

5.3.7. Movimientos de la cimentación

5.3.7.1. Asientos

1. La limitación de asientos se hará de acuerdo con los criterios recogidos en el apartado 2.4.3.
2. Si el asiento en los pilotes resulta ser un aspecto crítico, será conveniente la realización de pruebas de carga especialmente diseñadas para la determinación de asientos a largo plazo, única manera precisa de conocer la relación carga-asiento. Para la realización de dicha prueba se recomienda independizar la resistencia de punta de la del fuste del pilote.
3. En los casos en los que este aspecto no resulte crítico, los asientos se calcularán tanto para el pilote aislado como teniendo en cuenta el efecto grupo, debiéndose cumplir que los valores así estimados deben ser menores que los admisibles para los Estados Límite de Servicio. En el Anejo F.2.6 se indica un método para la estimación de asientos en pilotes.

5.3.7.2. Movimientos horizontales

1. Los movimientos horizontales deben estudiarse en aquellos casos en los que se analice el comportamiento de los pilotes frente a esfuerzos horizontales.
2. Si el movimiento horizontal de la cimentación pilotada resulta ser un aspecto crítico del problema en estudio, será conveniente hacer pruebas de campo para estimarlos.
3. Se comprobará que los movimientos horizontales sean inferiores a los límites admisibles para los Estados Límite de Servicio. En el Anejo F.2.7 se indica un método simplificado para su estimación, distinguiendo entre pilote aislado y efecto grupo.

5.3.8. Consideraciones estructurales

1. En el análisis de los Estados Límite Últimos se tendrá en cuenta que las acciones en el pilote pueden llegar a provocar el agotamiento de la capacidad estructural de su sección resistente.

5.3.8.1. Tope estructural

1. El tope estructural o carga nominal es el valor de cálculo de la capacidad resistente del pilote. Se debe comprobar que, la sollicitación axial sobre cada pilote, no supere este tope. Como tales sollicitaciones deben compararse con los valores de los efectos de las acciones definidos en el apartado 2.3.2.2.
2. El tope estructural depende de:
 - a) la sección transversal del pilote;
 - b) el tipo de material del pilote;
 - c) el procedimiento de ejecución;
 - d) el terreno.



3. Los valores del tope estructural se adoptarán de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{tope}} = \sigma \cdot A \quad (5.14)$$

siendo:

- σ la tensión del pilote (tabla 5.1);
 A el área de la sección transversal.



TABLA 5.1.
VALORES RECOMENDADOS PARA EL TOPE ESTRUCTURAL DE LOS PILOTES

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
		Suelo firme	Roca
Hincados	Hormigón pretensado o postensado	0,30 ($f_{ck} - 0,9 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálicos	0,30 f_{yk}	
	Madera	5	
		Tipo de apoyo	
		Suelo firme	Roca
Perforados (1)	Entubados	5	6
	Lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3,5	—
	Barrenados con control de parámetros	4	—

(1) Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topes estructurales un 25 por 100 mayores

f_{ck} es la resistencia característica del hormigón;

f_p es la tensión introducida en el hormigón por el pretensado;

f_{yk} es el límite elástico del acero.

5.3.8.2. Capacidad estructural del pilote

1. Tal y como se indica en el apartado 2.4.2.4 se debe comprobar que los valores de cálculo de los efectos de las acciones de la estructura sobre cada pilote (momentos y esfuerzos cortantes) no superan el valor de cálculo de su capacidad resistente.
2. En ausencia de otras recomendaciones más específicas y en los casos normales, donde las acciones horizontales no sean dominantes, el cálculo de esfuerzos en los pilotes podrá hacerse con el mismo modelo estructural indicado en el apartado 5.3.7 para el cálculo de movimientos. En este modelo, la cimentación proporciona esfuerzos en la parte exenta (no enterrada) de los pilotes que pueden considerarse

$$I_c = \frac{0,94}{N_{med}^{1,4}} \quad (F.26)$$

4. Como reglas complementarias se deben observar las siguientes:
- el método no se considera aplicable para valores $N_{SPT} < 7$ debiéndose en dicho caso realizar un estudio especializado no contemplado en este DB;
 - el golpeo N_{SPT} no se corrige por el efecto de la profundidad;
 - en el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi para $N_{SPT} > 15$:

$$N_{SPT} \text{ (corregido)} = 15 + 0,5 (N_{SPT} \text{ (medido)} - 15) \quad (F.27)$$

F.1.2.3. Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm superior al 30 por 100

- En este tipo de suelos los resultados de los ensayos de penetración pueden estar sujetos a incertidumbres (véase párrafo *b* del apartado 4.2.3.1), por lo que a los efectos de este DB se recomienda que la estimación de asientos en estos casos se realice siguiendo formulaciones elásticas.
- El módulo de deformación a considerar podrá estimarse mediante ensayos de carga con placas de diámetro superior a 6 veces el diámetro máximo de las partículas del suelo o alternativamente mediante la expresión:

$$E = \frac{G_{max}}{2} \quad (F.28)$$

siendo:

G_{max} el módulo de rigidez tangencial máximo del terreno deducido a partir de ensayos cross-hole o down-hole.

- En aquellos casos en los que la importancia del edificio no justifique la realización de estos ensayos, los cálculos se podrán basar exclusivamente en correlaciones que sean suficientemente conservadoras, véase tabla D.23.

F.1.2.4. Suelos con un contenido de finos superior al 35 por 100

- En arcillas normalmente consolidadas o sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por el edificio se llegue a superar la presión de sobreconsolidación, el planteamiento de una cimentación directa requerirá un estudio especializado, no contemplado en este DB.
- En el caso de arcillas sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por el edificio no se llegue a superar la presión de sobreconsolidación y no se produzcan plastificaciones locales, se podrán emplear métodos de estimación de asientos basados en la teoría de la Elasticidad. A efectos prácticos se considerará que se cumple esta última condición si la resistencia a compresión simple de la arcilla sobreconsolidada es superior a la presión sobre el terreno transmitida por la carga de servicio del edificio.
- Los módulos de deformación del terreno en este caso se podrán obtener mediante:
 - ensayos triaxiales especiales de laboratorio con medida local de deformaciones en la probeta de suelo;



- b) ensayos presiométricos en los que no se tenga en cuenta el nivel de deformaciones inducidas en el terreno por la construcción;
- c) ensayos cross-hole o down-hole, aplicando a los valores representativos del módulo de rigidez tangencial máximo obtenido en el ensayo (G_{max}) los factores correctores (f_p) que se indican en la tabla F.1 para la estimación del módulo de elasticidad sin drenaje $E_u = f_p G_{max}$. El asiento total en estas circunstancias podrá estimarse mediante la siguiente expresión:

$$S_t = 2 S_i \tag{F.29}$$

TABLA F.1.
ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD SIN DRENAJE DE ARCILLAS SOBRECONSOLIDADAS
A PARTIR DE ENSAYOS CROSS-HOLE Y DOWN-HOLE

f _p		
15 < IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
1,2	1,6	1,9

- d) Métodos empíricos bien establecidos, basados en correlaciones que tengan en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje del suelo, su plasticidad, y su grado de sobreconsolidación. A título orientativo podrán utilizarse los módulos de elasticidad indicados en la tabla F.2 para estimar el asiento S_i en estas arcillas.

TABLA F.2.
ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD SIN DRENAJE DE ARCILLAS SOBRECONSOLIDADAS

Rango de sobreconsolidación	E _u /c _u		
	IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
< 3	800	350	150
3 – 5	600	250	100
> 5	300	130	50

F.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS

F.2.1. Determinación de la resistencia de hundimiento mediante soluciones analíticas

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