 kN

Tope estructural de los pilotes: Qt = 1100 kN > 1008 kN

4º Longitud del pilote. todos los pilotes igual longitud: $L_{P1} = L_{P2} = L_{P3}$

Resistencia del primer estrato de 6 m de espesor: $R_1 = R_p + R_f$ siendo:

$R_p =$ Resistencia por punta del pilote. $R_p = (\pi * R^2) * \sigma_{adm}$

$R_f =$ Resistencia por fuste del pilote. $R_f = L * \pi * \emptyset * c_{adm}$

*** Primer estrato de terreno. $R_1 = R_{P1} + R_{F1}$**

Resistencia por punta, en valor de cálculo, con seguridad $\gamma_R = 3$ ya incluida

$$R_p = (\pi * R^2 * 800 \text{ N/m}^2) = (\pi * 0,25^2 * 800) \dots\dots\dots = 157,08 \text{ kN}$$

Resistencia por fuste:

$$R_f = (L * \pi * \emptyset * 20 \text{ kN/m}^2) = 6 * (\pi * 0,5 * 20) \dots\dots\dots = 188,50 \text{ kN}$$

$$\text{Total resistencia} = 345,58 \text{ kN} < 1008 \text{ kN}$$

Es necesario entrar en el segundo estrato que tiene espesor suficiente.

**** Segundo estrato del terreno: $R_2 = R_{F1} + R_{P2} + R_{F2}$**

Resistencia por fuste del primer estrato (6 m espesor).....= 188,50 kN

Resistencia punta segundo estrato: $\emptyset = 30^\circ \rightarrow N_q = 18,40$

$$q_p = f_p * \sigma'_{vp} * N_q \leq 20000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 2,5 * \sqrt{[(19 * 8) + (20 * 3)]} * 18,40 / 3 = 3250,67 \text{ kN/m}^2$$

$$R_p = (\pi * R^2) * 3250,67 \text{ kN/m}^2 = (\pi * 0,25^2 * 3250,67) \dots\dots\dots = 638,27 \text{ kN}$$

Resistencia por fuste:

(con 6 diámetros = empotramiento mínimo = 3,00 m):

$$c_{adm} = [(19 * 8 + 20 * 1,5) * 0,75 * \text{tg } 30^\circ] / 3 = 26,27 \text{ kN/m}^2 < 120 \text{ kN/m}^2$$

$$R_f = 6 \emptyset * (\pi * \emptyset) * 26 \text{ kN/m}^2 = 6 * 0,5 * (\pi * 0,5) * 26 \dots\dots\dots = 122,52 \text{ kN}$$

$$\text{Total resistencia} = 949,39 \text{ kN} < 1008 \text{ kN}$$

Peritaje: No es valida la longitud de 11 m de pilote: $1008 - 188,5 = 819,5 \text{ kN}$

$$819,50 = (\pi * R^2) * [2,5 * (19 * 8 + 20 * Z) * 18,40] / 3 + (Z * \pi * 0,5) * [(19 * 8 + 20 * Z/2) * 0,75 * \text{tg } 30^\circ] / 3$$

$$819,50 = 457,69 + 60,21 Z + 34,46 Z + 2,267 Z^2 \rightarrow Z^2 + 41,76 Z - 159,60 = 0$$

$$Z = 3,52 \text{ m} \approx 4 \rightarrow L_p = 2 + 6 + 4 = 12 \text{ m}$$

$$\text{Si se incluye ahora el p. p. encepado: } Z^2 + 41,76 Z - 186,87 = 0 \rightarrow z = 4,08 \text{ m}$$

(En este caso el redondeo a 12 metros no cubre los $81,81/3 = 27,27 \text{ kN}$ que le toca a cada pilote)

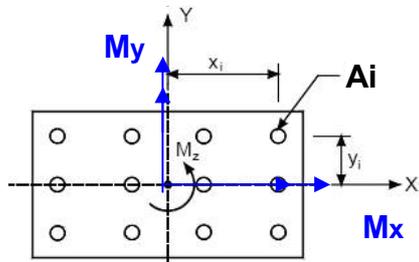
Longitud de cálculo mínima: $L_p = 2 + 6 + 4,08 = 12,08 \text{ m}$

La medición real del pilote para realizar el presupuesto es sumando el canto del encepado:

$$0,8 + 2 + 6 + 4,08 = 12,88 \text{ m} \rightarrow \text{redondeando a metros} \rightarrow \mathbf{L \text{ real} = 13 \text{ m}}$$

Queda entonces descontando el encepado $13 - 0,8 = 12,20 \text{ m} > 12,08 \text{ m}$ (mínimo)

Para casos más complejos, a veces conviene aplicar la formulación de Navier para calcular la sollicitación axial de un pilote.



El esfuerzo axial " P_i " en cada uno de los " n " pilotes supuestos iguales (CTE) es:

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} x_i$$

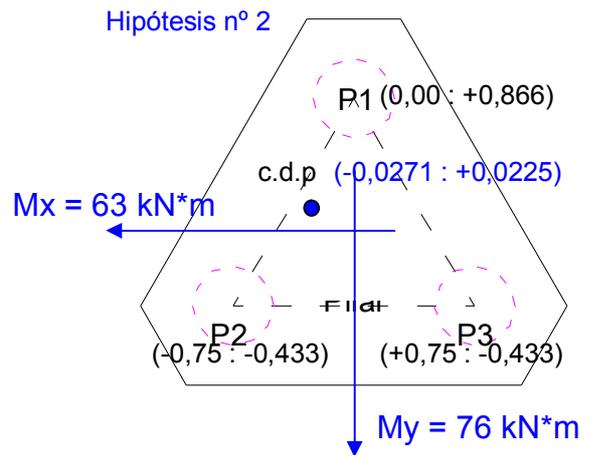
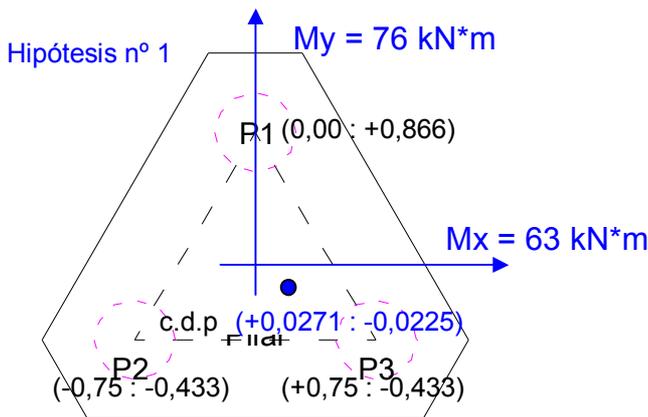


Siendo:

V la carga vertical transmitida al encepado = axial pilar + peso propio encepado + rozamiento negativo en su caso.

x_i, y_i las distancias desde el c.d.g. de los pilotes al c.d.g. del encepado. n = número de pilotes

En este ejemplo concreto, tenemos:



Coordenadas cartesianas en m. de centro de presiones:

$$e_x = M_y / V = 76/2800 = \pm 0,0271 \text{ m} \quad e_y = M_x / V = 63 / 2800 = \pm 0,0225 \text{ m}$$

Coordenadas cartesianas en m. del centro de los pilotes:

$$P1 = (0,00 : 0,866) \quad P2 = (-0,75 : -0,433) \quad P3 = (+0,75 : -0,433)$$

Hipótesis nº 1

$$P3 = 2800 * \left[\frac{1}{3} + \frac{-0,0225 * -0,433}{1,125} + \frac{+0,0271 * +0,75}{1,125} \right] = +1008 \text{ kN}$$

Hipótesis nº 2

$$P1 = 2800 * \left[\frac{1}{3} + \frac{+0,0225 * +0,866}{1,125} + \frac{-0,0271 * 0}{1,125} \right] = +981,8 \text{ kN}$$

$$\Sigma x^2 = (0)^2 * 1 + (0,75)^2 * 2 = 1,125$$

$$\Sigma y^2 = (0,866)^2 * 1 + (0,433)^2 * 2 = 1,125$$

$$P1 = 2800 * \left[\frac{1}{3} + \frac{-0,0225 * +0,866}{1,125} + \frac{+0,0271 * 0}{1,125} \right] = +884,8 \text{ kN}$$

$$P2 = 2800 * \left[\frac{1}{3} + \frac{-0,0225 * -0,433}{1,125} + \frac{+0,0271 * -0,75}{1,125} \right] = +906,9 \text{ kN}$$

$$P2 = 2800 * \left[\frac{1}{3} + \frac{+0,0225 * -0,433}{1,125} + \frac{-0,0271 * -0,75}{1,125} \right] = +959,8 \text{ kN}$$

$$P3 = 2800 * \left[\frac{1}{3} + \frac{+0,0225 * -0,433}{1,125} + \frac{-0,0271 * +0,75}{1,125} \right] = +858,1 \text{ kN}$$

El corolario es que siempre hay que hacer varias hipótesis de carga hasta encontrar la combinación pésima.

Suelos Finos (arcillosos)

1.2.2/ SUELOS COHERENTES: (aproximadamente 20% resistencia por punta y 80 % por fuste)

La carga de hundimiento de pilotes verticales en suelos limosos o arcillosos, evaluada mediante fórmulas analíticas, debe calcularse en dos situaciones:

1º Hundimiento a corto plazo → sin drenaje:

La resistencia unitaria de hundimiento por **PUNTA** a **corto plazo** se podrá obtener mediante la expresión:

$$q_p = N_p * c_u$$



(antes de introducir la seguridad)

siendo

c_u la resistencia al corte sin drenaje del suelo limoso o arcilloso, teniendo en cuenta la presión de confinamiento al nivel de la punta (entorno comprendido entre dos diámetros por encima y dos diámetros por debajo de ella) obtenida en célula triaxial o, en su caso ensayo de compresión simple

N_p depende del empotramiento del pilote, pudiendo adoptar un valor igual a **9**

Con $\phi = 0^\circ \rightarrow N_c = 5,14 \quad d_c (\text{max}) = 1,45 \quad y \quad s_c = 1,2 \rightarrow 5,14 * 1,45 * 1,2 = 8,94 \sim 9$

Para alcanzar $N_p = 9$ es necesario que la punta del pilote penetre al menos **4** diámetros dentro de la capa

La resistencia unitaria de hundimiento por **FUSTE** a **corto plazo** será:

$$\tau_f = \frac{100 * c_u}{100 + c_u} \leq 100 \text{ kPa} = 100 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,1 \text{ MPa} = 1,0 \text{ da N/cm}^2 = 1,0 \text{ kp/cm}^2$$



(antes de introducir la seguridad)

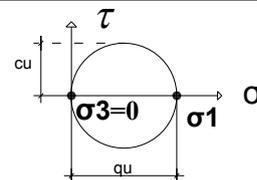
En esta fórmula empírica: τ_f y c_u en $\text{kPa} = \text{kN} / \text{m}^2$



En el ensayo de compresión simple en suelos

q_u es la resistencia a compresión simple de la muestra.

c_u el valor de resistencia a cortante $c_u = q_u / 2$



Económicamente es importante destacar que, **en este cálculo**, CTE permite disminuir la seguridad del coeficiente parcial de resistencia, valor genérico: $\gamma_R = 3$ hasta: $\gamma_R = 2$ (ver tabla 2.1 CTE, llamada (1))



(1) **En pilotes:** $\gamma_R = 3$ se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (**corto plazo**), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hincas con control electrónico de la hincas y contraste con pruebas de carga, **se podrá utilizar 2.0**

2º Hundimiento a largo plazo → con drenaje:

Para determinar la resistencia de hundimiento a largo plazo, se utilizará el ángulo de rozamiento interno efectivo deducido de los ensayos de laboratorio,

despreciando el valor de la cohesión → $\phi = \phi'$ $c' = 0$ $\gamma_R = 3$

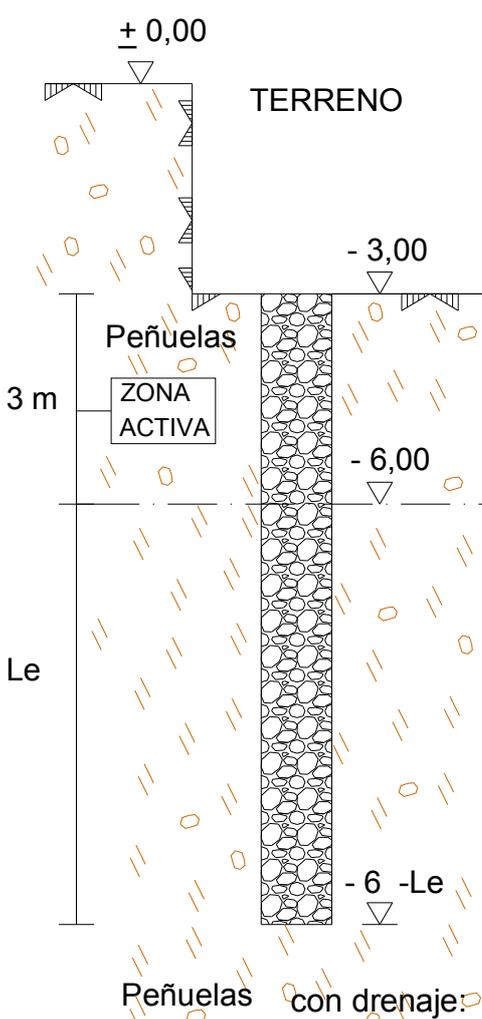


En consecuencia se utilizan las fórmulas para suelos granulares con el valor adecuado del ángulo de rozamiento interno del terreno.

Ejemplo n° 2 cálculo de pilote aislado en arcilla

CORTE ESTRATIGRÁFICO:

Datos: HA-30 $N_{\text{pilar}} = 2000 \text{ kN}$
 2 pilotes por pilar ¿Calcular \varnothing Longitud pilotes?.



PARAMETROS DE CALCULO

$$q_p = 0$$

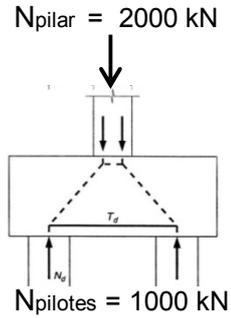
$$\tau_f = 0$$

ZONA EXCAVACIÓN GARAJE

ZONA ACTIVA

pueden realizarse zanjas de saneamiento, rellenos, etc.

No se tiene en cuenta rozamiento en el pilote. (positivo o negativo)



CTE: Resistencias unitarias por punta y fuste

$$q_p = 9 \cdot c_u = 9 \cdot 250 = 2250 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_f = (100 \cdot c_u) / (100 + c_u) = (25000 / 350)$$

$$\tau_f = 71,43 \text{ kN/m}^2 < 100 \text{ kN/m}^2$$

CTE: VALORES DE CÁLCULO: (con seguridad pactada)

$$\gamma_R = 3$$



$$\gamma_R = 2$$

$$\varnothing' = 19^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{adm} = 2205 / 3 = 750 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{adm} = 71,43 / 3 = 23,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} = 2205 / 2 = 1102,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{adm} = 71,43 / 2 = 35,7 \text{ kN/m}^2$$

En arcillas el cálculo a corto plazo es, usualmente, determinante por ello CTE permite con caracter excepcional utilizar un coeficiente de seguridad "2" en lugar del habitual "3"

Las resistencias por punta y fuste se han calculado basándose en los datos de campo para peñuelas (arcillas y margas verdosas o grises): N (SPT) > 50 golpes y en suponer:

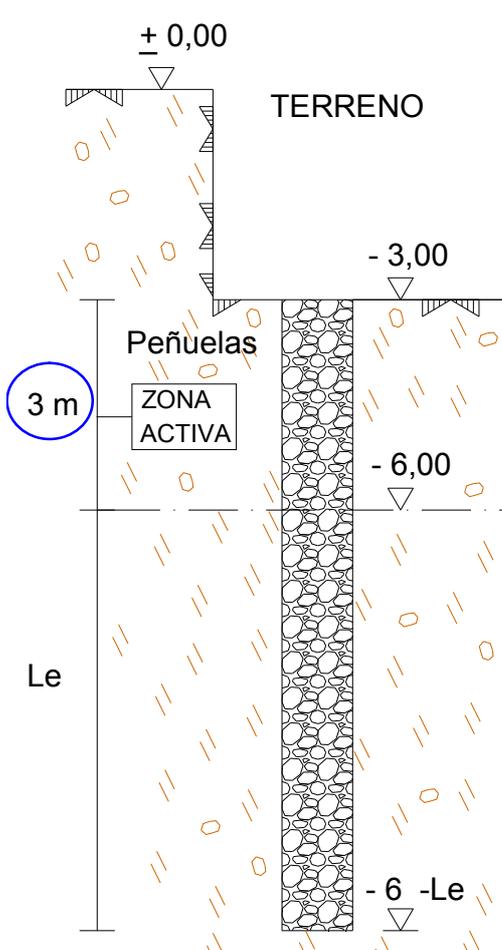
$$q_u = 500 \text{ kN/m}^2 \rightarrow c_u \text{ 250 kPa} = 250 \text{ kN/m}^2 = 2,5 \text{ kp/cm}^2$$

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

| Tipo de suelo | N_{SPT} | q_u (kN/m ²) | E (MN/m ²) |
|---------------------------------|------------------|----------------------------|--------------------------|
| Suelos muy flojos o muy blandos | < 10 | 0 - 80 | < 8 |
| Suelos flojos o blandos | 10 - 25 | 80 - 150 | 8 - 40 |
| Suelos medios | 25 - 50 | 150 - 300 | 40 - 100 |
| Suelos compactos o duros | 50 - Rechazo | 300 - 500 | 100 - 500 |
| Rocas blandas | Rechazo | 500 - 5.000 | 500 - 8.000 |
| Rocas duras | Rechazo | 5.000 - 40.000 | 8.000 - 15.000 |
| Rocas muy duras | Rechazo | > 40.000 | > 15.000 |

Ejemplo nº 2 cálculo de pilote arcilla corto plazo

CORTE ESTRATIGRÁFICO:



En pilotes no se tiene en cuenta la pequeña diferencia entre el peso del terreno extraído y el del hormigón del pilote.

PARAMETROS DE CALCULO

Peñuelas = arcillas plásticas

Le = longitud empotramiento

$$\tau_f = 0$$

Hipótesis 1ª- Corto plazo

1/ VALORES DE CÁLCULO: con seguridad "3"

$$\sigma_{adm} = 750 \text{ kN/m}^2 \quad \tau_{adm} = 23,7 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{cd} = (\sigma_{adm} * A_p) + (\tau_{adm} * A_f)$$

Con tensiones en (kN/m²) y longitud Le en (m).

Predimensionado: Ø pilote más adecuado

Para N= 1000 kN. → tope estructural HA-30: 4*(30/25) = 4,8 Mpa → = 4800 kN/m²

$$1000 = 4800 * (\pi * D^2) / 4 \rightarrow D = 0,51 \text{ m} \rightarrow \mathbf{D = 0,55 \text{ m.}}$$

Longitud del pilote $R_{cd} = (750 * \pi * D^2/4) + (23,7 * \pi * D * Le) = 589 D^2 + 75,5 D * Le$

$$1000 = 589 * 0,55^2 + 75,5 * 0,55 * Le \rightarrow Le = 19,79 \approx 20 \text{ m}$$

Longitud real cada pilote = 20 + 3 = **23 m**

2/ VALORES DE CÁLCULO: seguridad "2": $\sigma_{adm} = 1102,5 \text{ kN/m}^2 \quad \tau_{adm} = 35,7 \text{ kN/m}^2$

Longitud del pilote $R_{cd} = (1102,5 * \pi * D^2/4) + (35,7 * \pi * D * Le) = 865,9 D^2 + 112,2 D * Le$

$$1000 = 865,9 * 0,55^2 + 112,2 * 0,55 * Le \rightarrow Le = 11,97 \approx 12 \text{ m}$$

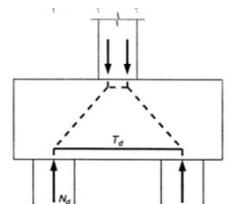
Longitud real cada pilote = 12 + 3 = **15 m**

Longitud total pilotaje en este encepado = 23 m x 2 pilotes = 46 m

Longitud total pilotaje en este encepado = 15 m x 2 pilotes = 30 m

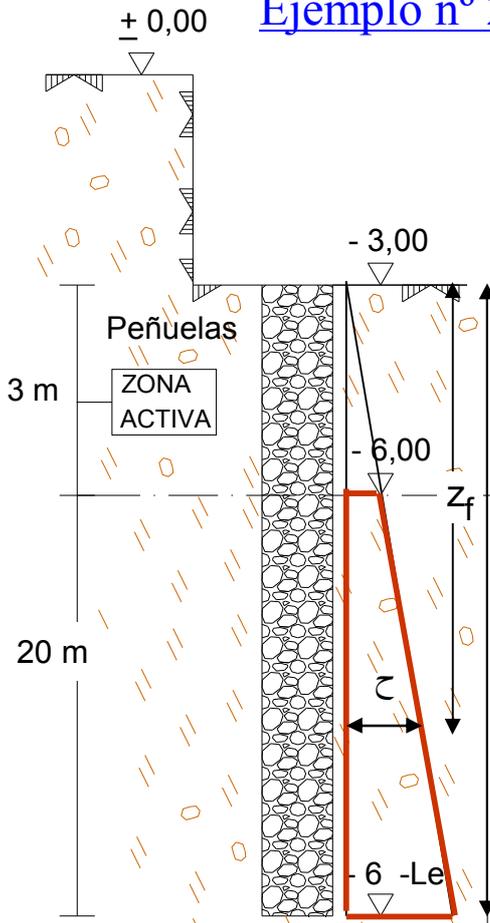


¿Se puede tener 50% ahorro?



En este caso, el peso propio del encepado al verterse el hormigón en estado fluido descansa directamente sobre el terreno arcilloso.

Ejemplo nº 2 cálculo pilote en arcilla LARGO PLAZO



Peñuelas = arcillas plásticas
Le = longitud empotramiento

$$R_{cd} = 1/3 * (q_p * A_p) + 1/3 * (q_f * A_f)$$

$$\tau_f = 0$$

Hipótesis 2ª- Largo plazo

Arena con bajo ángulo de rozamiento

Datos enunciado, con drenaje:

$$\phi' = 19^\circ \quad c' = 0 \text{ kN/m}^2 \text{ (CTE)} \quad \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Presión hundimiento punta para pilote in situ largo plazo:

$$q_h = f_p * \sigma'_{vp} * N_q = 2,5 * (q_{0K} * N_q)$$

$$N_q = 5,80 \quad f_p = 2,5 \text{ (pilotes hormigonados in situ CTE)}$$

Pilote de 23 m. Resistencia por punta: $q_{adm} = 2,5 * (18 * 23) * 5,8 / 3 = 2001 \text{ kN/m}^2$

$$R_p = (\pi * D^2 / 4) * 2001 \text{ kN/m}^2 = (\pi * 0,55^2 / 4 * 2001) \dots \dots \dots = 475,40 \text{ kN}$$

Resistencia por fuste ($\tau_{adm} \leq 100 \text{ kN/m}^2$):

$$\tau_{adm} = [(18 * (3 + 10) * 0,75 * \text{tg } 19^\circ)] / 3 = 20,14 \text{ kN/m}^2$$

$$R_f = 20 * (\pi * \phi) * 20,14 \text{ kN/m}^2 = 20 * \pi * 0,55 * 20,14 \dots \dots \dots = 696,10 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 1171,50 \text{ kN} > 1000 \text{ kN}$$

¡OK!

Pilote de 15 m. Resistencia por punta: $q_{adm} = 2,5 * (18 * 15) * 5,8 / 3 = 1305 \text{ kN/m}^2$

$$R_p = (\pi * D^2 / 4) * 1305 \text{ kN/m}^2 = (\pi * 0,55^2 / 4 * 1305) \dots \dots \dots = 310,05 \text{ kN}$$

Resistencia por fuste ($\tau_{adm} \leq 100 \text{ kN/m}^2$):

$$\tau_{adm} = [(18 * (3 + 6) * 0,75 * \text{tg } 19^\circ)] / 3 = 13,95 \text{ kN/m}^2$$

$$R_f = 12 * (\pi * \phi) * 13,95 \text{ kN/m}^2 = 12 * \pi * 0,55 * 13,95 \dots \dots \dots = 289,15 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 599,20 \text{ kN} < 1000 \text{ kN}$$

¡NO VALE!

$$\text{Pilote } 22 \text{ m: } (\pi * 0,55^2 / 4 * 1914) + (19 * \pi * 0,55 * 19,37) = 454,73 + 635,86 = 1090,59 \text{ kN}$$

(Si se añadiera, ahora, el peso propio de un encepado de dimensiones. 3,30 x 1,10 x 0,90 m)



$$\text{Peso encepado} = 3,30 * 1,10 * 0,90 * 25 = 81,68 \text{ kN} \rightarrow 1000 + (81,68 / 2) \approx 1040,84 \text{ kN} \approx 1090 \text{ kN}$$

¡OK!

$$\text{Con pilote } 21 \text{ m: } (\pi * 0,55^2 / 4 * 1827) + (18 * \pi * 0,55 * 18,59) = 434,06 + 578,18 = 1012,25 \text{ kN}$$

Sin peso encepado: 1012,25 kN > 1000 kN

Con peso encepado: 1012,25 kN < 1040 kN

¡OK!

¡?!

B) Determinación de la resistencia mediante ensayos penetración "in situ"

F.2.2.1 Métodos basados en el ensayo SPT

Anexo F de CTE

1 El método de evaluación de la seguridad frente a hundimiento de pilotes basado en el SPT es válido para pilotes perforados y para pilotes hincados en suelos granulares, que no tengan gran proporción de gravas gruesas cantos ó bolos (<30% de tamaño mayor de 2 cm) que pueda desvirtuar el resultado del ensayo. en base a la heterogeneidad de los registros obtenidos.

2 **La resistencia unitaria por PUNTA se puede evaluar con la expresión:**

$$q_p = 10^3 * f_N * N \text{ (kPa)} \quad \text{(F.34)}$$

Siendo:

$f_N = 0,4$ para pilotes hincados

$f_N = 0,2$ para pilotes hormigonados in situ



N El valor medio de N_{SPT} . A estos efectos se obtendrá la media en la zona activa inferior y la media en la zona pasiva superior. El valor de N a utilizar será la media de las dos anteriores. (véase Figura 5.5) **No se usarán valores $N_{SPT} > 50$**

$$N = \frac{N_{Z.ACTIVA} + N_{Z.PASIVA}}{2}$$

Pilotes hormigonados in situ

$N = 10$ cimen. superficial
 $200 * 10 = 2000 \text{ kPa}$

$N = 20$ golpes
 $200 * 20 = 4000 \text{ kPa}$

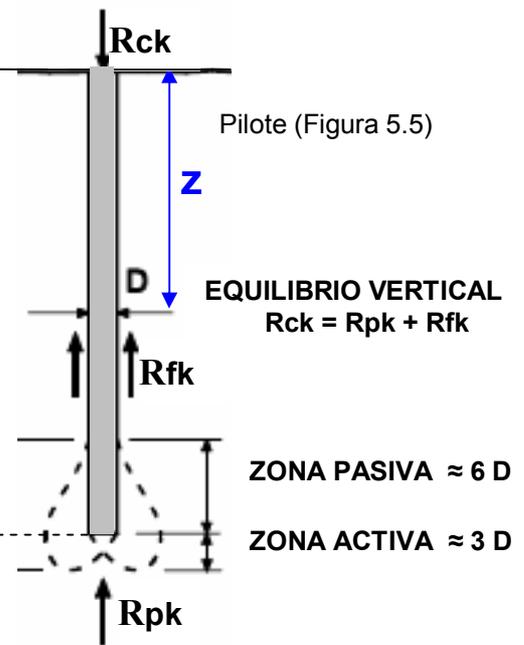
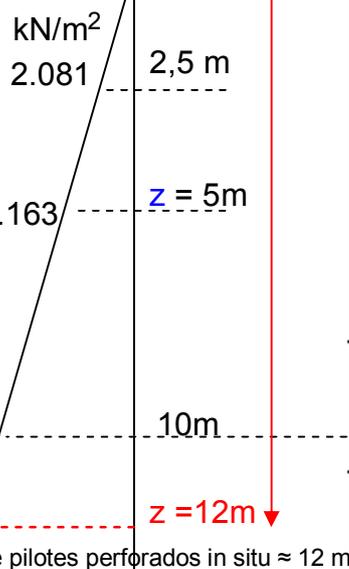
$N = 41$
 $200 * 41 = 8200 \text{ kPa}$

$N = 50$
 $200 * 50 = 10000 \text{ kPa}$
 (100 Kp/cm²)

12489 ----- 15m

16.652 ----- 20m

$N = 50$
 $400 * 50 = 20000 \text{ kPa}$ ----- 20.000 kN/m^2 ----- 24m



Hundimiento por punta, formulación analítica:

$$q_p = f_p * \sigma'_{vp} * N_q \leq 20.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Con } \gamma_s = 18,1 \text{ kNm}^2 \quad \phi = 30^\circ \rightarrow N_q = 18,4$$

$$q_p = 2,5 * \gamma_s * z * 18,4 \leq 20000 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 24 \text{ m}$$

Hundimiento por punta, índice N_{SPT} :

$$q_p = 400 * N_{SPT} \leq 20.000 \text{ kN/m}^2$$

con pilotes hincados se alcanza con $N_{SPT} = 50 \rightarrow 20.000 \text{ kN/m}^2$

B/ Determinación resistencia fuste mediante ensayos penetración “in situ”

Anexo F de CTE

- 3 La resistencia por fuste en un determinado nivel dentro del terreno, para un pilote hincado, se podrá considerar igual a:

$$\tau_f = 2,5 N_{PST} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{F.35})$$

(CTE no indica valor alguno para los pilotes excavados in situ. Podría suponerse un valor igual al de los pilotes hincados, pero no parece una buena aproximación.

Durante la excavación en terrenos arenosos se produce un entumecimiento del terreno y esto puede disminuir su resistencia.

Por otro lado ha de considerarse que la compresión horizontal del terreno contra el fuste de los pilotes es mayor en los pilotes hincados, (que desplazan y comprimen el terreno) que en los pilotes excavados in situ.

Por ello, para **pilotes excavados in situ** tomaremos 0,8 del valor de los hincados.

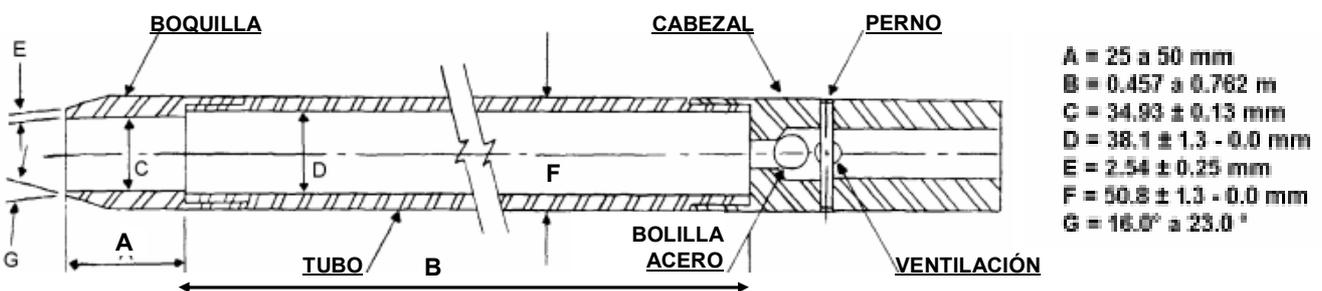
$$\tau_f = 2 N_{PST} \quad (\text{kPa})$$



En este caso, N_{SPT} es el valor del SPT al nivel considerado.

(ROM utiliza un coeficiente corrector de 0,75 y CTE en su formulación analítica(1/ 09), entonces: $0,75 / 0,9 = 0,83$)

- 4 En cualquier caso **no se utilizarán**, a efectos de estos cálculos, índices N_{SPT} superiores a 50
- 5 Para el caso de pilotes metálicos la resistencia por fuste se reducirá al 80% del valor correspondiente a los pilotes de hormigón.
- 6 En suelos cohesivos, con una resistencia a la compresión simple, q_u , mayor de 0,1 MPa, se podrán utilizar, a efectos orientativos, correlaciones entre los ensayos SPT y CPT (penetrómetro estático), suficientemente justificadas.



SPT:

Maza = 63,5 Kg Altura caída = 76 cm Toma muestras: $D_{int} = 35 \text{ mm}$ $D_{ext} = 51 \text{ mm}$ (2 pulgadas)

(Para gravas puntaza ciega)

Se contabiliza el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros (N_0-15). Posteriormente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N_{15-30} y N_{30-45}).

El resultado del ensayo es el golpeo SPT o resistencia a la penetración estándar: $NSPT = N_{15-30} + N_{30-45}$.

Si el número de golpes para profundizar cualquier intervalo de 15 centímetros, es superior a 50 = rechazo (R).

B/ Determinación de la resistencia mediante ensayos penetración "in situ"

F.2.2.2 Métodos basados en los ensayos continuos de penetración dinámica

- 1 Si en un suelo se dispone de resultados de ensayos penetrométricos dinámicos continuos, se pueden traducir los resultados correspondientes a índices SPT, y utilizar después el método basado en el ensayo SPT.
- 2 Dada la posible variación en las correlaciones existentes entre unos y otros ensayos de penetración, las correlaciones deben justificarse con la experiencia local o disponer, en su caso para la obra concreta, de ensayos de contraste que refuercen esta correlación.

F.2.2.3 Método basado en ensayos penetrométricos estáticos

- 1 Con los penetrómetros estáticos se puede medir, de manera continua, la resistencia unitaria en la punta del cono " q_c " y también en su fuste " τ_f " en cualquier tipo de suelo, dependiendo de la potencia del equipo de ensayo.
- 2 El valor de " q_c^* " a utilizar será la media del valor medio de q_c correspondiente a la zona activa inferior y del valor medio de q_c correspondiente a la zona pasiva superior. (véase Figura 5.5).
- 3 La carga unitaria de hundimiento por punta del pilote, se supondrá igual al 80% del valor así determinado. Esto es:

$$q_p = f_q \cdot q_c^*$$

(F.36)

siendo

$f_q=0,5$ para pilotes hincados

$f_q=0,4$ para pilotes hormigonados in situ

Para pilotes de diámetro mayor que 0,5 m, se debe utilizar una estimación conservadora de la media a la hora de evaluar q_p en el entorno de la punta, se recomienda adoptar el valor mínimo medido en esa zona.

- 4 Si en el ensayo penetrométrico no se ha medido la resistencia unitaria por fuste, se debe suponer que tal valor es igual a 1/200 de la resistencia por punta a ese mismo nivel, si el suelo es granular, e igual a 1/100, si el suelo es cohesivo. En cualquier caso, la resistencia por fuste obtenida de esta manera indirecta no será superior a 0,1 MPa.

F.2.2.4 Métodos basados en ensayos presiométricos

- 1 Los presiómetros o dilatómetros miden la presión horizontal necesaria en la pared de un sondeo para plastificar el terreno. De manera aproximada, se podrá suponer:

$$q_p = K (p_l - K_o p_o) \quad (F.37)$$

siendo

p_l la presión límite del ensayo presiométrico

p_o la presión efectiva vertical al nivel de la cimentación en el entorno del apoyo (antes de cargar).

K_o el coeficiente de empuje al reposo. En general $K_o = 0.5$.

K un coeficiente de proporcionalidad que depende de la geometría del cimientado y del tipo de terreno.

El valor de K puede tomarse igual a 3,2 en suelos granulares, e igual a 1,5 en suelos cohesivos.

- 2 El valor de " p_l " a utilizar en la expresión (F.37) debe ser la media de los valores medios correspondientes a las zonas activa y pasiva en el entorno de la punta.
- 3 Como resistencia unitaria por fuste se podrá tomar el siguiente valor:

$$\tau_f = \frac{1}{10} \cdot (p_l - K_o p_o) \quad (F.38)$$

- 4 El valor de τ_f debe limitarse, en función del tipo de terreno, a los siguientes valores:

a) suelos granulares τ_f (máximo) = 120 kPa

b) suelos finos τ_f (máximo) = 100 kPa