USO RESIDENCIAL VIVIENDA

Documento de Aplicación DA

Vivienda: Seguridad estructural: Cimientos

20 de mayo del 2009

CSCAE

Prólogo

El objetivo de este documento no es tanto la reducción del texto original del DB de Cimientos, a lo que es preceptivo para vivienda, lo que carecería de sentido, cuanto presentar la aplicación de los preceptos del DB a casos y elementos de cimentación típicos de viviendas en casos usuales y sencillos. No es pues una versión alternativa al SE-C sino complementaria, reflejando a qué da lugar su aplicación, concluyendo soluciones que respetan todo lo indicado en SE.C en lo que les afecta.
Para cumplir dicho objetivo ha sido necesario suplementar lo indicado en SE-C con información procedente de otros ámbitos, como los de análisis estructural, reglas de índole constructiva, criterios para elegir una opción de entre las posibles, y reglas procedentes de EHE, cono las de canto mínimo o de cálculo de armaduras, para poder llegar a la definición de los elementos tratados, en la misma línea que en su tiempo fueron las NTE respecto a la por entonces vigente Instrucción de Hormigón
Aunque el texto intenta llegar a la definición completa de los cimientos, para temas de detalle del hormigón, como recubrimientos, denominación del hormigón, puesta en obra, encofrado, vibrado, curado, control, etc, será preciso remitirse a la EHE.
Para permitir el uso de ambos documentos la estructura de este DAV, en cuanto a índice de capítulos es similar a la del DB
El DAV prescinde del desarrollo de temas específicos de tratamiento de terreno, tales como anclajes, entibaciones, gestión de agua, taludes, o explanaciones, temas para los que habrá que remitirse al DB, si bien, por su interés, incluye, en contención, un pequeño apartado acerca de taludes, aspecto que es preciso tener en cuenta en las excavaciones para la cimentación de edificios.

Nota a la edición de mayo del 2009

Con posterioridad a la primera edición, de mayo del 207, se ha publicado una nueva norma de hormigón, EHE-08, que introduce cambios que afectan al contenido de este documento.
Con carácter general, el coeficiente de seguridad se reduce un 10% por lo que cabe esperar que las secciones de armadura de este documento que procedan del cálculo pueden reducirse en ese porcentaje.
Se ha introducido una armadura mínima en zapatas, del 0,9% de la sección de hormigón, por lo que, en la tabla 4.3 las soluciones con menor armadura para el mismo canto han dejado de ser válidas.
En losas, si se interpreta que la armadura mínima que ahora se prescribe afecta a cada m^2 de superficie y no al total, es preciso aumentar la malla inferior, y en ese caso pudiera ser más competitiva una solución con algo menos de canto

1 Generalidades

Este capítulo 1, de generalidades, precisa el campo de aplicación, que es el del resto de los DAV, pero restringiendo las propiedades del emplazamiento y el terreno a los casos normales. Los que desborden ese marco, habitual, pero restringido, deberán proceder con el texto general, del DB, si bien podrán usar este DAV como guía.
Este DAV supone que todas las cuestiones relativas a bases de cálculo, acciones, combinación, tipos de comprobaciones, coeficientes de seguridad, asientos admisibles y demás, del capítulo 2 del DB, se encuentran cumplidamente desarrolladas a efectos de cimientos por lo ya recogido en el DAV de Seguridad Estructural y Acciones.

1.1 Ámbito de aplicación

1 El ámbito de aplicación de este capítulo del DA-V es el de los elementos de cimentación y en su caso de contención, tales como: cimientos directos, (zapatas de todo tipo, incluso combinadas o corridas, emparrillados, losas de canto constante o variable), cimientos profundos (pilotes), muros y pantallas, en lo que respecta al terreno y con soluciones con hormigón; lo correspondiente a otros materiales se establece en los documentos específicos.

Los elementos de cimentación se complementan con los de arriostramiento, como soleras o vigas de atado, destinados a redistribuir las componentes horizontales de las solicitaciones de cada uno, o a proveer fuerzas de interacción entre ellos, con las que corregir los efectos de la excentricidad de las componentes verticales, desviando su trayectoria, como las vigas de centrado o los encepados.

2 Se excluyen de este DA-V los cimientos flexibles, las soluciones que dispongan, en un mismo edificio, o en edificios contiguos, elementos tan distintos como losa y pilotes, y las que se realicen bajo nivel freático, en terrenos de marismas, licuables, colapsables, o suelos arcillosos saturados (que pueden presentar asiento diferido en el tiempo), o en laderas pronunciadas.

1.2 Consideraciones previas

1 El análisis habitual de la estructura, con un modelo que prescinde de los cimientos, suministra los valores de solicitación en su acometida a éstos. Debido a que el terreno asienta por efecto de la presión aplicada, la estructura, en función de la rigidez de sus elementos, modifica a su vez, las solicitaciones. Si se respetan los criterios de este DAV, no es preciso considerar, en el análisis de la estructura, los efectos del asiento del terreno.

2 Independientemente de las comprobaciones que afectan a cada cimiento por separado, de acuerdo con los apartados 4, 5 y 6, cuando el terreno en derredor de la edificación presente una pendiente global media superior a 5° debe realizarse una comprobación de resistencia global, verificando que a lo largo de toda superficie de deslizamiento que incluya parte o todos los cimientos de un edificio, las fuerzas de reacción (cohesión en terrenos cohesivos y rozamiento en granulares), son capaces de impedir el movimiento de la masa que engloba dicha superficie, con un coeficiente de seguridad de 1,8 en situaciones ordinarias y 1,2 en las sísmicas, teniendo en cuenta:

a A efectos de la comparación o suma con la capacidad segura del terreno, las capacidades resistentes de los elementos intersecados por la superficie considerada, como pueden ser soleras, muros, vigas riostras o centradoras, pilotes, tirantes, codales o cualquier otro, se obtendrán de los valores de cálculo deducidos del documento relativo a su material, reducidos con un coeficiente de seguridad medio de 1,5 en situaciones ordinarias y 1,0 en las sísmicas.

b La resistencia al corte de cada punto de la superficie de deslizamiento, puede tomarse igual a la cohesión del terreno más el producto de la tensión normal por el coeficiente de rozamiento correspondiente. Entre hormigón y terreno puede tomarse un ángulo de rozamiento 2/3 del ángulo de rozamiento interno del terreno. A los efectos de la determinación de la presión normal puede considerarse que la presión horizontal es la mitad de la vertical.

c En la determinación de la reacción que se opone al movimiento de inestabilidad, en los puntos que pertenezcan a una superficie vertical, se podrá tener en cuenta el empuje pasivo del terreno que se halle confinado, el que actúa sobre los muros de sótano o de salto de nivel que pueda garantizarse que no se remueve, y la componente de rozamiento de los muros en contacto con el terreno en la dirección del movimiento.

2 Documentación de proyecto en relación con el terreno

Este capítulo 2, correlativo del 3 destinado al estudio geotécnico del DB, no contiene las instrucciones específicas del informe en cuanto a tipos de prospección, ensayos, y demás. Las prescripciones en cuanto a la propia realización del informe se deben buscar en el DB.
Este DAV se limita a resumir las instrucciones relativas a los criterios necesarios para el encargo y la recepción del informe geotécnico, y el enlace de su información con la del resto del proyecto, explicitando, en este tema, los criterios generales que se prescriben en la Parte 1 del CTE y en el documento DB-SE en relación con lo estructural, e indicando cómo poder relacionar la información del informe con la que se indica en EHE y NSCE.

2.1 Memoria

1 En la memoria del proyecto básico se debe declarar al menos el procedimiento previsto para obtener las características del terreno en relación con el sistema estructural de cimentación, según se establece en el apartado 2.1 del CTE, Parte I, Anejo 1. En particular debe establecerse en qué medida se procederá por referencia a antecedentes fiables, y en cuál a partir de un estudio geotécnico específico.

2 En la memoria del proyecto de ejecución debe siempre indicarse cómo se han obtenido las características del terreno, aportando la documentación que lo respalda, de acuerdo con el procedimiento seguido.

2.2 Estudio geotécnico

1 Las características del terreno pueden determinarse a partir de un estudio geotécnico específico de la parcela, objeto del proyecto, para el edificio o los edificios que se pretendan construir en ella, bien de manera independiente, o en conjunción con otras parcelas limítrofes, en un estudio más general, que, en cualquier caso se incluiría, como anejo, junto con las especificaciones del encargo, en la documentación del proyecto.

2 El estudio geotécnico debe, al menos, suministrar los valores de las propiedades del terreno que permitan deducir los de las características mecánicas que se utilizan en el cálculo de los cimientos (véase capítulo 3) y de la agresividad del terreno y en su caso agua.

3 El estudio geotécnico puede también incluir los valores de las características mecánicas, tales como la presión admisible en zapatas, o la capacidad de pilotes, así como datos acerca de la eficacia de cada posible solución de cimentación, usando para ello las reglas del capítulo 3 de este DAV o las generales del CTE-SE-C, citando en cada caso de los artículos, fórmulas y tablas usadas, o la justificación de lo que se aparte o no esté contemplado en los documentos citados.

4 El encargo del estudio geotécnico debe facilitar los datos disponibles de la edificación que se pretende construir, de acuerdo con lo proyectado o con las reglas urbanísticas aplicables al caso, en cuanto a alineación, área de movimiento, número de alturas, y, la necesidad o no de acudir a construir en sótano para cubrir la exigencia de plazas de aparcamiento. Si se conoce, debe aportarse el tipo de solución estructural prevista, muros o soportes, y luces de la planta inferior, que, con los datos anteriores, y el uso, vivienda, condiciona el valor de carga de cada punto a cimentar, así como el tipo constructivo a efectos de sensibilidad a asientos diferenciales. Resulta deseable indicar en el encargo el punto de referencia altimétrico a usar en la identificación de los niveles del estudio.

5 Para la realización del estudio deben recabarse todos los datos relevantes del emplazamiento, tales como usos previos, obstáculos enterrados, edificios limítrofes, agua freática, y antecedentes planimétricos del desarrollo urbano.

6 En el caso de un estudio específico y en ausencia de antecedentes, para el número y características de los puntos a explorar, se pueden seguir los criterios de la tabla 2.1.

7 Si existen resultados previos de reconocimientos o estudios en la misma parcela o parcelas próximas, o se han realizado estudios generales de la zona, como por ejemplo, con ocasión de los trabajos de planeamiento o urbanización o de construcción en parcelas limítrofes, puede encargarse un estudio que complemente el número de puntos a explorar para satisfacer, en el conjunto, los niveles establecidos en el punto anterior, como si de un único proyecto se tratase, con el objetivo de confirmar o matizar las conclusiones previas.

Tabla 2.1 Características de los puntos de exploración

Característica (1)	Distancia		Sondeos		Profundidad	
Tipo de terreno (2)	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Viviendas unifamiliares aisladas	35	30	-	1	6	12
Viviendas unifamiliares en hileras	35	30	1	2	6	16
Bloques de altura baja (hasta 4 plantas) en manzana abierta	35	30	1	2	6	16
Bloques o manzanas en manzana cerrada (hasta 6 plantas)	30	25	2	3	9	20
Bloques aislados, en manzana abierta (hasta 10 plantas)	30	25	2	3	12	25
Garajes en sótano asociados a bloques, en resto de parcela	35	30	-	-	6	16

(1) La distancia es la máxima en metros entre cada dos puntos, cubriendo la proximidad del perímetro con ese intervalo, y con un mínimo de tres por edificio o conjunto de edificios.
En sondeos se indica el número, con un mínimo de 1/3 del total de puntos en terreno T1 y de ½ en terreno T2.
La profundidad, en metros es la aconsejable, por debajo del nivel de sótano en su caso, a menos que antes aparezca rechazo (terreno suficientemente compacto o duro).

(2) Terreno T1 es el parecido al de las parcelas de su entorno, en donde habitualmente se utilizan zapatas. El terreno T2 corresponde a cuando puede ser muy diferente al de su entorno, o pertenece a zonas en las que se usan habitualmente soluciones diferentes de la de zapatas, o hay rellenos de echadizo de importancia.

2.3 Coordinación del estudio geotécnico con el resto del proyecto

1 Para la coordinación general que, según el art. 6.1 del CTE, parte I, debe ejercer el proyectista, en este caso acerca del estudio geotécnico, pueden utilizarse las reglas que siguen.

2 El estudio geotécnico debe establecer, en cada posible nivel de cimentación, los valores del terreno que permitan determinar la presión admisible de cimientos directos, la capacidad de los profundos, el empuje sobre elementos como pantallas, y el cálculo de asientos, la situación, si existe, del nivel freático, el grado de agresividad, y la enunciación del tipo de problemas que pueden afectar a las excavaciones y cimientos de todo tipo, para todas las alternativas que sean técnica y económicamente viables. Los niveles deben referirse siempre a un punto fijo exterior identificable.

3 Dado que CTE contiene cláusulas diferentes según el terreno sea cohesivo, granular, roca o relleno, el informe debe pronunciarse al respecto de la manera más nítida posible. Si el terreno es granular, el dato más relevante es el de golpeo en el de penetración normalizada (N_{SPT}) en sondeos, o de penetración dinámica, con el que puede deducirse, indirectamente, todos los demás (véase tabla 3.1 a 3.4) aunque éstos pueden también determinarse directamente por ensayos específicos. Si el terreno es cohesivo, el dato más relevante es el de resistencia a compresión simple, del que pueden deducirse, como en el caso anterior, todos los demás.

4 Si el terreno es granular, el informe puede dar los valores de presión admisible neta por asiento para diferentes tamaños de zapatas, de acuerdo con las expresiones de CTE o la tabla 3.2 de este DAV, indicando el asiento de partida supuesto, y el valor de N_{SPT} usado en cada caso. Si se parte del ángulo de rozamiento debe indicar si se ha deducido de ensayos, de las tablas de CTE o de la tabla 3.1 de este DAV. La memoria del proyecto, en el apartado destinado a cimientos, debe establecer si con los valores de asiento supuestos de partida y las cargas y distancias relativas de las zapatas, hay base para concluir que no se superan los asientos diferenciales admitidos en el CTE.

5 En el caso de roca, el informe debe caracterizar su tipo y grado de regularidad, y justificar el valor de presión admisible si hay motivos para sospechar que no pueda alcanzar 500 kN/m^2.

6 Si el terreno es cohesivo, el informe puede dar los valores de presión admisible por hundimiento, para diferentes tamaños de zapatas y presión en base en derredor de las mismas, indicando el coeficiente de seguridad usado, citando la densidad, ángulo de rozamiento, y en su caso cohesión supuesta y si se han deducido de ensayos específicos o de las tablas del CTE, indicando además, justificadamente, qué valor de módulo de elasticidad puede usarse para el cálculo de asientos.

7 El informe puede establecer el valor de la cohesión y los coeficientes de empuje para el cálculo de los muros de contención que se realicen a una cara, y de las pantallas, en ese caso, a corto plazo. En el caso de muros a dos caras, la memoria del proyecto debe especificar las condiciones del material de relleno para que pueda alcanzar el ángulo de rozamiento adoptado.

8 En el caso de cimientos profundos, el informe debe establecer si hay motivos fundados para tener que considerar rozamiento negativo u otros efectos parásitos y cuales serían sus valores.

9 Para cimientos de hormigón, la clase general de exposición se debe definir en la memoria del proyecto de acuerdo con las reglas de EHE, según sea en masa o armado. Para determinar la clase específica, el informe debe dar los resultados de los ensayos de agresividad del terreno, y en su caso, del agua, en los términos y unidades definidas en EHE. El informe puede además traducir esos resultados a una de las clases definidas en EHE, pudiendo asimismo indicar qué significa en términos de tipo de cemento o de relación de agua a cemento.

10 En emplazamientos que, según la norma NSCE-02, tienen una aceleración sísmica básica superior al umbral para considerar acción sísmica (0,04 g para estructuras de fábrica o terrenos potencialmente inestables, 0,06 g en otro caso con más de siete plantas y en general 0,08 g), el estudio debe establecer los tipos de terreno en profundidad, de acuerdo con los definidos en el art. 2.4 de la norma citada, indicando la potencia de cada uno. El informe puede además obtener el coeficiente C ponderado del conjunto, de acuerdo con las reglas del artículo citado, suponiendo que por debajo del nivel más profundo del que haya datos, y hasta 30 m de profundidad, se mantiene el tipo, y en su caso, y razonadamente, el valor resultante si hay varios sondeos. La memoria del proyecto establecerá si hay o no que considerar acción sísmica, y con qué valor de aceleración de cálculo, a partir de lo indicado en NSCE-02, reflejando expresamente el valor adoptado para C, para lo que, en cualquier caso, pueden adoptarse los criterios indicados en el DAV de acciones.

3 Propiedades del terreno

Este capítulo 3 resume la información, procedente de parte del los distintos capítulos destinados a cada tipo de cimiento y del anejo D, en relación con las propiedades cuantificadas del terreno, que se utilizan explícitamente en las formulaciones posteriores
En particular tabula los valores de presión admisible para cimientos superficiales, y de capacidad portante para los profundos, en función de los valores del terreno, obtenidos en los ensayos pertinentes.

3.1 Características generales

1 Si no se dispone de datos de ensayo sobre el terreno, como características generales en cuanto a peso específico y ángulo de rozamiento, pueden tomarse los valores de la tabla 3.1 en función de su tipo; si se dispone de resultados de ensayos, dichas características pueden deducirse a partir de los valores de resistencia a compresión simple (terrenos cohesivos) o golpeo N_{SPT} (granulares).

Tabla 3.1 Características generales de los terrenos

Tipo de terreno		Peso (1) específico (kN / m^3)	Ángulo de rozamiento(3)	Presión admisible (kN / m^2)	Módulo de elasticidad (MN / m^2)
Rocas (2)					
En general, sanas				500	400
Rocas arcillosas sanas				500	100
Terrenos cohesivos	**Resistencia a compresión (4) simple** (kN/m^2)				
Arcillas duras	400	18 a 22	28°	400	300
Arcillas muy firmes	250	17 a 20	25°	250	50
Arcillas firmes	100	17 a 19	22°	100	15
Arcillas y limos medios	75	16 a 18	20° o 28°	75	8
Arcillas y limos blandos	< 75	16 a 18	16° o 25°	-	-
Terrenos granulares (5)	**Golpeo N_{SPT}**				
Gravas muy densas	40	20 a 22	40°	400	80
Gravas densas, arenas muy densas	25	19 a 21	35°	250	40
Gravas sueltas, arenas medias	10	18 a 20	32°	100	8
Arenas sueltas	< 10	17 a 19	30°	-	-
Rellenos					
Tierra vegetal		17	25°	-	-
Terraplén		18	30°	-	-
Pedraplén		18	40°	-	-

(1) El valor inferior del peso específico se usa cuando su efecto sea favorable, como en el caso de presiones admisibles, o empuje estabilizador (pasivo), y el superior cuando sea desfavorable, como en el empuje desestabilizador (activo)
(2) Pueden obtenerse valores más favorables de rocas a través de las reglas generales de CTE-SE-C
(3) El ángulo de rozamiento menor corresponde a terrenos arcillosos y el mayor a terrenos limosos.
(4) Si se dispone de resultados de ensayo triaxial sin consolidación y sin drenaje, como valor de resistencia a compresión simple puede tomarse el correspondiente a confinamiento nulo.
(5) El término grava engloba la mezcla de grava y arena.
\- Las reglas de este DA-V no amparan la posibilidad de cimentar en este tipo de terreno.

3.2 Características mecánicas del terreno en superficie

1 Si existen antecedentes próximos similares en cuanto a terreno, tipo y altura de edificación, así como de la solución de cimentación proyectada, como valor de la presión admisible para el cálculo de los cimientos directos, con coeficiente de seguridad 3, puede tomarse el valor dado en la tabla 3.1 o la usada en dicho edificio.

2 Si se dispone de resultados de ensayos, como presiones admisibles de cimientos directos pueden tomarse los valores de la tabla 3.2

Tabla 3.2 Presiones admisibles (1) (kN / m^2) **con seguridad 3,0 en zapatas y losas**

Presión en la base (2) (kN / m^2)		**10**	**20**	**10**	**20**	**10**	**20**	**10**	**20**
Relación de lados del cimiento (3)		**1:1**		**2:1**		**5:1**		**≥ 10:1**	
Terreno cohesivo	**Resistencia a compresión simple** (kN / m^2)								
	100	100	120	100	120	100	120	100	100
	150	150	180	150	150	150	150	150	150
	200	200	250	200	200	200	200	180	180
	300	250	300	250	250	250	250	200	250
	400	300	350	300	300	300	300	250	300
	500	400	400	400	400	400	400	350	350
Lado menor del cimiento (4)		**1 m**		**2 m**		**3 m**		**≥ 5 m**	
Terreno granular (6)	**Golpeo** (5) **N_{SPT}**								
	10	150	150	100	120	100	100	100	100
	15	200	250	150	180	150	150	150	150
	20	300	300	250	250	200	200	200	200
	25	350	400	300	300	250	300	250	250
	30	400	450	350	400	300	350	300	300
	35	500	500	400	450	350	400	350	350
	40	500	500	450	500	400	450	350	400

(1) Terreno homogéneo, sin agua y peso específico 18 kN/m^3. Para rocas pueden tomarse los valores de la tabla 3.1. Se consideran zapatas aisladas las que están separadas entre sí más de tres veces su ancho; para zapatas más próximas los valores de la tabla resultan del lado de la seguridad.

(2) La presión en la base es la que existe en el terreno al nivel de la base de apoyo del cimiento (véase figura 3.1). En el caso de forjado o cámara sanitaria, corresponde al peso de las tierras; considerando que, en ese caso, el cimiento debe penetrar del orden de 0,5 m en el terreno, como presión en base puede tomarse 10 kN/m^2. En zapatas, en general además cuenta el peso del encache y la solera; en ese caso, contando con el canto ordinario de zapatas, puede tomarse 20 kN/m^2. Si hay sótanos, y sobre todo si se cimenta en losa, pueden obtenerse valores más favorables, de acuerdo con la formulación general de CTE-SE-.C.

(3) Las zapatas circulares, trapeciales o triangulares se consideran con relación 1:1. La relación ≥10:1 incluye todas las zapatas corridas, con trazado recto, quebrado o curvo.

(4) En zapatas circulares como lado menor se tomará el diámetro; en las de planta trapecial o triangular el lado de una zapata cuadrada de igual área.

(5) En terrenos no homogéneos, como golpeo debe tomarse el valor promedio del ensayo de penetración, entre no más de medio ancho por encima de la base del cimiento y dos anchos por debajo, o hasta que no vuelva a disminuir.

(6) En terrenos granulares el valor es cautelar, para que el asiento no exceda de 25 mm. Calculando expresamente los asientos y obtenidos los diferenciales, se puede aumentar la presión admisible, pero sin superar los valores de hundimiento establecidos en CTE-SE-C, tabla 4.1

3 Para el cálculo de asientos, como módulo de elasticidad puede tomarse el de la tabla 3.1

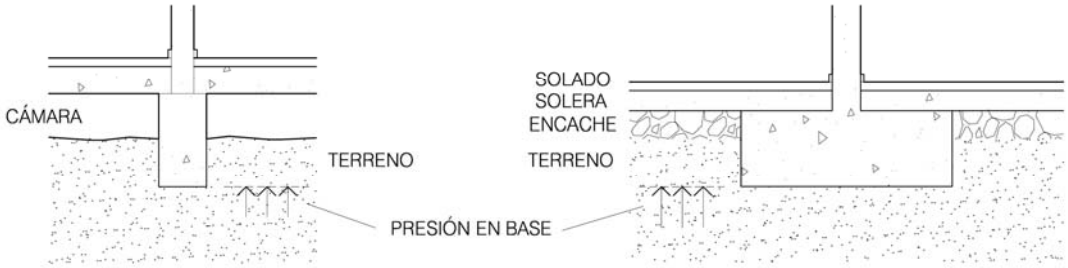

Figura 3.1 Componentes de la presión en la base

3.3 Características mecánicas del terreno en profundidad

1 En terrenos cohesivos con una resistencia a compresión simple de al menos 100 kN/m^2, y en terrenos granulares en general, como presión admisible se pueden adoptar los valores de la tabla 3.3,

Tabla 3.3 Presión admisible (kN/m^2) **con seguridad 3,0 para pilotes**

Golpeo N_{SPT}	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**≥50**
Por punta (1)	670	1000	1330	1670	2000	2330	2670	3000	3330
Por fuste	8	13	17	21	25	29	33	38	40

(1) Como valor de golpeo se debe tomar la semisuma de las medias de la zona activa (3 diámetros por debajo) y pasiva (6 diámetros por encima)

2 En cualquier caso, como presión admisible, se pueden asimismo adoptar los valores de la tabla 3.4, sin perjuicio de las limitaciones de tope para el total que se establecen en el capítulo 5 en función del material usado y las características de ejecución.

Tabla 3.4 Presión admisible (1) (kN/m^2) **para pilotes**

Profundidad (2) (m)	**Angulo de rozamiento en terreno granular (3)**						**Resistencia a compresión simple (4) en terreno cohesivo (5)** (kN / m^2)					
	25°		**30°**		**≥ 35°**		**100**		**250**		**400**	
	punta	**fuste**	**punta**	**fuste**	**punta**	**fuste**	**punta**	**fuste**	**punta**	**fuste**	**punta**	**fuste**
6	960	13	1650	16	3000	19	460	25	810	31	1150	35
8	1270	17	2200	21	4000	25	550	27	890	33	1230	36
10	1600	21	2750	26	5000	32	630	29	970	35	1300	37
14	2230	30	3850	37	6600*	40	800	31	1100	36	1500	38
20	3180	40	5500*	40	6600*	40	1000	34	1400	37	1700	39

(1) Terreno homogéneo, con un peso específico de 18 kN/m^3
(2) Profundidad de la punta o del punto del fuste considerado, como medida indirecta de la presión vertical en ese punto. En terrenos granulares, en presencia de agua, por debajo del nivel freático es suficiente considerar el 45% de la profundidad real. Véase la figura 5.1
(3) Los valores tienen en cuenta la limitación por punta de 6600 kN/m^2 y por fuste de 40 kN/m^2 establecidas en CTE, e incluyen el coeficiente de seguridad de 3,0 aplicable al caso en situaciones ordinarias.
(4) Se ha considerado que la resistencia en célula triaxial es igual a la resistencia a compresión simple más la presión de confinamiento horizontal, y que ésta es la mitad de la vertical en el punto considerado. Los valores incluyen el coeficiente de seguridad de 2,0 aplicable al caso en situaciones tanto ordinarias como extraordinarias.
(5) Para terreno no homogéneo, y presión en la punta, la resistencia a compresión simple corresponde al terreno comprendido entre dos diámetros por encima y dos diámetros por abajo. Para la presión en la punta se puede extrapolar linealmente con la resistencia a compresión simple.
* En general, el tope, (véase 5.2) impide aprovechar la totalidad de la presión admisible de este caso. Para más de 35° el valor suele venir limitado por el tope, sea cual fuere la profundidad.

2 En roca, como presión admisible en profundidad podrá tomarse un valor por punta del orden de 0,4 veces el de la resistencia a compresión simple de la roca, pudiéndose adoptar valores superiores en función del mayor o menor espaciamiento o apertura de discontinuidades que posea, de acuerdo con las reglas de CTE-SE-C. Como resistencia a compresión simple puede tomarse el valor de 10.000 kN/m^2 en rocas ígneas y metamórficas sanas, y 3.000 kN/m^2 en esquistos y pizarras sanas.

3.4 Otras características

1 A efectos del documento HS, la permeabilidad del suelo puede obtenerse de la tabla 3.5

Tabla 3.5 Permeabilidad

Tipo de suelo	**Tamaño de partícula del 10% que pasa** (mm)	**Permeabilidad** (m/s)
Grava limpia	≥ 1	> 0,01
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	≥ 0,03	> 0,000 01
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas, arcillas	< 0,03	< 0,000 01

2 Si el terreno es arcilloso, en ausencia de ensayo específico de expansividad, se puede obtener el rango probable de la presión de hinchamiento a partir de la correlación con el resultado de otros ensayos que haya disponibles, según muestra la tabla 3.6.

.Tabla 3.6 Rango probable de expansividad

Índice de plasticidad (%)	**Límite líquido** (%)	**Contenido en finos (1)** (%)	**Contenido en arcillas (2)** (%)	**Actividad (3)**	**Presión de hinchamiento** (kN / m^2)
0 a 15	< 30	< 30	< 15	< 0,5	< 30
15 a 30	30 a 40	30 a 60	15 a 20	0,5 a 0,7	30 a 120
25 a 40	40 a 60	60 a95	20 a 30	0,7 a 1,0	120 a 250
> 35	> 60	> 95	> 30	> 1,0	> 250

(1) Ensayo granulométrico; fracción menor que 0,08 mm
(2) Ensayo granulométrico por sedimentación, fracción menor que 0,002 mm
(3) Cociente entre el índice de plasticidad y el contenido en arcilla

4 Cimientos directos

Este capítulo es el correlativo del mismo número del DB. Omite todas las definiciones y descripciones, dándolas por presentadas en ese documento, limitándose a explorar a qué elementos se puede llegar aplicando las reglas que define.
Se refiere explícita y exclusivamente a los cimientos que puedan calificarse de rígidos, que son los utilizados en la práctica habitual de edificios de viviendas, lo que permite prescindir de las complejidades inherentes a la consideración de la rigidez relativa, o de la interacción de terreno con edificio. Para ello tiene que ampliar a zapatas combinadas, vigas corridas, emparrillados, y losas, las reglas que en el DB sólo parecen explícitas para zapatas aisladas.

. .

4.1 Campo de aplicación

1 Las reglas de este apartado se refieren a los cimientos directos que puedan considerarse rígidos con relación al terreno, como son:

a) las zapatas estructuralmente rígidas: las que, en terrenos normales, tienen un canto, en el arranque del vuelo, mayor que la mitad de éste;

b) los tramos intermedios de una viga corrida o nervios de emparrillado, en los que la luz entre soportes no supera ocho veces el canto;

c) las losas para cimentación de estructuras de soportes, en las que la luz entre cualesquiera dos sucesivos no supera doce veces el canto;

d) las zapatas bajo un muro solidarizadas con él, como es el caso de muros de hormigón; en ese caso, como cimiento, en el sentido longitudinal, debe considerarse el conjunto de muro y zapata.

4.2 Zapata centrada

A partir de las reglas del DB, se procede a describir el procedimiento, paso a paso, ordenado, para definir completamente una zapata simple, desde la elección de ese tipo, hasta los detalles de armado, pasando por el cálculo de su tamaño en planta y canto, aplicando, en cada paso, las reglas del DB, o las de EHE, en su caso. Todo lo relativo a variables del terreno, presión de hundimiento y similares, se supone ya procesado, en forma sinóptica, en el capítulo anterior.

En cuanto al asiento y su cálculo, este DB opta por describir, explicitando la formulación, el cálculo de asiento diferencial entre zapatas próximas, a partir de las reglas que se pueden encontrar en los criterios de asiento del apartado correspondiente

Como colofón, contiene una tabla directa con la definición completa, tabulada, de las zapatas aisladas, en cuanto a tamaño y armado, en función de la carga y presión admisible, a partir de las expresiones del DB y EHE, y en su caso criterios de NSCE.

4.2.1 Ámbito de aplicación

1 Con una distribución uniforme de soportes, las zapatas de soportes podrán ser simples (una por cada uno), si la superficie que ocupan es significativamente pequeña comparada con la de la planta del edificio, véase Tabla 4.1

Tabla 4.1 Fracción de superficie ocupada por los cimientos directos (1)

Presión admisible (kN / m^2)		**100**	**150**	**200**	**250**	**300**	**400**	**500**
Número total de plantas (incluyendo sótanos)	**2**	0,14	0,09	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03
	4	0,28	0,20	0,14	0,11	0,09	0,07	0,06
	6	0,42+	0,26	0,20	0,16	0,13	0,10	0,08
	8	0,56+	0,37	0,28	0,22	0,19	0,14	0,11
	10	0,70+	0,43+	0,33	0,26	0,22	0,16	0,14

(1) Edificios ordinarios de viviendas con una carga total por planta de 7 kN/m^2
\+ Puede ser rentable acudir a cimentar en losa.

4.2.2 Tamaño en planta

1 El tamaño en planta de la zapata debe ser lo suficientemente grande como para que la presión media vertical sobre el terreno, no supere la presión admisible del terreno, lo que se traduce en:

$$\mathbf{N} / \mathbf{S} \leq \mathbf{p} \qquad [4.1]$$

donde:

N es la componente vertical de la resultante de la solicitación en la base del cimiento. Como solicitación del soporte se debe tomar la procedente del análisis del caso gravitatorio, sin afectar a las cargas de coeficiente de seguridad alguno. Como peso adicional se debe tomar el de los elementos sueltos dispuestos sobre el cimiento. Como efecto de otros elementos, tales como vigas riostras o soleras, puede considerarse la capacidad mecánica de cálculo que se movilice en su hundimiento, reducida con un coeficiente de seguridad global de 1,4. El peso propio de la zapata o, en su caso del pozo, puede despreciarse, considerando que queda más que compensado con la ganancia de resistencia del terreno con la profundidad o el peso de las tierras que desaloja.

S es general, la superficie en planta de la parte de la zapata cobaricéntrica con **N**. Si, como es habitual en edificios, la compresión tiene una excentricidad inferior a 1/20 del lado del cimiento, para **S** puede tomarse la superficie real total, lo que equivale a la condición de que la presión media sea inferior a la admisible, admitiendo puntas locales de hasta 1,3 veces la admisible. La zapata puede tener cualquier forma y orientación.

p la presión admisible del terreno, para el tamaño y forma de la zapata. En caso sísmico la presión admisible es la de hundimiento dividida por un coeficiente de seguridad igual a 2, y por tanto igual a vez y media la de casos ordinarios; si la zapata cumple con el caso gravitatorio y tiene más de 1 m de ancho, puede suponerse que cumple con el sísmico.

NOTA: Si el valor de la presión admisible procede de consideraciones de asiento, como sucede en el caso de terreno granular, la solicitación **N** puede ser la neta, o sea, descontando la presión que existía antes de la retirada de tierras. Esto equivale a adoptar en [4.1], para la presión admisible, un incremento adicional igual a la presión procedente de la altura de tierras entre el plano superior de la zapata y el nivel de tierras original.

2 Si el plano de asiento del cimiento se sitúa en terreno expansivo en una zona susceptible de alteración de humedad, debe verificarse además:

$$\mathbf{N'} / \mathbf{S} \geq \mathbf{p'} \qquad [4.2]$$

donde:

N' es la compresión en la base del cimiento, procedente de sólo las cargas permanentes

p' la presión de hinchamiento del terreno por variaciones de humedad. Puede considerarse que, de ordinario, el terreno a más 3 m de profundidad no suele presentar variaciones estacionales de humedad.

4.2.3 Canto de la zapata

1 Con hormigón, como canto mínimo puede tomarse 0,40 m, y en relación al vuelo no podrá ser inferior al valor dado en la tabla 4.2 para el caso de hormigón armado (con HA 25). Si el firme es muy somero, no interesa que sea mayor.

Tabla 4.2 Canto mínimo de zapatas en relación con su vuelo (1)

Presión admisible (kN / m^2)	**100**	**150**	**200**	**250**	**300**	**400**	**500**
Zapata de hormigón armado con HA 25	0,2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
Zapata de hormigón en masa con HM 20	0,7	0,8	1,0	1,1	1,2	1,4	1,6

(1) Para la definición de canto y vuelo, véase figura 4.2

2 Si, para alcanzar el firme previsto, hay que ahondar más, o para salvar la zona susceptible de expansividad, se puede dar más canto a la zapata, disminuyendo su armadura. Cuando la profundidad supere, en relación al vuelo, el valor indicado en la tabla 4.2 para hormigón en masa, la zapata podrá realizarse sin armadura y con hormigón HM 20. En cualquier caso, el exceso de la excavación

por debajo del canto previamente decidido, podrá rellenarse de hormigón pobre o en masa, o disponer sobre ese pozo (véase figura 4.1) un dado calculado para la tensión admisible que resiste el hormigón inferior, aunque habitualmente no será conveniente superar 500 kN/m^2.

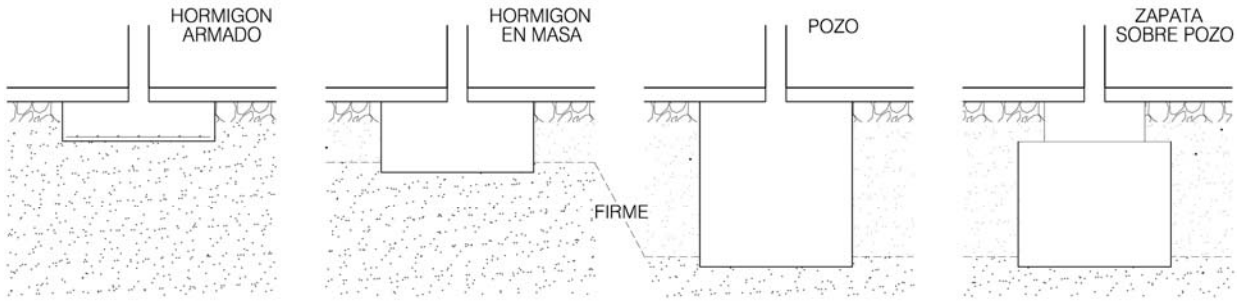

Figura 4.1 Tipos de zapatas simples según su canto

4.2.4 Armado de la zapata

1 Si la zapata tiene un canto para necesitar armadura, de acuerdo con el criterio establecido en EHE, la sección total por flexión en cada dirección (figura 4.2) puede obtenerse con la expresión:

$$\mathbf{A_s} > \mathbf{N_d} \cdot \mathbf{v} \;/\; 4 \cdot \mathbf{z} \cdot \mathbf{f_{yd}} \qquad [\,4.3\,]$$

donde:

- $\mathbf{N_d}$ el valor de cálculo de la compresión del soporte, para cada caso de carga, sin incremento alguno por peso de zapata, pero pudiendo descontar los términos indicados a propósito de [4.1]. Si como coeficiente de seguridad de las acciones se ha tomado el valor de 1,4 indicado en el DAV, cuando el control de ejecución es del tipo *"normal"*, debe multiplicarse por 1,1 y en caso de control *"reducido"*, por 1,2.
- **v** en una zapata cuadrada o rectangular, el vuelo desde la cara del soporte, si es de hormigón o el plano medio entre cara del fuste y borde de la base en el caso de acero en la dirección de armado considerada. Con otras formas, el término $\mathbf{N_d}\cdot\mathbf{v}/4$ debe sustituirse por el momento resultante de las presiones del terreno y solicitación del soporte, en la sección que pasa por la posición de su compresión. Si el soporte tiene momento apreciable, es suficiente con sumar, al término $\mathbf{N_d}\cdot\mathbf{v}$, el momento flector de cálculo en el entronque de soporte y zapata; en los casos habituales, este término puede despreciarse.
- **z** es el brazo de palanca de la armadura; puede tomarse igual al 85% del total del canto menos el grueso de hormigón pobre y el recubrimiento de la armadura (0,03 m)
- $\mathbf{f_{yd}}$ la resistencia de cálculo del acero de armar; para B500 puede tomarse 400 N/mm^2 y para B400, el valor 350 N/mm^2. En las condiciones citadas, la zapata puede considerarse rígida, y no precisa de comprobación ni armado a cortante.

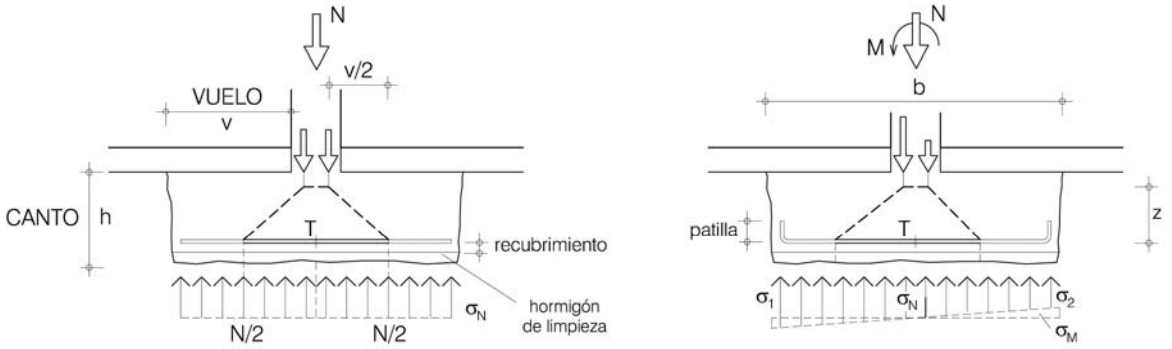

Figura 4.2 Modelo de cálculo de la armadura, (según EHE)

2 La Tabla 4.3 ofrece soluciones usuales de zapatas cuadradas con carga centrada, en masa y armadas con B500, para soportes habituales de acero u hormigón, de sección asimilable a cuadrada.

Tabla 4.3 Zapatas cuadradas, carga centrada (1)

Compresión(2)	**Presión admisible** (3) (kN / m^2)							**Canto** (4) (m)							
(kN)	**100**	**150**	**200**	**250**	**300**	**400**	**500**	**ø**	**0,40**	**0,50**	**0,60**	**0,70**	**0,80**	**1,00**	**1,20**
300	1,80	1,40	1,2*	1,1*	1,0*	0,9*	0,8*	12	0,25	0,30	-	-	-	-	-
400	2,00	1,60	1,40	1,2*	1,1*	1,0*	0,9*	12	0,20	0,25	0,30	-	-	-	-
500	2,20	1,80	1,60	1,40	1,2*	1,1*	1,0*	12	0,15	0,20	0,25	0,30	-	-	-
600	2,40	2,00	1,80	1,60	1,40	1,2*	1,1*	12	-	0,15	0,20	0,25	-	-	-
800	2,80	2,40	2,00	1,80	1,6*	1,4*	1,2*	*16*	-	*0,20*	*0,25*	*0,30*			
1000	3,20	2,60	2,20	2,00	1,80	1,6*	1,4*	*16*	-	-	*0,20*	*0,25*	*0,30*	-	-
1300	3,60	3,00	2,60	2,40	2,20	1,80	1,6*	*16*	-	-	*0,15*	*0,20*	*0,25*	*0,30*	-
1600	4,00	3,20	2,80	2,60	2,40	2,00	1,80	*16*	-	-	-	*0,15*	*0,20*	*0,25*	-
2000	4,40	3,60	3,20	2,80	2,60	2,2*	2,0*	20	-	-	-	0,20	0,25	0,30	0,30
	Lado de la zapata (m)								**Intervalo entre armaduras** (m)						

(1) De hormigón HA25, armaduras de acero B500S de diámetro ø
(2) Valor de la del soporte para Caso de carga 2, sin afectar de coeficiente de seguridad; véase SE-DAV, apartado 3.5.2
(3) La presión admisible depende ligeramente del tamaño en planta de la zapata, véase capítulo 3
(4) Sólo para cantos entre el mínimo para zapata armada y el de zapata en masa; véase tabla 4.2
* El borde de la armadura debe rematarse en patilla. Es suficiente una longitud de 0,10 m

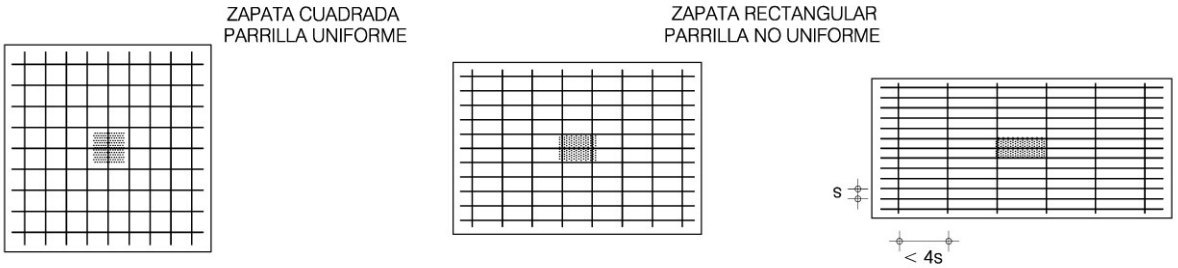

Figura 4.3 Armado de zapatas

3 Es suficiente disponer la armadura uniformemente repartida en el ancho de la zapata, y de lado a lado de la misma (véase figura 4.3). El borde se debe rematar con patilla en los casos indicados en la tabla 4.3

4 Con soportes o zapatas rectangulares, en la dirección del vuelo menor debe disponerse al menos una armadura con una densidad cuarta parte de la de la perpendicular.

5 Las esperas de soportes de hormigón o de placas de arranque de soportes metálicos, si están comprimidas (la excentricidad de la compresión en el arranque es menor que la cuarta parte del lado del soporte o placa) deben introducirse en la longitud correspondiente al anclaje de la solicitación, preferiblemente en patilla hacia fuera, y sobre todo en el caso de zapata en masa, a más de 0,25 m del fondo. En caso de tracciones, típicas en zapatas de planta baja en emplazamientos con aceleración sísmica básica superior a 0,12 g, se llevarán hasta la cara inferior menos el recubrimiento, y se anclarán en horizontal a partir de la vertical de la resultante de solicitaciones o presiones, y si hay parrilla, por solape contra ella (véase figura 4.4).

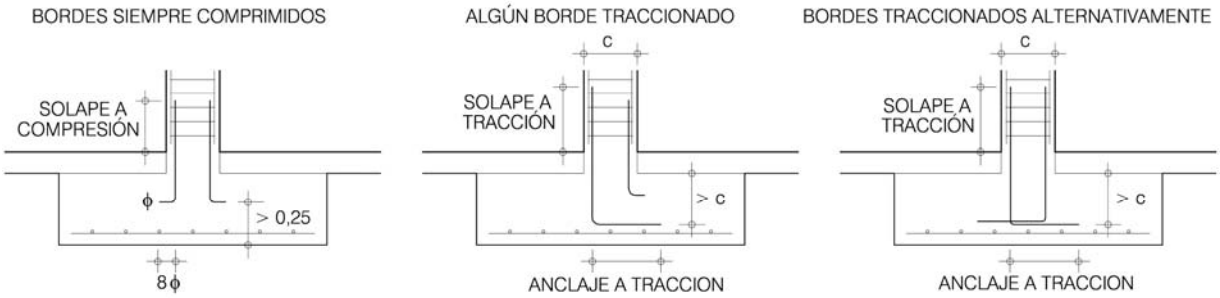

Figura 4.4 Esperas de soporte de hormigón en zapata armada (según NCSE-02)

4.2.5 Asiento

1 En general, las zapatas dimensionadas a partir de la presión admisible del terreno definida en apartados anteriores, tienen asientos admisibles, sin que sea necesario calcularlos.

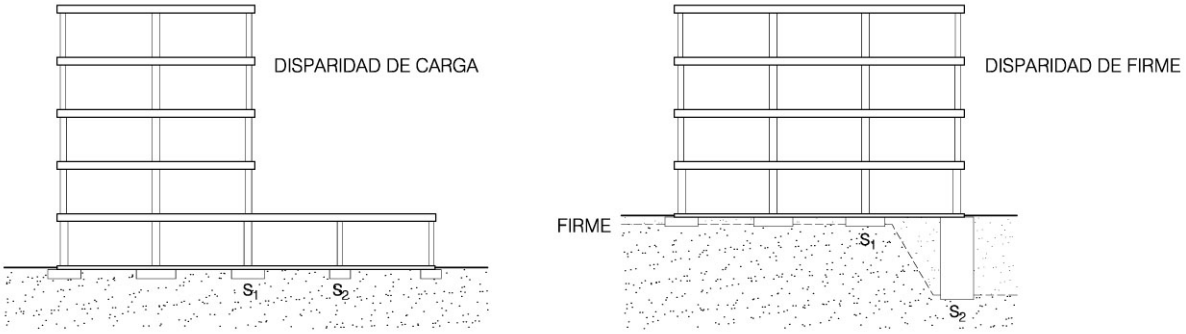

Figura 4.5 Algunos casos en que es preciso calcular asientos

2 En los casos en que dos zapatas próximas estén en condiciones muy dispares de carga, tamaño, presión admisible, tipo de terreno o profundidad de firme, o cuando la relación de presión a módulo de elasticidad supere 0,01 (lo que sólo es probable cuando se haya partido de presiones admisibles muy bajas, del orden de 100 kN/m^2), puede ser preciso un cálculo expreso para confirmar que el asiento diferencial relativo, o diferencia de asientos relativa a su distancia, es admisible, según los valores establecidos a este efecto en SE, debiendo aumentar el tamaño de las zapatas más cargadas, reduciendo su presión, hasta conseguirlo.

3 Para el cálculo del asiento, **s**, puede suponerse que la presión se dispersa uniformemente con planos que forman aproximadamente 30° con la vertical respecto a los bordes del área cargada, lo que, en una zapata con relación entre lados no superior a 3, lleva a la expresión:

$$\mathbf{s} = 1{,}2 \cdot \mathbf{p} \cdot \mathbf{b} \cdot \mathbf{z} \;/\; \mathbf{E} \cdot (\mathbf{b}+\mathbf{z}) \qquad [\,4.4\ a\,]$$

donde:

b es el lado de una zapata cuadrada de igual área que la de la zona cargada del cimiento. A partir del nivel en que se tocan los planos de dos zapatas próximas, se prosigue el cálculo de una nueva componente de asiento con la misma regla, tomando, como zona cargada, la cobaricéntrica con la posición de la resultante del conjunto.

p presión uniforme en el área cargada, producida por el edificio y al nivel de la base de la zapata, pudiendo considerarse la neta, es decir, descontando la que existía antes de proceder a la excavación.

z la profundidad en la que es significativo el asiento. Para zapatas suficientemente distantes basta tomar 2·**b**. Para zapatas próximas (**d**<2**b**), a efectos de asiento diferencial puede tomarse la semisuma de la aplicación de [4.4 a] a **z** = **d** y **z** = 2**b** (véase figura 4.6), y por tanto

$$\mathbf{s} = 1{,}2 \cdot \mathbf{p} \cdot \mathbf{b} \cdot (5\mathbf{d}+2\mathbf{b}) \;/\; 6 \cdot \mathbf{E} \cdot (\mathbf{b}+\mathbf{d}) \qquad [\,4.4\ b\,]$$

pero en cualquier caso **z** no debe superar la profundidad a la que exista una capa suficientemente indeformable, ni aquélla en la que la presión sea inferior al 10% de la de contacto entre zapata y terreno;

E módulo de elasticidad del terreno (véase apartado 3.1).

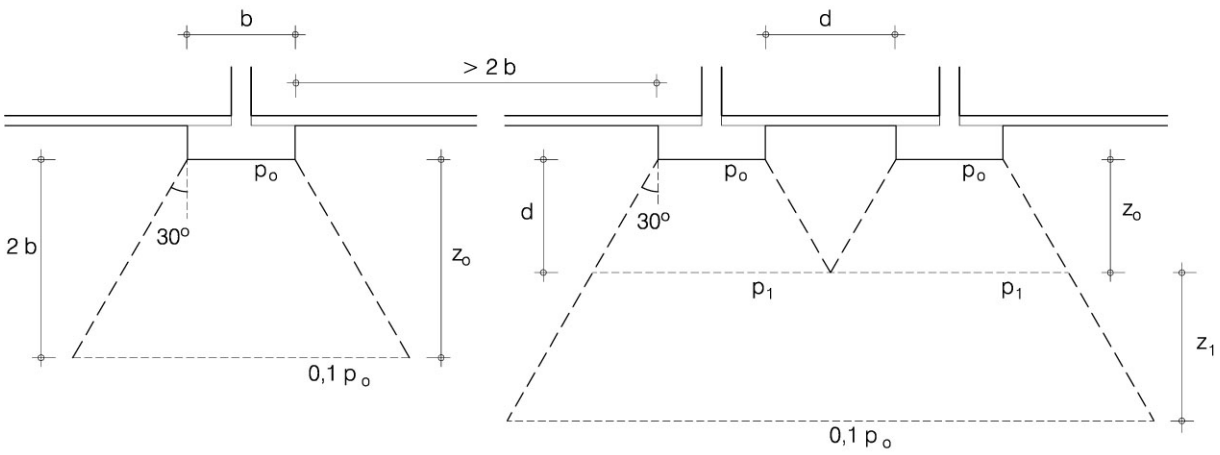

Figura 4.6 Bulbos simplificados para zapatas

En zapatas próximas, el asiento total, suma de las componentes descritas, será mayor que si los cimientos estuvieran alejados, pero el asiento diferencial, comparando los de la primera componente, será menor.

NOTA: En los casos en que la presión admisible se haya obtenido por asiento, como es habitual en terrenos granulares, se puede usar la [4.4] para calcular los asientos reales, y si los diferenciales entre cada dos zapatas contiguas es mucho menor que el admisible, puede ser rentable redimensionar las zapatas a partir de una presión en el plano de asiento mayor, teniendo en cuenta lo indicado en la nota (6) de la tabla 3.2

4.3 Zapata descentrada

Dado el uso habitual de zapatas de este tipo, este DAV incluye este apartado, con el mismo planteamiento que el anterior, si bien más escueto, redactado por referencia al anterior, resolviendo, aunque sólo sea en fórmulas, los casos de zapatas de medianería más usuales, autocentrada y con viga centradora, que el DB define y permite pero no desarrolla. .

1 En una zapata medianera, con soporte adyacente al lindero, (véase figura 4.7) puede disponerse una zapata descentrada, deduciendo las dimensiones de la expresión [4.1], a partir de la posición de la reacción resultante de la compresión del soporte y el peso de la totalidad de la zapata. Puede suponerse que la excentricidad de la compresión del soporte es la máxima del lado interior con la que puede soportarla. Como valor para iniciar los tanteos se puede partir de suponer que la superficie de la zapata es del orden de 2,5 veces mayor que si fuera centrada, por lo que sólo resulta eficaz para cargas muy pequeñas, o como zapata corrida, para muros.

2 Para el dimensionado de la zapata se puede admitir que la presión del terreno en el borde del lindero sea 1,3 veces la admisible, mientras la media se mantenga inferior a la admisible, lo que lleva a que la resultante se sitúe al 45% de la profundidad de la zona que reacciona.

3 Las tracciones de la cara superior, perpendiculares al lindero, pueden suponerse soportadas por el hormigón, sin necesidad de armadura específica, sobre todo si se dispone solera corrida bajo los soportes; las tracciones inferiores, paralelas al lindero, corresponden a las de una zapata centrada en esa dirección, por lo que pueden deducirse de la expresión [4.3].

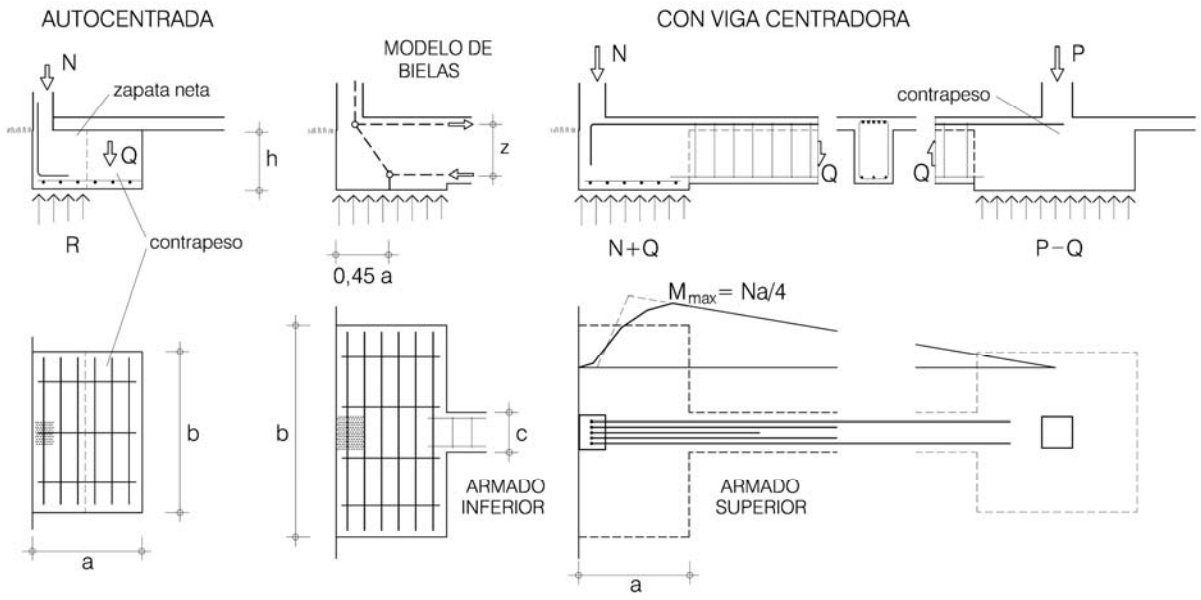

Figura 4.7 Zapatas medianeras

4 En general, la opción más eficaz es la de disponer una viga centradora, conectada a una fuente de carga, tal como otra zapata u otra viga. Con los criterios de párrafos anteriores, puede suponerse que las solicitaciones de la viga centradora son las representadas en la figura 4.7.

5 En el caso de zapatas en esquina (cóncava o convexa) puede procederse de manera similar.

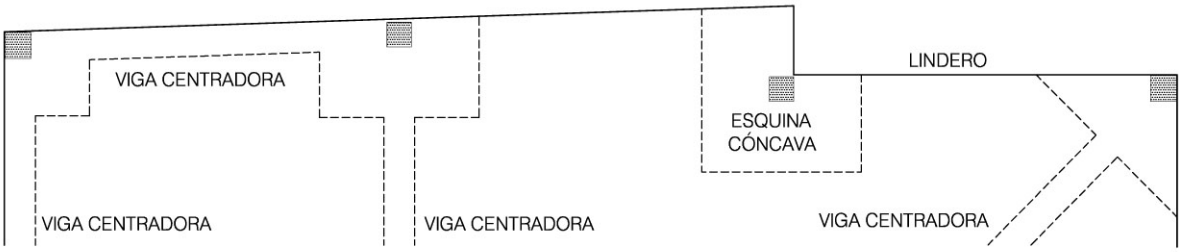

Figura 4.8 Zapatas de esquina

4.4 Zapatas para varios soportes

Como en el caso anterior, el DB presenta y permite el uso de zapatas para varios soportes, la zapata combinada, etc, pero sin particularizar sus reglas al caso. Este apartado, al estilo del anterior, hace una presentación de las reglas, por relación a los anteriores, que debe ir aplicando para definir con éxito una zapata de las de los tipos citados, que si bien no son de utilización sistemática, siempre cabe esperar que haya alguna en cualquiera de los proyectos al uso.

4.4.1 Zapata simple

1 Si las zapatas de varios soportes próximos se intersecan, (véase figura 4.9) se puede disponer una sola zapata, centrada con la posición de la resultante de la solicitación del conjunto, calculada como una zapata simple, si, de acuerdo con las condiciones establecidas en 4.1 puede considerarse rígida.

2 La armadura inferior podrá determinarse a partir de los vuelos de un soporte virtual formado por la envolvente de los soportes reales, y de una distribución plana de presiones del terreno. La solución más eficaz corresponde a la de vuelos mínimos en derredor del soporte más cargado.

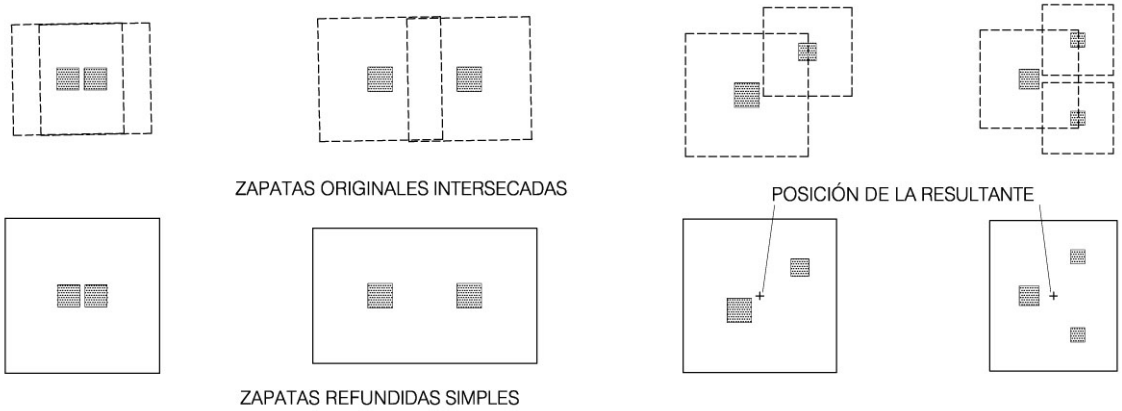

Figura 4.9 Zapata simple para varios soportes

4.4.2 Zapata combinada

1 Si las zapatas o pozos de dos soportes contiguos dejan una estrecha banda de terreno entre ellas, puede excavarse el conjunto, rellenando la entrecalle por ejemplo con hormigón en masa, véase figura 4.10.

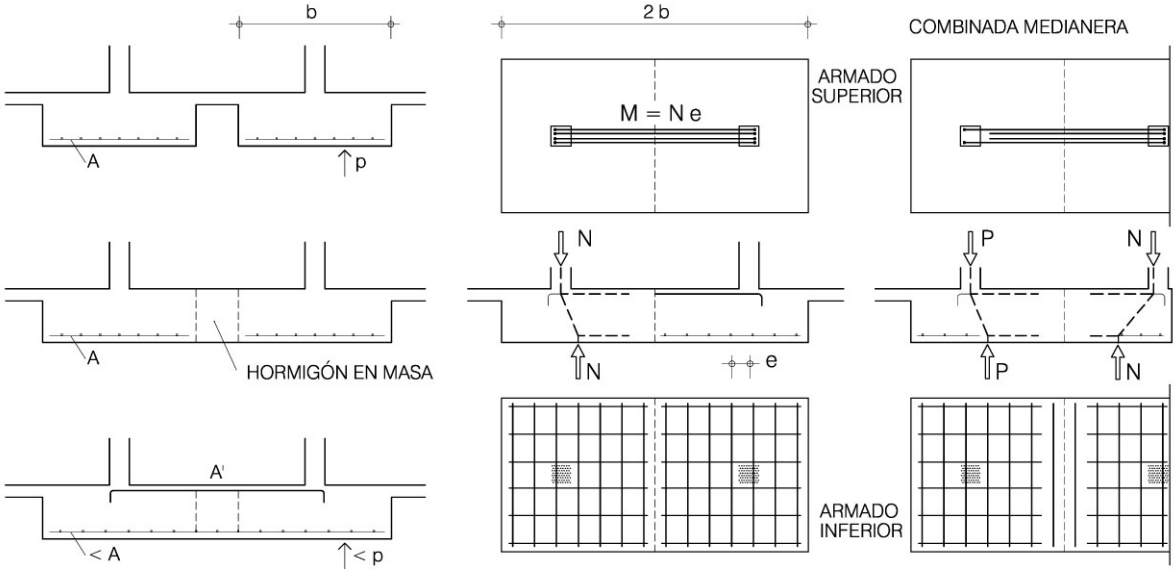

Figura 4.10 Zapatas combinadas

2 Puede asimismo considerarse una zapata combinada con la totalidad de la planta de zapatas más entrecalle, resultando menos presión en la base y menos armadura inferior, calculada como se ha indicado a propósito de las simples del apartado anterior. Puede también disponerse una zapata *combinada* con la planta estricta. En ambos casos los soportes quedan descentrados respecto al centro de su superficie tributaria, pudiéndose considerar el conjunto como el de dos zapatas centradas entre sí, a través de una viga embebida en el volumen de ambas, con armadura en la cara superior de la zapata, dispuesta de soporte a soporte y anclada bajo ellos.

3 Puede acudirse a una solución combinada para fundir en una sola zapata una de medianería y la que le sirve de contrapeso, disponiendo una zapata centrada con la resultante de la compresión de los dos soportes o bien una zapata con presión sobre el terreno variable con un máximo de 1,3 veces la presión admisible en el borde medianero, que será rígida si cumple las condiciones de 4.1. El modelo de bielas para calcular la armadura superior, como si fuera una viga centradora embebida entre ambas, se muestra en la figura 4.8.

4 El sistema es extensivo a más de dos soportes, procediendo de manera similar. En el caso en que los soportes se encuentren alineados, puede resultar preferible el modelo de zapata corrida del apartado siguiente.

5 En el caso de pozos, puede acudirse a la solución mixta de dejar las zapatas independientes, disponiendo bajo ellas un solo pozo combinado, con planta holgada o ajustada a la presión admisible.

4.4.3 Asiento

1 Para las zapatas de varios soportes en relación con el asiento de otras zapatas próximas pueden seguirse los mismos criterios que los establecidos a propósito de zapatas simples.

4.5 Zapatas corridas

En este tema, aunque el DB define lo que es una viga corrida, apenas dice nada más, suponiendo que las reglas de cimientos directos pueden aplicarse a zapatas corridas sin necesidad de un apartado específico. El DAV procede a una pormenorización de casos diversos, exponiendo el tipo de reglas de entre las precedentes que cabe aplicar a cada uno, a partir de las del DB.

4.5.1 Zapata bajo una alineación de soportes

1 Siempre es posible redimensionar la forma de las zapatas de varios soportes alineados para disponer una sola zapata corrida bajo todos ellos.

2 La comprobación de hundimiento podrá hacerse con la expresión [4.1], a partir de la presión admisible, según la tabla 3.2, correspondiente a la planta cobaricéntrica con la resultante de las cargas. Puede también considerarse una distribución lineal de presiones a lo largo de una parte eficaz de la zapata corrida, comprobando que la presión máxima, de valor $(1+6\mathbf{e}/\mathbf{L})\cdot\Sigma\mathbf{N}/\mathbf{L}$, no supera 1,3 veces el valor admisible correspondiente a la forma y tamaño de dicha parte eficaz, según la tabla 3.2. La zapata podrá considerarse rígida si cumple las condiciones de 4.1

3 Si se precisa comprobación de asiento, se puede suponer que la presión local bajo cada soporte se dispersa uniformemente en el ancho, con planos que forman aproximadamente 30º con la vertical respecto a los bordes de la zapata, lo que, en una zapata corrida aislada, con terreno uniforme, e inexistencia de capa rígida a poca profundidad, lleva a la expresión:

$$\mathbf{s} = 1{,}5 \cdot \mathbf{p} \cdot \mathbf{b} \;/\; \mathbf{E} \qquad [\,4.5\,]$$

donde:

- **s** asiento bajo un soporte
- **b** ancho de la viga corrida al paso del soporte considerado
- **p** presión local neta, es decir descontando la existente antes de excavar, bajo el soporte considerado, a partir de una distribución lineal, (véase figura 4.11)
- **E** módulo de elasticidad del terreno (véase apartado 3.1).

siendo suficiente dentro de la viga que se cumpla que la diferencia de asiento entre dos soportes cualesquiera relativa a su distancia es admisible, según los valores establecidos a este efecto en SE. En general, si una zona sensible a asientos, como las descritas en 4.2.5, se salva con zapatas corridas, no será preciso comprobar asientos.

4 Como generalización del caso de zapata combinada del apartado anterior, si la zapata es de hormigón, contando con su comportamiento dúctil, el cálculo de la armadura longitudinal podrá hacerse a partir de las solicitaciones procedentes de diagramas de presión con cualquier distribución en equilibrio con las cargas, tal como leyes uniformes locales bajo cada soporte o pareja de soportes, o entre soportes, sin superar la presión admisible correspondiente a cada zona considerada con cada presión. Ello lleva a poder considerar, como solicitaciones, valores de fórmulas clásicas en función de las cargas y luces del entorno próximo al punto considerado.

5 Podrán también usarse modelos que tengan en cuenta la rigidez relativa entre terreno y cimiento, tal como el del módulo de balasto, válido asimismo para zapatas no rígidas. Con ese método se obtienen diagramas de presión tanto más concentrados en torno a los soportes cuanto más flexible sea la viga, con momentos flectores, y consiguientemente armados, más reducidos. El método de-

be manejarse con prudencia ya que sólo es fiable a cierta distancia de los extremos, y si todos los puntos tienen presión positiva.

6 La armadura inferior de flexión transversal, en su caso, podrá determinarse con la expresión [4.3]

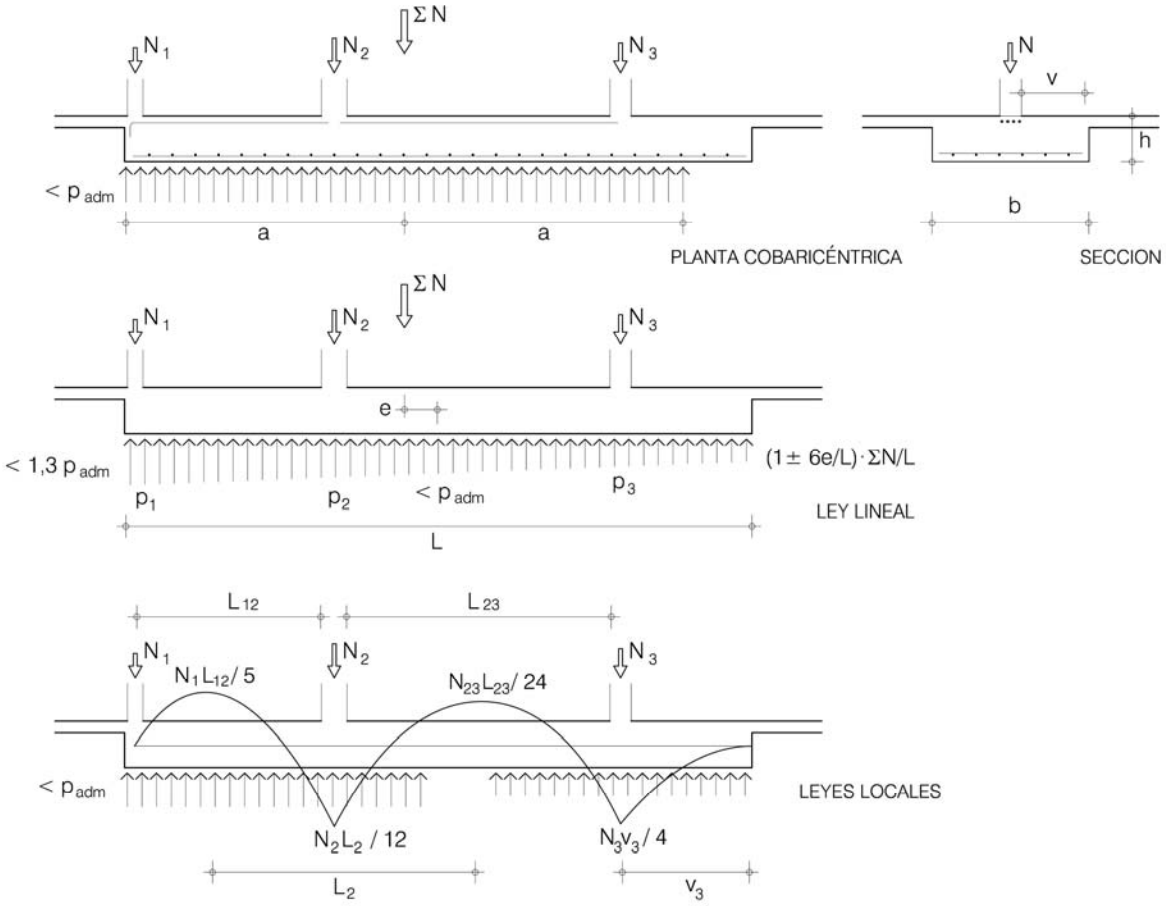

Figura 4.11 Zapata corrida para soportes

7 En general, si la zapata corrida es rígida en los términos de 4.1 no se precisa ni comprobación de cortante ni disponer armadura para ello.

8 La armadura longitudinal puede disponerse corrida con distribución uniforme, la transversal puede disponerse con distribución uniforme a lo largo de toda la longitud de la zapata, manteniendo una mínima de sección 1/4 de la longitudinal. La superior puede disponerse entre cada dos soportes, a tenor de la solicitación máxima en cada tramo, anclada bajo ellos, tal como se muestra en la figura 4.10

4.5.2 Zapata corrida para forjado sanitario

1 La zapata corrida que soporta exclusivamente un forjado sanitario, es decir una carga distribuida, puede dimensionarse mediante [4.1] a partir de la presión admisible, según la tabla 3.2, correspondiente al tamaño y forma de la zapata total.

2 El fondo de la zapata (véase figura 4.12), debe quedar enterrado al menos **c** = 0,50 m, respecto al nivel del lado que resulte más bajo. El ancho mínimo viene condicionado por el método de excavación y el material, usualmente no puede hacerse de menos de **b** = 0,40 m. En caso de hormigón armado, como armadura inferior se debe disponer la mínima correspondiente a la sección total a flexión. En las condiciones citadas, el comportamiento de flexión transversal permitirá usualmente la solución de hormigón en masa; pero si hay armadura longitudinal, debe disponerse una transversal de al menos 1/4 de su sección.

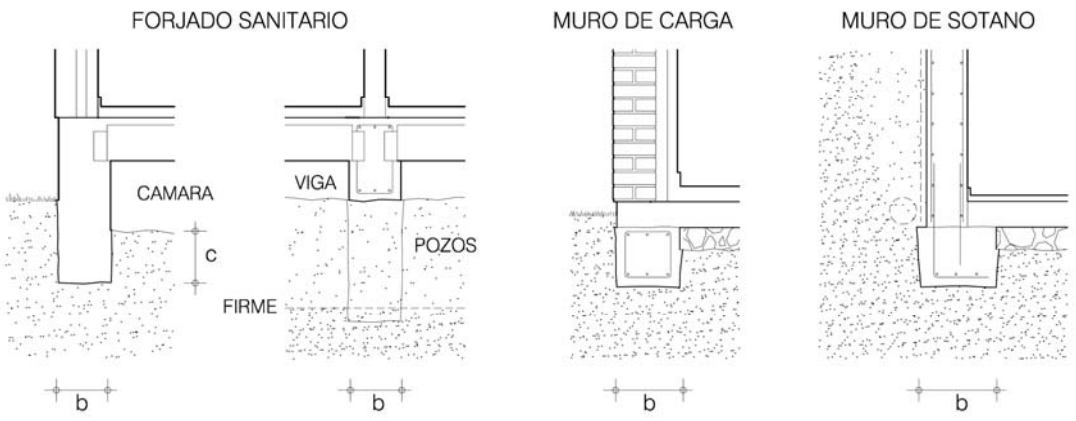

Figura 4.12 Zapatas de forjado sanitario y de muro de fábrica o de hormigón

3 Si el firme se encuentra demasiado profundo, podrá acudirse a disponer una viga corrida sustentada en pozos aislados, tratados como zapatas para la carga que deposite la viga, y calculada como elemento continuo pasante sobre ellos.

4 Si además del forjado, la zapata sirve de cimiento a soportes, deberá comprobarse con la superposición de las reglas de ambos casos.

4.5.3 Zapata corrida bajo muro

1 El elemento que cimenta un muro de fábrica (véase figura 4.12) se puede considerar como una zapata corrida sometida a la carga que le transmite el muro, debiendo cumplirse que el asiento relativo entre cualesquiera dos puntos, calculable con [4.5], es admisible para el tipo de muro que sustenta.

2 Si el muro es de hormigón, para el comportamiento transversal, es suficiente considerar la zapata como centrada o descentrada según el caso, disponiéndose armadura transversal inferior, de acuerdo con la relación de vuelo a canto según las reglas enunciadas para zapatas aisladas. La armadura longitudinal de la zapata dependerá del comportamiento conjunto de zapata y muro como viga de gran canto, considerando los efectos de su papel de reparto de las cargas de soportes o elementos que nacen de su cúspide.

4.6 Emparrillado

Al igual que el anterior, apenas puede encontrarse en el DB información específica acerca de los emparrillados, a medio camino entre zapatas y losas, El DAV procede a reescribir, en calve de este tipo de soluciones, las reglas generales en cuanto a dimensionado, y comprobación a hundimiento y asiento de los emparrillados.

1 Siempre es posible, para un conjunto de soportes o muros, disponer una retícula de zapatas corridas en dos direcciones, en general, pero no necesariamente, cruzadas bajo cada uno de los soportes. Estas vigas, que forman un emparrillado, pueden servir asimismo de zapatas para un forjado sanitario que acometa en su cara superior. Un emparrillado puede tratarse, a todos los efectos, con una ampliación a dos dimensiones de las reglas enunciadas para zapatas corridas

2 A efectos de la comprobación de hundimiento, puede adoptarse la fracción de planta de emparrillado cobaricéntrica con la resultante de todas las cargas del conjunto, adoptando como presión admisible la correspondiente a la planta total envolvente de dicha zona. Puede también considerarse cualquier conjunto de distribuciones lineales en cada alineación, no necesariamente plana, pero sí con un único valor en cada encrucijada, que se encuentre en equilibrio con las acciones, debiéndose cumplir que la presión máxima en cada punto no supera 1,3 veces la admisible, según la tabla 3.2, correspondiente a una zapata corrida indefinida.

3 Si se precisa comprobar asientos, es suficiente considerar como tales los que se producen por separado en cada una de las vigas, según [4.5], sumando en cada encrucijada los de ambas direc-

ciones. En general, si en una zona sensible a asientos, como las descritas en 4.2.5, se dispone una solución en emparrillado, no será preciso comprobar asientos.

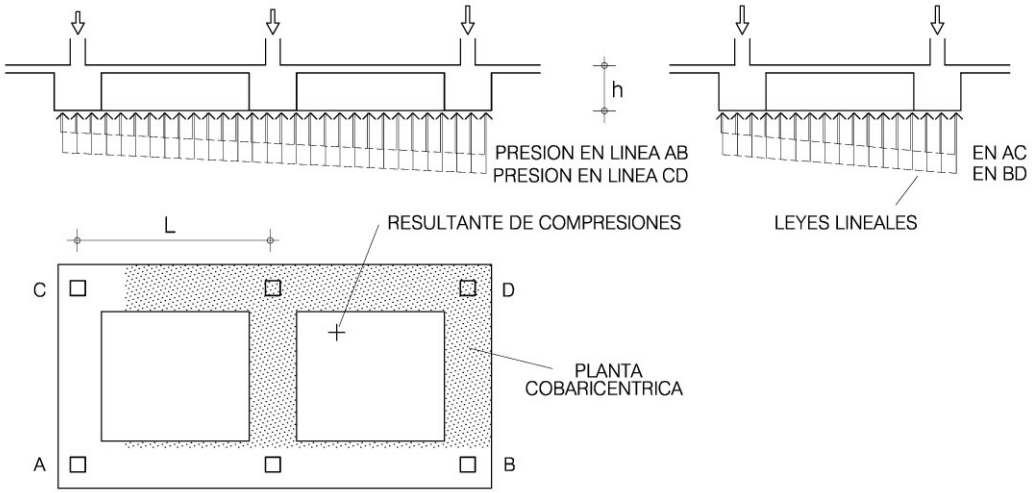

Figura 4.13 Presiones bajo un emparrillado

4 De manera similar a la establecida en zapatas corridas, en el caso de hormigón armado, contando con el comportamiento dúctil, el cálculo de la armadura longitudinal podrá hacerse a partir de diagramas locales de presión en equilibrio con las cargas. Las que acometan en encrucijadas se podrán considerar repartidas arbitrariamente en las dos direcciones. El método del "módulo de balasto" se puede usar con las ventajas y precauciones ya mencionadas en zapatas corridas.

4.7 Losa

En el tema de losas, la información del DB es muy parca, comparada con la importancia y la extensiva utilización de este tipo de cimientos.
Este DB procesa, fundamentalmente, la información de índole estructural, para guiar los pasos en la definición de una cimentación en losa, de modo paralelo a la de los tipos anteriores, concluyendo con la formulación y una tabla de los cantos y armados tipo de casos canónicos que, al menos, pueden usarse como referencia.

1 Siempre es posible, para un conjunto de soportes o muros, disponer una losa continua bajo todos ellos, que puede ser maciza o aligerada, y de canto constante o con regruesamientos, preferiblemente inferiores. En general, la opción de losa ocupando la totalidad de la planta del edificio conduce a una presión inferior a la admisible (véase tabla 4.1) o a que si se desea llegar a la presión admisible, la losa ocupe una fracción reducida de la planta. En esas condiciones una losa es indistinguible de un emparrillado. Y, en sentido contrario, un emparrillado, con una solera superior eficazmente engarzada, puede considerarse como una losa aligerada o de grueso variable.

2 En general, el canto más aconsejable para una losa es el mínimo para que pueda considerarse rígida.

3 Como en casos anteriores, la comprobación de hundimiento podrá hacerse con la expresión [4.1], a partir de la presión admisible, según la tabla 3.2, correspondiente a la planta cobaricéntrica con la resultante de las cargas, y a la presión en base procedente de la que hay a nivel del fondo de la losa, desde la rasante exterior. Si hay sótanos, a la presión admisible función de las características mecánicas del terreno, puede sumarse la presión de las tierras a eliminar, por lo que, cuando el edificio pesa menos, que es lo habitual, se cumple automáticamente la condición de hundimiento.

4 Puede también considerarse una distribución plana de presiones en una parte eficaz de la losa, comprobando que la máxima, igual a $(1+6\mathbf{e}_x/\mathbf{L}_x)\cdot(1+6\cdot\mathbf{e}_y/\mathbf{L}_y)\cdot\Sigma\mathbf{N}/\mathbf{L}_x\mathbf{L}_y$, no supera 1,3 veces el valor admisible correspondiente a la forma y tamaño de dicha parte eficaz. La losa podrá considerarse rígida si cumple las condiciones de 4.1

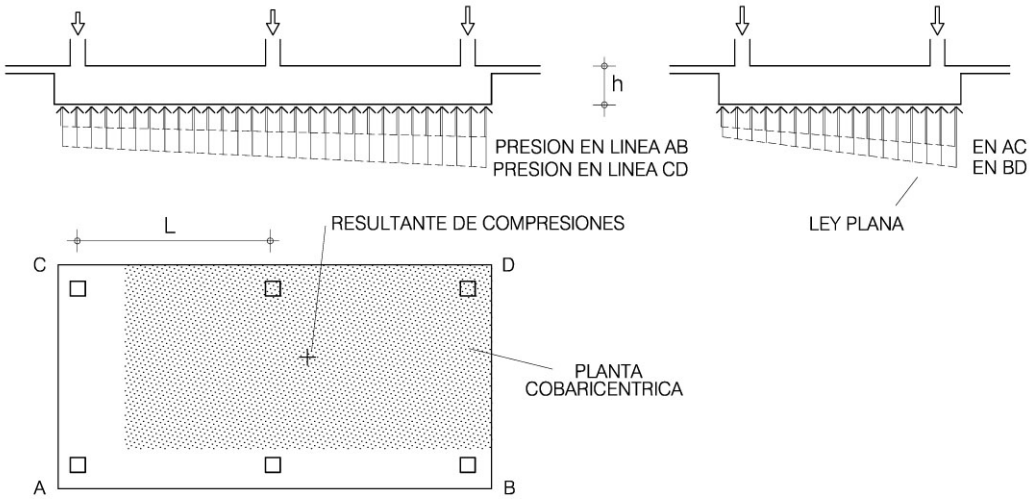

Figura 4.14 Presiones bajo una losa

5 En ausencia de otras cimentaciones próximas, será suficiente considerar, como asientos extremos, los procedentes de aplicar [4.4] a las presiones que resulten en esquinas opuestas, contabilizando como superficie el total de la losa. Dado que en este caso, para el cómputo de la presión neta se descuenta el peso total de las tierras retiradas, de ordinario, si hay sótanos, la presión neta es negativa y en vez de asientos, hay que referirse a ascensos.

6 En el caso de hormigón armado, contando con el comportamiento dúctil, el cálculo de la armadura podrá hacerse a partir de diagramas de presión con cualquier distribución en equilibrio con las cargas, tales como leyes uniformes locales bajo cada soporte o muro, o módulo entre ellos, sin superar la presión admisible. Ello lleva a poder considerar, como solicitaciones, valores de fórmulas clásicas en función de las cargas y luces del entorno próximo al punto considerado. Para el método del “módulo de balasto”, vale lo dicho anteriormente.

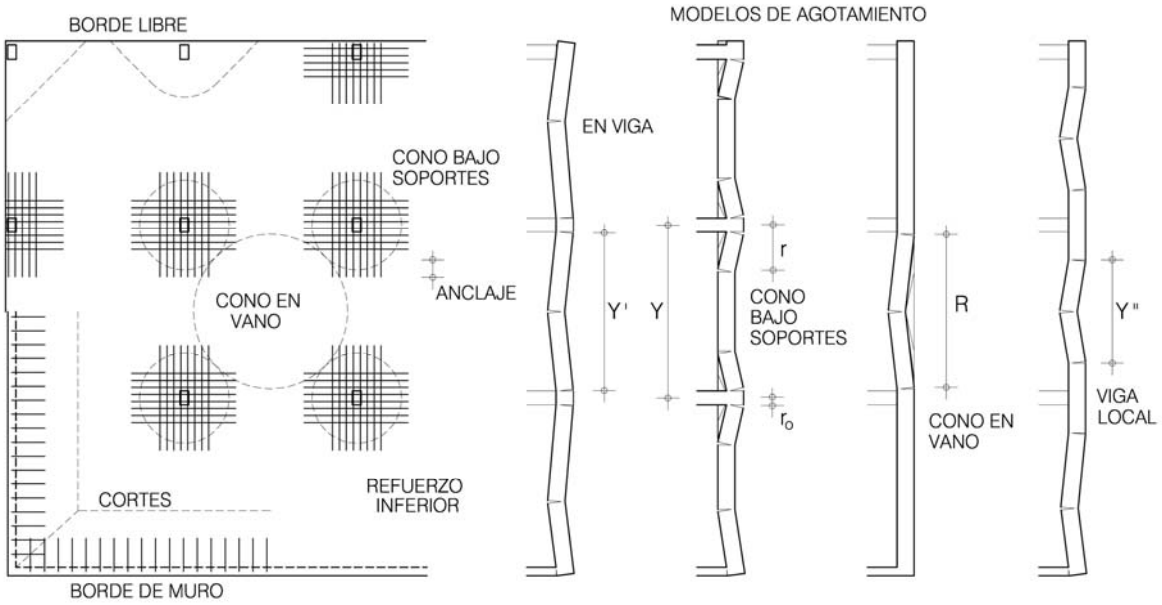

Figura 4.15 Análisis de losa para estructura de soportes

7 Para una cuadrícula de soportes, de luces **X** e **Y**, siendo **Y**>**X**, puede adoptarse una losa de canto, **h**, al menos **X**/12, **Y**/14 y 0,40 m. Para estructura de muros en una dirección puede bajarse a **X**/15, y a **X**/20 si los hay en las dos. Cuando el problema no está determinado por canto o armadura mínima, el canto óptimo es el que conduce a coste de hormigón más excavación igual al de acero.

8 En una losa se puede determinar una armadura suficientemente segura, considerando el agotamiento de los cortes críticos. Para estructura de soportes, disponiendo armados como los indicados en la figura 4.15, las expresiones en los módulos y soportes interiores, son:

Viga en dirección y	$(\mathbf{A}_s + \mathbf{A}_b + \mathbf{B} / \mathbf{X}) \cdot \mathbf{z} \cdot \mathbf{f}_{yd}$	$\geq \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{Y'}^2 / 8$	[4.6]
Cono bajo soportes	$(\mathbf{A}_s + \mathbf{A}_b + \mathbf{B} / 2\mathbf{r}) \cdot \mathbf{z} \cdot \mathbf{f}_{yd}$	$\geq \mathbf{k} \cdot \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{X} \cdot \mathbf{Y} / 2\pi$	
Cono local en vano	$(\mathbf{A}_s + \mathbf{A}_b) \cdot \mathbf{z} \cdot \mathbf{f}_{yd}$	$\geq \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{R}^2 / 6$	
Viga local en dirección y	$(\mathbf{A}_s + \mathbf{A}_b) \cdot \mathbf{z} \cdot \mathbf{f}_{yd}$	$\geq \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{Y''}^2 / 8$	

donde:

- $\mathbf{A}_s$ sección de armadura superior uniforme por unidad de longitud;
- $\mathbf{A}_b$ sección de la armadura base inferior uniforme, por unidad de longitud;
- **B** sección total del refuerzo bajo soportes, en cada dirección, dentro de la longitud 2**r**;
- **z** brazo de palanca de la sección, que puede tomarse igual al 85% del canto total, **h**, menos el recubrimiento al eje de la armadura longitudinal, de ordinario 0,04 m
- $\mathbf{f}_{yd}$ resistencia de cálculo del acero
- $\mathbf{q}_d$ presión de cálculo del terreno ante la carga $\mathbf{Q}_d$ de cada soporte, igual a $\mathbf{Q}_d/\mathbf{XY}$
- **Y'** luz neta, entre caras de soportes, en dirección **Y**
- **Y"** luz local en dirección y, igual a **Y** menos la longitud eficaz del refuerzo **B** (sin anclaje)
- **r** radio del cono local en derredor de los soportes. La condición debe cumplirse para todos los valores de **r** menores de **X**/2. En general, el crítico oscila entre **X**/3 y **X**/4
- **R** radio del cono local en vano. La condición debe cumplirse hasta el que interesa a la parte eficaz del refuerzo **B**.
- **k** coeficiente corrector menor que la unidad, por efecto del tamaño real del soporte, y la amplitud de **r**. Para soportes no muy apantallados, su valor es $(1-\pi\mathbf{r}^2/3\mathbf{XY})\cdot(\mathbf{r}-\mathbf{r}_o)/\mathbf{r}$, siendo $\mathbf{r}_o$ el radio del círculo de igual sección que la del soporte. Para tanteos iniciales, para el primer factor puede tomarse el valor 0,95 y para el segundo 0,85.

Si se disponen mallas o refuerzos con sección o longitud diferente en las dos direcciones, las [4.6] deben complementarse con otras similares en dirección X. En general las que condicionan la armadura son las dos primeras de las [4.6].

9 En cuanto a la armadura de punzonado, con refuerzos como los indicados en la figura 4.16, y con el significado de las variables geométricas que allí se indican, pueden utilizarse las expresiones:

sin refuerzo,	corte 0	$\mathbf{Q'}_d < (4\mathbf{c}+12\mathbf{h})\cdot\mathbf{d}\cdot\mathbf{f}_{cv}$	
con refuerzo,	corte 1	$\mathbf{Q'}_d < (4\mathbf{c}+ 6\mathbf{h})\cdot\mathbf{d}\cdot\mathbf{f}_{cv} + 1{,}4\cdot \mathbf{n}\cdot\mathbf{A}_o\cdot\mathbf{f}_{yd}$	[4.7]
	corte 2	$\mathbf{Q'}_d < (4\mathbf{c}+18\mathbf{h})\cdot\mathbf{d}\cdot\mathbf{f}_{cv}$	

donde además:

- $\mathbf{Q'}_d$ la compresión de cálculo del soporte menos la reacción de cálculo del terreno dentro del corte;
- $\mathbf{f}_{cv}$ valor de cálculo de la resistencia virtual a cortante del hormigón, para HA25 puede tomarse 0,54 N/mm^2;
- **n** número de diagonales del armado transversal (en la figura 4.16 son ocho);
- $\mathbf{A}_o$ sección de cada una de las diagonales.

De acuerdo con los valores de la tabla 4.4, no es probable que se necesiten refuerzos a punzonado si la losa soporta menos de seis forjados.

10 En la tabla 4,4 se ofrece, como referencia, soluciones de losa para agrupaciones de soportes en cuadrícula regular.

Tabla 4.4 Armado de losas bajo estructura de soportes en disposición regular

Nº total de forjados (1)		Luces del recuadro interior(2) X · Y (m)						
		4,0 x 4,0	4,0 x5,0	5,0 x 5,0	5,0 x 6,0	6,0 x 6,0	5,0 x 7,0	7,0 x 7,0
3	**Canto** (m)	**0,40 -**	**0,40 -**	**0,40 -**	**0,40**	**0,45**	**0,50**	**0,55**
(20 kN/m²)	**Mallas** (3)	ø 6 ø 10 **	ø 6 ø 10 **	ø 6 ø 12 **	ø 6 ø 12 **	ø 6 ø 12 **	ø 6 ø 12 *	ø 6 ø 12 *
	Refuerzo (4)	6 ø 12	6 ø 12	8 ø 12	8 ø 12	8 ø 12	8 ø 12	8 ø 12
4	**Canto** (m)	**0,40 -**	**0,40 -**	**0,45**	**0,45**	**0,45**	**0,50**	**0,55**
(30 kN/m²)	**Mallas**	ø 6 ø 10 **	ø 6 ø 12 **	ø 6 ø 12 **	ø 6 ø 12 *	ø 6 ø 12 *	ø 6 ø 12 *	Ø 6* ø 12 *
	Refuerzo	6 ø 12	8 ø 12	8 ø 12	8 ø 16	8 ø 16	8 ø 16	8 ø 16
6	**Canto** (m)	**0,40**	**0,45** R	**0,45** R	**0,45** R	**0,50 R**	**0,55** R	**0,55** R
(40 kN/m²)	**Mallas**	ø 6 ø 10 **	ø 6 ø 12 **	ø 6 ø 16 **	ø 6 ø 16 **	ø 6 ø 16 **	ø 6 ø 16 *	ø 6 ø 16 *
	Refuerzo	6 ø 16	8 ø 16	8 ø 16	8 ø 16	8 ø 16	10 ø 16	10 ø 16
8	**Canto** (m)	**0,40** R	**0,45** R	**0,45** R	**0,50** R	**0,55 RR**	**0,55** R	**0,60** RR
(50 kN/m²)	**Mallas**	ø 6 ø 12 **	ø 6 ø 16 **	ø 6 ø 16 **	ø 6 ø 16 *	ø 6 ø 16 *	ø 8 ø 20 **	ø 8 ø 20 *
	Refuerzo	8 ø 16	8 ø 16	10 ø 16	10 ø 16	10 ø 20	10 ø 16	10 ø 20
10	**Canto** (m)	**0,40** R	**0,45** R	**0,50** R	**0,55** R	**0,55** RR	**0,60** RR	**0,65 RR**
(70 kN/m²)	**Mallas**	ø 6 ø 16 *	ø 6 ø 16 *	ø 6 ø 16 *	ø 8 ø 20 **	ø 8 ø 20 **	ø 8 ø 20 *	ø 8 ø 20 *
	Refuerzo	8 ø 16	8 ø 16	10 ø 16	10 ø 20	10 ø 20	10 ø 20	10 ø 20
Longitud del refuerzo (m)		2,00	2,40	2,40	3,00	3,00	3,60	3,60

(1) Incluyendo el de la cubierta, el de baja de viviendas y los de entre sótanos, suponiendo para cada uno una carga total de 7 kN/m². Si hay otra composición, puede entrarse con el valor de la suma de cargas de todas las plantas que deban considerarse simultáneas, o bien la reacción de presión del terreno, sin contar el peso propio de la losa, (valor entre paréntesis).

(2) Para recuadros de borde o de esquina, debe establecerse la formulación correspondiente. Para bordes de muro basta disponer una armadura inferior de borde corrida, con sección total igual a la del refuerzo tabulado.

(3) Diámetro de la malla base inferior y malla superior respectivamente; ** significa a intervalo de 0,20 m; * a intervalo de 0,15 m para ambas

(4) Número de armaduras en cada dirección, centradas bajo el soporte, de la longitud total indicada al pié, intercaladas con la base; (en la figura 4.15 hay ocho)

R Refuerzo a punzonado, de 8 diagonales del diámetro de la malla superior, según figura 4.16. RR significa 12 diagonales

\- Canto por mínimos; puede ser rentable disponer un emparrillado.

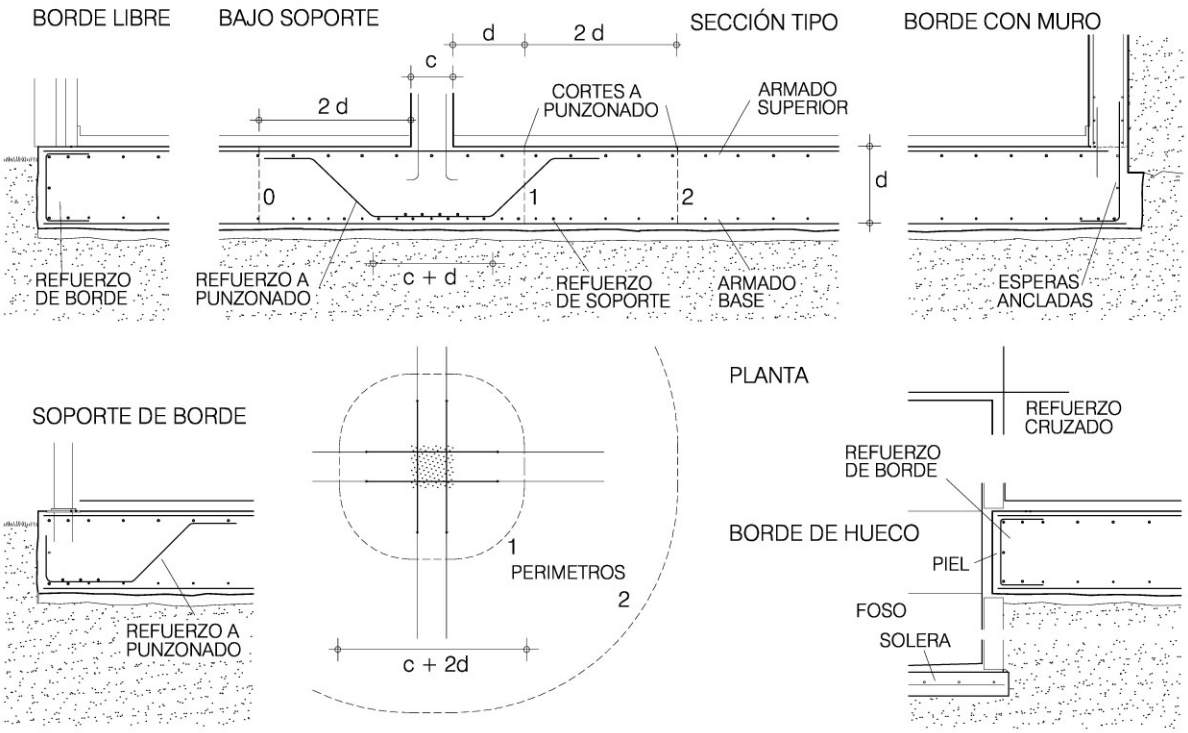

Figura 4.16. Armado de losas

4.8 Elementos de arriostrado

Si bien el DB insiste en la necesidad de arriostrado de los cimientos, apenas hay información al respecto. La que recoge este DAV procede de cruzar la que hay en EHE en cuanto a la definición de arriostrado, frente a centrado, que a su vez remite a la NSCE, de acción sísmica, para cuantificar su necesidad.
Este DAV intenta presentar exhaustivamente las opciones disponibles, cuándo y cómo pueden usarse, respetando todo lo regulado en los documentos citados, y completando el conjunto para que sea operativo.

1 Si las zapatas, pozos, vigas corridas o emparrillados de un mismo edificio, no se enlazan a través de ningún elemento, la componente horizontal de la solicitación actuante sólo puede soportarse por rozamiento en la base de cada uno de ellos. La respuesta de empuje pasivo de los laterales de un cimiento de los tipos citados no es fiable. Dado que el análisis, en general, modela la estructura con empotramiento de cada soporte o muro en su propia zapata, no es capaz de obtener fielmente la componente horizontal en cada cimiento procedente de las acciones sobre el edificio, y, por otro lado, no accede a algunas otras como las procedentes de la presión oblicua sobre las zapatas cuando éstas se encuentran diferentemente distanciadas unas de otras. Por todo ello, las reglas de este documento no amparan aquellas soluciones de cimientos independientes exentas de un sistema de arriostrado.

2 Como solicitaciones del sistema de arriostrado, deben considerarse expresamente, con carácter ordinario, todas las componentes horizontales derivadas del análisis de la estructura ante acciones verticales, el total de la acción de viento en cada dirección considerada, y la reacción ante el empuje de terreno o agua en los muros perimetrales si existen. Con carácter extraordinario, debe considerarse, en la base de cada soporte o muro, el efecto de corte procedente del análisis ante acción sísmica, de acuerdo con NSCE-02.

3 Si la edificación está descompuesta en bloques a través de juntas de dilatación, éstas no tienen porqué llegar al terreno, pudiéndose disponer el arranque de soportes de bloques diferentes sobre la misma zapata, realizando un único sistema de arriostrado para el conjunto de ambos.

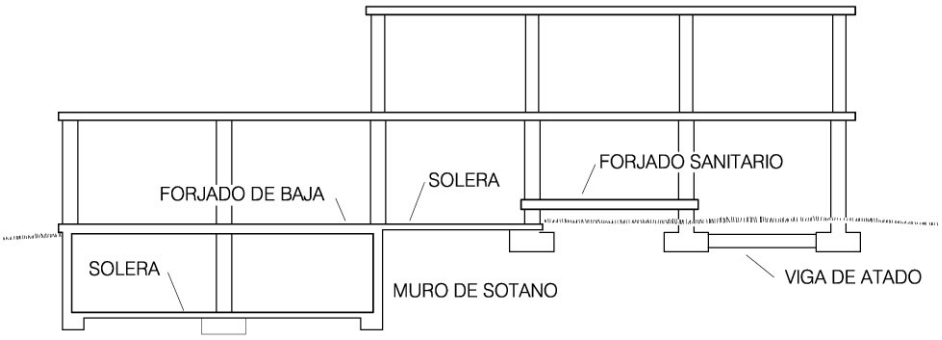

Figura 4.17 Sistemas de arriostrado (según NSCE-02)

4 Como sistemas de arriostrado cabe utilizar uno o varios de los descritos en los apartados que siguen, bien en el total de la construcción, o con una opción diferente en cada zona.

4.8.1 Construcciones en sótano

1 Si existen sótanos, con muros en todo el perímetro, se puede suponer que su conjunto, combinado con el efecto de diafragma del forjado de planta baja, supone un arriostrado suficiente, confiando la respuesta a acciones horizontales de viento o sismo al empuje pasivo del terreno en el lado correspondiente. Si además existe solera en la base, el efecto de arriostrado es aún más eficaz.

4.8.2 Forjado sanitario

1 Si existe un elemento rígido en el plano horizontal, suficientemente próximo a los cimientos, tal como un forjado sanitario, puede suponerse que constituye un sistema eficaz de arriostrado. En caso de sismo, el forjado debe ser capaz de resistir las solicitaciones procedentes de la acción definida anteriormente.

4.8.3 Solera

1 Una solera pasante bajo soportes o muros, o monolítica alrededor de ellos, eficazmente unida a sus cimientos, puede constituir, en general, un adecuado sistema de arriostrado. La solera es capaz de cancelar entre sí las componentes oblicuas de la presión del terreno entre zapatas diferentemente distanciadas, y las procedentes de las componentes horizontales en el extremo de pórtico, provenientes de la acción vertical sobre el edificio. En cuanto a la acción horizontal de viento, sismo, o empuje diferencial de terreno en el contorno en caso de edificios a media ladera, puede ocuparse de repartirla entre los cimientos, igualando el coeficiente de seguridad de todos ellos. Además, debido al efecto de confinamiento del terreno sobre el que descansa, permite la respuesta de empuje pasivo a sotavento de cada cimiento. Con solera, el equilibrio ante acción horizontal sobre el edificio se establece mediante el rozamiento bajo los cimientos, más la resistencia al corte del terreno entre ellos al nivel de su base, que en general puede considerarse suficiente.

2 En sótano, confiando en el efecto de zuncho de la zapata del muro perimetral, y a la precompresión del empuje del terreno, basta que la solera posea suficiente resistencia a compresión como sistema de codales. En planta baja debe poseer capacidad a tracción, sobre todo en la acometida a elementos del borde, en donde la tracción debe quedar anclada bajo ellos Si hay que considerar acción sísmica, según NSCE-02, la solera debe tener al menos un espesor de 0,15 m y de 1/50 de la distancia entre soportes o muros consecutivos. Dicha norma establece en comentarios alguna recomendación adicional en relación con el armado.

4.8.4 Vigas de atado

1 En el caso de zapatas, pozos, zapatas combinadas o corridas, cabe disponer, como complemento o alternativa a los anteriores, un sistema de elementos específicos de atado o acodalado entre cimientos, denominado de vigas de atado. Tal disposición es exigida por NSCE-02 cuando la aceleración sísmica de cálculo sea superior a 0,16·g y se cuente sólo con el arriostrado de solera. Aunque en teoría, para un arriostrado totalmente eficaz se precisaría una triangulación completa, con tres direcciones de vigas, dadas las proporciones habituales de los elementos implicados, se considera suficiente hacerlo en dos, pero debiendo suponer que sólo pueden repartir las solicitaciones horizontales en su propia dirección.

2 La cimentación por emparrillado se supone que incluye en sí mismo un arriostrado por vigas. En el caso de zapatas corridas, como es el caso de muros o forjados sanitarios, sólo hace falta el arriostrado en dirección transversal, bastando la disposición de vigas a intervalos regulares, proporcionados a la distancia entre ellas, de manera que cada viga corrida, por flexión lateral, pueda ser capaz de transmitir las solicitaciones de arriostrado, algo que se puede suponer que sucede si el conjunto está solidarizado por una solera o forjado sanitario, que puede embeberse en las vigas.

3 Resulta del lado de la seguridad dimensionar cada tramo de viga de atado para la totalidad del esfuerzo a equilibrar en cada punto, considerando sólo compresión o sólo tracción, sin contar con el tramo dispuesto al lado opuesto del soporte o muro.

4 El ancho mínimo de la viga viene condicionado por el método empleado. Si se excava, usualmente no puede hacerse de menos de **b** = 0,40 m; si se dispone dentro del grueso de encache no tiene esa limitación. Las vigas deben dimensionarse y armarse para soportar con seguridad las solicitaciones provenientes de las acciones señaladas, con la armadura mínima longitudinal y transversal que indica la norma EHE para el caso de elementos a compresión, de acuerdo con la sección elegida.

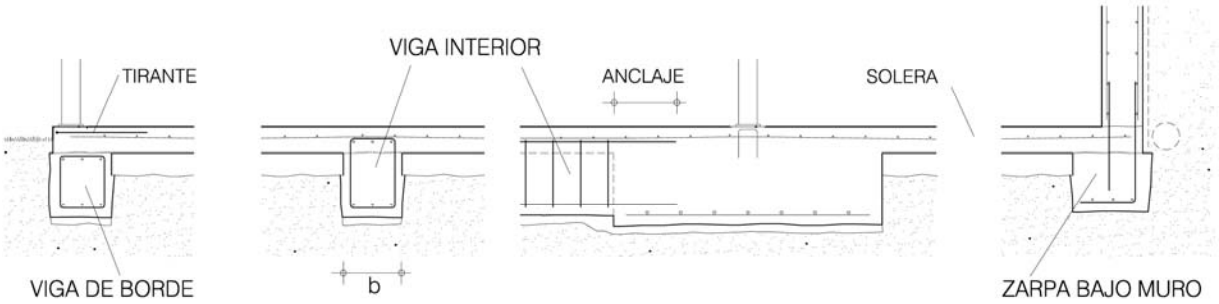

Figura 4.18 Detalles de elementos de arriostrado

5 Si el sistema de vigas se encuentra complementado con una solera, no necesita que éstas se dispongan en la línea que une los centros de soportes, bastando que acometa a la zapata en alguno de sus puntos. Cabe en ese caso que el sistema de vigas esté interrumpido por paso de tuberías, conductos, arquetas, pozos de saneamiento o fosos de ascensor, siempre que esta interrupción no afecte a los dos sentidos de una misma dirección de un soporte, ni fraccione el conjunto de la obra en dos partes independizadas a efectos de arriostrado.

4.9 Construcción y control

Este apartado resume lo esencial de la información del DB en este asunto, que, contando con que los principios generales relativos a cualquier unidad de obra ya se encuentran recogidos en los apartados generales del CTE, o en la EHE, en el caso de cimientos de hormigón, es lo relativo al terreno, y dado que el campo de aplicación del DAV excluye la presencia de agua, se simplifica notablemente.

1 Tras el proceso de excavación de los cimientos debe constatarse que el plano de asiento es homogéneo, y la inexistencia tanto de bolsadas blandas o elementos locales duros, procediendo en consecuencia.

2 Antes de la ejecución del cimiento debe comprobarse si el terreno ha sufrido alteración por excesivo soleamiento o por inundación, en cuyo caso se procederá a sanear.

3 Si las zapatas son de hormigón debe protegerse su contaminación con el terreno mediante un elemento o capa de regularización denominada hormigón de limpieza.

4 En el caso de terrenos expansivos, la decisión en cuanto a profundidad de plano de asiento y presión de contacto en dicho plano, se complementará con medidas conducentes a evitar la alteración de humedad por debajo del mismo, producida por aguas pluviales, escape de aguas residuales, o acción de raíces proclives.

5 Si para facilitar la ejecución de los cimientos se procede a achicar agua debe hacerse sin comprometer, taludes, construcciones o cimientos próximos, descarramientos de los mismos y en el caso de limos o arenas finas debe hacerse a través de pozos filtrantes.

5 Cimientos profundos

Este capítulo del DAV es el correlativo del mismo número del DB. Prescinde de definiciones y clasificaciones, dándolas por existentes, y se centra el el objetivo propuesto, de aplicar las reglas de pilotes a los casos habituales de edificios de viviendas, interpretando los criterios del DB según las modalidades en las que se usan.
Las reglas conducentes a la obtención de la capacidad portante se suponen ya desarrolladas en el capítulo 3, por lo que en éste se limita, en este tema, a retabular lo que hay allí, a los casos de pilotes habituales según tamaños y profundidades, incluyendo las condiciones de tope que se establecen según el material y la técnica usada.
Al modo y manera de las zapatas, el texto presenta la información ordenada de los pasos para determinar en detalle una cimentación por pilotaje, particularizando las reglas del DB a los distintos casos que pueden presentarse: pilotes de solera o forjado, pilotes de forjado con soportes, pilotes de soporte, pilotes de muro de fábrica y de muro de carga, de contención o de sótano, de hormigón.
Se incluye un apartado., netamente estructural, procesando la formulación y criterios para el dimensionado y armado de los encepados usuales, muy frecuentes en pilotes.
En cuanto a construcción, dada la inevitable falta de precisión, el texto ofrece los resultados de cálculos estructurales para concluir con qué descentramiento se puede dar por válido el pilote sin más y en qué casos debe incorporarse en obra de un elemento de refuerzo, tal como una viga de centrado.

5.1 Campo de aplicación

1 Las reglas de este apartado se refieren a los cimientos que tengan una profundidad de al menos ocho veces su diámetro o lado menor, denominados pilotes, de hormigón armado, bien hormigonados tras su excavación, de sección generalmente circular, bien hincados, generalmente de sección poligonal, y, en cualquier caso, que posean una capacidad por punta apreciable.

2 Para los pilotes de acero, madera o tablestacas, o los denominados pilotes flotantes, que confían toda su capacidad portante al rozamiento por fuste, deben consultarse las reglas del CTE-SE-C.

3 Las reglas generales de este apartado son de aplicación también al caso de micropilotes.

5.2 Capacidad resistente de pilotes

1 De acuerdo con los valores unitarios establecidos en el apartado 3.3, en el caso de pilotes circulares, hormigonados en obra, que alcanzan una cierta profundidad, atravesando un terreno incompetente, para cimentar en un terreno granular (definido por su ángulo de rozamiento), o cohesivo (definido por su resistencia a compresión simple) o en cualquier caso por su N_{SPT} , como capacidad resistente admisible, a usar en los cálculos, pueden tomarse los valores de la tabla 5.1, teniendo en cuenta:

a) El diámetro es el nominal del pilote.

b) La zona empotrada es la longitud en la que se introduce el pilote en el terreno en que cimenta (figura 5.1)

c) La profundidad es la magnitud representativa de la presión vertical movilizable en cada punto, fuste o punta, en donde se mide la resistencia del pilote. A todos los efectos se puede medir desde el punto más alto de la rasante exterior dentro de un cono de 30º respecto al punto considerado. Si sobre el terreno hay edificios, se puede considerar un metro más por cada tres plantas.

d) El valor de N_{SPT} es el que se alcanza en toda la zona empotrada y en al menos tres diámetros por debajo de la punta; se desprecian los valores del terreno incompetente por encima de dicha zona.

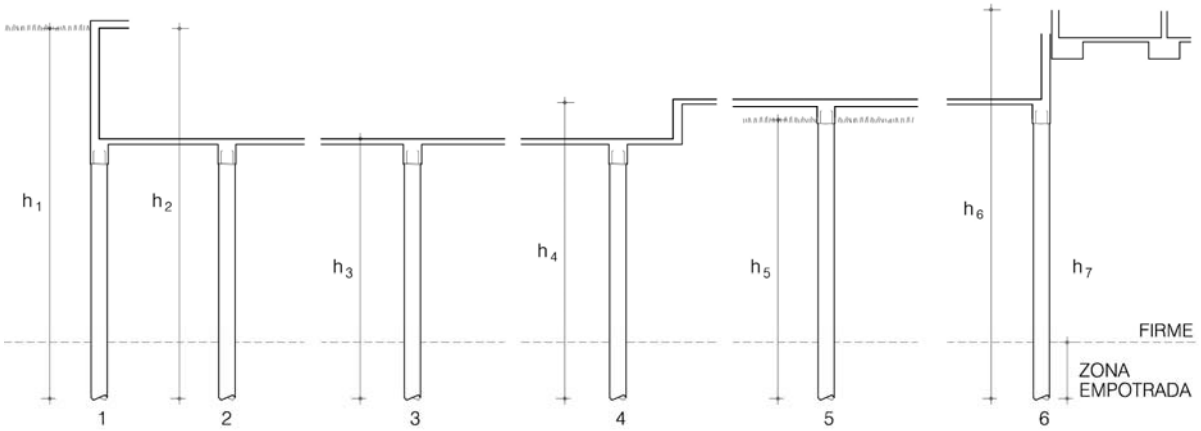

Figura 5.1 Profundidad de pilotes

Tabla 5.1 Valores de capacidad resistente admisible de pilotes circulares de hormigón[1] (kN)

Terreno	Dimensiones (m) Diámetro		0,45		0,55		0,65		0,85		1,00	
	Zona empotrada Profundidad		0,9	1,8	1,1	2,2	1,3	2,6	1,7	3,4	2,0	4,0
Granular,[2] ángulo de rozamiento	25°	6	150	-	200	-	300	-	500	-	600	-
		8	200	250	300	350	400	500	600	800	900	-
		10	200	300	300	400	500	600	800	1000	1100	1400
		14	300	400	500	600	700	900	1100	1500	1500	2000
		20	500	600	700	900	900	1300	1600	2000	2200	3000
	30°	6	200	-	300	-	500	-	800	-	1100	-
		8	300	400	400	600	600	800	1000	1400	1500	-
		10	400	500	600	700	800	1000	1300	1700	1800	2400
		≥ 14	500	650	800	950	1100	1300	1800	2200	2600	3100
	≥ 35°	6	400	-	600	-	800	-	1400	-	1900	-
		8	500	650	800	950	1100	1300	1800	2200	3100	-
		≥ 10	650	650	950	950	1300	1300	2200	2200	3100	3100
Cohesivo,[3] resistencia a compresión simple (kN/m²)	120	8	75	150	150	200	200	300	400	600	500	-
		12	150	200	200	300	300	400	450	700	600	1000
		20	150	300	300	400	400	500	600	900	800	1200
	250	8	150	200	200	300	300	450	500	800	750	-
		12	150	200	200	400	400	500	600	900	900	1200
		20	200	300	300	450	450	700	750	1100	1000	1500
	400	8	200	300	300	450	450	600	700	1000	1000	-
		12	200	300	300	450	450	700	750	1100	1100	1500
		20	300	400	400	500	500	750	900	1300	1200	1800
Cualquiera, N_{SPT} [4]	15		100	150	200	250	250	300	400	550	550	750
	20		150	200	250	300	300	450	550	750	750	1000
	30		250	300	350	500	500	650	800	1100	1100	1600
	40		300	400	500	600	650	900	1100	1500	1500	2000
	50		400	550	600	800	800	1100	1400	1900	1900	2600

(1) Terrenos ordinarios, con una densidad de 18 kN/m³ . Hormigón HA-25, con un tope de 4000 kN/m².
(2) Incluye el coeficiente de seguridad 3,0 aplicable a situaciones ordinarias.
(3) Incluye el coeficiente de seguridad 2,0 aplicable tanto a situaciones ordinarias como extraordinarias.
(4) En cohesivos sólo si posee una resistencia a compresión simple de al menos 100 kN/m². Incluye el coeficiente de seguridad 3,0 aplicable a situaciones ordinarias.
\- Combinación no usual. Puede acudirse a pozos.

6 Los pilotes prefabricados hincados se calculan y comprueban según se ejecutan, por lo que sólo es preciso anotar en el proyecto el valor de capacidad de carga a medir en el proceso de hinca, bastando la suposición de que se podrá alcanzar con un costo o longitud razonable. En la tabla 5.2 aparecen valores usuales de capacidades máximas admisibles, o valores tope, de pilotes hincados.

Tabla 5.2 Valores tope de capacidad admisible en pilotes hincados(1) (kN) **con seguridad 3,0**

Dimensión (mm)	235	270	300	350
Capacidad máxima, tope (kN)	750	1000	1200	1650

(1) Hormigón armado HA45. La dimensión es la del lado de un cuadrado de sección igual a la del pilote.

5.2 Pilotes de forjado

1 Si un forjado sanitario extenso, tal como el de una gran sala, patio de butacas, cancha deportiva etc, necesita cimentarse con pilotes, bastará disponer, de manera preferiblemente regular, pilotes en puntos estratégicos de la estructura del forjado, con una capacidad de carga igual a la que reacción de sustentación en ese punto. El conjunto de pilotes de ese elemento puede considerarse formando grupo.

2 El sistema es extensivo a una solera de hormigón, usando el terreno como encofrado perdido, que estructuralmente se calcula como losa, sustentada en los pilotes.

3 El intervalo con el que se disponen los pilotes obedece a razones económicas, habida cuenta del costo de cada uno y el de la estructura del forjado para enviarle la carga, y en general, el óptimo puede ser elevado.

4 Si en el proceso de ejecución se detectan errores de posición, a menos que el sistema del forjado sea prefabricado, una manera eficaz de corregir sus efectos es alterar el replanteo de los elementos del forjado para canalizar la carga al lugar en que se ha dispuesto realmente cada pilote. Los errores de inclinación carecen de relevancia si el forjado tiene capacidad de arriostramiento, en los términos descritos en 4.8

5 Para el enlace del pilote con la estructura del forjado basta prolongar la armadura del mismo su longitud de anclaje, generalmente a compresión, y por tanto, preferiblemente con remate en patilla y, si es posible hacia fuera, a prudente distancia de la cara superior, según muestra la figura 5.2, lo que en algunos casos se traducirá en un retallo inferior del forjado.

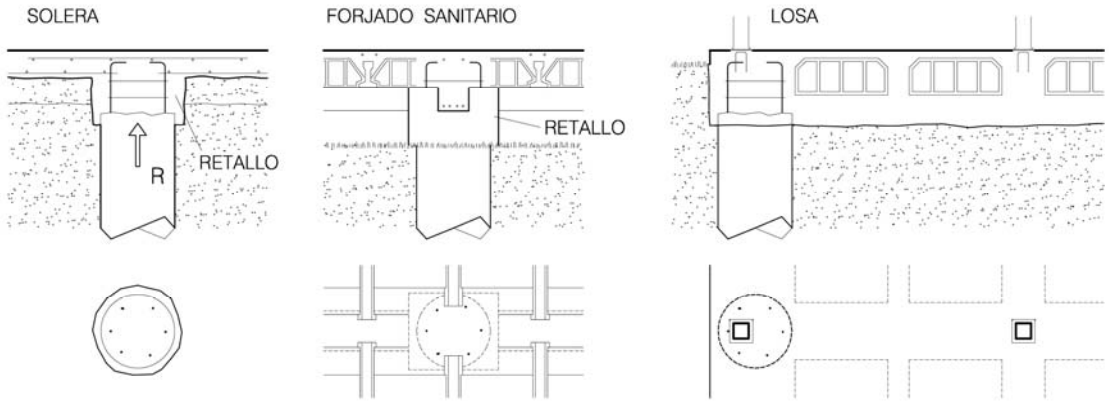

Figura 5.2 Pilotes bajo un forjado

6 Si sobre el forjado existe una estructura de edificio, con muchos soportes que en conjunto suponen un incremento moderado de la carga total, como puede ser el caso de viviendas unifamiliares, sobre todo de una planta, puede seguirse usando la solución anterior, sin necesidad de que haya un pilote bajo cada soporte, siempre que el conjunto posea capacidad resistente como losa nervada para enviarla a los pilotes previstos, solución tanto más eficaz cuanto más profundo deba ser el pilotaje.

5.3 Pilotes de soporte

1 En un edificio con estructura de soportes, si la carga de cada uno es del orden de la que pueden resistir pilotes, la solución más simple y eficaz es la de disponer uno bajo cada uno de los soportes, con capacidad suficiente. Comoquiera que la disponibilidad de pilotes es discreta, y en ocasiones no es sencillo utilizar en la misma obra diámetros diferentes, la solución final acusará una inevitable falta de homogeneidad, pero dado que los asientos de los pilotes son imperceptibles, no es relevante. Los pilotes deben ocuparse además de la carga del forjado inmediato al terreno, con un sistema como el del apartado anterior, por lo que asimismo pueden considerarse como grupo.

2 El pilote elegido bajo cada soporte debe cumplir la condición:

$$\mathbf{R}_d \leq \mathbf{N}_{adm} \qquad [5.1]$$

donde:

$\mathbf{R}_d$ la reacción del pilote, igual a la solicitación de cálculo a compresión del soporte, $\mathbf{N}_d$, más la carga que entrega la solera o forjado sanitario de la planta a la que acomete el pilote, usando coeficientes de seguridad de las acciones iguales a la unidad

$\mathbf{N}_{adm}$ la capacidad resistente admisible del pilote a compresión para el tipo de situación contemplado. Si el valor incluye un coeficiente de seguridad de 3,0 puede suponerse que si vale para situaciones ordinarias, vale para viento y sismo. Si sólo incluye un valor de 2,0 es posible que los pilotes del perímetro del edificio vengan determinados por la combinación de carga gravitatoria combinada con viento, o con la acción sísmica en su caso.

3 En un pilote es inevitable una falta de precisión en obra en cuanto a posición o inclinación, debiendo confirmar que se mantiene la capacidad resistente o si deben introducirse refuerzos. Si el pilote se dispone pegado a un lindero, en general el soporte quedará asimismo descentrado del pilote. Dado que, de acuerdo con la condición de tope, la sección del pilote tiene una capacidad resistente, como hormigón, en cabeza, muy superior a lo necesario, basta que la compresión del soporte disponga de una fracción de sección cobaricéntrica del pilote proporcionalmente menor, lo que significa que hay un margen de desplazamiento que es irrelevante. Contando con la existencia de armadura y el propio margen del soporte, la comprobación puede reducirse a:

Pilotes hormigonados en obra $\mathbf{e}_d \leq \mathbf{d}/4$ [5.2]

Pilotes hincados $\mathbf{e}_d \leq \mathbf{d}/2$

donde:

$\mathbf{e}_d$ distancia entre la posición de la resultante de solicitación axial del soporte y el eje del pilote, en el plano medio del elemento arriostrante, tal como la solera

$\mathbf{d}$ diámetro nominal del pilote o lado de la sección cuadrada de igual área.

Si se supera la condición [5.2] debe procederse a una alteración del detalle constructivo de enlace de pilote y soporte, un armado del pilote o la disposición de refuerzos tales como vigas centradoras, según se establece más adelante.

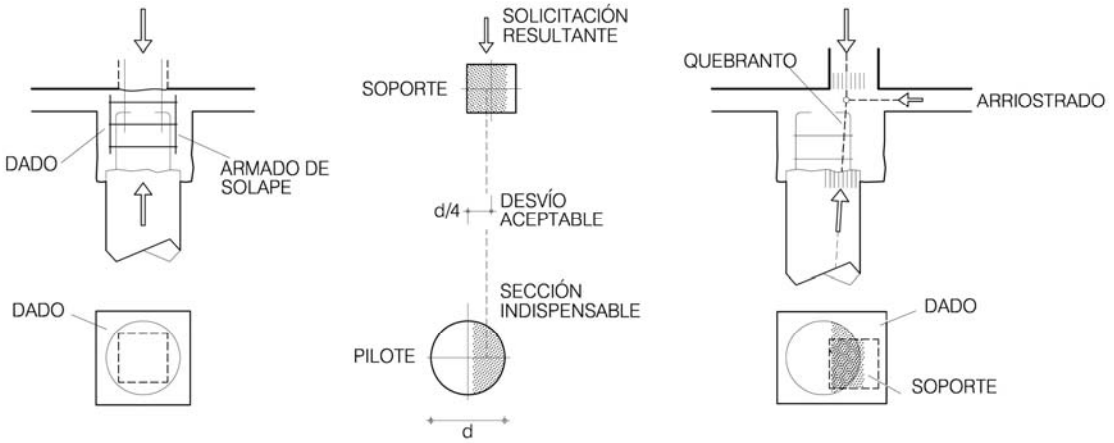

Figura 5.3 Pilotes bajo soporte

4 Como elemento de enlace entre el pilote y la base del soporte debe disponerse un dado con sección al menos la envolvente en planta de ambos, una altura al menos igual al diámetro o lado del pilote, con una armadura longitudinal no menor a la mayor de pilote y pilar o pilote y esperas si el soporte es de acero, correctamente solapada con ambas, como se hace entre tramos sucesivos de un soporte.

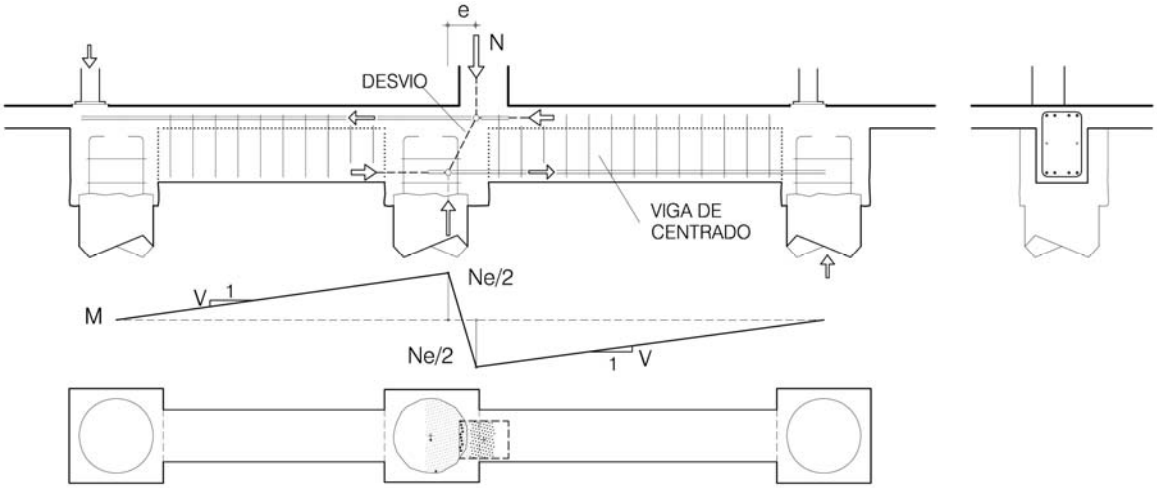

Figura 5.4 Vigas centradoras de pilotes

5 El conjunto debe quedar arriostrado en todas direcciones mediante recursos como los indicados en el apartado 4.8. En este caso a la solicitación de arriostrado debe sumarse la componente de cada pilote debido a su inclinación constatada en obra. El sistema de arriostrado funciona pues como un elemento para permitir el quebranto de la trayectoria de cargas. Debido a esta componente, con pilotes es imprescindible la disposición de un plano de arriostrado en el punto de enlace con la estructura del edificio, lo que se traduce en que, en caso de forjado sanitario, los pilotes deben prolongarse sin cambio de sección ni dirección hasta encontrarse con él, disponiendo en ese punto los elementos de dado, viga de atado, viga centradora o encepado que sean precisos.

6 Si en obra se detecta que se supera la condición [5.2], y no resulta eficaz corregirla mediante aumento de canto del dado de enlace, puede resolverse disponiendo una viga de centrado en la dirección oportuna, similar a la descrita en 4.3, armada para la flexión y cortante que resulten. Una viga de centrado funciona pues como un elemento para permitir el desvío de la trayectoria de cargas.

5.4 Encepados

1 Para mejorar la homogeneidad y eficacia del pilotaje, cuando haya una gran disparidad entre las cargas de los diferentes soportes de un mismo edificio, y no sea factible o no baste el acudir a cambios de diámetro, puede optarse por disponer, bajo los soportes más cargados, dos pilotes, uno a cada lado de su posición teórica.

2 Para equilibrar la carga del soporte con las reacciones de los pilotes se dispone un elemento de apeo, denominado encepado. Para que la capacidad de ambos pilotes sea la suma de las de cada uno, la distancia entre pilotes no puede bajar de un valor crítico, y por eficacia del encepado no interesa que sea mayor. En la figura 5.5 aparecen las dimensiones mínimas del encepado de dos pilotes, no siendo eficaz superarlas. En cualquier caso, para poder aplicar las reglas de este apartado, el canto debe ser mayor que la mitad del vuelo.

3 Disponiendo los dos pilotes a la misma distancia del soporte, el cálculo del pilote suficiente se hace con la [5.1] a partir de una solicitación mitad de la del soporte. Si en obra se detectan cambios de posición superiores a los indicados en [5.2] debe verificarse la solicitación de cada pilote, planteando el equilibrio contra la resultante del soporte en valor y posición, para cada caso de carga pertinente, y deducir con el modelo de bielas, el armado suficiente.

4 La armadura fundamental, de apeo, en la cara inferior del encepado, se obtiene con un modelo de bielas similar al de zapatas, según muestra la figura 5.5. Como cada pilote no puede aportar una reacción mayor que su tope, pueden establecerse de antemano soluciones seguras, sin más datos

que el tipo de pilote, y la separación entre ellos, tal como se refleja en la tabla 5.3, que incluye las armaduras secundarias indicadas en EHE, función de la sección de las dimensiones del encepado.

Tabla 5.3 Encepados de dos pilotes

Armadura	Circulares hormigonados en obra (1)					Cuadrados hincados (2)		
	Ø 45	Ø 55	Ø 65	Ø 85	Ø 100	270	300	350
principal (3)	8 ø 16	8 ø 20	10 ø 20	12 ø 25	16 ø 25	6 ø 20	8 ø 20	10 ø 20
secundaria (4)	0,20	0,20	0,17	0,15	0,12	0,25	0,22	0,20

(1) Diámetro en centímetros. Separación 1,5 diámetros, distancia c = 0,25 m. Canto de un diámetro.
(2) Lado en milímetros. Separación 2 veces el lado, distancia c = 0,10 m. Canto 1,5 veces el lado, si la solicitación no supera el 75% del tope (véase tabla 5.2); para valores superiores el canto debe ser proporcionalmente mayor.
(3) Anclada a partir del eje del pilote, para ø16: 0,40 m; ø20: 0,60 m; ø25: 0,90 m
(4) Intervalo, en metros, de redondos de ø12, o sección equivalente en ambas direcciones, formando un cesto.

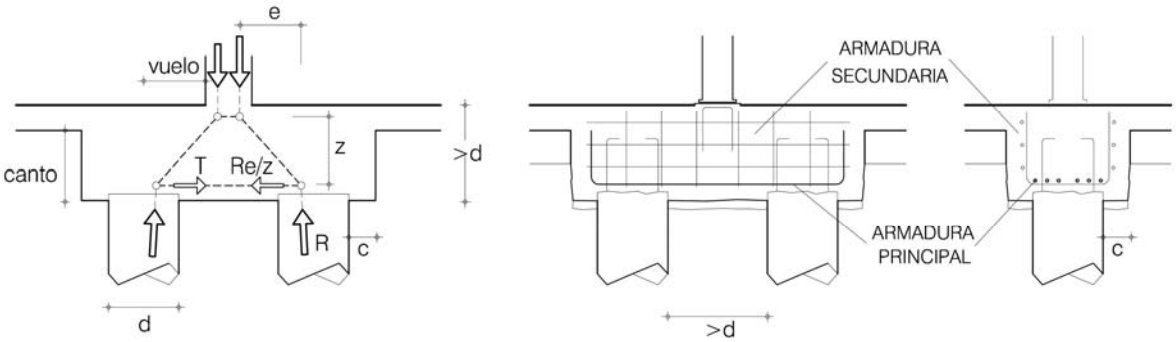

Figura 5.5 Encepado de dos pilotes

5 Si en obra se detecta que uno de los soportes se ha desplazado más del doble de lo indicado en [5.2] en dirección transversal al encepado, o ambos más que esa cantidad del mismo lado, deben disponerse vigas centradoras en esa dirección. Si se produce ese tipo de error en dirección del encepado, y no se puede corregir con variación de sus dimensiones o armado, debe acudirse a vigas centradoras en prolongación del encepado. Esas soluciones pueden venir obligadas cuando se disponen encepados en medianería.

6 Si en necesario acudir a tres pilotes, o, más raramente aún, a cuatro, siempre dispuestos alrededor de él, puede procederse de manera similar, véase figura 5.6, aunque a partir de cuatro pilotes la capacidad del conjunto puede resultar menor que la suma de cada uno de ellos (véase CTE-DB-C). La comprobación de la capacidad de los pilotes se hace por equilibrio a partir de una ley de reacción plana ante la solicitación del soporte en valor y posición, y la situación real en obra de cada pilote. La armadura principal se determina con un modelo de bielas similar al indicado para dos pilotes. En este tipo de encepados no es necesario disponer armadura secundaria.

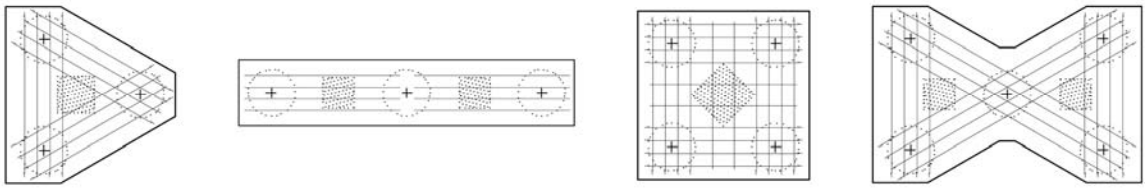

Figura 5.6 Encepados de más de dos pilotes

7 Caben incluso soluciones mixtas, como las de soportes próximos muy cargados, que comparten tres pilotes en línea o cinco pilotes en lazo.

5.5 Pilotes de muro

1 Bajo un muro puede disponerse el número estricto de pilotes que resulte de dividir la carga total del muro entre la capacidad resistente del pilote elegido, disponiéndolos de manera regular en la planta cobaricéntrica con la carga.

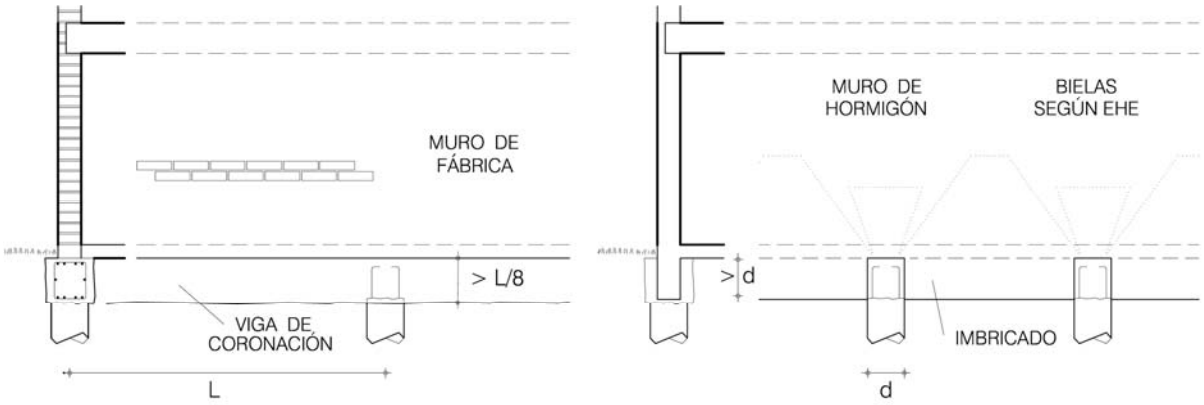

Figura 5.7 Pilotes bajo muro de carga

2 Si el muro es de carga y de fábrica, es preciso disponer una viga de coronación entre los pilotes, con una altura tal, que la deformación máxima entre cada dos de ellos no supere 1/1000 de su intervalo **L**, armada para la flexión que resulte de considerar la carga distribuida procedente del muro frente a las puntuales de la reacción de los pilotes.

3 Si el muro es de hormigón armado, él mismo hace de viga de gran canto, pero en ese caso es necesario imbricar ambos elementos una altura de al menos un diámetro.

4 Si el muro, de hormigón armado, es de sótano, y la estructura superior es de soportes, puede que resulte más eficaz disponer al menos un pilote en la vertical de cada soporte. El imbricado puede encomendarse en este caso a la zarpa del muro, que si no engloba los pilotes debe disponer de resaltos al paso de ellos.

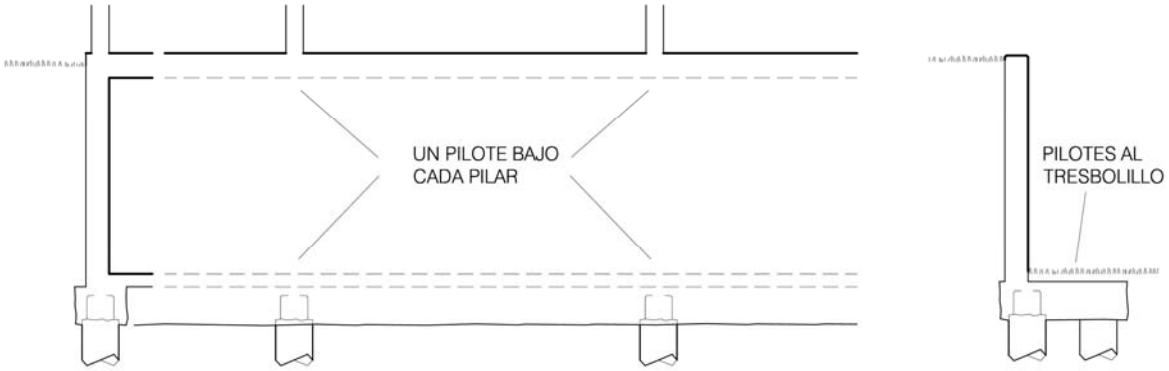

Figura 5.8 Pilotes bajo muro de sótano o de contención

5 Si se trata de un muro de contención, (véase el apartado 6.4) lo probable es que sólo se pueda alcanzar el equilibrio en las diversas situaciones que hay que contemplar, si se disponen pilotes al tresbolillo, en dos filas netamente distanciadas.

5.6 Flexión en pilotes

1 En edificios sin sótano con coeficiente sísmico superior al 10%, o sometidos a empujes de terreno descompensados o cualquier otro caso que suponga una solicitación horizontal sobre los pilotes superior al 10% de la vertical, deben considerarse las solicitaciones derivadas de la acción horizontal. En los casos de pilote bajo soporte, la no coincidencia de los ejes de ambos se traduce en solicitaciones de cortante y momento en la cabeza del pilote.

2 Una fuerza cortante sobre un pilote origina una ley de momentos con máximo a una cierta profundidad, función de la relación de rigidez entre terreno y pilote (véase figura 5.9), que no puede exceder del tercio de su longitud total. Un momento en la cabeza de un pilote origina una ley de momentos que se amortigua en profundidad, como muestra la misma figura.

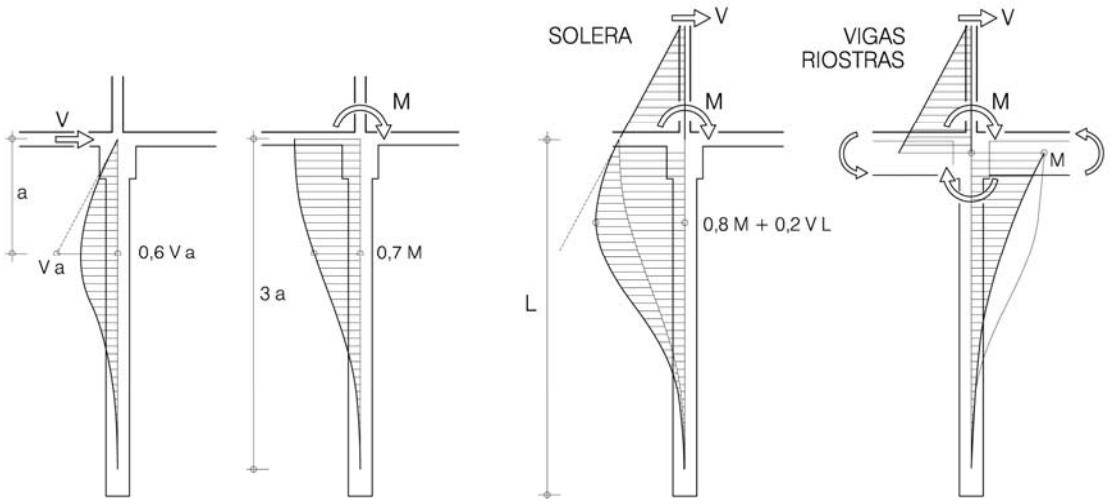

Figura 5.9 Solicitaciones de flexión en pilotes

3 Si en el punto de enlace de pilotes con edificio se dispone un elemento carente de rigidez a flexión, tal como una solera, la ley de momentos del soporte, que para acción de sismo es habitualmente la de momento nulo al centro del tramo de planta baja, se prolonga con valor y tangente en el pilote, amortiguándose conforme a la ley suma de las citadas en el párrafo anterior. En este caso, para el cálculo del pilote a flexocompresión, es suficiente considera el momento máximo indicado en la figura citada.

4 Si en el punto de enlace se dispone, en la dirección analizada, un elemento rígido a flexión, tal como una viga de arriostrado, cabe suponer que el momento actuante sobre el pilote cambia de signo, equilibrado con momentos en la viga. La ley de momentos resultantes en el pilote procede en este caso de la diferencia de las leyes antes citadas. Para el cálculo del pilote a flexocompresión es suficiente considerar un momento como el actuante en la base del soporte.

5 Si en la dirección analizada hay encepado de dos pilotes, el momento puede considerarse soportado por tracción y compresión en cada uno de ellos, quedando solicitados por la actuación, en cada uno, de la mitad del cortante.

6 Aunque el cálculo, según las reglas precedentes, no exija armadura, es conveniente disponer una mínima, cuyo valor no está regulado, salvo en caso de acción sísmica (véase NSCE-02) en la que se establece un ø12 cada 0,20 m de perímetro para pilotes de diámetro hasta 0,65 m, y de ø16 cada 0,20 m de perímetro, para los de diámetro superior.

6 Las anteriores reglas son extrapolables al caso de pilotes de forjado o de muro.

5.7 Asientos

1 Los pilotes dimensionados de acuerdo con los valores de las tablas 5.1 y 5.2 tienen asientos imperceptibles para una profundidad de hasta 30 m

5.8 Construcción y control

1 En el caso de que puedan producirse desmoronamientos o corriente subterránea en la perforación del pilote debe o bien disponerse camisa u hormigonarse a través del útil de barranado o utilizar lodos.

2 De los pilotes perforados se anotará de cada uno longitud realizada y en su caso entubada, tipo de terreno e identificación del hormigón usado.

3 En los pilotes hincados se anotará altura de caída, longitud, peso o energía, número de golpes y la fuerza de rechazo. La eliminación de la parte sobrante del pilote hincado será por procedimientos que garanticen que el resto no queda dañado.

5 En pilotes perforados se comprobará la integridad en uno de cada veinte.

6 Elementos de contención

Este capítulo es correlativo al del mismo número del DB. Lo esencial de tipos y valores de empuje se entienden desarrollados en el apartado correspondiente del DAV de Acciones, ampliando su interpretación estructural, en términos de solicitación, a los casos típicos.
De cuerdo con el enfoque de este DAV, se procede a establecer, con una lista de problemas, las etapas de su decisión, dimensionado, análisis, y comprobación o armado, aplicando todas las reglas del DB, complementándolas, en lo que es imprescindible para la completa definición del elemento, con las procedentes del análisis estructural o comprobación de hormigón.
De los muros de sótano, con sustentación ante acciones horizontales en ambos bordes, distingue entre los que no tienen edificio encima, sometidos sólo a flexión simple, de los que soportan edificio, sometidos a flexión compuesta, que puede derivar en compresión excéntrica exenta de tracciones, y en ambos casos, tanto si sólo pueden analizarse con modelo de viga vertical, o, lo que es más habitual en edificación, pueden analizarse ventajosamente con un modelo de placa. El apartado se completa con una tabla de dimensionado y armado de muros típicos de sótano.
El segundo grupo de elementos considerados es el de muros sólo sustentados en un borde, bien el inferior o bien el superior, siguiendo un esquema similar, muros en los que ya es preciso considerar deslizamiento.
El tercer apartado se refiere a muros si sujeción, los típicos de contención, que implica una nueva condición, la de vuelco, recogiendo la formulación del DB, y se completa con el problema de la contención sin elemento o estabilidad de taludes, circunscrito casi en exclusiva a los casos de excavación de sótanos.
El conjunto se completa con un apartado a pantallas, pero sólo de las del tipo de sujeción provisional de excavación de sótanos, aplicando y desarrollando la formulación del DB, ampliándola a efecto placa, y procediendo, al final, a una tabulación del dimensionado, armado y cálculo de sujeción de pantallas tipo.

6.1 Generalidades

6.1.1 Empujes

1 Para un terreno homogéneo, exento de cohesión, sin agua, y con superficie horizontal libre, el empuje sobre un elemento de contención vertical tiene una distribución lineal, creciente con la profundidad (véase figura 6.1). El empuje activo corresponde al caso en que el punto considerado se desplaza en su dirección. El valor total del empuje pasivo corresponde al caso en que el punto considerado se desplaza contra el terreno, pero de manera apreciable. El empuje al reposo es el del estado original del terreno, y corresponde a cuando el punto considerado se mantiene prácticamente inmóvil. Para el relleno ordinario de trasdós, terreno granular con ángulo de rozamiento 30º y 18 kN/m^3 de peso, como empuje unitario horizontal activo puede considerarse 6 kN/m^2/m; para otros casos puede consultarse la tabla 4.5 de SE-DAV, y en último término las expresiones de CTE-SE-C.

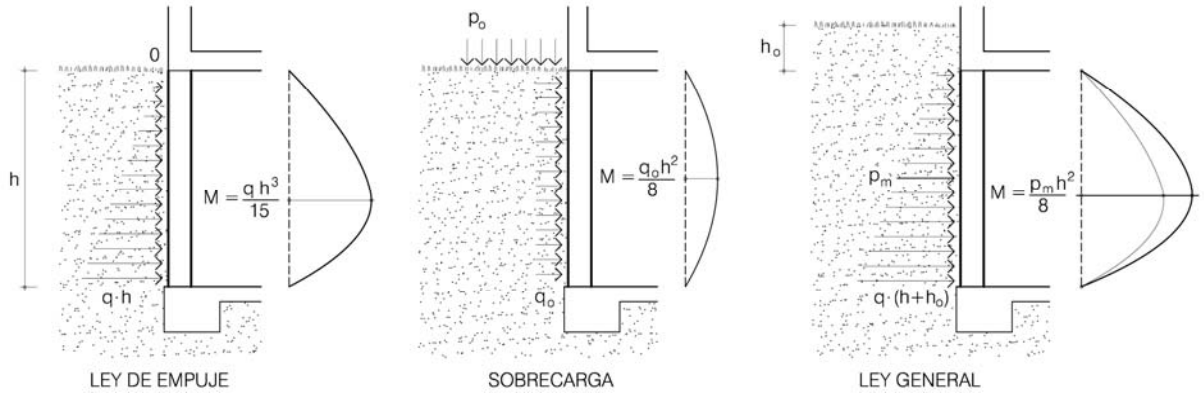

Figura 6.1 Empuje de terreno y de sobrecarga

2 Si sobre la superficie del terreno existe una carga uniforme, el empuje se incrementa en un valor uniforme, como el que se produciría por una altura adicional de terreno igual en peso a su valor. La figura 6.1 ofrece las fórmulas y diagrama de momentos isostáticos de los casos citados.

3 Si la superficie del terreno tiene pendiente, el empuje se incrementa o reduce, según el sentido de la inclinación. Los valores de coeficiente de empuje pueden consultarse en la NBE-AE-88.

4 Si la superficie del terreno dispone de solera, como en el caso de una acera o calzada, formando un elemento rígido y resistente, el empuje activo, que es menor, puede obtenerse a partir de líneas

de deslizamiento curvas, o rectas, cortando la solera, introduciendo, en la ecuación de equilibrio por trabajo, el de la rotura de ese elemento (véase figura 6.2).

5 Si el terreno no es homogéneo, por ejemplo, por haberse retirado un talud, posteriormente relleno con otro tipo de terreno aportado, el empuje puede obtenerse a partir de cortes rectos que intersecten el talud y consideren las propiedades de los dos materiales. Generalmente resulta del lado de la seguridad tomar el correspondiente al material de relleno. Si el terreno no es homogéneo en profundidad, presentando capas muy distintas, el empuje de cada una puede obtenerse con las reglas precedentes, considerando las superiores como una sobrecarga.

6 Si el terreno presenta cohesión, los efectos del empuje se reducen, ya que el activo disminuye y el pasivo aumenta (véase CTE-SE-C).

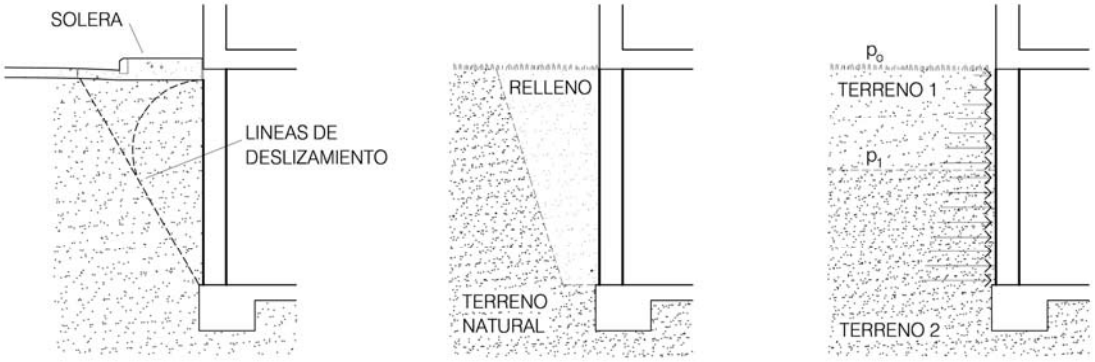

Figura 6.2 Variaciones del empuje

7 Si hay un edificio próximo con zapatas regularmente dispuestas, su efecto se puede asimilar a una sobrecarga uniforme, igual a su peso, equivalente en general a una altura de tierras de 1 metro por cada tres plantas.

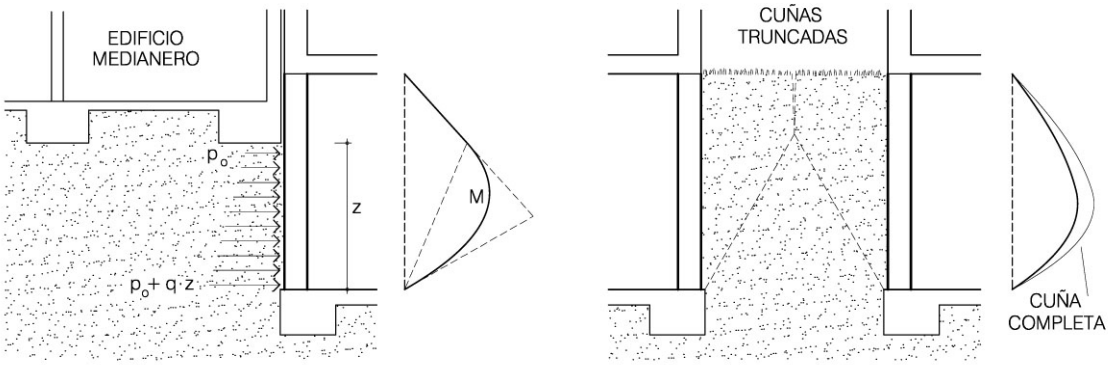

Figura 6.3 Empujes de construcciones cercanas

8 Cuando haya muros próximos o que acometan entre sí, el empuje activo se podrá reducir en la relación de la sección de una cuña teórica indefinida, con un ángulo de 30º respecto a la vertical, y la limitada por el plano bisectriz o a media distancia de ambos (véase figura 6.3).

9 La acción o reacción de empuje del terreno es una fuerza oblicua a la superficie sobre la que actúa, con un ángulo que para muros ejecutados contra el terreno o de hormigón a una cara, o reacción del terreno bajo una zapata, puede tomarse $2\varphi/3$, siendo φ el ángulo de rozamiento del terreno, y para muros encofrados a dos caras o empuje pasivo, $\varphi/3$.

6.1.2 Tipos de elementos

1 En este documento se consideran los muros provisionales o definitivos, y las pantallas provisionales para amparar un vaciado.

2 Los muros se realizan tras la ejecución del cambio de nivel del terreno, confiando la estabilidad del corte a taludes de dimensiones adecuadas al caso. Si se construyen exentos, como cuando se en-

cofran a dos caras, tras la construcción del muro, y en su caso de los forjados o soleras, se rellena el trasdós con un material aportado específicamente para ello, que en general cumple además funciones drenantes, y es sólo entonces cuando empieza a soportar empujes. Si se construyen contra el terreno sufren los empujes en cuanto éste, que los ha perdido en el corte, vuelve a asentar.

3 Las pantallas se realizan mediante una fila de pilotes o de módulos rectangulares adosados; tras la disposición de elementos complementarios, tales como viga de coronación, tirantes exteriores o codales interiores, se procede al cajeado previsto, instante a partir del cual empieza a soportar empujes. En los casos más complejos, se disponen elementos adicionales como los citados en fases intermedias de la retirada del terreno. Una vez completada la estructura interior, la pantalla queda liberada de buena parte de sus solicitaciones, pudiéndose retirar los elementos de atirantado o acodalado.

6.2 Muros de sótano

1 Los muros de sótano, dispuestos entre el edificio y el terreno circundante, suelen desempeñar un papel mixto, con solicitaciones procedentes del comportamiento de muro de carga, el de reparto de cargas de soportes, y el de cimientos lineales, además de las de empuje, que genera flexiones transversales.

6.2.1 Muro de sótano exento

1 El caso más simple puede ser el articulado representado en la figura 6.4. El único comportamiento adicional al de empuje es el debido al peso propio de muro, y la parte proporcional del peso de forjado superior, que se descarga en las zapatas, mediante un comportamiento de viga de gran canto o arco de descarga con luz igual a su intervalo, que dadas las proporciones habituales de las variables implicadas, no suele tener relevancia, y queda cubierto por mínimos.

2 El empuje del terreno ocasiona, en todos los puntos del muro, movimiento hacia dentro del edificio, por lo que adopta el valor activo. En torno a los extremos superior e inferior, sin movimiento, el valor vira al de reposo, pero sin incidencia en las solicitaciones resultantes.

3 Para los efectos de tensiones verticales procedentes del empuje, resulta seguro un análisis como viga vertical de ancho unitario, sin perjuicio de complementarlo posteriormente como se indica en el apartado 6.2.3. En este caso, en la situación final, el equilibrio ante la componente horizontal del empuje viene proporcionado por las reacciones de los elementos superior e inferior, rígidos en su plano, resultando un estado de flexión transversal. Dada la inexistencia de compresión vertical relevante en el muro, lo probable es que no pueda resolverse con fábrica ni hormigón en masa, necesitando armadura vertical, en la cara interior en cualquier caso, y en la exterior, en las proximidades de los extremos, si las condiciones de enlace hacen presumir momentos locales de ese signo.

4 En este caso los momentos flectores corresponden a los isostáticos formulados en 6.1.

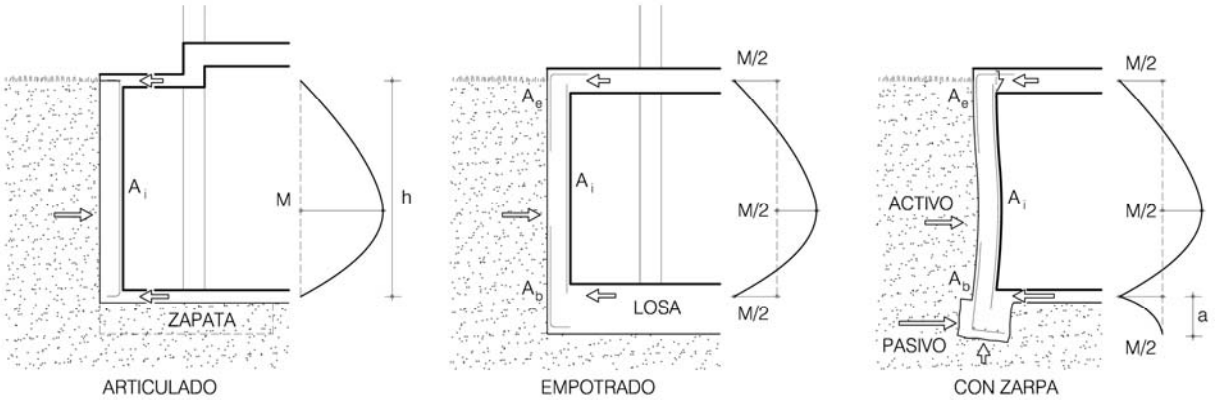

Figura 6.4 Muro de sótano sin carga

5 Si los elementos que equilibran el empuje tienen espesor apreciable, como, por ejemplo, cuando el inferior es una losa de cimentación, el diagrama de momentos corresponde al caso empotrado, con

máximos que pueden tomarse de valor mitad del isostático. A la misma conclusión se llega si el muro se prolonga en zarpa, lo que, dado el tipo de deformación, implica empuje pasivo en dicha zona.

6 En el caso de hormigón armado, la armadura vertical, $\mathbf{A_s}$, puede obtenerse de la expresión:

$$\mathbf{A_s} = \mathbf{M_d} \ / \ \mathbf{z} \ \mathbf{f_{yd}} \qquad [\ 6.1\ ]$$

donde:

- $\mathbf{M_d}$ valor de cálculo del momento flector de la sección considerada, a partir del empuje activo;
- **z** brazo de palanca de la sección del muro, para el que puede tomarse el 90% del grueso total menos el recubrimiento al eje de la armadura del lado traccionado, de ordinario 0,03 m, y cuando se hormigona contra el terreno 0,07 m. Para considerar la condición de armado mínimo por fragilidad, basta tomar un brazo de palanca 2/3 del grueso total.
- $\mathbf{f_{yd}}$ resistencia de cálculo del acero, que para el tipo B 500S y situación ordinaria, puede tomarse 430 N/mm^2

6.2.2 Muro de sótano bajo edificio

1 El caso más habitual de muro de sótano de una planta es el representado en la figura 6.5. Al comportamiento de flexión transversal por empuje se superpone, en la situación final de obra, el peso de las plantas superiores, que llega a la cabeza del muro a través del edificio. En caso de estructura de muros de carga, ésta llega de manera repartida; en caso de soportes, a través de cargas locales.

2 Como en el caso anterior, cabe una primera aproximación con un análisis como viga vertical. El equilibrio del sistema de fuerzas en la situación definitiva puede establecerse por separado para las componentes verticales y horizontales. Las acciones de empuje del terreno se contrarrestan contra las reacciones horizontales de forjado y solera. Las verticales, procedentes de la carga del edificio y el peso propio del muro, se equilibran contra el terreno en la base del muro, considerado como zapata corrida. Se supone que las acciones horizontales sobre el edificio, tales como las de viento o sismo, están canalizadas a los muros de sótano transversales, sin incidencia en el considerado.

3 Para el análisis de solicitaciones procedentes del empuje en el muro, su extremo inferior puede suponerse empotrado, si la profundidad de zarpa, donde se produce empuje pasivo, es suficiente; de ordinario basta del orden de **a** = **h**/5 siendo **h** la altura (véase figura 6.5). En el extremo superior, si el forjado es de hormigón, puede asimismo suponerse empotramiento. Si la solución es de forjado unidireccional con vigas planas perpendiculares al muro, para determinar lo que debe hacerse en ese borde, no es posible suponer empotramiento uniformemente repartido, pero sí para el resto. En ese caso, el modelo debe complementarse con el de un análisis como placa sustentada en el borde inferior y empotrada localmente en las acometidas de vigas.

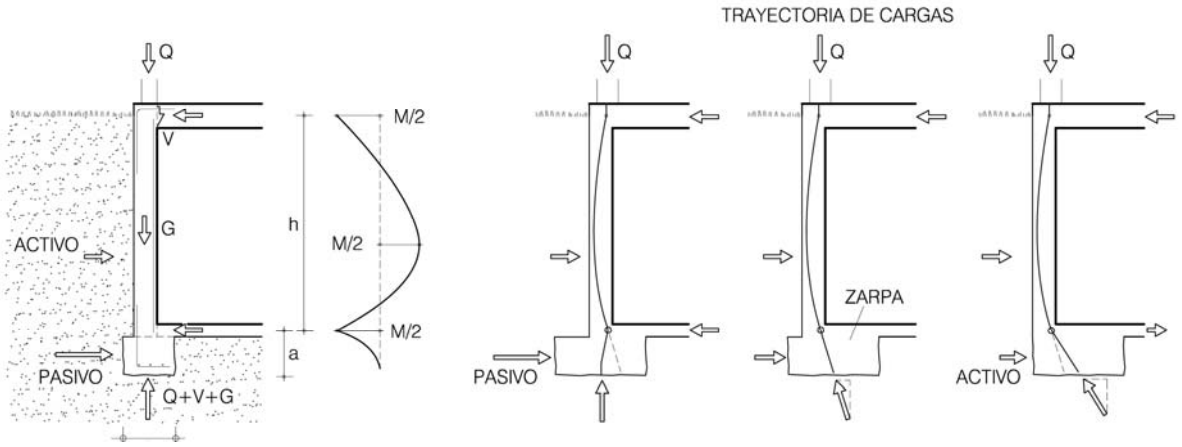

Figura 6.5 Muros de sótano con carga

4 Si el muro abarca menos o más de un sótano, las solicitaciones pueden obtenerse con las reglas precedentes. En la figura 6.6 aparecen algunos casos, anotando el valor máximo por referencia al de un sótano simple de la figura anterior.

5 En el caso de hormigón armado, dado que las compresiones son significativas, la armadura vertical en cada sección puede determinarse con la expresión:

$$\mathbf{A_s} = (\mathbf{M_d} / \mathbf{z} - \mathbf{N_d} / 2) / \mathbf{f_{yd}} \qquad [6.2]$$

donde además de lo dicho para [6.1]:

N_d valor de cálculo de la compresión en la sección considerada. En la sección superior, la procedente del edificio, incluyendo la carga de planta baja. En la inferior se suma el peso propio del muro y la componente vertical del empuje por rozamiento, y en la central, un valor intermedio. Si la carga del edificio acomete a través de soportes, o la de los forjados por vigas perpendiculares al muro, sólo puede considerarse su compresión en las secciones a una profundidad superior a la mitad de su intervalo.

El cálculo con [6.2] en fases provisionales de obra puede hacerse con un coeficiente de seguridad reducido, considerando la opción de disponer el relleno tras el fraguado de los forjados directamente implicados. Para las situaciones definitivas, dado que la compresión es globalmente desfavorable, se le aplica el mismo coeficiente de seguridad que al empuje, pero debe considerarse la situación de edificio deshabitado, y por tanto sin sobrecarga de uso alguna.

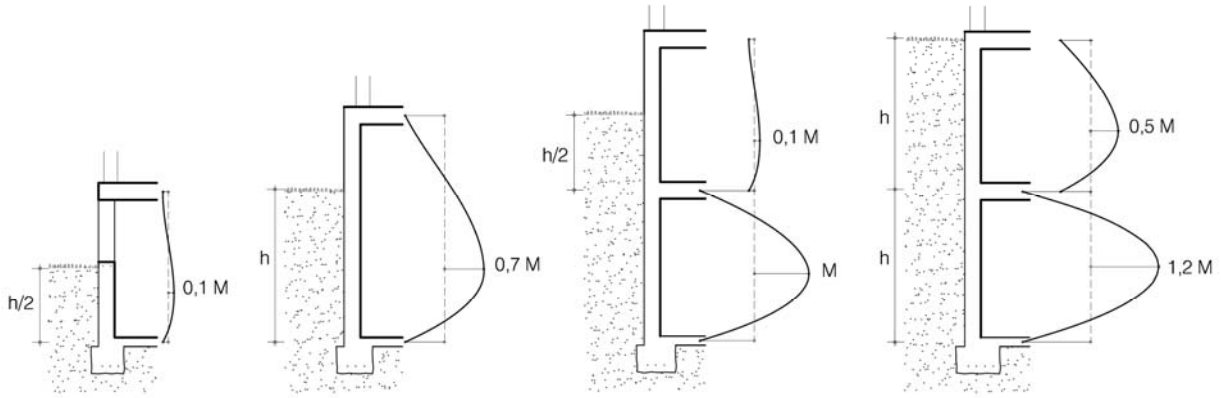

Figura 6.6 Semisótanos y sótanos

6 Si el valor de [6.2] es negativo en todas las secciones, el muro, por lo que respecta a las tracciones verticales, inexistentes, puede realizarse en hormigón en masa o fábrica. El documento DAV-F suministra las reglas y soluciones de este último caso. Con edificios de más de tres plantas sobre rasante cabe esperar que no haya tracciones en el primer sótano, y con más de cinco ni en el segundo. Aun en esos casos, si la estructura del edificio es de soportes, siempre subsisten tracciones en la sección superior, entre ellos. La tabla 6.1 suministra soluciones de casos habituales de muros de uno y dos sótanos, sin y con carga.

7 El cálculo de las armaduras transversales en la base de la zarpa se realiza como zapata corrida, a partir de la posición de la resultante de las solicitaciones $\mathbf{N_d}$ $\mathbf{M_d}$ obtenidas en la sección inferior del muro. En general es conveniente disponer un pequeño tacón por el exterior, con objeto de facilitar la implantación del encofrado exterior del muro. Para un tanteo inicial, como ancho de la base, **b**, en metros, puede tomarse, en edificios de vivienda, el valor:

$$\mathbf{b} = 7 \cdot \mathbf{n} \cdot (\mathbf{L}/2 + 1) / \mathbf{p} \qquad [6.3]$$

donde:

n número total de plantas, incluyendo las de sótano
L luz de la crujía perpendicular al muro, en metros
p presión admisible del terreno, en kN/m^2, considerando, como presión en base, la que existe en el terreno exterior al nivel de la solera del sótano.

Tabla 6.1 Muros de sótano(1); armado vertical (2)

Carga vertical	Ángulo de rozamiento del terreno (3) / Altura (m)	Sótano 1 25°	Sótano 1 30°	Sótano 1 35°	Sótano 2 25°	Sótano 2 30°	Sótano 2 35°
Sin carga; (sólo peso propio del muro)	**2,50**	1	1	1	3	3	2
	3,00	2	2	2	6	5	4
	3,50	4	3	3	10	8	7
Incluso forjados de baja y sótano(4) (12 kN/m por cada uno)	**2,50**	1	-	-	3	1	.
	3,00	2	1	1	3	1	-
	3,50	2	1	1	6	4	3
Más dos plantas de forjado(5) (12 kN/m por cada uno)	**2,50**	-	-	-	1	-	-
	3,00	1	-	-	5	3	2
	3,50	3	2	1	8	6	5
Más cuatro plantas de forjado (12 kN/m por cada uno)	**2,50**	-	-	-	-	-	-
	3,00	-	-	-	4	2	1
	3,50	1	-	-	8	5	4

(1) De hormigón armado HA25, grueso de 0,25 m. Acero B500S. Seguridad y control normales.
(2) El número es el de armaduras de ø 8 por metro de longitud. La horizontal se deduce del cálculo como viga de gran canto. Como mínimo debe disponerse 5 ø 8 por metro en cada dirección y cara del muro.
(3) El del terreno natural si es a una cara, el del relleno (con 30°) si es a dos caras. Densidad de 18 kN/m^3; sin agua. Los valores incluyen la sobrecarga exterior de uso público de 0,17 m, equivalente a 3 kN/m^2. Se desprecia el efecto favorable de la cohesión y del efecto placa, si existen.
(4) Suponiendo un ancho tributario de 5 m con una carga permanente de 5 kN/m^2 , y por tanto de 12 kN por planta. Si los forjados de baja y sótano acometen con vigas perpendiculares al muro, hasta una profundidad superior a la mitad de su intervalo, el armado corresponde al caso anterior, sin carga.
(5) Si la estructura es de soportes, hasta una profundidad superior a la mitad de su intervalo, el armado corresponde al caso anterior con sólo el peso propio y en su caso el de forjados de baja y sótano.
\- No se precisa armadura vertical; puede recalcularse como hormigón en masa o fábrica.

8 Si la carga vertical es pequeña, o se dispone la base simétrica con el muro, el equilibrio del muro se puede producir por empuje pasivo del terreno en la zarpa, con la solera comprimida. La armadura transversal en la base se determina entonces con la [4.3].

9 En construcciones en manzana cerrada, los muros pegados al lindero, o muros a una cara, si el número de plantas es elevado, y la presión admisible del terreno pequeña, la base del muro, a tenor de las reglas anteriores, puede resultar fuertemente excéntrica. De no existir solera, la resultante de presiones origina una flexión que incurva el muro hacia fuera, aumentando el empuje hacia el reposo e incluso hacia valores pasivos (véase figura 6.5). Si hay solera, el efecto de centrado, o reencauzamiento de la resultante de compresiones al centro de la zapata, se produce por la combinación de una reacción de la solera, de signo contrario a la que sujeta el muro, y el empuje pasivo del interior del sótano o, del lado de la seguridad, del rozamiento en la base. Aumentando el canto de la zarpa, se consigue reducir esas dos componentes del centrado.

6.2.3 Comportamiento en placa

1 Las reglas de apartados anteriores suponen una simplificación del lado de la seguridad ante tracciones verticales, pero en contra de las flexiones horizontales, inevitables en muros de sótano que, casi sistemáticamente se sustentan además en los bordes laterales, contra otros muros, originando tracciones netas. El análisis como placa puede hacerse con cualquiera de los métodos al efecto.

2 A partir del método de líneas de rotura, con los esquemas y significados de la figura 6.7, despreciando la reducción de empuje en los lados cortos, como valor suficiente de la capacidad resistente a flexión vertical se obtiene:

$$\mathbf{m}_d = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{h}^3 / 30 - \mathbf{m'}_d\, \mathbf{h/L} \qquad [\,6.4\,]$$

donde:

- $\mathbf{m}_d$ capacidad de cálculo a flexión vertical por unidad de longitud, igual en las secciones inferior y superior (tracción al exterior) y central (tracción al interior del edificio). La tracción definitiva puede tener en cuenta la compresión existente en cada sección, de acuerdo con [6.2]
- $\mathbf{q}_d$ valor de cálculo del empuje horizontal activo unitario;
- $\mathbf{m'}_d$ capacidad de cálculo a flexión horizontal por unidad de altura, en hormigón armado de acuerdo con la armadura dispuesta en ambas caras, según [6.1].

Aun para proporciones tan alargadas como 5:1, de acuerdo con la figura citada, la consideración del efecto placa reduce sensiblemente los efectos respecto a los obtenidos con el modelo simple de viga.

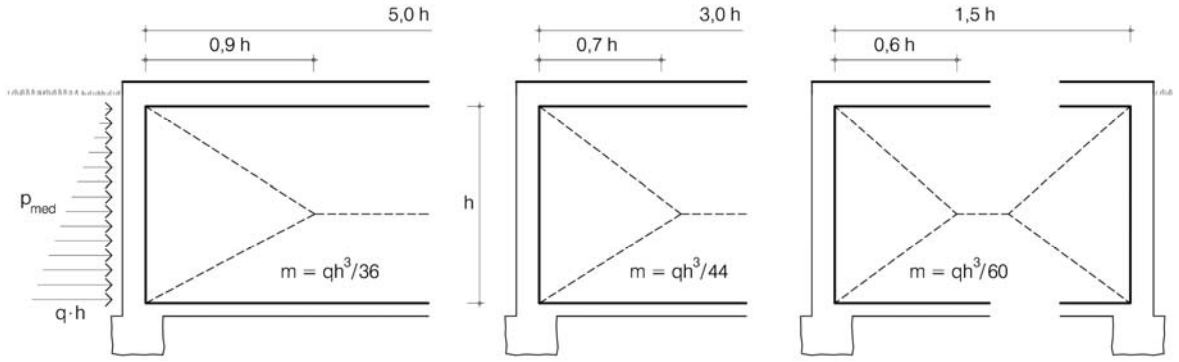

Figura 6.7 Muros de sótano en placa rectangular

3 Es relativamente frecuente que, en algunos puntos del sótano aparezcan paños de muro que no se ajustan al modelo rectangular sustentado en los bordes. En ese caso el análisis simplificado como viga vertical, metro a metro, conduce o a una gran complejidad constructiva, o, si se adopta para todos los puntos la solicitación del peor, a un costo desproporcionadamente alto. El análisis como placa suministra una respuesta más ajustada, y por líneas de rotura, más simple. En la figura 6.8 aparecen dos ejemplos, suponiendo al igual que en la figura 6.7, que la capacidad es la misma en ambas direcciones y caras del muro en cada zona de las señaladas.

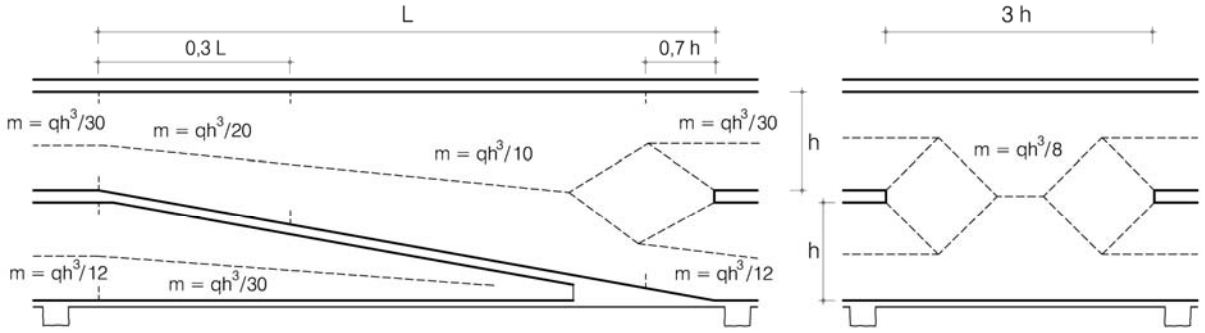

Figura 6.8 Muros de sótano en placa irregular

6.2.4 Otras prescripciones de muros de sótano

1 Independientemente de la armadura obtenida como placa, debe disponerse la horizontal procedente del comportamiento como viga de gran canto, si el muro se encuentra sometido a cargas locales de soportes, (véase figura 6.9) y, en todo caso, la mínima establecida para este caso, que asciende al 0,1% en cada una de las dos direcciones y caras. Ya que el muro se encuentra cosido en su borde superior e inferior, no es de aplicación la que habitualmente se usa como mínimo por retracción, correspondiente a elementos con borde superior libre.

2 Si las armaduras se disponen uniformemente en forma de mallas, es preciso complementarlas con refuerzos locales para anclarlas o solaparlas a la solera, forjado, u otros paños, de acuerdo con las solicitaciones obtenidas en anteriores apartados.

3 Si es preciso controlar el movimiento del muro, al encontrarse en linde con otro edificio, la deformación debe evaluarse a partir del valor de empuje al reposo.

4 Las juntas de dilatación del edificio pueden prolongarse a los muros de sótano mientras eso no afecte a la estanquidad requerida. Otras juntas, que no se prolonguen en los forjados superiores, son ineficaces en la situación final. En general, en muros de sótano no hay efectos térmicos apreciables.

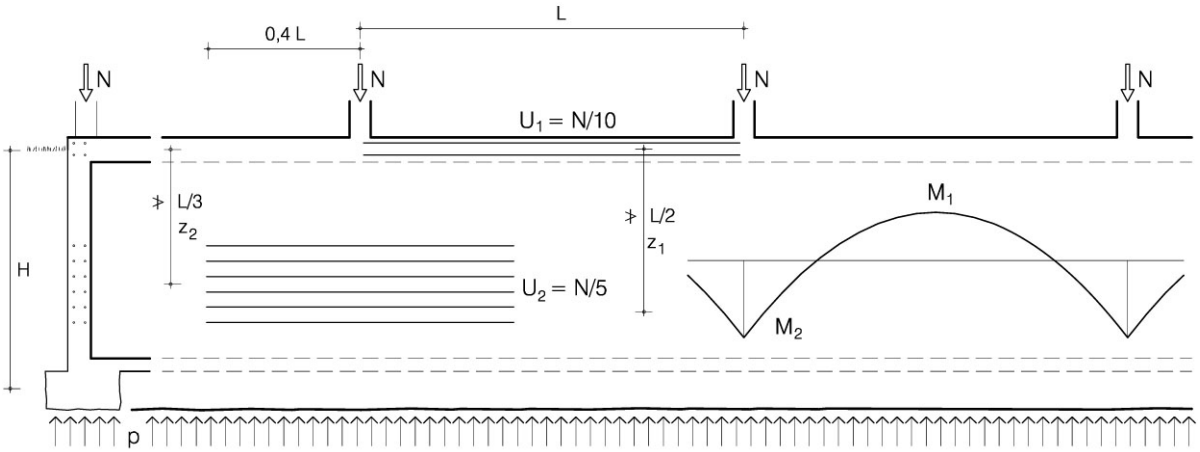

Figura 6.9 Armado longitudinal como viga de gran canto (según EHE)

5 Si para servir de cimiento al edificio dispuesto sobre el muro, hay que alcanzar una profundidad mayor que la del sótano, siempre se puede acudir a disponer pozos locales, salvando la luz entre ellos a partir del comportamiento del muro como viga de gran canto, de manera similar a lo indicado en el caso de pilotes, o de zapatas de forjado sanitario.

6 Si el muro de hormigón va a quedar a la intemperie durante un tiempo prolongado, sin el efecto de cosido de los forjados, conviene o disponer juntas locales de retracción o armadura al efecto. En cualquier caso, por debajo de toda interrupción de hormigonado, o el borde superior en el caso de muro con borde superior libre, debe disponerse un refuerzo para inhibir el comienzo de fisuración por retracción.

6.3 Muros de cambio de nivel

6.3.1 Cambios de nivel en el interior del edificio

1 En el interior de los edificios es habitual que existan cambios de nivel en la solera, lo que exige algún tipo de elemento sometido a empujes (véase figura 6.10). Como en los muros de sótano, el equilibrio ante las acciones horizontales se produce por la reacción de la solera inferior y de la superior, en este caso a tracción. Si lo último no es posible, el muro se trata como el de patio inglés del apartado siguiente.

2 Si el salto de nivel es pequeño, puede bastar un simple pliegue de solera, con armado mínimo. Para alturas mayores puede ser preciso disponer un elemento más formal, como un murete, o zarpa.

3 Cuando el elemento de contención se ejecute tras retirada de terreno, no es posible, por lo general, compactar el relleno sin dañarlo, por lo que la parte de solera inmediata a la cabeza del murete debe disponer de un refuerzo inferior para proveer la capacidad resistente suficiente ante su peso y la sobrecarga de uso correspondiente.

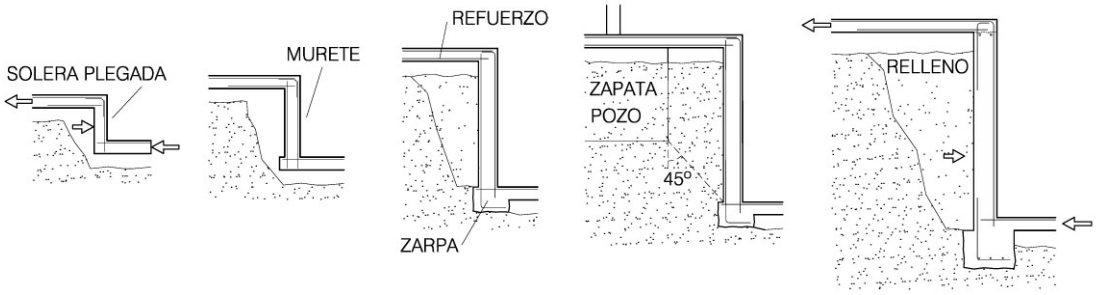

Figura 6.10 Saltos de nivel en el interior de los edificios

4 Si existen zapatas próximas al cambio de nivel, pueden despreciarse los empujes que generarían, si se prolongan en un pozo que salva la base del muro con al menos 45º.

5 Por lo demás, a este tipo de elementos le son de aplicación las reglas de muros de sótano.

6.3.2 Muros de patio inglés

1 En el exterior de los edificios, pero enlazados a él, pueden darse muros de contención del tipo de "patio inglés", en sótano, adosados al edificio, con base ligada pero cabeza libre.

2 En este caso, con el modelo simplificado de viga vertical, el equilibrio de acciones horizontales se produce entre el empuje activo por encima de la solera del patio, el empuje, esta vez pasivo debido a que el movimiento es de signo contrario, en la zarpa, y la reacción del plano de solera, que puede resultar exenta de momento, si su profundidad de la zarpa es suficiente; en general basta **a** = **h**/5 (véase figura 6.11). En cualquier caso puede contarse con la excentricidad de la reacción vertical de sustentación, **G**, igual al peso del muro y zarpa y, en su caso, más las componentes verticales del empuje por rozamiento y en último término más el rozamiento en la base, **T**.

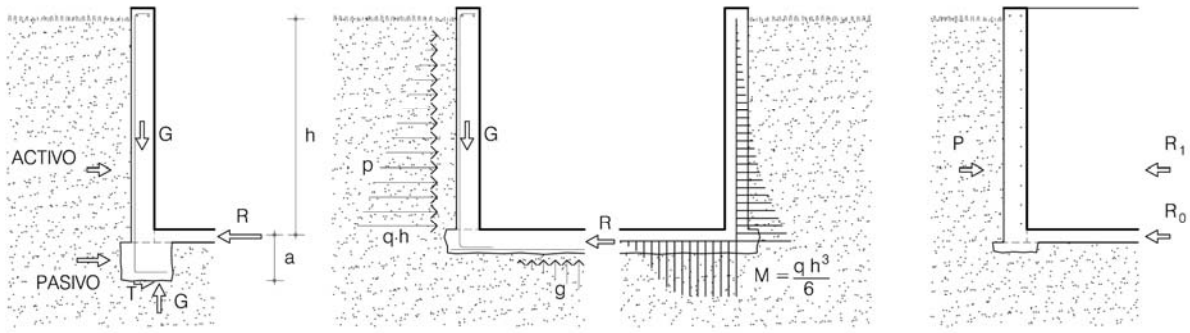

Figura 6.11 Muros de patio inglés

3 Si la solera tiene grueso y resistencia similar al del muro, cabe el equilibrio por momento contra ella, contrarrestrado con una reacción igual a **G** a la distancia que sea preciso. Si la distancia es excesiva o hay otro muro paralelo cerca, como puede ser el caso de la trinchera de una rampa, cabe el equilibrio de uno contra otro, sin casi reducción de momento en la solera que los conecta.

4 Si la solera no tiene capacidad a flexión, y no hay zarpa, pero el muro tiene trazado plegado en planta, cabe el equilibrio de unos paños contra otros, al precio de una exagerada y costosa flexión horizontal, por lo que esta solución sólo es eficaz en el caso de patios pequeños.

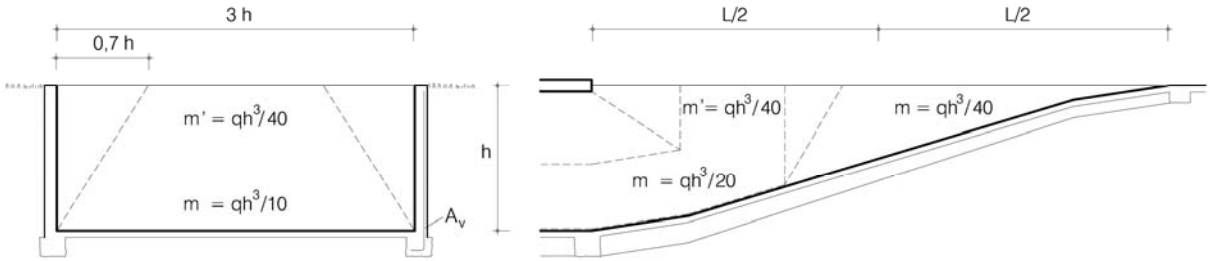

Figura 6.12 Efecto placa en muros con cabeza libre

5 En cualquiera de los casos, de manera análoga a la del planteamiento de placa de muros de sótano, como valor de la capacidad resistente a flexión vertical se obtiene (véase figura 6.12):

$$\mathbf{m}_d = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{h}^3 / 6 - 4 \cdot \mathbf{m'}_d \, \mathbf{h/L} \qquad [\,6.5\,]$$

con los mismos significados que en [6.4] La armadura se obtiene con [6.2]. En la figura citada aparece resuelto además el caso del muro típico de trinchera para rampa de vehículos.

6 En este tipo de muros, dado que no están cosidos con forjados, debe confiarse la integridad ante los esfuerzos provocados por la retracción a largo plazo a una armadura horizontal suficiente, tal como se establece en EHE, y a la disposición de un refuerzo local longitudinal en el borde superior.

6.3.3 Muro de borde de plataforma

1 En el caso de muros como los de la figura 6.13, sin considerar efecto de placa, el equilibrio ante la componente horizontal del empuje se produce entre la tracción superior, **F**, como en el caso de muros interiores de cambio de nivel, y la fuerza de rozamiento, **T**, en la base. El empuje pasivo delante de la zarpa no es fiable. El equilibrio de fuerzas verticales conduce al valor de la componente vertical en la base, **N**. El punto de aplicación de **N** se obtiene con la condición de que la presión en el área cobaricéntrica no supere el valor admisible del terreno. El equilibrio de momentos (por ejemplo, tomando el valor resultante respecto al punto **O**), determina el valor de **T**.

2 La comprobación de no deslizamiento es:

$$\mathbf{T}_d < \mathbf{N}_d \cdot \text{tg}\,\delta + \mathbf{c}_d \cdot \mathbf{b} \qquad [\,6.6\,]$$

donde:

- $\mathbf{T}_d$, $\mathbf{N}_d$ valores de cálculo de las componentes tangencial y normal de la reacción del terreno, sin considerar coeficiente de seguridad alguno en las acciones;
- δ valor de cálculo del ángulo de rozamiento entre terreno y base, igual a 2/3 del interno del terreno, reducido en situaciones ordinarias con el factor 1,5 por seguridad;
- $\mathbf{c}_d$ valor de cálculo de la cohesión del terreno, igual a $\mathbf{c}_u$ (igual a la mitad de la resistencia a compresión simple), reducido en situaciones ordinarias con el factor 1,5 por seguridad;
- **b** ancho de la zarpa.

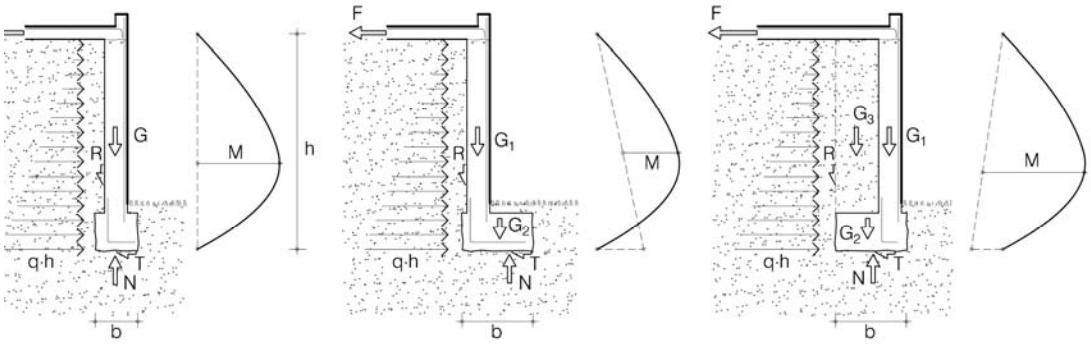

Figura 6.13 Soluciones de muros de plataforma

4 Dado que, en general, el valor de **N** es pequeño, la condición de deslizamiento limita severamente la altura de la solución, sobre todo en terrenos incoherentes. Como recursos adicionales cabe dotar al muro de tacón, incorporando $\mathbf{G}_3$ al peso movilizado, disponer la base inclinada, para, con la misma resultante, aumentar **N** y reducir **T**, y contar con efecto de placa. Con este último sistema se puede considerar que los muros transversos aportar la reacción horizontal necesaria para que se cumpla estrictamente la [6.6]

5 La comprobación de la capacidad resistente vertical, y, en su caso, horizontal, y criterios de armado, compactación, refuerzos de solera, etc, se realiza con los criterios de anteriores apartados, de acuerdo con los diagramas de solicitación resultantes (véase figura 6.13).

6.4 Muros de contención

1 Un muro de contención, propiamente dicho, salva una diferencia de nivel sin conexión con ninguna otra construcción.

2 En ese caso (véase figura 6.14), con el modelo, simplificado, de viga vertical, el equilibrio ante la componente horizontal de empuje activo, **P**, cuenta sólo con el rozamiento, **T**, en la base. Al no

existir reacción en cabeza como en casos anteriores, la componente vertical, **N**, está definida como siempre en valor por equilibrio de fuerzas, y ahora además, también en posición, por equilibrio de momentos.

3 En el caso de muro simple, en **L**, para tanteos iniciales puede partirse de **a** = **h**/5 y **b** igual a 0,5·**h** para terrenos cohesivos y 0,6·**h** para granulares . La resultante de momentos en **O**, conduce a:

$$\mathbf{c} = (\mathbf{M}_{est} - \mathbf{M}_{des}) / (\Sigma\, \mathbf{G} + \mathbf{R}) \qquad [6.7]$$

donde:

$\mathbf{M}_{est}$ momento estabilizante del peso, de valor: $\mathbf{G}_1 \cdot \mathbf{x} + \mathbf{G}_2 \cdot \mathbf{b}/2$

$\mathbf{M}_{des}$ momento desestabilizante del empuje, de valor: $\mathbf{P} \cdot \mathbf{h}/3 - \mathbf{R} \cdot \mathbf{b}$

4 Si **c** > 0 no se produce vuelco. Para que haya suficiente seguridad a vuelco, debe ser:

$$\mathbf{M}_{est} > 2{,}0 \cdot \mathbf{M}_{des} \qquad [6.8]$$

para lo que en general es suficiente que sea **c** > 0,13·**b**. Si además **c** > 0,33·**b**, la base está toda ella comprimida contra el terreno. Para otras formas o soluciones se procederá análogamente.

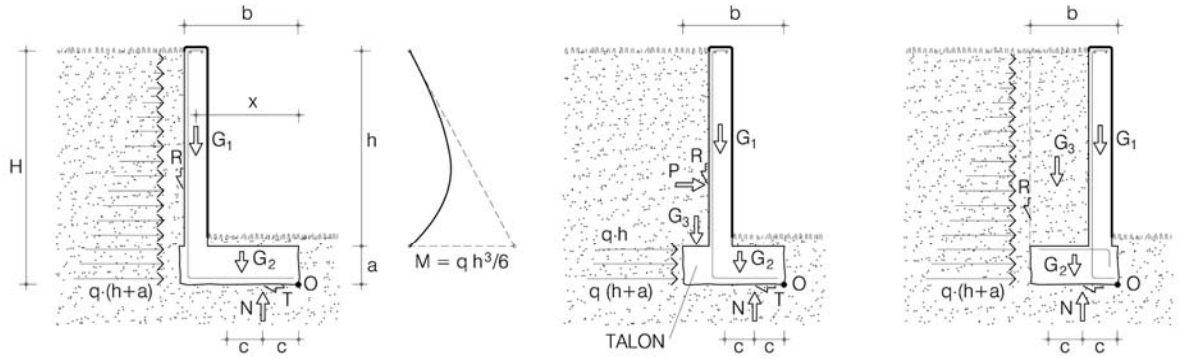

Figura 6.14 Equilibrio de muros de contención

5 La condición de deslizamiento es la [6.6], que es en este caso aún más crítica, por lo que en general, sobre todo en terrenos granulares, habrá que acudir a aumentar el tamaño de la zarpa para incrementar $\mathbf{G}_2$, disponer tacón para incrementar el peso movilizado en $\mathbf{G}_3$ a la vez que aumentar el ángulo de rozamiento del empuje, en este caso igual al del terreno, y con ello **R**, o disponer tacón o plano inclinado para reducir la oblicuidad de la resultante en base.

6 Aunque en muros de contención es menos habitual, si, a lo largo del desarrollo del muro, varia la altura o la composición del terreno, o el muro, entre juntas de retracción, se pliega en planta, puede aumentarse la eficacia de la solución analizando el conjunto como un objeto de tres dimensiones.

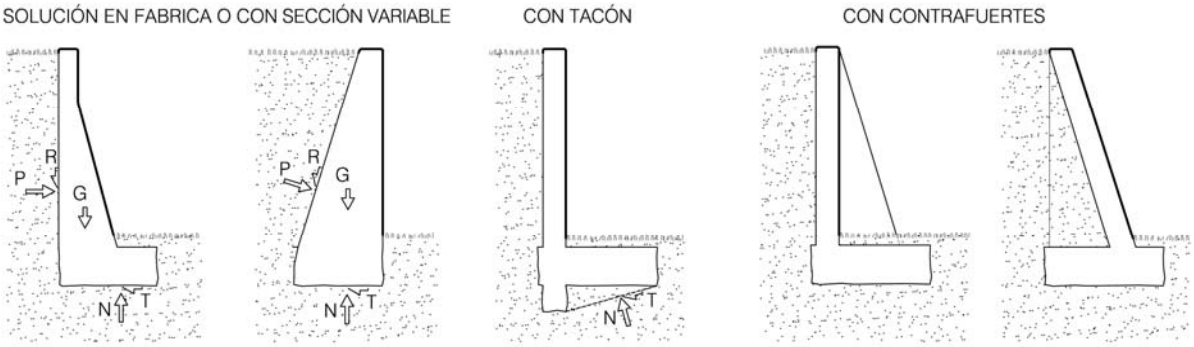

Figura 6.15 Variantes de muros de contención

7 La comprobación de resistencia del terreno es la de la zapata con carga excéntrica, o sea, que la presión en el área cobaricéntrica con **N** no supera la admisible del terreno. Para la comprobación de la capacidad resistente a flexión vertical, y, con el efecto placa, de flexión horizontal, y pautas

de armado, se pueden seguir los criterios de anteriores apartados. Cabe resolver el muro con fábrica u hormigón en masa, si las tensiones verticales de tracción son soportables, pero para ello habrá que acudir a anchos considerables, o variantes con contrafuertes (véase figura 6.15).

6.5 Taludes

1 Se denomina talud al corte, generalmente plano, destinado a salvar una diferencia de nivel del terreno, sin que sea necesario elemento alguno, es decir, de manera que el terreno se sostenga a sí mismo. Puede realizarse de manera provisional, como obra previa a la de un muro o zanja, o definitiva.

2 En terrenos granulares la máxima pendiente del talud es la de su ángulo de rozamiento. El talud seguro procede de aplicar a la tangente el coeficiente de seguridad aplicable al caso.

3 En terrenos cohesivos son posibles taludes hasta verticales, pero de una altura limitada. Dicha altura puede obtenerse imponiendo la condición de empuje nulo a un muro virtual con ángulo de rozamiento nulo entre terreno y muro, aunque debido a la meteorización, pérdida de cohesión con el tiempo o la aparición de grietas irreversibles, el valor resultante debe reducirse a la mitad. El cálculo de la altura de un talud de forma cualquiera, cargado o no en superficie, puede obtenerse, en dos dimensiones, del estudio de equilibrio de líneas de agotamiento en forma de circunferencia. Para taludes planos, sin carga adicional, puede obtenerse la altura segura en la tabla 6.2.

Tabla 6.2 Altura segura de un talud (m) **en terrenos cohesivos**

Tipo de talud	**Provisional**			**Definitivo**					
Ángulo de rozamiento del terreno					**15º**			**30º**	
Cohesión (1) (kN / m^2)	**20**	**40**	**60**	**5**	**10**	**20**	**5**	**10**	**20**
Pendiente del talud									
90º	2,7	5,3	8,1	0,7	1,4	2,7	0,8	1,7	3,3
80º	3,1	6,0	9,3	0,8	1,6	3,2	1,0	1,9	3,8
70º	3,3	6,6	10,0	0,9	1,8	3,6	1,2	2,4	4,7
60º	3,7	7,3	11,1	1,1	2,2	4,3	1,5	2,9	5,9

(1) Para taludes provisionales puede tomarse el valor de cohesión aparente, igual a la mitad de la resistencia a compresión simple, véase tabla 3.1, sin considerar ángulo de rozamiento. Para taludes definitivos debe considerarse la cohesión a largo plazo, con drenaje, de valor muy inferior al anterior. Los valores tabulados son proporcionales a la cohesión e incluyen el coeficiente de seguridad, de 1,5 para taludes provisionales, y de 1,8 para los definitivos
(2) Para taludes provisionales deben tenerse en cuenta además las reglas procedentes de la reglamentación vigente en materia de seguridad e higiene en el trabajo.

6.6 Pantallas

1 El contenido de este apartado se refiere a las condiciones provisionales de las pantallas, en fase de construcción, que, en general, son las críticas en el dimensionado, pero no tienen incidencia en los requisitos de la obra que se entrega y certifica. Incluso algunos de los elementos imprescindibles en la fase citada, como tirantes o codales, se retiran, y otros aspectos, como la durabilidad, no hay que tenerlos en cuenta, ya que la fase en cuestión apenas dura unas pocas semanas. En rigor estos elementos podrían no aparecer en el proyecto, tal como lo entiende el CTE, o al menos carecen de sentido en la documentación final de obra. Para la constatación de los requisitos de la obra terminada deben seguirse las indicaciones del apartado de muros.

2 Este apartado no ampara soluciones complejas, como de filas de anclaje o acodalado múltiples, que pueden ser eficaces para profundidades mayores que las que se indican.

6.6.1 Pantalla en voladizo

1 Si la profundidad de vaciado, hasta el fondo del encache, es pequeña, típicamente de un sótano, se puede resolver con una pantalla en voladizo, véase figura 6.16 Debido al tipo de deformación y movimiento de la pantalla, por el exterior se produce empuje activo, de valor unitario **q**, y por el interior el pasivo, de valor unitario **g**. El valor mínimo del empotramiento, **t**, es el que consigue el equilibrio de momentos. Si sólo hay empuje procedente de terreno, y éste es homogéneo, y se prescinde de

los efectos favorables de la cohesión, si existe, tomando momentos respecto al punto **O**, con los significados de la figura citada, se deduce que:

$$\mathbf{q} \cdot (\mathbf{h}+\mathbf{t})^3 / 6 = \mathbf{g} \cdot \mathbf{t}^3 / 6 \qquad [\ 6.9\ ]$$

y se puede suponer que, con un pequeño incremento de empotramiento, de **t**/5, se consigue generar la reacción **R** que conduce al equilibrio de fuerzas. En la figura 6.16 se ofrece el diagrama de momentos que resulta y la expresión del momento máximo. Para otro tipo de condiciones de empuje o terreno se puede proceder análogamente.

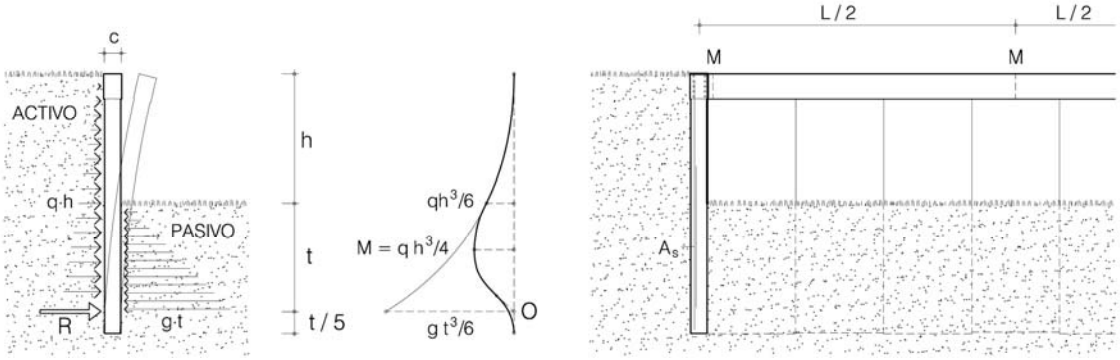

Figura 6.16 Pantalla en voladizo

2 Si cada paño de pantalla se acodala contra otros dos, en forma de cajón, y sobre los elementos de pantalla, bataches de la continua o pilotes en la discontínua, se dispone una viga corrida cuya capacidad de cálculo a flexión horizontal es $\mathbf{M}_d$, como capacidad a flexión vertical máxima por unidad de longitud de la pantalla se puede tomar el valor;

$$\mathbf{m}_d = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{h}^3 / 4 - 20 \cdot \mathbf{M}_d \cdot \mathbf{h}/\mathbf{L}^2 \qquad [\ 6.10\ ]$$

donde:

L longitud del lado del cajón entre pantallas transversales. El efecto cajón sólo es rentable para valores **L** < 10 **h**

adoptando, como coeficientes de seguridad de las acciones y materiales, valores reducidos acordes con el carácter efímero de la solución.

3 La armadura de la pantalla puede obtenerse con [6.2], considerando, como compresión, la procedente del peso de la pantalla y la componente vertical del empuje. Por lo tanto dado el carácter provisional del elemento, no es preciso tener en cuenta las prescripciones habituales de recubrimientos ni de armado mínimo.

4 En la situación definitiva, la pantalla se comprueba como muro de sótano, a partir de la existencia de forjados, dando lugar a una situación generalmente muy holgada.

6.6.2 Pantallas con sujeción en cabeza

1 La incorporación de una viga de coronación, hace que la pantalla en voladizo pase a ser una pantalla con sujeción, parcial y no uniforme, en cabeza. Si el efecto de dicha viga se suplementa con puntos de sujeción intermedios, tales como anclajes al terreno exterior, o codales al interior contra otras pantallas próximas, puede aumentarse la eficacia de la pantalla alcanzando profundidades de vaciado mayores, típicamente de dos sótanos, con menos empotramiento, y, sobre todo con solicitaciones mucho menores.

2 Con la cabeza sujeta totalmente de manera uniforme, el empotramiento mínimo, **t**, es aquel con el que se alcanza el equilibrio de momentos respecto a la cabeza, aportando el elemento de sujeción la reacción **F** necesaria para el equilibrio de fuerzas. Como puede constatarse en la figura 6.17, el diagrama de momentos es el mismo que el del caso anterior, pero los flectores se miden respecto a la tangente en el extremo opuesto. Con las mismas restricciones que para pantalla en voladizo, la condición es ahora:

$$\mathbf{q} \cdot (\mathbf{h}+\mathbf{t})^2 /2 \cdot 2(\mathbf{h}+\mathbf{t})/3 = \mathbf{g} \cdot \mathbf{t}^2 / 2 \cdot (\mathbf{h}+2\mathbf{t}/3) \qquad [\ 6.11\ ]$$

que es la que determina el empotramiento **t** de la solución con " base libre".

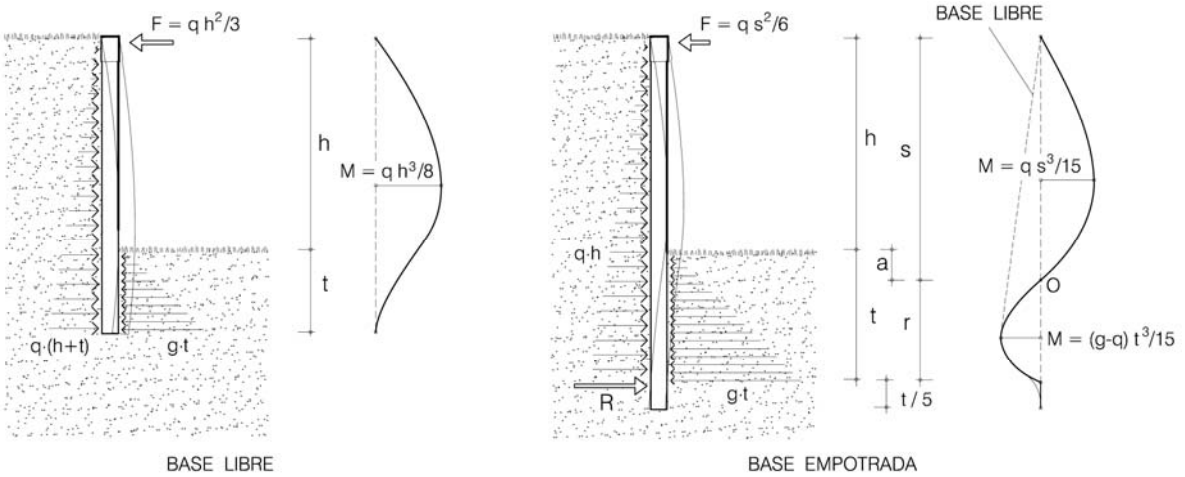

Figura 6.17 Pantallas sujetas en cabeza

3 En general es rentable prolongar algo más el empotramiento, con lo que se produce una doble incurvación y cambio de signo de los momentos flectores, con una reducción significativa de las solicitaciones de la pantalla y de las necesidades de sujeción. Se puede suponer que el punto de cambio de signo de los momentos es el mismo en donde el empuje neto es nulo, o sea donde el empuje activo es igual al pasivo, lo que significa a una profundidad por debajo de la de vaciado de:

$$\mathbf{a} = \mathbf{h} \cdot \mathbf{q} / (\mathbf{g}\text{-}\mathbf{q}) \qquad [\,6.12\,]$$

y como el diagrama puede verse como dos ondas procedentes de empujes **q** y **g-q**, coincidiendo su tangente en **O**, con los significados de la figura 6.17, el valor del empotramiento viene definido por:

$$(\,\mathbf{t} - \mathbf{a}\,)^2 = (\,\mathbf{h} + \mathbf{a})^2 \cdot 2 \cdot \mathbf{a} / \mathbf{h} \qquad [\,6.13\,]$$

suponiendo, como en el caso anterior, que con un pequeño incremento del empotramiento de **t**/5 se consigue generar la reacción que conduce al equilibrio de fuerzas, en la solución conocida como de "base empotrada"

Tabla 6.3 Soluciones de pantalla en voladizo, base libre y base empotrada

Ángulo de rozamiento del terreno		**25°**			**30°**			**35°**		
Profundidad del vaciado (m)	**Espesor** (m)	**Emp.** (m)	**Armado** (por m)	**Sujeción** (kN/m)	**Emp.** (m)	**Armado** (por m)	**Sujeción** (kN/m)	**Emp.** (m)	**Armado** (por m)	**Sujeción** (kN/m)
En voladizo										
2,50	0,30	3,10	3 ø 10		2,30	3 ø 10		1,80	3 ø 10	
3,00	0,30	3,80	5 ø 10		2,70	4 ø 10		2,20	3 ø 10	
3,50	0,35	4,40	7 ø 10		3,20	5 ø 10		2,50	4 ø 10	
4,00	0,35	5,00	10 ø 10		3,70	8 ø 10		2,90	7 ø 10	
Base libre										
4,00	0,35	2,00	5 ø 10	34	1,30	3 ø 10	27	1,10	3 ø 10	24
5,00	0,40	2,50	7 ø 10	52	1,70	6 ø 10	42	1,40	5 ø 10	38
6,00	0,45	3,00	10 ø 12	76	2,00	7 ø 12	60	1,60	6 ø 12	54
7,00	0,50	3,50	7 ø 16	103	2,30	6 ø 16	82	1,90	5 ø 16	74
Base empotrada										
5,00	0,40	3,90	6 ø 10	33	2,60	4 ø 10	24	2,10	3 ø 10	21
6,00	0,45	4,70	7 ø 12	47	3,10	5 ø 12	35	2,60	4 ø 12	30
7,00	0,50	5,40	6 ø 16	66	3,60	4 ø 16	47	3,00	3 ø 16	41

NOTAS: El ángulo de rozamiento se refiere al pésimo del promedio en cada zona, la de empuje activo y la de pasivo.
La profundidad del vaciado se mide desde la rasante exterior hasta el fondo del encache, si existe.
El empotramiento es el total, desde el fondo del encache hasta el final de la pantalla.
La sujeción se supone dispuesta en cabeza; el valor no incluye ningún coeficiente de seguridad. Si son anclajes oblicuos, su componente vertical puede sumarse a la compresión, reduciendo la armadura traccionada de la pantalla.
El armado indicado es, en pantalla continua, el vertical en la cara traccionada o más traccionada, a partir de un coeficiente de seguridad global, entre acciones y acero, de 1,25. En vertical y en la otra cara basta un armado mínimo, de 3 ø 10 por metro. Si se disponen pilotes cada metro, de diámetro igual al espesor, basta una armadura total, por pilote, igual al triple de la tabulada. Para separaciones o diámetros mayores, los valores son proporcionalmente menores.
Los valores corresponden a empuje sólo de terreno, superficie horizontal libre y sin agua.
El tipo de voladizo no incluye el efecto favorable del armado de la viga de coronación.
El empotramiento (emp.) es el total por debajo de la profundidad de vaciado.

4 La figura 6.17 ofrece los diagramas comparados de momentos y las expresiones de momentos máximos y reacciones con los que proceder al dimensionado de los elementos implicados, cuando la sujeción se dispone en la viga de coronación. Si se dispone más abajo, la variación es inmediata. La tabla 6.3 presenta soluciones de referencia de casos usuales.

6.6.3 Pantalla de pilotes

1 Con pantalla de pilotes, la sujeción más sencilla es la que se realiza en la propia viga de coronación, aunque no sea el punto más eficaz. La figura 6.18 muestra el tipo de solicitación con la que debe calcularse la viga, o alternativamente, la distancia que puede haber entre puntos de sujeción a partir de la capacidad resistente de la viga.

2 En terrenos ordinarios, los pilotes pueden disponerse a intervalos, **b**, del orden de dos o tres veces su diámetro, **d**. Si se disponen a intervalo mayor, el empuje pasivo debe limitarse al que existiría en un ancho igual a tres veces su diámetro.

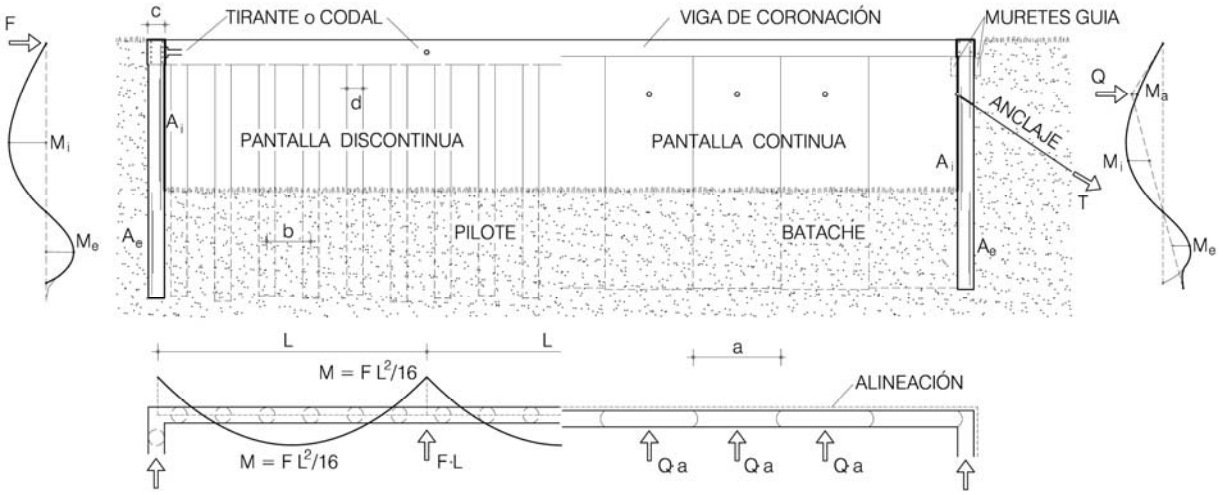

Figura 6.18 Sujeción de las pantallas

3 Si el terreno es medianamente cohesivo, se sujeta entre pilotes por arcos de descarga horizontales. Siempre es conveniente prever que durante la excavación puedan aparecer bolsas de terreno con menos cohesión de la supuesta, lo que exigirá medidas complementarias para sostenerlo localmente.

4 Para el cálculo de la armadura de pilotes, puede suponerse que si dispone de n armaduras, cada una de sección **A**, la capacidad resistente de cálculo a flexión es $0{,}3 \cdot \mathbf{d} \cdot \mathbf{n} \cdot \mathbf{A} \cdot \mathbf{f}_{sd}$

5 Los pilotes de la pantalla que deban servir además como cimiento de soportes o muros situados sobre la viga de coronación deben respetar las condiciones como tales, según el apartado 5.2. A estos efectos la viga de coronación puede servir como encepado para utilizar como cimiento de un soporte varios pilotes de la pantalla.

6.6.4 Pantalla continua

1 Si la pantalla es continua, puede aumentarse la eficacia de la solución disponiendo la sujeción por debajo de la viga de coronación, como muestra la figura 6.18, con la contrapartida de que debe sujetarse cada batache y probablemente sólo pueda hacerse por anclajes, dejando a la viga de coronación desprovista de solicitaciones fundamentales.

2 Si en el proceso de ejecución se constata que el anclaje de un batache no entra en tensión, puede confiarse la sujeción a los contiguos a través del efecto solidarizador de la viga, por lo que conviene haberla calculado para este supuesto o esperar a anclar y hormigonar tras el intento de tesado.

6.6.5 Medios de sujeción

1 En general puede suponerse que la arista de encuentro de dos pantallas es un punto fijo para ambas, en donde una se apoya en la otra. Por lo que el primer batache puede quedar exento de anclaje.

2 Si se disponen codales, van ganando compresión según se excava, por lo que pueden disponerse gradualmente según se excava, e igualmente retirarlos en cuanto se disponen los forjados intermedios.

3 Si se pretende disponer anclajes, es preciso disponer de la información de canalizaciones o cimientos existentes en el terreno afectado, solicitándola de la propiedad respectiva.

4 Si los tirantes se tensan antes de excavar bajo ellos, inicialmente su fuerza se equilibra contra el empuje pasivo del terreno exterior, valor que va disminuyendo, virando al activo, según se excava. Si se traccionan más de lo imprescindible, el empuje final será mayor que lo supuesto en el cálculo, sin consecuencias para el anclaje, pero sí para la pantalla. En ese caso conviene armarla no a partir del valor de empuje del terreno sino de la tracción que se va a introducir realmente en el anclaje, considerando, en el caso de pantalla con base libre un momento máximo de 3**Fh**/8 y en la de base empotrada 6**Fs**/15.

5 Si el terreno presenta un empuje activo menor del supuesto, la tracción del anclaje le obligará por equilibrio, a aumentarlo hasta el valor previsto en el cálculo, sin que se incremente la seguridad. Si la sujeción es por codales, sí se traducirá en aumento de seguridad.

6 Si el terreno empuja más de lo previsto, y la sujeción resulta insuficiente, se acusará por movimientos ostensibles según se excava, dando tiempo, generalmente, a la disposición de elementos complementarios, como puntales o acodalados recíprocos. Los codales suelen limitar automáticamente su respuesta al valor crítico por pandeo.

7 El cálculo de codales se debe hacer en el material elegido, de acuerdo con la solicitación obtenida. Para los anclajes bastará especificar el valor de tracción que debe alcanzarse en el tesado en obra.

6.6.6 Otras disposiciones acerca de pantallas

1 En la conexión a las pantallas de los forjados intermedios, la solera, o los elementos de cimentación, puede considerarse favorablemente la existencia de las compresiones horizontales provocadas por el empuje, aunque en algunos casos sólo se movilizarán tras la retirada de la sujeción.

2 Si el edificio se cimenta por losa, debe tenerse en cuenta que los asientos diferenciales son menores si la carga de los soportes que arrancan de la cabeza de la pantalla se canalizan a la losa. En el caso de pilotes, basta morder parcialmente uno o dos de ellos en la vertical del soporte, prolongando la losa en esa zona.

6.7 Construcción y control

1 En muros exentos la distancia entre juntas de dilatación, salvo justificación, no será superior a 30 m. Cuando los efectos de la retracción puedan ser importantes se intercalarán juntas falsas.

2 El proceso de ejecución no debe producir situaciones no contempladas o cubiertas por el cálculo.

3 En general el relleno de trasdós se debe hacer con material granular preferiblemente filtrante, cuidando que la compactación no induzca empujes insoportables.